



FATEC-SP

Faculdade de Tecnologia de São Paulo

Departamento de Transporte e Obras de Terra

ERICO ALIAGA CAVALEIRO

E

JEAN MARCEL ROGERIO

**PARÂMETROS DE PROJETO PARA O
DIMENSIONAMENTO DE BASE COM A MISTURA DE
SOLO-BRITA TRATADA COM CIMENTO PORTLAND EM
PAVIMENTOS SEMI-RÍGIDOS**

São Paulo

2013

**ERICO ALIAGA CAVALEIRO
E
JEAN MARCEL ROGERIO**

**PARÂMETROS DE PROJETO PARA O
DIMENSIONAMENTO DE BASE COM A MISTURA DE
SOLO-BRITA TRATADA COM CIMENTO PORTLAND EM
PAVIMENTOS SEMI-RÍGIDOS**

Monografia apresentada a Faculdade de Tecnologia de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do grau de Tecnólogo em Movimento de Terra e Pavimentação.

Orientador: Prof. Msc. Josué Alves Roso

**São Paulo
2013**

“Vi veri veniversum vivus vici!”.
(Eu, enquanto vivo, pelo poder da verdade, conquistei o universo!)
- Goethe, in *Fausto*.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente gostaria de agradecer ao engenheiro Mauro Beligni e ao tecnólogo Rodolfo Lopes da empresa Tecpav Engenharia e Consultoria que me proporcionaram um pouco de seus conhecimentos de projeto fundamentais para a elaboração desse trabalho.

Agradeço também a toda comunidade fatecana pelos conhecimentos trocados. Especial agradecimento a todos os meus amigos que me mantiveram motivado a cursar a Fatec e ao meu amigo Jean Rogerio que foi a sensatez que faltava para a consolidação desse TCC.

Agradeço ao meu pai David Cavaleiro que me ensinou o que é responsabilidade. Agradeço a minha mãe Zenaide Cavaleiro pelo carinho que sempre me cura e a minha irmã Talita Cavaleiro cuja força de vontade sempre admirei.

Dedico esse trabalho ao contribuinte, pois espero que os resultados dessa pesquisa possam colaborar minimamente para o desenvolvimento de uma nação mais próspera e justa.

Vejo-me como uma célula desse enorme organismo que se chama sociedade.

Erico Aliaga Cavaleiro

AGRADECIMENTOS

Quando nasci, um anjo torto desses que vivem na sombra, também me disse pra ser gauche na vida. Tomo a liberdade de parafrasear Carlos Drummond de Andrade em seu Poema de Sete Faces. Na tradução do francês, gauche (a pronúncia é *gouchê*) significa “esquerdo”. Na nossa cultura, até onde eu sei, esquerdo é alguém não regular. E posso afirmar, que em quase tudo nessa vida - com raras exceções - não fui uma pessoa regular. Não preciso nem dizer que esse modo não linear e descontínuo acabou por refletir minha vida acadêmica. Não sou - e nunca serei - uma pessoa direita. No entanto, o objetivo foi alcançado de maneira satisfatória.

Agradeço aos professores que tornaram possível essa formação de tecnólogo. Em especial ao professor orientador Me. Josué Alves Roso pela parceria e orientação neste trabalho. Ao professor Dr. Edson de Moura pelas aulas que forneceram aquele gosto especial pela área da pavimentação. Ao professor Me. Décio Moreira pela luta contínua para melhorar nossa classe dos tecnólogos, e ao professor Odair de Oliveira Rosa pela gentileza de sempre. À professora Arisol Yamamoto pela paciência e auxílio nas correções desta monografia. Ao TOT e toda sua equipe, principalmente à professora Me. Rosana Maria Siqueira pela disponibilidade eterna em auxiliar todos nós.

Aos guerreiros, companheiros de batalha: André Martin (Tiozão), Ronaldo Almeida (Dogão), Elson Junior, Marcelo Fernandes (Fubá), Paulo Rogério (Nego Drama), Marina Molinari, Moisés Otávio, Mônica Bienemann (Tia), Natalia Andrade, aos vários outros não citados e ao Erico Cavaleiro, meu parceiro de TCC.

Aos amigos *outsiders* do meio acadêmico, que estão do meu lado hoje e sempre me apoiaram: Marco Antônio Ferrão (Marquinho), Peu Oliveira, Daiane Martins, Diego Rodrigues (Maguila), Tiago Dias (Inseto), Fernando Calegari (Perú), Kerolaine Amorin, Danilo Rezende, Dalton Chiarioni e Stevam Steffen Jr. (Babygun). Em se tratando de um trabalho da área da construção civil, cabe aqui uma menção especial ao Thiago Mendonça, pois graças a ele que hoje trabalho neste segmento da construção civil.

À minha família: minha irmã Michelli Rangel, ao meu pai, Paulo Rogerio. E uma menção honrosa à minha mãe Vera Lúcia, que tornou a minha existência e essa conquista possível.

Jean Marcel Rogerio

RESUMO

A observação dos resultados, a análise de ensaios mecânicos e análises mecanicistas do procedimento construtivo denominado Solo Brita Tratada com Cimento (SBTC) demonstrou de maneira geral que, o método utilizado pelas projetistas para o dimensionamento de estruturas de pavimento do tipo semi rígido direto com camadas de Base constituída por esse procedimento apresenta-se deficiente pela falta de parâmetros específicos de projeto, tais como, coeficiente estrutural para o dimensionamento através do método empírico, o módulo de resiliência para o cálculo das tensões atuantes e a equação de fadiga para a determinação de tensões ou deformações máximas admissíveis. Com o intuito de encontrar, dentro de um universo amostral, tais parâmetros, foram utilizados os resultados de uma série de ensaios de dosagem para a mistura de SBTC. Esses ensaios encontraram valores de módulo de resiliência, resistência média a compressão simples e à tração por compressão diametral, bem como um estudo preliminar de Equação de Fadiga. A partir dos resultados dessas amostras ensaiadas, foi realizada a identificação de alguns parâmetros necessários para projetos de pavimentos. Esses resultados possibilitaram a elaboração de um estudo de viabilidade econômica dimensionando-se sessenta e quatro estruturas de pavimentos para situações distintas. Essas análises demonstraram que estruturas constituídas com a mistura de SBTC (70/30/4) apresentam condições estruturais aceitáveis e, baseado na tabela de custo do DER-SP, um custo competitivo mesmo em situações extremas.

Palavras-Chave: Solo Brita Tratada com Cimento Portland. Parâmetros de Projeto. Módulo de Resiliência. Resistência a Compressão. Resistência à Tração por Compressão Diametral. Equação de Fadiga. Modelo de Desempenho. Dimensionamento. Análise de Custo.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Identificação das Camadas Constituintes de um Pavimento.....	13
Figura 2.2 – Exemplo de Estrutura de Pavimento Flexível.....	14
Figura 2.3 – Exemplo de Estruturas de Pavimento Semi-Rígido.....	14
Figura 2.4 – Exemplo de Estrutura de Pavimento Rígido.....	15
Figura 3.1 – Eixo simples padrão (roda dupla) de 8,2 tf.....	23
Figura 3.2 – Fatores de equivalência de carga (FC).....	26
Figura 3.3 – Etapas do ensaio CBR – Peneiramento da amostra.....	29
Figura 3.4 – Etapas do ensaio CBR – Moldagem do corpo de prova.....	29
Figura 3.5 – Curva pressão-penetração obtida por meio do ensaio CBR.....	30
Figura 3.6 – Curvas de massa específica – umidade e CBR – umidade.....	30
Figura 3.7 – Etapas do ensaio de expansão – Corpos de prova imersos.....	31
Figura 3.8 – Etapas do ensaio de expansão – Detalhe do extensômetro.....	32
Figura 3.9 – Curvas de dimensionamento pelo IS ou CBR - Método do DNER.....	34
Figura 3.10 – Simbologia das inequações de dimensionamento das espessuras das diversas camadas do pavimento - Método do DNER.....	35
Figura 3.11 – Equipamento para realização de ensaios de fadiga em concretos asfálticos.....	40
Figura 3.12 – Pista experimental para desenvolvimento de modelos de desempenho.....	40
Figura 3.13 – Conceito da reação entre as deformações.....	41
Figura 3.14 – Posições críticas de análise em pavimentos flexíveis.....	44
Figura 4.1 – Modelagem de corpos-de-prova com concreto para realização de Ensaio de Compressão Simples.....	48
Figura 4.2 – Cura de corpos-de-prova de concreto para realização de Ensaio de Compressão Simples.....	49
Figura 4.3 – Rompimento de corpo-de-prova de concreto em um Ensaio de Resistência à Compressão Simples.....	49
Figura 4.4 – Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral.....	51
Figura 4.5 – Esquema do Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral.....	52
Figura 4.6 – Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral.....	53
Figura 4.7 – Exemplo de Gráfico de Módulo de Elasticidade (SBTC).....	55
Figura 4.8 – Esquema de montagem do ensaio de módulo de elasticidade	55
Figura 4.9 – Execução do ensaio de módulo de elasticidade.....	56
Figura 4.10 – Gráfico dos valores máximos admissíveis teóricos em função do Número N...	62
Figura 5.1 – Estrutura de Pavimento Semi-Rígido Direto.....	66
Figura 5.2 – Demonstrativo da análise de custos em função do CBR.....	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Fatores de Equivalência de Carga.....	25
Tabela 3.2 – Valores de CBR_{IG} a partir do IG – Método do DNER.....	33
Tabela 3.3 – Coeficientes de equivalência estrutural dos materiais – Método do DNER.....	35
Tabela 3.4 – Espessuras mínimas de revestimentos asfálticos – Método do DNER.....	36
Tabela 3.5 – Granulometria para base granular – Método do DNER.....	37
Tabela 3.6 – Posições críticas de análise em pavimentos flexíveis ou semi-rígidos.....	44
Tabela 4.1 – Valores de Resistência à Compressão Simples (SBTC).....	50
Tabela 4.2 – Valores de Resistência à Tração por Compressão Diametral (SBTC).....	53
Tabela 4.3 – Valores de módulo de elasticidade (SBTC).....	57
Tabela 4.4 – Valores de Tensões de Tração Máximas Admissíveis para a BGTC.....	60
Tabela 4.5 – Valores de Tensões de Tração Máximas Admissíveis para a SBTC.....	60
Tabela 4.6 – Valores de Tensões de Tração Máximas Admissíveis para a SBTC.....	61
Tabela 5.1 – Valores de Número N adotados para os dimensionamentos.....	65
Tabela 5.2 – Valores de CBR adotados.....	66
Tabela 5.3 – Espessuras de Revestimento Asfáltico Adotadas.....	68
Tabela 5.4 – Parâmetros adotados para cálculo dos valores atuantes no ELSYM-5.....	69
Tabela 5.5 – Preços unitários de materiais e serviços.....	72
Tabela 5.6 – Estruturas finais de pavimento e análise de custo.....	74
Tabela 5.7 – Resumo da análise de custo.....	75

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	10
1.1	Justificativa e Objetivo	11
2	ESTRUTURA DO PAVIMENTO	13
3	INTRODUÇÃO À MECÂNICA DOS PAVIMENTOS.....	19
3.1	Tráfego.....	19
3.2	Geotecnia	26
3.2.1	<i>California Bearing Ratio</i> (CBR) ou Índice de Suporte Califórnia (ISC).....	26
3.2.2	Expansão aos quatro dias de imersão	31
3.3	Dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo método empírico do DNER	32
3.4	Verificação Mecanicista.....	38
3.4.1	Tensões, deformações e deflexões admissíveis (Equações de Fadiga)	38
3.4.2	Coefficiente de Poisson (ν).....	40
3.4.3	Módulo de elasticidade (E).....	41
3.4.4	Tensões, deformações e deflexões atuantes (ELSYM-5).....	43
4	METODOLOGIA.....	46
4.1	Resistência à compressão simples (SBTC).....	47
4.2	Resistência à tração por compressão diametral (SBTC).....	51
4.3	Módulo de elasticidade (SBTC).....	54
4.4	Equação de fadiga - cálculos analíticos (SBTC)	57
5	DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE VIABILIDADE ECONÔMICA.....	64
5.1	Tráfego.....	65
5.2	Capacidade de Suporte do Subleito	65
5.3	Tipo de Estrutura de Pavimento Adotada	66
5.4	Dimensionamento pelo Método Empírico	67
5.5	Cálculo dos Valores Atuantes (ELSYM-5)	68
5.6	Cálculo dos Valores Máximos Admissíveis (Equações de fadiga)	69
5.6.1	Deflexão vertical recuperável no topo do revestimento asfáltico.....	70
5.6.2	Deformação horizontal de tração na fibra inferior do concreto asfáltico	70
5.6.3	Tensão horizontal de tração na fibra inferior do SBTC (70/30/4).....	71
5.6.4	Deformação vertical de compressão no topo do subleito.	71
5.7	Análise de Viabilidade Econômica.....	72
5.8	Resultados Obtidos	73
5.9	Análise de Custo	74
6	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	76
7	CONCLUSÃO.....	78
	REFERÊNCIAS	79
	ANEXO 1 – EXEMPLO DE RELATÓRIO DE SAÍDA DO ELSYM-5	83
	ANEXO 2 – RESULTADOS OBTIDOS	87

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, conforme dados levantados pelo Ministério dos Transportes no Plano Nacional de Logística de Transportes, para o ano de 2005, 58% das mercadorias tanto para consumo interno quanto de importação e exportação foram escoados por meio de transporte rodoviário, sendo o restante dividido entre outros tipos de transporte, ferroviário, aquaviário, dutoviário e aeroviário. Analisando essas informações é perceptível a importância fundamental da infraestrutura de transporte rodoviário para o desenvolvimento econômico do país, isso se deve aos enormes incentivos ocorridos pelos governantes do século passado para o desenvolvimento desta modalidade de transporte.

Segundo Bernucci *et al.* (2010), dos quase 295 mil quilômetros de rodovias federais e estaduais até o ano de 2007, cerca de 40% ainda não se encontravam pavimentadas, e das pavimentadas cerca de 70% classificavam-se em estado variando de ruim a péssimo. Estima-se que esta deficiência de infraestrutura faz com que o Brasil tenha prejuízos de cerca de cinco bilhões de dólares anualmente, devido a gastos com logística, consumo de combustível, danos aos veículos e perdas de mercadorias, esse custo torna os produtos nacionais menos competitivos no mercado internacional, e demonstram que as condições em que se encontram as rodovias brasileiras estão muito aquém de atender adequadamente a demanda.

Bernucci *et al.* (2010), afirma também que seriam necessários investimentos da ordem de 1 a 2 bilhões de reais por ano para recuperação e manutenção da malha rodoviária brasileira e acredita-se que investimentos de cerca de 10 bilhões de reais para tornar as rodovias nacionais em condições mínimas para atender adequadamente a demanda, e apesar das estimativas supracitadas, os investimentos anuais para ampliação da malha rodoviária nacional e manutenção e conservação da infraestrutura existente encontram-se muito abaixo do recomendado.

Essa deficiência de investimentos tem incentivado os órgãos federais, estaduais, municipais e concessionárias a buscar por saídas de pavimentação e restauração cada vez menos onerosas. O desenvolvimento de técnicas e tecnologias mais eficientes, ainda que a passos brandos, tem apresentado soluções cada vez mais interessantes para atender a demanda crescente por esta modalidade de transporte.

A estrutura dos pavimentos divide-se em camadas que podem ser constituídas por diversos materiais, sendo que a escolha desses materiais está em função do tipo de estrutura de pavimento a ser implantada, das características do perfil geotécnico da região, do tráfego

que solicitará a estrutura e, principalmente, dos materiais que se encontram disponíveis na região.

Essa estrutura classifica-se, segundo o DER/SP (2006b), basicamente, em três tipos: Pavimento Flexível, Pavimento Rígido e Pavimento Semi-Rígido (ou Semi-Flexível), sendo este último subdividido em dois tipos: direto e invertido.

A utilização de camadas de pavimento do tipo Solo Brita Tratada com cimento, é uma alternativa para composição da estrutura do pavimento que pode gerar uma relação custo benefício bem interessante quando se trata de projeto de pavimento do tipo semi-rígido ou semi-flexível.

Este estudo propõe desenvolver o conhecimento um pouco mais aprofundado das características mecânicas desse procedimento construtivo.

1.1 Justificativa e Objetivo

O procedimento construtivo da mistura de Solo-Brita Tratada com Cimento Portland (SBTC) vem apresentando diversos pontos positivos quando de sua aplicação como camada de base em estruturas de pavimento do tipo semi-rígido direto, visto que proporciona inversão no estado plano de tensões na fibra inferior do Concreto Asfáltico Usinado a Quente (CAUQ), podendo, assim, reduzir sua espessura, além de apresentar maior rugosidade na superfície da camada acabada acarretando em melhor aderência à camada de CAUQ e, por possuir superfície específica menor que a de uma mistura de solo-cimento e necessitar de menor teor de cimento Portland, o que conseqüentemente, proporciona menos suscetibilidade ao trincamento por retração.

Entretanto, quando é decidido empregar a mistura de SBTC em uma estrutura de pavimento há a necessidade da realização do dimensionamento das espessuras das camadas bem como especificar os parâmetros técnicos para o controle tecnológico. Esse dimensionamento deve obedecer aos critérios empírico-mecanicistas conforme exigido pelos órgãos rodoviários, todavia, quando o projetista se depara nessa situação, percebe a inexistência dos parâmetros de projeto para a realização do dimensionamento, que são: o coeficiente estrutural para o dimensionamento pelo método empírico, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson para a verificação mecanicista e o modelo de desempenho para a determinação dos valores de tensões atuantes máximas admissíveis.

Portanto, o objetivo desse trabalho é encontrar dentro de um universo amostral, um modelo de desempenho teórico do comportamento à fadiga da mistura de SBTC por meio de métodos de cálculos analíticos que considerem as hipóteses de comportamento mecânico

do mesmo utilizando resultados obtidos por estudos de dosagem onde tenha sido empregado o uso dessa mistura.

Utilizando-se desses parâmetros, será realizado o dimensionamento de estruturas de pavimentos variando de condições muito favoráveis (tráfego leve e capacidade de suporte muito boa) a muito desfavoráveis (tráfego muito pesado e capacidade de suporte ruim), a fim de averiguar a viabilidade técnica e econômica deste tipo de estrutura, desde condições muito favoráveis até condições muito desfavoráveis.

2 ESTRUTURA DO PAVIMENTO

De acordo com o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER/SP, 2006b), pavimento é a estrutura constituída por diversas camadas sobrepostas, de materiais diferentes, destinada a resistir e distribuir ao subleito os esforços horizontais e verticais, e melhorar as condições de segurança e conforto ao usuário.

As camadas que constituem a estrutura de um pavimento são identificadas conforme ilustra a figura 2.1:

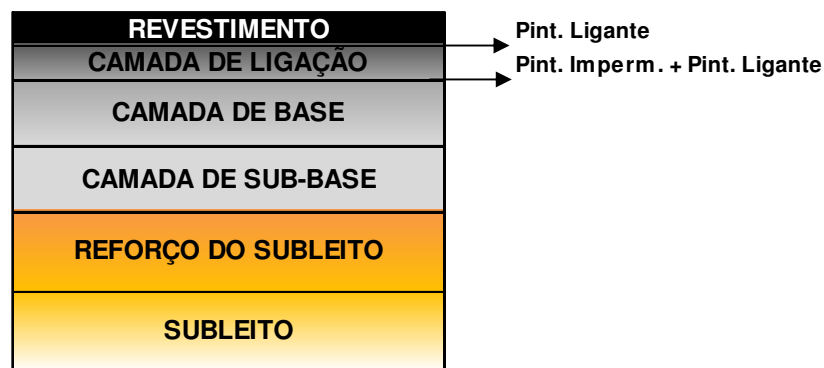


Figura 2.1 – Identificação das Camadas Constituintes de um Pavimento

Fonte: Adaptado de DER/SP (2006b)

As diversas camadas que constituem a estrutura de um pavimento podem ser constituídas por diversos materiais. A escolha desses materiais está em função do tipo de estrutura de pavimento a ser implantada, das características do perfil geotécnico da região, do tráfego que solicitará a estrutura e, principalmente, dos materiais que se encontram disponíveis na região.

As estruturas de pavimentos usualmente implantadas em obras de pavimentação rodoviária classificam-se, segundo o DER/SP (2006b), basicamente, em três tipos: Pavimento Flexível, Pavimento Rígido e Pavimento Semi-Rígido (ou Semi-Flexível), sendo este último subdividido em dois tipos: direto e invertido.

Estruturas de pavimento do tipo flexível possuem revestimento em concreto asfáltico e em suas camadas subjacentes materiais estabilizados granulometricamente. Brita Graduada Simples (BGS), Solos selecionados e compactados, Rachão Intertravado, mistura de Solo-Brita e mistura de Solo-Areia são exemplos de materiais granulares constituintes desse tipo de estrutura. A figura 2.2 ilustra um exemplo típico de pavimento flexível.

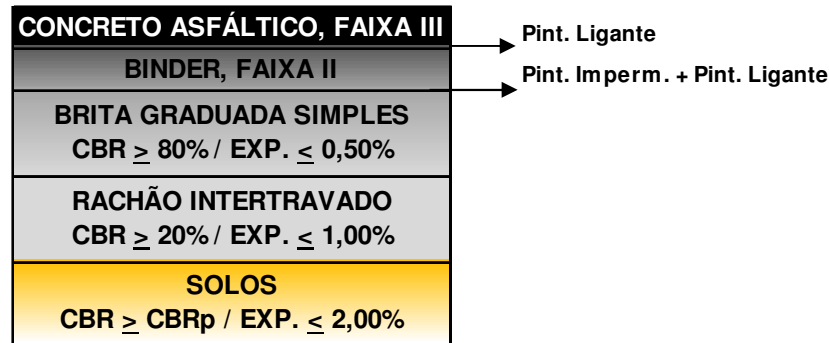


Figura 2.2 – Exemplo de Estrutura de Pavimento Flexível
Fonte: Adaptado de DER/SP (2006b)

Estruturas de pavimento do tipo semi-rígido possuem revestimento em concreto asfáltico e uma de suas camadas subjacentes estabilizada quimicamente. Mistura de Solo cimento, mistura de Solo cal, Brita Graduada Tratada com Cimento Portland (BGTC) e mistura de Solo-Brita Tratada com Cimento Portland (SBTC) são exemplos de materiais empregados em pavimentos do tipo semi-rígido.

O que diferencia uma estrutura de pavimento semi-rígido direto de uma estrutura de pavimento semi-rígido invertido é a camada em que se emprega o material estabilizado quimicamente. Quando a camada estabilizada quimicamente for a camada de Base, diz-se que a estrutura de pavimento é do tipo semi-rígido **direto**, já quando for estabilizada quimicamente apenas a camada de Sub-Base, diz-se que a estrutura de pavimento é do tipo semi-rígido **invertido** como pode ser observado na figura 2.3.

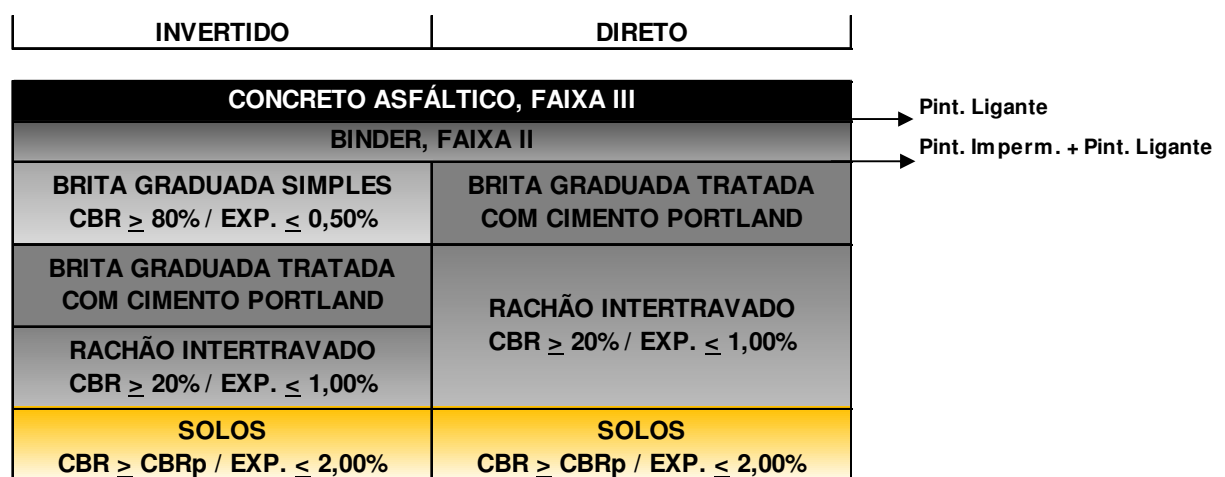


Figura 2.3 – Exemplo de Estruturas de Pavimento Semi-Rígido
Fonte: Adaptado de DER/SP (2006b)

Estruturas de pavimento do tipo rígido possuem revestimento em Concreto de Cimento Portland, podendo ser acabada com uma delgada camada em concreto asfáltico

visando proporcionar conforto ao rolamento. Uma de suas camadas subjacentes pode ser estabilizada quimicamente, como por exemplo, em concreto compactado com rolo (CCR), como pode ser observado na figura 2.4.

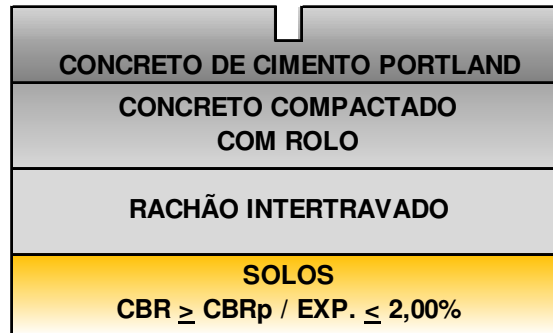


Figura 2.4 – Exemplo de Estrutura de Pavimento Rígido
Fonte: Adaptado de DER (2006b)

A escolha dentre esses três tipos de estruturas fica a cargo principalmente do tráfego, esse expresso pelo Número N, que representa o número de solicitações do eixo simples padrão de 8,2 toneladas para o período de projeto variando entre dez anos para estruturas de pavimento dos tipos flexível e semi-rígido, e vinte anos para estruturas de pavimento do tipo rígido (DER/SP, 2006b).

Estruturas de pavimentos flexíveis quando dimensionadas para um elevado Número N (na ordem de $1,0 \times 10^8$, por exemplo) tendem a resultar em estruturas muito robustas, com espessura total variando entre 80,0 e 90,0 cm, e espessura de revestimento asfáltico variando entre 20,0 e 25,0 cm, tornado-a desinteressante do ponto de vista técnico e econômico. Como forma de viabilizar situações como esta, opta-se por estruturas de pavimento do tipo semi-rígido ou rígido.

Camadas estabilizadas quimicamente tendem a suportar e distribuir melhor os esforços provenientes do tráfego resultando após o dimensionamento em espessuras mais delgadas, reduzindo desta forma, o volume de materiais a serem transportados e, conseqüentemente, minimizando o custo da obra.

Visando solucionar situações em que envolve tráfego elevado (Número N na ordem de $1,0 \times 10^8$), a escolha entre estruturas de pavimento do tipo semi-rígido ou rígido, fica relacionado, na maioria das vezes, a análise de custo benefício.

Estruturas de pavimento do tipo semi-rígido, embora tenham um custo de implantação inferior ao custo de implantação de estruturas de pavimento do tipo rígido, são geralmente dimensionadas para um período de projeto de 10 anos, podendo apresentar

defeitos estruturais e funcionais como por exemplo afundamentos por consolidação de trilha de roda, trincamento por fadiga do revestimento asfáltico, painéis, etc., quando estiverem se aproximando do fim de seu período de projeto, necessitando de intervenções de revitalização de sua estrutura.

Já estruturas de pavimento do tipo rígido, possuem um custo de implantação maior que estruturas de pavimento do tipo semi-rígido, porém são geralmente dimensionadas para um período de projeto de vinte anos, isso significa que estruturas desse tipo embora sejam mais onerosas na implantação, resultarão em menor custo com manutenção e, portanto, em economia a longo prazo. (BALBO *et al*, 2009)

Quando o órgão público ou a concessionária, define junto a projetista a escolha por implantação de pavimento do tipo semi-rígido é necessário também que seja definido se a estrutura será do tipo direto ou invertido.

Já há um tempo que a filosofia de muitas projetistas condenam a utilização de estruturas de pavimento do tipo de semi-rígido direto, para qualquer nível de tráfego. Camadas de base constituídas por materiais estabilizados quimicamente (BGTC, por exemplo), tendem a gerar trincamento prematuro devido à retração térmica de hidratação, retração plástica e retração por secagem, ocorridas durante o processo de cura do cimento Portland. Este trincamento da camada de base além de comprometer a função estrutural (má distribuição da carga solicitante), ocasionando afundamentos de consolidação, tendem a se refletir no revestimento asfáltico.

Portanto, a utilização de estruturas de pavimento do tipo semi-rígido invertido tem sido a opção mais interessante, visto que a camada estabilizada quimicamente constitui somente a camada de Sub-base, seguida posteriormente da camada de Base constituída por BGS, por exemplo. A camada estabilizada quimicamente, ainda que desenvolva trincas, não ocorrerá a reflexão das mesmas na camada de revestimento asfáltico visto que a camada de base estabilizada granulometricamente inibirá esse fenômeno.

Contudo, os resultados positivos obtidos em longo prazo em rodovias executadas com a mistura de Solo-Brita Tratada com Cimento Portland (SBTC), ao lado das diversas propriedades convenientes desse material, vêm defendendo novamente o conceito da utilização de estruturas de pavimento do tipo semi-rígido direto em rodovias de tráfego médio (Número N na ordem de $1,0 \times 10^7$ solicitações do eixo simples padrão de 8,2 toneladas).

Materiais estabilizados quimicamente possuem valores de módulo de elasticidade maiores que materiais estabilizados granulometricamente. A título de amostragem, os valores de módulo de elasticidade recomendados pelo manual de pavimentação (DER/SP, 2006b)

para camadas de base constituídas por BGS, por exemplo, variam de 3.000 a 4.500 kgf/cm², enquanto os valores de módulo de elasticidade para camadas de base e/ou sub-base constituídas por Brita Graduada Tratada com Cimento Portland são de 75.000 kgf/cm². Já o valor do módulo de elasticidade do concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ) é geralmente de 35.000 kgf/cm².

O valor de módulo de elasticidade da mistura de SBTC constituída por 30% de solos selecionados do tipo Solo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS) Faixa II do DER/SP e tratada com 4% de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso apresentou valores de módulo de elasticidade aos 28 dias de idade superiores ao valor de módulo de elasticidade do concreto asfáltico, isso implica que quando a camada de base possui valor de módulo superior ao módulo do revestimento esta camada de base acabará por suportar a maior parte das cargas solicitantes além de proporcionar por vezes um fenômeno inverso ao convencional no estado plano de tensões na fibra inferior do revestimento, pois o fenômeno de tração passa a ser de compressão. Essa inversão no estado plano de tensões é importante de se verificar, visto que o dimensionamento da espessura de revestimento asfáltico por métodos empírico-mecanicistas está em função da deformação horizontal de tração na fibra inferior do concreto asfáltico, reduzindo, portanto as espessuras do mesmo. O fenômeno de inversão será comprovado nos cálculos realizados no capítulo de dimensionamento e verificação.

Esse proveito, porém, acaba por ser perdido, visto que os materiais estabilizados com cimento apresentam, conforme dito anteriormente, trincamentos precoces que se refletem na camada de revestimento, fazendo com que o material estabilizado com cimento seja transferido para a camada de subbase tornando novamente a camada de revestimento suscetível às deformações de tração.

Em contra partida a mistura de SBTC por apresentar alargador de massa exercido pela brita, resulta em mistura muito menos suscetível ao trincamento, principalmente quando dosado em porcentagens de 70% de brita e 30% de solos, ou no mínimo 60% de brita. Esse fenômeno resulta em uma mistura com menor superfície específica e, portanto uma diminuição do teor de cimento.

Bases de pavimentos constituídas pela mistura de solo-cimento, por exemplo, apresentam escorregamentos da capa asfáltica mesmo empregando-se Tratamento Superficial como camada intermediária, provavelmente devido à formação de lamela na superfície da camada de solo-cimento resultando em superfície extremamente lisa. Essas misturas apresentam também dificuldade quando do procedimento construtivo para a obtenção de

mistura homogênea, visto que é composta por mais de 90% de solos e os mesmos nunca apresentam as mesmas propriedades geotécnicas ao longo de segmentos extensos de pavimentação. É corriqueiro que sejam identificados em estruturas constituídas por esse material bombeamento excessivo de finos quando da existência de trincas na camada de concreto asfáltico, devido ao elevado teor de cimento na mistura de solo cimento, evoluindo para a formação de painéis.

Já a mistura de SBTC, apresenta uma superfície muito mais rugosa do que a mistura de solo cimento, não havendo posteriormente formação de lamelas e consequentemente não necessitando de camada de tratamento superficial para evitar escorregamento da capa. Quando de elevada porcentagem de brita na mistura, há uma contribuição considerável do atrito entre os agregados, além da coesão do sistema, na resistência do material, ou seja, o imbricamento entre as partículas do solo e os agregados juntamente com o cimento Portland confere ao sistema maior resistência do que apenas a mistura de solo cimento.

3 INTRODUÇÃO À MECÂNICA DOS PAVIMENTOS

3.1 Tráfego

Segundo especificação do Instituto de Pesquisa Rodoviária (IPR) do DNIT (2006a), o tipo e as projeções dos volumes de tráfego solicitante são de fundamental importância para o dimensionamento e a avaliação das estruturas de pavimento. Os esforços internos às estruturas são relacionados à configuração dos eixos e à grandeza das cargas aplicadas no pavimento. Tais dados são parâmetros fundamentais para a vida útil do pavimento, bem como para a análise de viabilidade econômica do investimento.

Quando não existem postos de pesagem, o levantamento do tráfego é feito diariamente, por um período mínimo de um mês, escolhido criteriosamente como mais representativo dentre os de maior atividade ou picos de tráfegos correspondentes ao escoamento de determinada região. Os dados devem ser anotados completos, a saber:

- Composição percentual dos tipos de veículos solicitantes;
- Distribuição das cargas por eixo e por categoria de veículo;
- Volume inicial diário médio;
- Estimativa da taxa anual de crescimento de tráfego.

Para exercer satisfatoriamente a função de resistir aos esforços provenientes do tráfego e distribuí-los ao subleito, o pavimento é projetado para um período em anos (P), ao longo do qual sofre a ação de cargas oriundas da passagem das rodas dos veículos, que se repetem na forma de ciclos de carregamento e descarregamento. Individualmente os danos causados pelas passagens das rodas são pequenos, mas quando acumulados causam grandes danos ao pavimento e o levam ao fim de sua vida útil. Portanto é fundamental conhecer o tráfego para dimensionar o pavimento adequadamente. Para o dimensionamento de pavimentos, o tráfego é caracterizado a partir dos seguintes parâmetros (DNIT, 2006a):

- Carga de roda: atua principalmente no plano vertical (componente responsável pelas deformações plásticas, ruptura por resistência e fissuração por fadiga), mas cujo componente horizontal tem uma atuação importante, principalmente em locais de aclave/declive acentuado e de frenagem/aceleração frequente (a ação cisalhante dos pneus causa um desgaste na superfície do revestimento, alterando sua macrotextura e reduzindo a aderência entre o pneu e o pavimento - condição insegura piorada pelo desgaste superficial favorecer, pelo mesmo

motivo, a formação de lâmina d'água, que resulta em aquaplanagem). Veículos sobrecarregados causam maior dano no pavimento e aceleram sua deterioração;

- Configuração dos eixos: nos eixos tandem duplo e triplo, a proximidade das rodas não permite que o pavimento se recupere das solicitações provocadas pela passagem da primeira roda antes da passagem das rodas seguintes. Isto resulta num acúmulo de solicitações, que é extremamente danoso para o pavimento;
- Pressão de inflação dos pneus: é a mesma pressão que atua sobre o pavimento e determina a área de contato pneu-pavimento;
- Distribuição do tráfego na superfície do pavimento: quando há canalização do tráfego numa faixa da pista, por exemplo: faixa de ônibus em vias urbanas há uma diferenciação importante na distribuição das cargas atuantes, que deve ser levada em consideração no projeto;
- Velocidade dos veículos: determina o tempo de atuação da carga (duração do ciclo de carregamento e descarregamento). As misturas asfálticas apresentam comportamento visco-elástico, em que a deformação elástica depende do tempo de aplicação da carga. Segundo Balbo (2007) este é um parâmetro relevante em vias urbanas, onde o tráfego desenvolve menores velocidades e há várias situações de parada;
- Frequência de repetições: a passagem dos veículos sobre o pavimento provoca deformações em suas camadas. Como os materiais empregados em pavimentação apresentam normalmente comportamento elasto-plástico, uma parcela da deformação é elástica, portanto recuperável e outra é plástica, portanto permanente. Veículos leves, como carros e motos, causam deformações tão pequenas que são desprezíveis. Veículos pesados causam deformações maiores, que se acumulam e resultam em deformações plásticas e fissuração por fadiga.

O Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN, 2006) estabelece, em sua Resolução nº210/2006, os limites de peso e dimensões para veículos que transitam por vias terrestres, conforme descrito a seguir:

Art. 2º Os limites máximos de peso bruto total e peso bruto transmitido por eixo de veículo, nas superfícies das vias públicas, são os seguintes:

§1º – peso bruto total ou peso bruto total combinado, respeitando os limites da capacidade máxima de tração - CMT da unidade tratora determinada pelo fabricante:

- a) peso bruto total para veículo não articulado: 29 t;
- b) veículos com reboque ou semi-reboque, exceto caminhões: 39,5 t;
- c) peso bruto total combinado para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semi-reboque, e comprimento total inferior a 16 m: 45 t;
- d) peso bruto total combinado para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semi-reboque com eixos em tandem triplo e comprimento total superior a 16 m: 48,5 t;
- e) peso bruto total combinado para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão-trator e semi-reboque com eixos distanciados, e comprimento total igual ou superior a 16 m: 53 t;
- f) peso bruto total combinado para combinações de veículos com duas unidades, do tipo caminhão e reboque, e comprimento inferior a 17,50 m: 45 t;
- g) peso bruto total combinado para combinações de veículos articulados com duas unidades, do tipo caminhão e reboque, e comprimento igual ou superior a 17,50 m: 57 t;
- h) peso bruto total combinado para combinações de veículos articulados com mais de duas unidades e comprimento inferior a 17,50 m: 45 t;
- i) para a combinação de veículos de carga – CVC, com mais de duas unidades, incluída a unidade tratora, o peso bruto total poderá ser de até 57 toneladas, desde que cumpridos os seguintes requisitos:
 - 1 – máximo de 7 (sete) eixos;
 - 2 – comprimento máximo de 19,80 metros e mínimo de 17,50 metros;
 - 3 – unidade tratora do tipo caminhão trator;
 - 4 – estar equipadas com sistema de freios conjugados entre si e com a unidade tratora atendendo ao estabelecido pelo CONTRAN;
 - 5 – o acoplamento dos veículos rebocados deverá ser do tipo automático conforme NBR 11410/11411 e estarem reforçados com correntes ou cabos de aço de segurança;
 - 6 – o acoplamento dos veículos articulados com pino-rei e quinta roda deverão obedecer ao disposto na NBR NM ISO337.
- §2º – peso bruto por eixo isolado de dois pneumáticos: 6 t;
- §3º – peso bruto por eixo isolado de quatro pneumáticos: 10 t;
- §4º – peso bruto por conjunto de dois eixos direcionais, com distância entre eixos de no mínimo 1,20 metros, dotados de dois pneumáticos cada: 12 t;
- §5º – peso bruto por conjunto de dois eixos em tandem, quando à distância entre os dois planos verticais, que contenham os centros das rodas for superior a 1,20m e inferior ou igual a 2,40m: 17 t;
- §6º – peso bruto por conjunto de dois eixos não em tandem, quando à distância entre os dois planos verticais, que contenham os centros das rodas for superior a 1,20m e inferior ou igual a 2,40m: 15 t;
- §7º – peso bruto por conjunto de três eixos em tandem, aplicável somente a semi-reboque, quando à distância entre os três planos verticais, que contenham os centros das rodas, for superior a 1,20m e inferior ou igual a 2,40m: 25,5t;
- §8º – peso bruto por conjunto de dois eixos, sendo um dotado de quatro pneumáticos e outro de dois pneumáticos interligados por suspensão

especial, quando à distância entre os dois planos verticais que contenham os centros das rodas forem:

a) inferior ou igual a 1,20m: 9 t;

b) superior a 1,20m e inferior ou igual a 2,40m: 13,5 t.

Art. 3º Os limites de peso bruto por eixo e por conjunto de eixos, estabelecidos no artigo anterior, só prevalecem se todos os pneumáticos, de um mesmo conjunto de eixos, forem da mesma rodagem e calçarem rodas no mesmo diâmetro.

Art. 4º Considerar-se-ão eixos em tandem dois ou mais eixos que constituam um conjunto integral de suspensão, podendo qualquer deles ser ou não motriz.

§1º Quando, em um conjunto de dois ou mais eixos, a distância entre os dois planos verticais paralelos, que contenham os centros das rodas for superior a 2,40m, cada eixo será considerado como se fosse distanciado.

§2º Em qualquer par de eixos ou conjunto de três eixos em tandem, com quatro pneumáticos em cada, com os respectivos limites legais de 17 t e 25,5t, a diferença de peso bruto total entre os eixos mais próximos não deverá exceder a 1.700kg.

É de extrema importância respeitar a carga máxima admissível por eixo, pois a ação repetida de cargas superiores àquelas consideradas no projeto acelera o processo de degradação do pavimento reduzindo a vida útil da estrutura.

A modelagem do tráfego a que o pavimento estará sujeito durante a sua vida de projeto é feita no Brasil, tradicionalmente, em termos de repetição de um eixo simples (roda dupla) padrão de 8,2 tf (figura 3.1) equivalente que converte a passagem de diferentes eixos, com diferentes cargas e frequências de repetição, em um único valor, conhecido como número N, calculado pela equação 1 (SENÇO, 1997):

$$N = 365 \times V_m \times P \times F_C \times F_E \times F_R \quad (1)$$

Onde:

V_m : volume diário médio de tráfego no sentido mais solicitado, no ano base de período de projeto;

P: período de projeto ou vida útil de projeto, em anos;

FC: fator de carga, ou seja, um número que multiplicado pelo número de eixos que operam dá o número de eixos equivalentes ao eixo padrão.

FE: fator de eixo, isto é, um número que multiplicado pelo número de veículos, dá o número de eixos correspondentes;

FV = FC x FE: fator de veículo, que é obtido através do produto de FC e FE.

FR: fator climático regional, que leva em conta as variações da capacidade de suporte dos materiais constituintes do pavimento, provocadas pelas variações de umidade durante as diversas estações do ano.

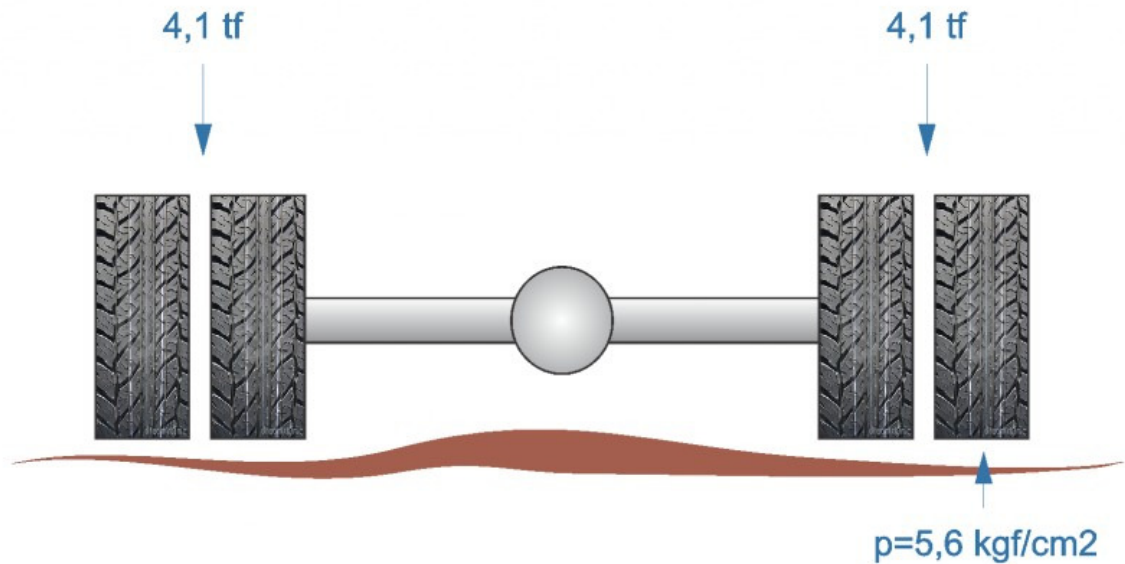


Figura 3.1 – Eixo simples padrão (roda dupla) de 8,2 tf
Fonte: PEDREIRÃO MACETES DE CONSTRUÇÃO (20--)

Conhecendo o volume médio diário de tráfego no ano de abertura num sentido (V_1), que crescerá linearmente - progressão aritmética - a uma taxa anual ($t\%$), calcula-se o volume médio diário de tráfego em um sentido (V_m) durante P (em anos), por meio da equação 2:

$$V_m = \frac{V_1 \times [2 + (P-1) \frac{t}{100}]}{2} \quad (2)$$

V_t durante P será obtido por meio da equação 3:

$$V_t = 365 \times P \times V_m \quad (3)$$

Caso se considere um crescimento exponencial (progressão geométrica), V_t durante P será obtido por meio da equação 4:

$$V_t = \frac{365 \times V_1 \times [(1 + \frac{t}{100})^P - 1]}{\frac{t}{100}} \quad (4)$$

A variável P varia de acordo com a agência viária responsável pelo projeto do pavimento. Segundo a instrução de projeto de pavimento da Prefeitura de São Paulo (PMSP)

(IP-05), por exemplo, adota período de projeto de 12 anos para vias de tráfego pesado e muito pesado e 10 anos para as demais vias. Existem no Brasil projetos de pavimentos para 15 ou 20 anos e nos EUA a tendência é ampliar o período de projeto para 40 ou até 50 anos, uma vez que ele está ligado à disponibilidade tecnológica e, principalmente, de fundos para a execução do pavimento. É comum que se confunda período de projeto com vida útil ou vida de serviço do pavimento. A vida útil do pavimento depende não só do período de projeto considerado, mas também de uma adequada concepção da estrutura, da forma de execução, do acompanhamento da execução, dos materiais utilizados, das condições de drenagem, de manutenção preventiva e corretiva e da ação de um tráfego diferente daquele considerado no projeto (maior volume de veículos maiores ou cargas em excesso).

Considerando que o tráfego que atua sobre um pavimento é muito heterogêneo e sua evolução ao longo do tempo é de difícil previsão, assim como é difícil avaliar comparativamente o dano que diferentes eixos, com diferentes ciclos de repetição, causam ao pavimento. O F_V pondera os diferentes eixos e ciclos de repetição em termos de danos causados ao pavimento e pode ser obtido por meio do produto expresso na equação 5:

$$F_V = F_E \times F_C \quad (5)$$

Na qual:

F_E : fator de eixo, representa o número médio de eixos por veículo que circula em uma via e ao ser multiplicado pelo número de veículos que operarão, fornece o número de eixos correspondentes. É obtido por meio da equação 6:

$$F_E = \sum N_E \times \%N_E \quad (6)$$

Na qual:

N_E : número de eixos por veículo;

$\%N_E$: percentual de veículos, do total de veículos que operarão, com um determinado número de eixos;

F_C : fator de equivalência de carga, que relaciona o dano causado por um eixo qualquer, aquele causado por um eixo-padrão. Os fatores de equivalência da *American Association of State Highway Officials* (AASHO) baseiam-se na perda de serventia (VSA), já os do *United States Army Corps of Engineers* (USACE) baseiam-se nos efeitos do carregamento na deformação permanente

(afundamento de trilhas de roda). O DNIT adota os fatores de equivalência de carga da USACE, apresentados na tabela 3.1, representados em forma de curvas na figura 3.2:

Tabela 3.1 – Fatores de Equivalência de Carga

Tipos de Eixo	Faixas de Cargas (t)	Equações (P em tf)
Dianteiro simples e traseiro simples	0 – 8	$FC = 2,0782 \times 10^{-4} \times p^{4,0175}$
	≥ 8	$FC = 1,8320 \times 10^{-6} \times p^{6,2542}$
Tandem duplo	0 – 11	$FC = 1,5920 \times 10^{-4} \times p^{3,472}$
	≥ 11	$FC = 1,5280 \times 10^{-6} \times p^{5,484}$
Tandem triplo	0 – 18	$FC = 8,0359 \times 10^{-5} \times p^{3,3549}$
	≥ 18	$FC = 1,3229 \times 10^{-7} \times p^{5,5789}$

Fonte: DNER (1981)

A importância do F_R se deve ao fato de o comportamento estrutural do pavimento variar em função das estações do ano e do regime de chuvas de cada região, ainda que sua estrutura e as cargas atuantes sejam as mesmas, porque a capacidade de suporte dos materiais varia em função da umidade. O F_R neutraliza esse efeito e é função da precipitação anual de cada região. Recomenda-se a adoção de $F_R=1,0$, porque já se trabalha com a amostra saturada no ensaio de CBR, que representa a pior condição em que o material poderá se encontrar.

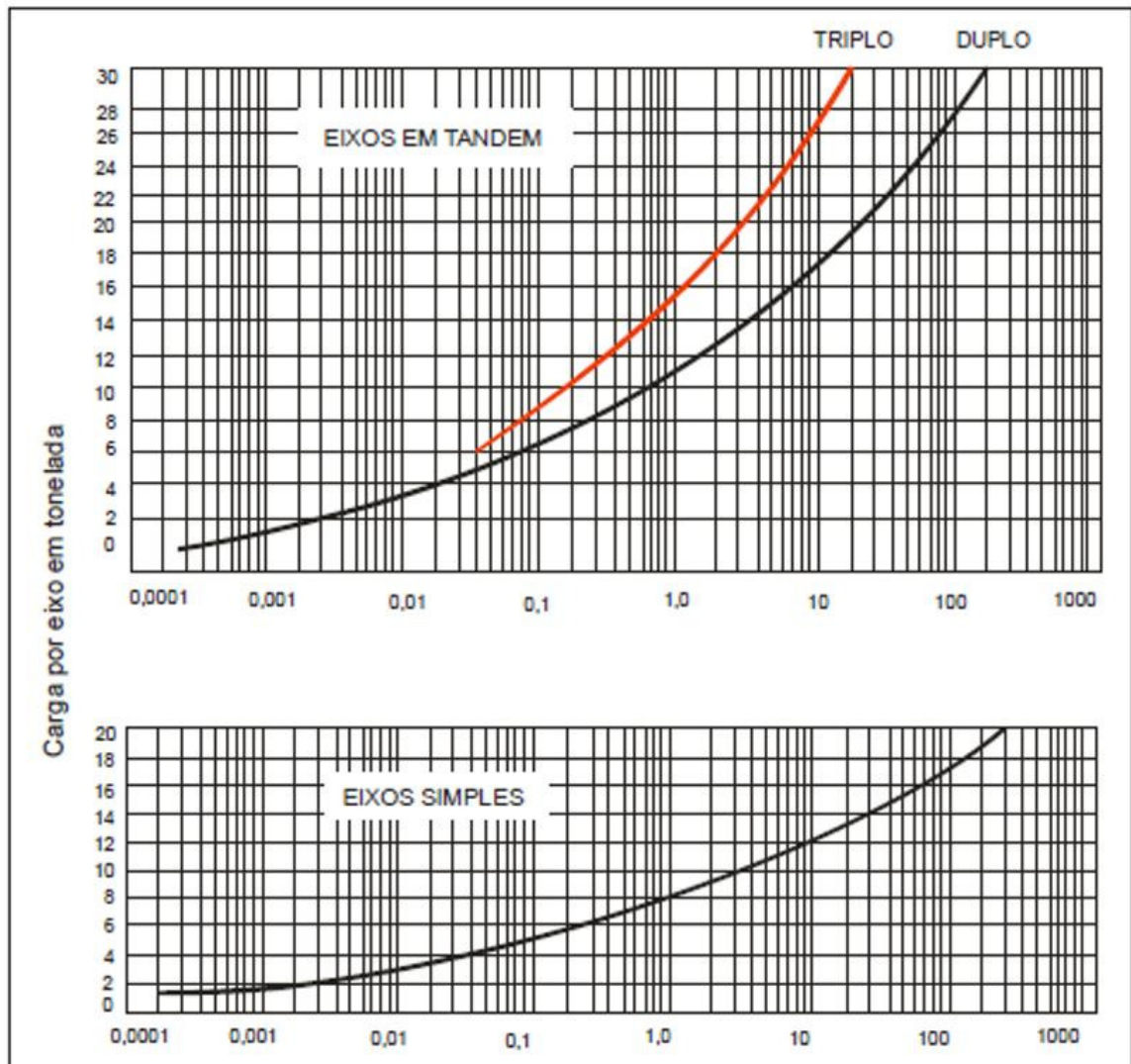


Figura 3.2 – Fatores de equivalência de carga (FC)

Fonte: DNIT (2006a)

3.2 Geotecnia

3.2.1 *California Bearing Ratio* (CBR) ou Índice de Suporte Califórnia (ISC)

No final da década de 1920 O. J. Porter e R. R. Proctor, ambos engenheiros da Divisão de Estradas da Califórnia, conduziram um estudo que constatou que as principais causas de ruptura dos pavimentos nas rodovias californianas eram (BALBO, 2007):

- compactação inadequada do subleito;
- drenagem local insuficiente;
- espessura de pavimento insuficiente para capacidade de suporte do solos do subleito.

A partir de tais constatações, concluiu-se que era necessário:

- fazer um controle adequado da compactação do solo do subleito;
- conhecer sua capacidade de suporte;
- a espessura das camadas sobre ele deveria ser adequada à sua capacidade de suporte.

Para determinar a capacidade de suporte do subleito era necessário criar um ensaio que fosse simples, rápido e de baixo custo. A princípio era criar uma prova de carga estática em campo, mas empecilhos práticos fizeram com que ela fosse logo abandonada.

O ensaio CBR foi desenvolvido em 1929 por Porter e “[...] foi introduzido neste país no fim da década de 1940 tendo tido o Laboratório Central do DNER papel importante na sua divulgação” (MEDINA; MOTTA, 2005). Ele avalia de forma indireta a resistência ao cisalhamento dos solos e materiais granulares, comparando-a a de uma brita que é um material que é normalmente utilizado na base e cuja resistência é dada pelo atrito entre os grãos. “O ensaio é útil para avaliar o subleito e camadas de base que contenham materiais passantes na peneira de abertura igual a 19 mm” (DNER, 1994).

A amostra de solo é sujeita à penetração de um pistão com área de seção transversal de 3 pol² (19,36 cm²), com velocidade de penetração de 0,05 pol/min (1,27 mm/min) - “[...] a velocidade extremamente lenta da carga põe em relevo essencial seu valor friccional, de maior interesse para classificar sua boa qualidade numa base flexível” (SENÇO, 1997). A pressão necessária para que o pistão penetre 0,1 pol (2,54 mm) na amostra de solo é dividida pela pressão necessária para que o pistão penetre o mesmo tanto na brita de referência, que é 1000 psi (70,31 kgf/cm²). Este valor, expresso em porcentagem, é o valor do CBR. O valor 100% poderá também corresponder à penetração de 0,2 pol, sendo a pressão do material padrão 1500 psi, ou seja, 105,46 kg/cm².

O ensaio, para ser representativo das condições de campo, pretende atender a duas condições: a simulação do peso do pavimento sobre o subleito, por meio da utilização de uma sobrecarga e a saturação da amostra antes da sua execução, lembrando que ele foi desenvolvido num local de região temperada, sujeita a degelos e saturação do solo na primavera.

A sequência do ensaio está descrita abaixo, transcrita de (DNIT, 2006b):

- a) Compacta-se no molde o material, em cinco camadas iguais de modo a se obter uma altura total de solo com cerca de 12,5 cm, após a compactação [figura 3.4]. Cada camada recebe 12 golpes do soquete (caso de materiais para subleito), 26 ou 55 (caso de materiais para sub-base e base), caindo de 45,7 cm, distribuídos uniformemente sobre a superfície da camada. O peso só soquete é de 4,5 kg.
- b) Após a compactação, rasa-se o material na altura exata do molde e retira-se do material excedente da moldagem uma amostra representativa com cerca de 100 g para determinar a umidade.
- c) Compactam-se outros corpos-de-prova com teores crescentes de umidade, tantas vezes quantas necessárias para caracterizar a curva de compactação.
- d) Colocam-se os corpos-de-prova imersos em água durante quatro dias.
- e) A penetração dos corpos-de-prova é feita numa prensa, a uma velocidade constante de 0,05 pol/min.
- f) Traça-se a curva pressão-penetração conforme é mostrado na [figura 3.5]. Caso exista um ponto de inflexão, traça-se uma tangente à curva nesse ponto até que ela intercepte o eixo das abcissas; a curva corrigida será então essa tangente mais a porção convexa da curva original, considerada a origem mudada para o ponto em que a tangente corta o eixo das abcissas. Seja c a distância desse ponto à origem dos eixos. Soma-se às abcissas dos pontos correspondentes as penetrações de 0,1 e 0,2 polegadas a distâncias c . Com isso obtêm-se, na curva traçada, os valores correspondentes das novas ordenadas, que representam os valores das pressões corrigidas para as pressões referidas.
- g) O índice de suporte Califórnia (CBR), em percentagem, para cada corpo-de-prova é obtido pela fórmula:

$$CBR = \frac{\text{pressão calculada ou pressão corrigida}}{\text{pressão padrão}} \quad [(7)]$$

Adota-se para o índice CBR o maior dos valores obtidos nas penetrações de 0,1 e 0,2 polegadas.

- h) Para o cálculo do Índice de Suporte Califórnia (CBR) final, registram-se de preferência, na mesma folha em que se representa a curva de compactação, usando a mesma escala das umidades de moldagem, sobre o eixo das ordenadas, os valores dos índices do Suporte Califórnia (CBR) obtidos, correspondentes aos valores das umidades que serviram para a construção da curva de compactação. O valor da ordenada desta curva, correspondente à umidade ótima já verificada, mostra o índice de Suporte Califórnia [figura 3.6].



Figura 3.3 – Etapas do ensaio CBR – Peneiramento da amostra
Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)



Figura 3.4 – Etapas do ensaio CBR – Moldagem do corpo de prova
Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

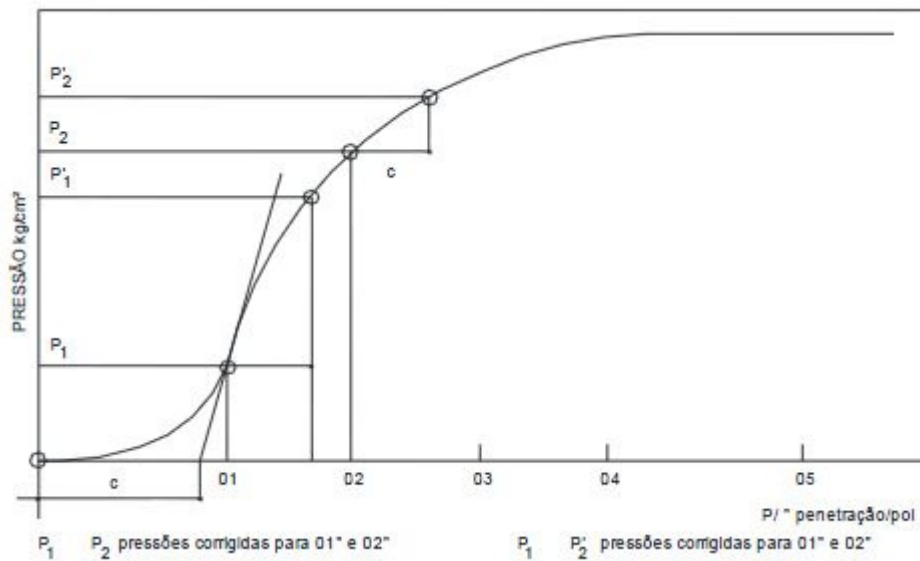


Figura 3.5 – Curva pressão-penetração obtida por meio do ensaio CBR
Fonte: DNIT (2006c)

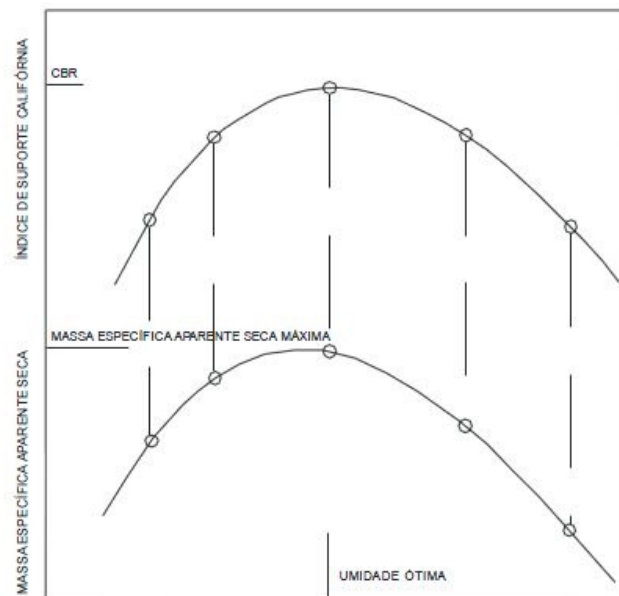


Figura 3.6 – Curvas de massa específica – umidade e CBR – umidade
Fonte: DNIT (2006c)

Nos Estados Unidos, o ISC ou CBR foi sendo progressivamente substituído pelo módulo de elasticidade, tendo sido adotado definitivamente em 1986 para dimensionamento de pavimentos asfálticos pelo guia de projeto norte-americano da *American Association of State Highway and Transportation Officials* – AASHTO. (BERNUCCI *et al.*, 2010).

3.2.2 Expansão aos quatro dias de imersão

O ensaio CBR, além de determinar a capacidade de suporte do subleito, também permite indicar a expansibilidade do solo através do ensaio de expansão. O fenômeno da expansão dos solos é “muito complexo, envolvendo um conjunto de fatores que influenciam e interagem entre si, tais como a composição das argilas (argilomineral) e fatores ambientais tais como o clima, região, natureza do fluido, grau de saturação do solo” (SIMÕES; JESUS, 2006). Geralmente este fenômeno da expansão ocorre quando existe a presença de argilo-minerais expansivos no solo, que em contato com a água que é absorvida, apresentam um aumento de volume. Os solos que apresentam variação volumétrica elevada, ou seja, um alto valor de expansão, tendem a uma redução de resistência quando solicitados. (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Normalmente é aceitável que o valor máximo de expansão seja de 2%, conforme indicado no quadro 3.1 (pág 38).

Durante o processo de ensaio CBR os corpos de prova moldados são aproveitados e colocados imersos em um tanque com água, onde cada corpo de prova deve permanecer no banho durante, no mínimo, 96 horas (figura 3.7). A cada 24 horas é realizada uma leitura no extensômetro (figura 3.8) que permite obter a variação volumétrica a cada período.

O cálculo da expansão de cada corpo de prova utiliza a equação 8:

$$E_{(\%)} = \frac{(\text{leitura final} - \text{leitura inicial no extensômetro})}{\text{altura inicial do corpo de prova}} \times 100 \quad (8)$$



Figura 3.7 – Etapas do ensaio de expansão – Corpos de prova imersos
Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)



Figura 3.8 – Etapas do ensaio de expansão – Detalhe do extensômetro

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

3.3 Dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo método empírico do DNER

Dimensionar é calcular as dimensões ou proporções de algo, e quando tratamos do dimensionamento de um pavimento é preciso determinar as espessuras das camadas que o constituem, onde estas camadas possam resistir aos esforços solicitantes do tráfego e também transmitir ao subleito as tensões recebidas na camada de rolamento, sem sofrer ruptura precoce, deformações e desgastes durante o período para o qual foi projetado. Quando se dimensiona e projeta um pavimento devemos levar em conta também o custo dos materiais utilizados, assim como a sua disponibilidade, além dos critérios de suporte aos esforços provenientes do tráfego.

O Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis do DNER foi desenvolvido pelo Eng. Murillo Lopes de Souza em 1960, com última edição em 1981, a partir do trabalho “*Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*”, desenvolvido por Turnbullet al. (BALBO, 2007). Segundo Balbo, com pequenas adaptações (quanto à variação de carga com profundidade e a adoção de uma carga única em vez de um par de rodas duplas), e do conceito de coeficiente de equivalência estrutural, estabelecido na pista experimental AASHO. O Método do DNER é o método oficial de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNIT e se baseia na capacidade de suporte do subleito e dos materiais que constituirão as camadas granulares, avaliada pelo ensaio de CBR e no número N.

O CBR pode ser determinado por meio de ensaio, como discutido no capítulo 2 ou, caso seja necessária maior segurança, adota-se um valor de CBR corrigido em função do Índice de Grupo (IG), que passa a ser chamado de Índice de Suporte (IS). O IS é calculado por pela equação 9:

$$IS = \frac{CBR + CBR_{IG}}{2} \quad (9)$$

Na qual:

- CBR: valor determinado por meio de ensaio;
- CBR_{IG}: valor corrigido em função do IG, encontrado na tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Valores de CBR_{IG} a partir do IG – Método do DNER

IG	CBR _{IG}
0	20
1	18
2	15
3	13
4	12
5	10
6	9
7	8
8	7
9 a 10	6
11 a 12	5
13 a 14	4
15 a 17	3
18 a 20	2

Fonte: SENÇO (1997)

O método impõe como condição que $IS \leq CBR$.

A espessura total do pavimento é determinada em função de N e do IS ou CBR do solo do subleito, conforme se verifica na figura 3.10.

As curvas de dimensionamento apresentadas na figura 3.9 são obtidas por meio da equação 10:

$$H_t = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot ISC^{-0,598} \quad (10)$$

Na qual H_t é espessura total do pavimento, em termos de material granular.

As espessuras das diversas camadas são determinadas a partir das equações 11, 12 e 13:

$$R \cdot k_R + B \cdot k_B \geq H_{20} \quad (11)$$

$$R \cdot k_R + B \cdot k_B + S_b \cdot k_{sb} \geq H_n \quad (12)$$

$$R \cdot k_R + B \cdot k_B + S_b \cdot k_{sb} + Ref \cdot k_{Ref} \geq H_m \quad (13)$$

O método admite substituir H_{20} por $0,2 \times H_{20}$ na Equação 15 quando o CBR da sub-base for, no mínimo, 40% e N, no máximo, 10^6 . Se N for maior do que 10^7 , o Método recomenda substituir H_{20} por $1,2 \times H_{20}$, na mesma inequação.

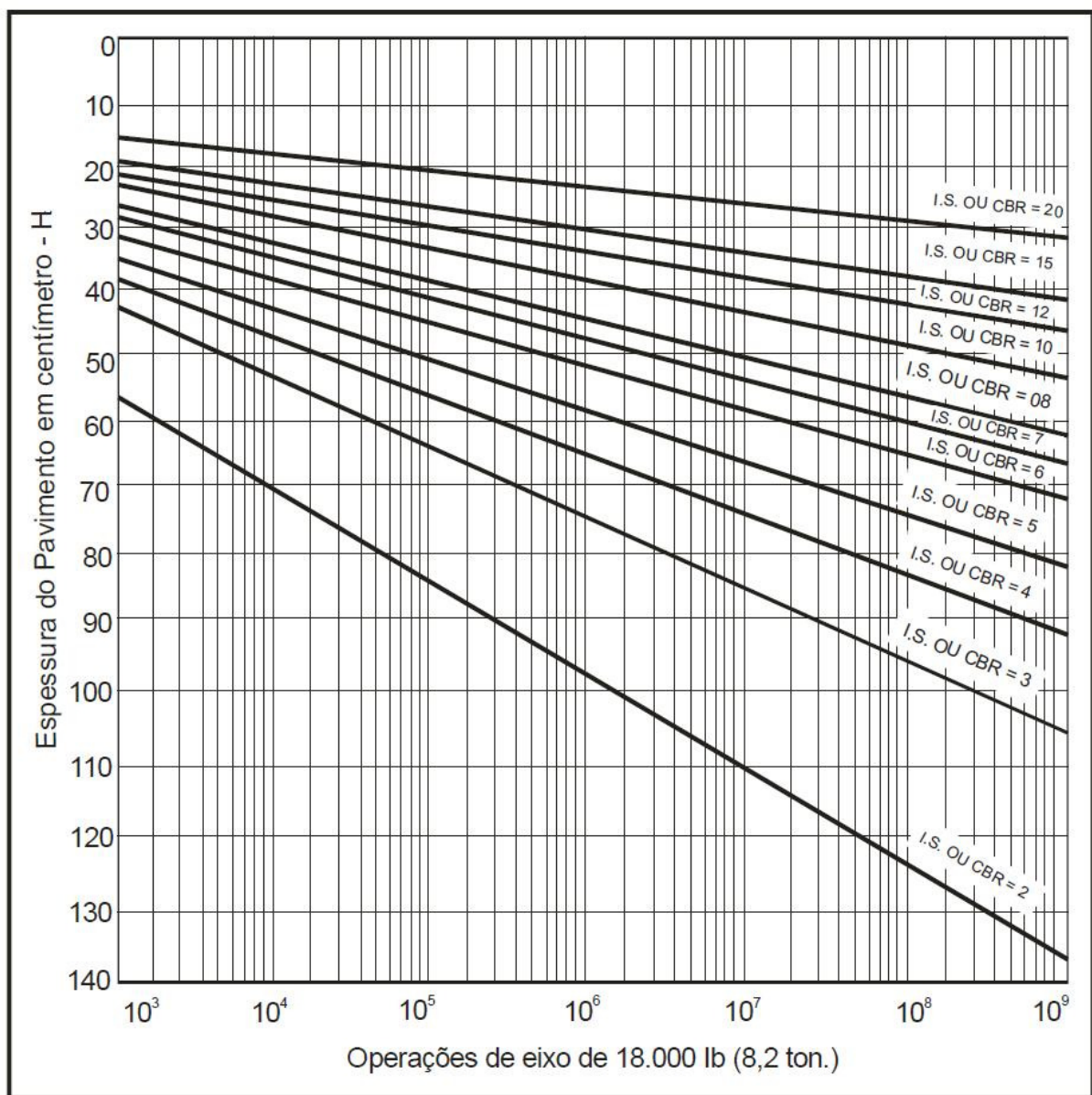


Figura 3.9 – Curvas de dimensionamento pelo IS ou CBR - Método do DNER

Fonte: DNIT (2006b)

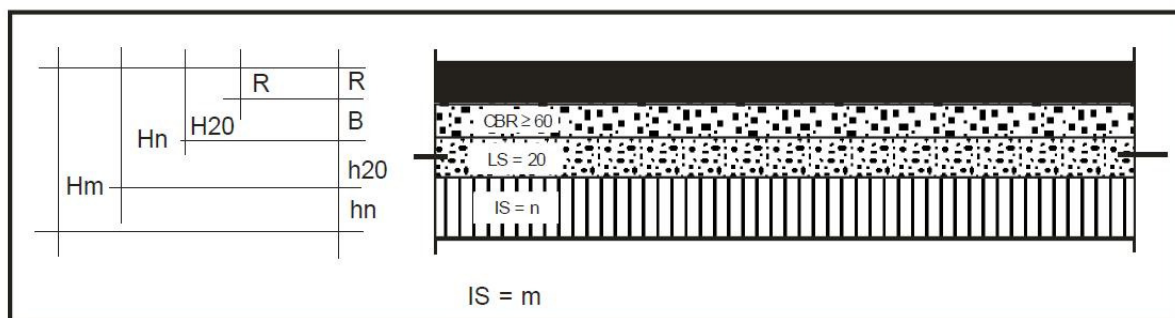


Figura 3.10 – Simbologia das inequações de dimensionamento das espessuras das diversas camadas do pavimento - Método do DNER

Fonte: DNIT (2006b)

Os coeficientes K_R , K_B , K_S e K_{Ref} são, respectivamente, os coeficientes de equivalência estrutural dos materiais empregados no revestimento, base, sub-base e reforço do subleito. Eles são uma medida da capacidade relativa do material para atuar como componente estrutural de dado pavimento, dissipando pressões sobre as camadas inferiores. A norma do DNER define o fator de equivalência estrutural como uma relação entre a espessura de uma camada equivalente de pedregulho e a espessura real do material considerado. A espessura de uma camada equivalente de pedregulho é “[...] a espessura de pedregulho capaz de proporcionar uma distribuição de carga e um efeito sobre a superfície subjacente, idênticos aos suscitados pela ação de placa desenvolvida pela espessura ‘h’ do material considerado”. Os valores de coeficientes de equivalência estrutural dos materiais estão demonstrados na tabela 3.3:

Tabela 3.3 – Coeficientes de equivalência estrutural dos materiais – Método do DNER

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo-cimento com resistência a compressão a 7 dias superior a 45 kg/cm ²	1,70
Idem, com resistência a compressão a 7 dias entre 45 e 28 kg/cm ²	1,40
Idem, com resistência a compressão a 7 dias entre 28 e 21 kg/cm ²	1,20
Bases de solo-cal	1,20

Fonte: SENÇO (1997)

Os valores R , B , h_{20} e h_n são, respectivamente, as espessuras de revestimento, base, sub-base e reforço do subleito. O Método estabelece espessuras mínimas de revestimento em função do tráfego, conforme indicado na tabela 3.4:

Tabela 3.4 – Espessuras mínimas de revestimentos asfálticos – Método do DNER

N	Tipo de revestimento	Espessura [mm]
$\leq 10^6$	Tratamentos superficiais	15 a 30
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	CA, PMQ, PMF	50
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto asfáltico	75
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto asfáltico	100
$N > 5 \times 10^7$	Concreto asfáltico	125

Fonte: BALBO (2007)

Os valores H_{20} , H_n e H_m são, respectivamente, as espessuras equivalentes em termos de material granular, sobre a sub-base, reforço do subleito e subleito, determinadas em função de N e do IS ou CBR do material constituinte da camada que serve como base para a camada que está sendo estudada.

O método especifica condições e restrições para as propriedades dos materiais e execução das camadas do pavimento:

- Supõe-se, sempre, que há uma drenagem superficial adequada e que o lençol d'água subterrâneo foi rebaixado a, pelo menos, 1,50 m em relação ao greide de regularização.
- O subleito e as diferentes camadas do pavimento devem ser compactadas de acordo com os valores fixados nas “Especificações Gerais”. Recomendando-se que em nenhum caso o grau de compactação calculado estaticamente deve ser inferior a 100% do que foi especificado. (DNIT, 2006).
- Os materiais para base granular devem se enquadrar numa das seguintes faixas granulométricas (tabela 3.5):

Tabela 3.5 – Granulometria para base granular – Método do DNER

Peneiras	Para N > 5 × 10 ⁶			Para N < 5 × 10 ⁶			Tolerâncias da faixa de projeto
	A	B	C	D	E	F	
	% em peso passando						
2''	100	100	-	-	-	-	±7
1''	-	75-90	100	100	100	100	±7
3/8''	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-	±7
Nº 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	10-100	±5
Nº 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100	±5
Nº 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70	±2
Nº 200	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25	±2

Fonte: DNIT (2006a)

- A fração que passa na peneira nº 200 deve ser inferior a 2/3 da fração que passa na peneira nº 40. A fração graúda deve apresentar um desgaste Los Angeles igual ou inferior a 50. Pode ser aceito um valor de desgaste maior, desde que haja experiência no uso do material.
- Em casos especiais podem ser especificados outros ensaios representativos da durabilidade da fração graúda.

Demais condições e restrições especificadas para as propriedades dos materiais estão sintetizadas no quadro 3.1:

Quadro 3.1 – Condições e restrições para dimensionamento do pavimento - Método do DNER

Material	Restrições básicas
Solo de subleito	Expansão máxima, no ensaio de CBR para reforços de subleitos (com imersão de quatro dias) de 2% Se CBR < 2% preferível substituição de 1 m por material com CBR > 2%
Reforços granulares para subleitos (misturas solo-agregado)	CBR superior ao subleito; expansão $\leq 2\%$
Sub-bases granulares ou melhoradas com cimento	CBR $\geq 20\%$, Índice de grupo = 0; expansão $\leq 1\%$ (sobrecarga de 4,536 kg)
Bases granulares	CBR $\geq 80\%$, o qual para $N \leq 10^6$ admite-se CBR $\geq 60\%$ Expansão $\leq 0,5\%$ (sobrecarga de 4,536 kg); LL ≤ 25 e IP ≤ 6 (se LL e IP forem superiores, poderá se empregado o material que, respeitando as demais condições, apresente equivalente de areia superior a 30%) Há restrições de granulometria. Recomenda-se aumentar 20% de H_{20} quando $N > 10^7$; admite-se $(0,2 \times H_{20})$ para sub-base com material de CBR > 40% e $N \leq 10^6$
Qualquer camada granular (restrições de compactação)	Espessura mínima de 150 mm e máxima de 200 mm

Fonte: BALBO (2007)

3.4 Verificação Mecanicista

3.4.1 Tensões, deformações e deflexões admissíveis (Equações de Fadiga)

Segundo Severi *et. al*, em 1998, o projeto de pavimentos asfálticos passou por algumas transformações nos últimos anos, alguns parâmetros foram atualizadas, onde observou-se que esses pavimentos rompem-se por diversas causas, entre as quais destacam-se:

- o fenômeno de fadiga, responsável pelo trincamento de revestimentos asfálticos e de bases cimentadas;
- deformações plásticas (permanentes) provocado por tensões de deformação; cisalhantes que ocorrem em camadas granulares e no subleito.

Os métodos de projeto existentes são concebidos de duas maneiras distintas, sendo um baseado no desempenho do pavimento (modelos empíricos), e outro a partir de teoria elástica (modelos racionais). Outras formas de projeto associam os modelos empíricos com racionais.

Severi *et al* (1998) afirma também que a avaliação estrutural pode ser entendida pelo modo que a carga aplicada pelo tráfego distribui as tensões e deformações nas diversas camadas do pavimento, e a compatibilidade dos materiais e suas características resistentes. A análise dessa avaliação estrutural é realizada por meio de programas computacionais que permitem observar as tensões existentes em todas as camadas do pavimento, seja elas, de tração, compressão ou cisalhantes.

A aplicação desses métodos exige o conhecimento de parâmetros elásticos dos materiais que compõe as camadas dos pavimentos.

Segundo Balbo (2007), a ruptura por fadiga é atribuída a um processo de microfissuração progressiva na estrutura de um material, degradando paulatinamente sua microestrutura cristalina, que acaba por culminar na fratura da peça estrutural, denotada por uma ou mais superfícies de ruptura; tal fenômeno ocorre a deformações ou a tensões impostas com magnitudes inferiores à deformação ou à tensão de ruptura, ou seja, em condições de solicitações de magnitude inferior à capacidade resistente do material.

À confrontação clássica entre as tensões solicitantes e a resistência do concreto é acrescida a relação entre o número de ciclos de carga impostos e a ocorrência de uma superfície de fratura no material, na grande maioria dos critérios de projeto; adota-se um tratamento da degradação do pavimento sob uma matriz estrutural. As tensões solicitantes tomadas são aquelas de tração na flexão. Vários aspectos concorrem para o comportamento à fadiga, dentre os quais merecem ser mencionados a própria heterogeneidade do material, efeitos ambientais como temperatura e umidade e magnitudes de carregamentos. (BALBO, 2007)

Os ensaios para encontrar a resistência à fadiga dos materiais podem ser realizados por equipamentos conforme demonstrado nas figuras (3.11) e (3.12).



Figura 3.11 – Equipamento para realização de ensaios de fadiga em concretos asfálticos
Fonte: PERTA (2012)



Figura 3.12 – Pista experimental para desenvolvimento de modelos de desempenho
Fonte: DNIT (2006d)

3.4.2 Coeficiente de Poisson (ν)

O Coeficiente de Poisson (ν) é definido como a relação entre as deformações transversal (perpendicular à carga) e longitudinal (na direção da carga) de um corpo quando este sob a ação de uma carga, como expressa a equação 14 (BEER, 1995):

$$\nu = \frac{\varepsilon_{transversal}}{\varepsilon_{longitudinal}} \quad (14)$$

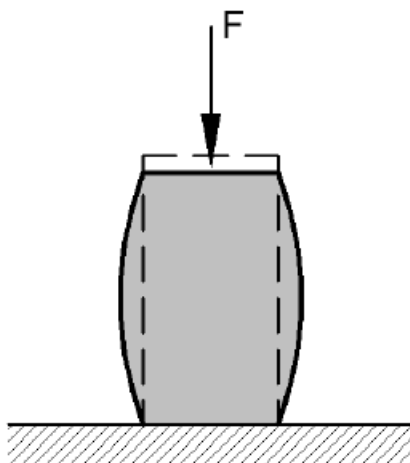


Figura 3.13 – Conceito da reação entre as deformações
Fonte: PINHEIRO (2007)

O quadro 3.2 apresenta valores típicos de coeficiente de Poisson para materiais de pavimentação:

Quadro 3.2 – Valores típicos de coeficiente de Poisson

Material	Faixa de variação
CA	0,32 – 0,38
Concreto de cimento Portland	0,15 – 0,20
BGS, MH, BC	0,35 – 0,40
CCR, BGTC	0,15 – 0,20
SC, SMC	0,20 – 0,30
SCA	0,25 – 0,30
Solos arenosos	0,30 – 0,35
Areias compactadas	0,35 – 0,40
Solos finos	0,40 – 0,45
Solo-brita tratado com cimento	0,25 – 0,30

Fonte: BALBO (2007)

3.4.3 Módulo de elasticidade (E)

O módulo de elasticidade é definido como a relação entre a tensão e a deformação (ou a tangente inicial de uma curva tensão × deformação) na região de deformação elástica – na qual a Lei de Hooke é válida – como expressa a equação 15 (BEER, 1995):

$$E = \frac{\sigma_f - \sigma_i}{\varepsilon_f - \varepsilon_i} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} \quad (15)$$

Onde:

E = Módulo de elasticidade (kgf/cm²);

σ_i = Tensão inicial (kgf/cm²);

σ_f = Tensão final (kgf/cm²);

ε_i = Deformação inicial (cm/cm);

ε_f = Deformação final (cm/cm).

O módulo de elasticidade descreve matematicamente a rigidez de um material, ou seja, sua capacidade de se deformar elasticamente, portanto de forma recuperável quando este sob a ação de uma carga. O quadro 3.3 apresenta valores de módulo de elasticidade recomendados pela instrução de projeto (DER, 2006a) para materiais de pavimentação:

Quadro 3.3 – Valores típicos de coeficiente de Poisson

Material	Intervalos de Valores de Módulo de Resiliência (MPa)
Concretos Asfálticos:	
- revestimento (CAP 50-70)	2000 – 5000
- revestimento (CAP 30-45)	2500 – 4500
- binder (CAP 50-70)	2000 – 3000
- binder (CAP 30-45)	2500 – 4000
Materiais granulares	
- brita graduada	150 – 300
- macadame hidráulico	250 – 450
Materiais estabilizados quimicamente	
- solo-cimento	5000 – 10000
- brita graduada tratada com cimento	7000 – 18000
- concreto compactado com rolo	7000 – 22000
Concreto de cimento <i>Portland</i>	30000 – 35000
Solos finos em base e sub-base	150 – 300
Solos finos em subleito e reforço do subleito	
- solos de comportamento laterítico LA, LA', LG'	100 – 200
- solos de comportamento não laterítico	25 – 75
Solos finos melhorados com cimento para reforço de subleito	200 – 400
Concreto de cimento <i>Portland</i>	28000 – 45000

Fonte: DER (2006a)

3.4.4 Tensões, deformações e deflexões atuantes (ELSYM-5)

Para um dimensionamento adequado da estrutura de pavimento é necessário realizar a verificação mecanicista, sendo necessário localizar os pontos de tensões, deformações e deflexões atuantes nesta estrutura dimensionada. Estudar o pavimento sob o enfoque mecanicista significa compreender como a ação das cargas oriundas do tráfego, associadas àquelas oriundas das ações do clima e às propriedades dos materiais que constituirão as diferentes camadas, promovem o aparecimento de tensões, deformações e deslocamentos. Entre os modelos matemáticos que podem ser utilizados para descrever mecanicamente o comportamento dos pavimentos, podemos citar o Método dos Elementos Finitos (MEF) e a teoria dos sistemas de camadas elásticas (TSCE):

Observa-se, principalmente a partir da década de 1970, maior utilização de métodos de dimensionamento de pavimentos que buscam compatibilizar as ações solicitantes do tráfego com a capacidade dos materiais por meio da análise estrutural de sistemas em camadas (YODER; WITCZAK, 1975; HUANG, 1993, 2003; MEDINA, 1997). Para a solução de problemas estruturais, por métodos numéricos ou analíticos, é necessário que se definam basicamente: a geometria do problema, as condições de contorno (carga e deslocamento) e as propriedades dos materiais, geralmente determinadas em laboratório (ALLEN; HAISLER, 1985).

Numa abordagem mecanística, os resultados da análise estrutural dos pavimentos – tensões, deformações e deslocamentos – são comparados com critérios de dimensionamento predefinidos de modo a evitar os principais tipos de defeitos, principalmente trincamento por fadiga e deformação permanente (no Brasil não há maiores preocupações com trincamento térmico). Esses critérios podem ser estabelecidos a partir de valores limites de resistência dos materiais (BERNUCCI *et al*, 2010)

Na análise do pavimento como um sistema de diferentes camadas existem pontos críticos para a avaliação de tensão, deformação e deslocamento, conforme ilustra a figura 3.14 e a tabela 3.6. A associação entre um modelo mecanicista e dados empíricos produz um modelo empírico-mecanicista servirá de base para um Método de Projeto Empírico-Mecanicista. O modelo empírico-mecanicista trabalha com dados de entrada e saída, que são os mesmos utilizados pelos programas de cálculo. Este trabalho utilizará o programa computacional ELSYM-5 para determinar as tensões, deformações e deflexões atuantes. Os dados de entrada, ou seja, aqueles que alimentam o programa são:

- As propriedades dos materiais constituintes de cada camada: módulo de resiliência e coeficiente de Poisson;

- As características do carregamento: carga aplicada e características geométricas;
- A espessura de cada camada a ser analisada.

Os dados de saída, ou seja, os resultados obtidos são:

- Tensões;
- Deformações;
- Deslocamentos ou deflexões.

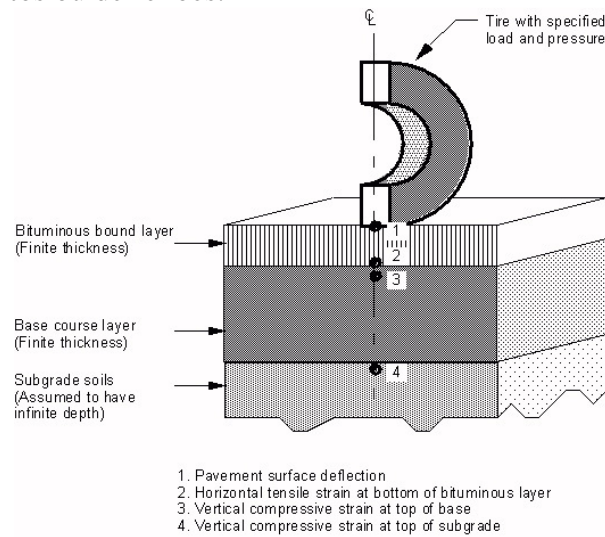


Figura 3.14 – Posições críticas de análise em pavimentos flexíveis

Fonte: PAVEMENT INTERACTIVE [20--]

Tabela 3.6 – Posições críticas de análise em pavimentos flexíveis ou semi-rígidos

Posição	Resposta	Emprego Típicos da Resposta
Revestimento (superfície)	Deflexão	Projetos de reforço do pavimento
Revestimento (fundo)	Deformação horizontal	Análise de fadiga
Camadas tratadas (fundo)	Tensão horizontal	Análise de fadiga
Meia altura de camadas	Deformação vertical de compressão	Análise de deformação plástica
Topo do subleito	Deformação vertical de compressão	Análise de deformação plástica

Fonte: BALBO (2007)

Os dados apresentados por intermédio do programa computacional ELSYM-5 encontram-se no ANEXO (1) deste trabalho. O exemplo de relatório do ELSYM-5 ilustra uma análise de estrutura de um pavimento qualquer realizada.

4 METODOLOGIA

O dimensionamento de uma determinada estrutura de pavimento com a mistura de Solo Brita Tratada com Cimento Portland em Peso, fica comprometida visto a inexistência dos parâmetros específicos para este material prejudicando sua verificação mecanicista, portanto, com o objetivo de identificar tais parâmetros foram utilizados os resultados laboratoriais onde foi empregada a mistura de SBTC.

Antes da modelagem dos corpos de prova, foram realizados os ensaios de controle tecnológico de cada material empregado na mistura conforme recomendado na especificação técnica (DER/SP, 2006a) com o objetivo de verificar se os materiais atendem às seguintes recomendações técnicas:

Para o Solo:

- os finos dos solos com diâmetro inferior a 0,42 mm devem ter limite de liquidez inferior a 40%, determinado conforme NBR 6459 e ter índice de plasticidade inferior a 18%;
- a granulometria do material deve atender os requisitos do quadro 4.1;
- não deve conter matéria orgânica e outras impurezas nocivas.

Quadro 4.1 – Granulometria do Solo

Peneira de Malha Quadrada		% em Massa, Passando	Tolerâncias
ASTM	mm		
2 "	50,8	100	
Nº 4	4,8	50 – 100	± 5%
Nº 40	0,42	15 – 100	± 2%
Nº 200	0,075	5 – 35	± 2%

Fonte: (DER/SP, 2006a)

Para os Agregados:

- os agregados utilizados obtidos a partir da britagem e classificação de rocha são devem ser constituídos por fragmentos duros, limpos e duráveis, livres de excesso de partículas lamelares ou alongadas, macias ou de fácil desintegração, assim como de outras substâncias ou contaminações prejudiciais;
- a granulometria da brita deve ser tal que passe 100% na peneira de 38,0 mm;
- o desgaste no ensaio de abrasão Los Angeles, conforme NBR NM 51 deve ser inferior a 50%;

- a perda no ensaio de durabilidade, conforme DNER ME 089, em cinco ciclos, com solução de sulfato de sódio, deve ser inferior a 20%;
- índice de forma superior a 0,5 e porcentagem de partículas lamelares inferior a 10%, conforme NBR 6954.

Para o Cimento:

- Cimento Portland comum - NBR 5732;
- Cimento Portland de alto forno - NBR 5735;
- Cimento Portland pozolânico - NBR 5736.

Após a realização dos ensaios de controle dos materiais empregados na mistura de SBTC, foram realizados os ensaios de resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e módulo de resiliência. Finalmente, através de metodologia de cálculos foi desenvolvido uma versão teórica de equação de fadiga com os parâmetros obtidos.

4.1 Resistência à compressão simples (SBTC)

Uma determinada estrutura de pavimento dimensionada pelo método empírico do DNER será verificada através de procedimentos mecanicistas de tal modo que seja possível se certificar que a mesma resistirá aos esforços oriundos do tráfego para um determinado período de projeto em anos.

Essa verificação deve ser aplicada nos diversos materiais empregados na estrutura dimensionada e deve ser realizada a partir das propriedades mecânicas dos materiais. Consiste em se calcular as tensões, deformações e deflexões atuantes na estrutura dimensionada causada pela passagem de um eixo simples (roda dupla) padrão de 8,2 tf, esses valores atuantes devem ser menores ou iguais aos valores máximos admissíveis calculados através de equações de fadiga onde é levado em consideração o número de repetições do eixo padrão e, em caso de materiais estabilizados quimicamente (como é o caso da mistura de SBTC), é levado em consideração também a resistência à ruptura.

A resistência à ruptura é um valor em MPa (ou kgf/cm²) e pode ser obtido através do ensaio de compressão simples descrito na norma ABNT NBR 5739 – Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos de 2004.

De acordo com a norma ABNT NBR 5739, o ensaio de compressão simples consiste em submeter um corpo de prova cilíndrico a um carregamento axial até a ruptura do mesmo. O valor de resistência à compressão é calculado basicamente pela equação 16:

$$f_{ck} = \frac{P}{A} \quad (16)$$

Onde:

f_{ck} = Resistência à compressão simples (MPa)

P = Pressão de contato (N)

A = Área de contato (mm²)

Os corpos de prova são moldados nas dimensões de 2:1 e devido às condições de contorno, o diâmetro do corpo de prova deve ser no mínimo quatro vezes o diâmetro nominal máximo dos grãos (MOURA, 2012).

Após moldados, os corpos são curados em câmaras úmidas ou em tanques e posteriormente rompidos em prensas mecânicas aos 7 e aos 28 dias de idade. As figuras (4.1), (4.2) e (4.3) a seguir ilustram as etapas deste ensaio:



Figura 4.1 – Modelagem de corpos-de-prova com concreto para realização de Ensaio de Compressão Simples

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)



Figura 4.2 – Cura de corpos-de-prova de concreto para realização de Ensaio de Compressão Simples

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)



Figura 4.3 – Rompimento de corpo-de-prova de concreto em um Ensaio de Resistência à Compressão Simples

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

Os corpos de prova foram moldados conforme a norma da ABNT NBR 5739 de 2004 com os materiais aprovados nos ensaios preliminares conforme a especificação técnica (DER/SP, 2006b). Foram moldados diversos corpos de prova compostos por 30,0% de solos

selecionados do tipo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com teores de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso variando de 2,0% a 4,0%.

Os valores médios de resistência à compressão simples em kgf/cm² encontram-se na tabela 4.1:

Tabela 4.1 – Valores de Resistência à Compressão Simples (SBTC)

TEMPO DE CURA	TEOR DE CIMENTO (%)	COMPOSIÇÃO DA MISTURA		RESISTÊNCIA MÉDIA À COMPRESSÃO SIMPLES (kgf/cm ²)
		BRITA (%)	SOLO (%)	
7 dias	2,0	70,0	30,0	24,00
	2,5	70,0	30,0	26,33
	3,0	70,0	30,0	29,67
	3,5	70,0	30,0	36,67
	2,0	70,0	30,0	17,90
	3,0	70,0	30,0	30,70
	3,5	70,0	30,0	31,70
	4,0	70,0	30,0	40,20
28 dias	2,0	70,0	30,0	25,90
	3,0	70,0	30,0	41,50
	3,5	70,0	30,0	58,75
	4,0	70,0	30,0	60,23

Fonte: TECPAV (2012)

Verifica-se através dos resultados laboratoriais, que a mistura composta por 30,0% de solos selecionados do tipo SAFL (Solo Arenoso Fino Laterítico) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com 4,0% de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso, obteve um melhor desempenho, com valores médios de resistências à compressão simples de 40,20 kgf/cm² e 60,23 kgf/cm² aos 7 e aos 28 dias de idade, respectivamente, ou seja, ocorreu um aumento gradual de resistência conforme o aumento do teor de cimento e o tempo de cura.

Cabe ressaltar que foram realizados poucos ensaios para a determinação do teor ótimo de cimento Portland e é imprescindível completar o estudo para a definição exata da porcentagem de brita na mistura de SBTC para que se encaixe na Faixa Granulométrica II da especificação técnica (DER/SP, 2006a), e para a definição correta do teor de cimento Portland.

4.2 Resistência à tração por compressão diametral (SBTC)

A verificação mecanicista de uma estrutura de pavimento dimensionada pelo método empírico do DNER consiste em se calcular as tensões, deformações e deflexões atuantes na estrutura dimensionada causada pela passagem de um eixo simples (roda dupla) padrão de 8,2 tf e compará-los com valores máximos admissíveis calculados através de equações de fadiga onde é levado em consideração o número de repetições do eixo padrão e, em caso de materiais estabilizados quimicamente (como é o caso da mistura de SBTC), é levado em consideração também a resistência à ruptura.

Contudo, o ensaio que mais se aproxima do comportamento mecânico de uma estrutura de pavimento quando submetida aos esforços oriundos do tráfego, é o ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral (ABNT, 1994). Pois como foi descrito no capítulo anterior, abaixo da linha neutra de uma determinada camada de pavimento ocorre uma tensão de tração quando da passagem de um veículo, e acima da linha neutra, ocorre tensão de compressão.

Como já é sabido, materiais estabilizados com cimento proporcionam boa resistência à compressão, contudo não conferem boa resistência à tração, e percebido que tal comportamento pode induzir trincas de baixo para cima, as ferramentas de controle tecnológico, bem como os cálculos para a verificação mecanicistas para o dimensionamento de estruturas de pavimento necessitam dos valores de resistência à tração por compressão diametral.

A resistência à ruptura por tração é um valor em MPa (ou kgf/cm²) e pode ser obtido através do ensaio de tração na compressão diametral (*splitting test*).

Conforme esta norma, o ensaio consiste em um corpo de prova cilíndrico de 15 cm por 30 cm colocado com o eixo horizontal entre os pratos da prensa, sendo aplicada uma força até a sua ruptura por tração indireta (ruptura por fendilhamento).

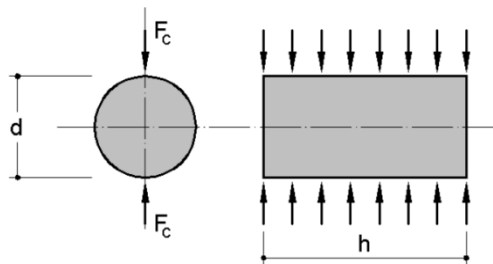


Figura 4.4 – Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral
Fonte: PINHEIRO (2007)

O valor de resistência à tração por compressão diametral é obtido através do seguinte procedimento de cálculo, conforme equação 17:

$$\sigma_t = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot D \cdot L} \quad (17)$$

Onde:

σ_t = Tensão de Tração (MPa)

P = Pressão de Contato (N)

D = Diâmetro (15,0 cm)

L = Comprimento (30,0 cm)

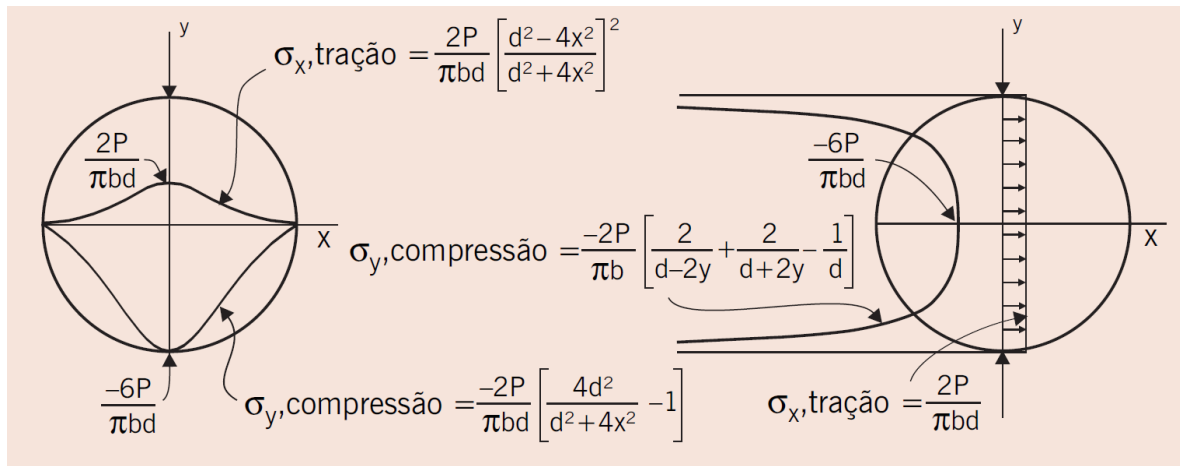


Figura 4.5 – Esquema do Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral
Fonte: MOURA (2012)

Os corpos de prova são moldados nas dimensões de 2:1 (30,0 cm x 15,0 cm). Após moldados, os corpos são curados em câmaras úmidas ou em tanques e posteriormente rompidos em prensas mecânicas aos 7 e aos 28 dias de idade.

As figuras 4.4, 4.5 e 4.6 ilustram o ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

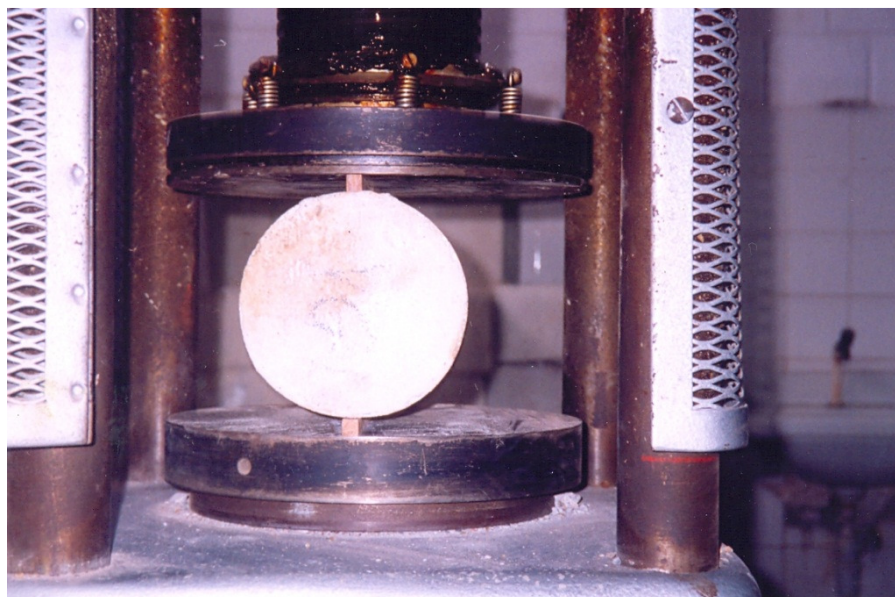


Figura 4.6 – Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral
Fonte: CHAGAS FILHO (20--)

Os corpos de prova foram moldados conforme a norma ABNT NBR 7222:1994 com os materiais aprovados nos ensaios preliminares conforme a especificação técnica ET-DE-P00-007. Foram moldados diversos corpos de prova compostos por 30,0% de solos selecionados do tipo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com teores de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso variando de 2,0% a 4,0%.

Os valores médios de resistência à tração por compressão diametral em kgf/cm² encontram-se na tabela 4.2:

Tabela 4.2 – Valores de Resistência à Tração por Compressão Diametral (SBTC)

TEMPO DE CURA	TEOR DE CIMENTO (%)	COMPOSIÇÃO DA MISTURA		RESISTÊNCIA MÉDIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (kgf/cm ²)
		BRITA (%)	SOLO (%)	
7 dias	2,0	70,0	30,0	3,60
	2,5	70,0	30,0	5,15
	3,0	70,0	30,0	8,70
	3,5	70,0	30,0	11,90
	2,0	70,0	30,0	2,55
	3,0	70,0	30,0	4,60
	3,5	70,0	30,0	6,20
	4,0	70,0	30,0	6,95
28 dias	2,0	70,0	30,0	4,90
	3,0	70,0	30,0	8,45
	3,5	70,0	30,0	10,45
	4,0	70,0	30,0	11,50

Fonte: TECPAV (2012)

Verifica-se através dos resultados laboratoriais, que a mistura composta por 30,0% de solos selecionados do tipo Solo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com 4,0% de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso, obteve um melhor desempenho, com valores médios de resistências à tração por compressão diametral de 6,95 kgf/cm² e 11,50 kgf/cm² aos 7 e aos 28 dias de idade, respectivamente, ou seja, ocorreu um aumento gradual de resistência conforme o aumento do teor de cimento e o tempo de cura.

Cabe ressaltar novamente que foram realizados poucos ensaios para a determinação do teor ótimo de cimento Portland e é imprescindível completar o estudo para a definição exata da porcentagem de brita na mistura de SBTC para que se encaixe na Faixa Granulométrica II da especificação técnica (DER/SP, 2006a) e para a definição correta do teor de cimento Portland.

4.3 Módulo de elasticidade (SBTC)

Para a realização da verificação mecanicista é necessário comparar os valores de deformações, deflexões e tensões atuantes com os valores máximos admissíveis obtidos através de equações de fadiga.

Os valores atuantes são obtidos através de cálculo onde é levado em consideração o comportamento descrito na teoria da mecânica dos pavimentos. Para a realização desses cálculos é geralmente utilizado o programa computacional ELSYM-5 que idealiza o pavimento como um sistema elástico tridimensional de camadas sobrepostas, semi-infinito no plano horizontal. Os materiais são assumidos como sendo isotrópicos e homogêneos, com comportamento elástico linear.

Contudo, o programa computacional ELSYM-5 necessita dos parâmetros de projeto dos materiais empregados para cada camada do pavimento, tais parâmetros são: Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson.

Conforme a instrução de projeto de pavimentação (DER/SP, 2006b), o módulo de elasticidade é definido como a relação entre a tensão e a deformação (ou a tangente inicial de uma curva tensão × deformação) na região de deformação elástica – na qual a Lei de Hooke é válida.

A figura 4.7 ilustra um exemplo de gráfico de módulo de elasticidade para a mistura de SBTC, e na figura 4.8 é exposto o esquema de montagem do ensaio:

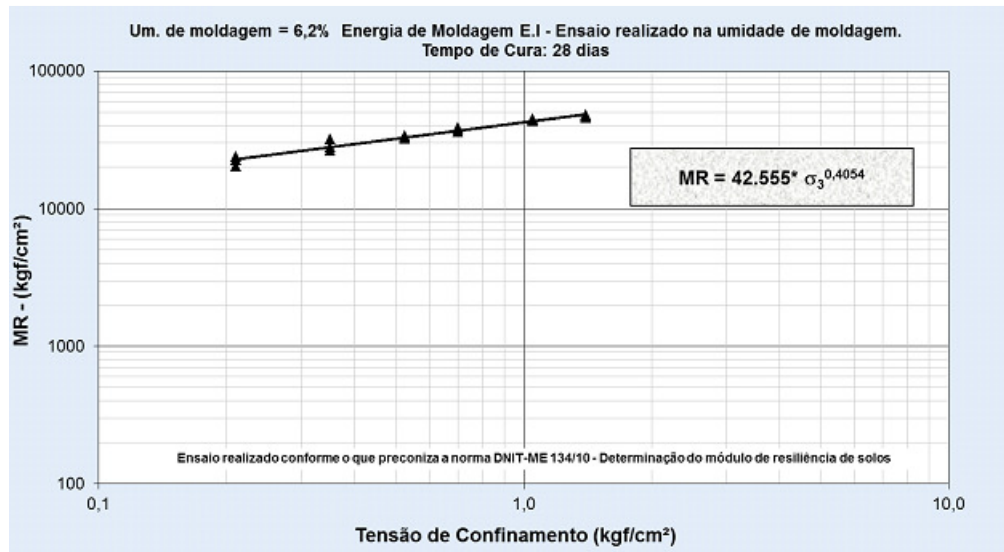


Figura 4.7 – Exemplo de Gráfico de Módulo de Elasticidade (SBTC)
Fonte: TECPAV (2012)

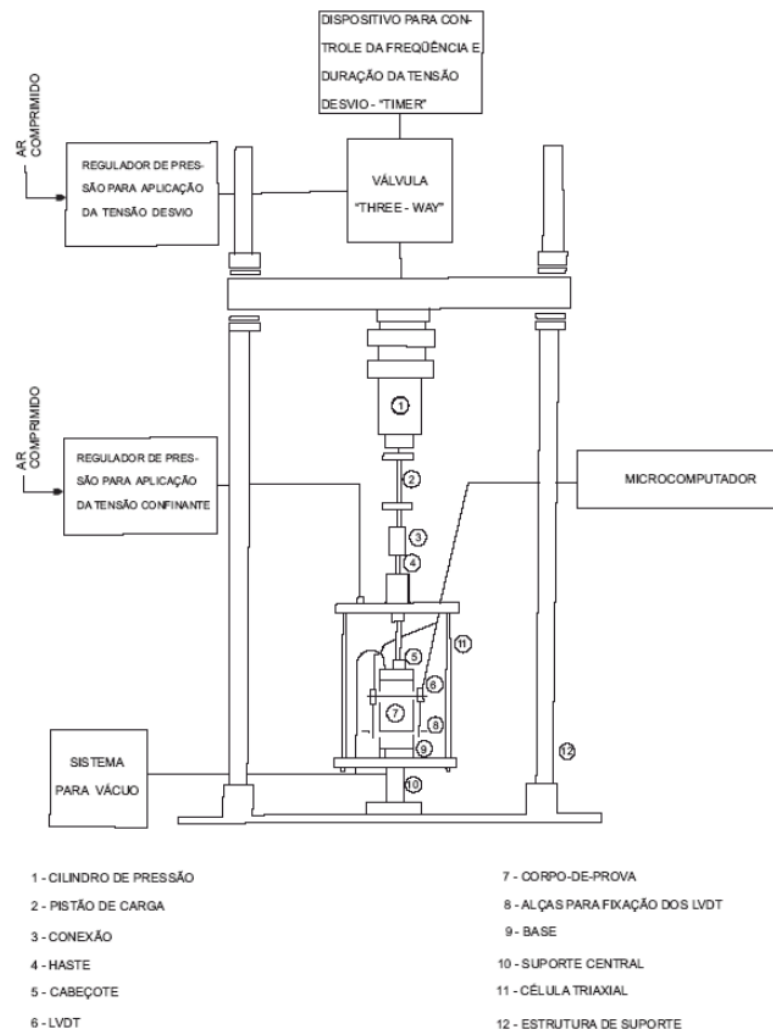


Figura 4.8 – Esquema de montagem do ensaio de módulo de elasticidade
Fonte: DNIT (2006b)

Segundo a norma para determinação do Módulo de Elasticidade, antes de iniciar o ensaio propriamente dito de determinação do módulo de resiliência, deve-se aplicar uma sequência de carregamentos dinâmicos com a finalidade de eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de tensão desvio e de reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo de resiliência. A frequência das cargas repetidas é de 1 Hz (60 ciclos por minuto) e a duração é de cerca de 0,10 segundo (DNIT, 2010).

Os corpos de prova são moldados e curados em câmaras úmidas conforme a norma DNIT 134/2010 – ME com os materiais aprovados nos ensaios preliminares conforme a especificação técnica (DER, 2006a).

Foram moldados diversos corpos de prova compostos por 30,0% de solos selecionados do tipo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com teores de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso variando de 3,0% a 4,0%. Procedeu-se a realização do ensaio de determinação do módulo de elasticidade (figura 4.9) com os corpos de prova curados aos 7 e aos 28 dias de idade.



Figura 4.9 – Execução do ensaio de módulo de elasticidade
Fonte: MOURA (2012)

Os valores médios obtidos no ensaio de determinação do módulo de elasticidade em kgf/cm^2 encontram-se na tabela 4.3:

Tabela 4.3 – Valores de módulo de elasticidade (SBTC)

TEMPO DE CURA	TEOR DE CIMENTO (%)	COMPOSIÇÃO DA MISTURA		MÓDULO DE ELASTICIDADE (kgf/cm^2)
		BRITA (%)	SOLO (%)	
7 dias	3,0	70,0	30,0	37.132
	4,0	70,0	30,0	35.153
28 dias	3,0	70,0	30,0	40.761
	4,0	70,0	30,0	42.555

Fonte: TECPAV (2012)

Verifica-se por intermédio dos resultados laboratoriais, que a mistura composta por 30,0% de solos selecionados do tipo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com 4,0% de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso, obteve um melhor desempenho, com valores médios de módulo de elasticidade de 42.555 kgf/cm^2 aos 28 dias de idade, respectivamente, ou seja, ocorreu um aumento gradual de resistência conforme o aumento do teor de cimento e o tempo de cura.

Cabe ressaltar novamente que foram realizados poucos ensaios para a determinação do teor ótimo de cimento Portland e é imprescindível completar o estudo para a definição exata da porcentagem de brita na mistura de SBTC para que se encaixe na Faixa Granulométrica II da especificação técnica (DER/SP, 2006a) e para a definição correta do teor de cimento Portland.

4.4 Equação de fadiga - cálculos analíticos (SBTC)

Como foi justificado nos capítulos anteriores, com o objetivo de se definir o número de solicitações do eixo simples (roda dupla) padrão de 8,2 tf que uma camada constituída pela mistura de SBTC suporta até o início dos trincamentos por fadiga, serão desenvolvidos nesse item cálculos analíticos utilizando os valores obtidos nos ensaios de resistência e módulo de elasticidade do material e considerando o comportamento mecânico teórico do mesmo para a construção preliminar de uma equação de fadiga que calcule a tensão de tração máxima admissível na fibra inferior da camada da mistura em função do tráfego (Número N).

Conforme verificado nos capítulos anteriores, a mistura de SBTC que alcançou o maior valor médio de Resistência à Tração por Compressão Diametral ($11,0 \text{ kgf/cm}^2$ aos 28

dias de idade) e o maior valor médio de Módulo de Elasticidade (40.000 kgf/cm^2 aos 28 dias de idade) foi a mistura constituída por 30% de solos selecionados do tipo Solo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com 4% de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso (70/30/4).

Tais valores obtidos em ensaios laboratoriais serão importantes para a definição do comportamento mecânico teórico do material. A princípio podemos iniciar uma comparação da mistura de Solo-Brita Tratada com Cimento Portland (SBTC) com a mistura de Brita Graduada Tratada com Cimento Portland (BGTC). Por se tratar de uma mistura constituída por 30% de solos selecionados do tipo SAFL, pode-se sugerir que o solo auxilia no preenchimento dos vazios entre os agregados, que quando somado ao material fino constituinte da granulometria da Brita Graduada Simples (BGS) Faixa II do DER/SP adicionada na mistura de SBTC, confere um comportamento de maior plasticidade e teoricamente de menor valor de Módulo de Elasticidade que a mistura de BGTC apresenta. Portanto, pode-se deduzir que uma das variáveis que difere o comportamento mecânico da mistura de SBTC do comportamento mecânico da mistura de BGTC é o seu valor de Módulo de Elasticidade.

Outro parâmetro que distingue a mistura de SBTC da mistura de BGTC é o seu valor de Resistência à Tração por Compressão Diametral. Devido o maior volume de materiais finos na mistura de SBTC, ocorreu um aumento significativo da superfície específica da mistura de Solo + Brita, e consequentemente um aumento do consumo de Cimento Portland para estabilizar a mistura. Esse aumento do teor de cimento é um dos fatores que justifica o alto valor de Resistência à Tração por Compressão Diametral de $11,0 \text{ kgf/cm}^2$ aos 28 dias de idade em comparação com valores usuais de $7,0$ a $10,0 \text{ kgf/cm}^2$ aos 28 dias de idade da mistura de BGTC. Portanto, pode-se deduzir que outra das variáveis que difere o comportamento mecânico da mistura de SBTC do comportamento mecânico da mistura de BGTC é o seu valor de Resistência à Tração por Compressão Diametral.

A fadiga de um material está relacionada com o seu comportamento mecânico, ou seja, conforme visto anteriormente, resistência à tração e módulo de elasticidade são os dois parâmetros imprescindíveis para que seja realizada uma comparação adequada entre as misturas de SBTC e de BGTC. Assim, partindo dessa comparação, será proposta uma adaptação da equação de fadiga da BGTC proposta por Balbo em 1993 através da seguinte metodologia de cálculo:

O número de solicitações do eixo simples (roda dupla) padrão de 8,2 tf que uma camada constituída por Brita Graduada Tratada com Cimento Portland (BGTC) suporta até o

início do trincamento pode ser representada pela equação de fadiga (equação 18) a seguir (BALBO, 1993):

$$N_f = 10^{(17,137 - 19,608 \cdot RT)} \quad (18)$$

Onde:

N_f = Número N de fadiga (USACE)

RT = Relação entre a Tensão Admissível e a Tensão de Ruptura

Portanto, a Relação de Tensões (RT) pode ser representada pela equação 19:

$$RT = \frac{\log_{10} N_f - 17,137}{-19,608} \quad (19)$$

Sabendo-se que a Relação de Tensões é a razão entre a Tensão de Tração Máxima Admissível e a Tensão de Ruptura, conforme demonstrado na equação 20:

$$RT = \frac{\sigma_{t_{adm}}}{\sigma_{t_{rupt}}} \quad (20)$$

Onde:

$\sigma_{t_{adm}}$ = Tensão de Tração Máxima Admissível

$\sigma_{t_{rupt}}$ = Tensão de Ruptura especificada em projeto (resultado de dosagem)

Pode-se concluir que a Tensão de Tração Máxima Admissível na fibra inferior da camada de BGTC é expressa pela equação 21:

$$\sigma_{t_{adm}} = \frac{\log_{10} N_f - 17,137}{-19,608} \cdot \sigma_{t_{rupt}} \quad (21)$$

Empregando-se a equação 21 para oito hipotéticos Números N e adotando-se dois valores diferentes de Tensões de Ruptura usualmente especificados em projetos de pavimentação, ou seja, valores de Tensões de Ruptura de 10,0 kgf/cm² e 7,0 kgf/cm², obteve-se os seguintes valores de Tensões de Tração Máximas Admissíveis em kgf/cm² (tabela 4.4):

Tabela 4.4 – Valores de Tensões de Tração Máximas Admissíveis para a BGTC

Tensões de Tração Máximas Admissíveis em kgf/cm ² - BGTC (BALBO, 1993)									
σ_t Rupt	MR	Número "N" (USACE)							
(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	1,00E+05	5,00E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	5,00E+08
10,0	70.000	6,19	5,83	5,68	5,32	5,17	4,81	4,66	4,30
7,0	70.000	4,33	4,08	3,98	3,73	3,62	3,37	3,26	3,01

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

Desta maneira, pode-se interpretar, por exemplo, que uma estrutura de pavimento semi-rígido que deverá suportar um tráfego equivalente à $1,00 \times 10^5$ solicitações do eixo simples padrão e que possua camada de base ou subbase constituída por BGTC cuja dosagem tenha resultado em valores de resistência a tração por compressão diametral de 10,0 kgf/cm², o valor de tensão de tração atuante na fibra inferior desta camada não poderá ser superior à 6,19 kgf/cm², do contrário haverá um risco maior da ocorrência precoce de trincamento por fadiga. Cabe ressaltar também que deverá ser considerado um valor médio de Módulo de elasticidade para a BGTC de 70.000 kgf/cm², este geralmente alcançado em campo.

Segundo as considerações realizadas acima, a mistura de SBTC assemelha-se à mistura de BGTC, sendo que os dois principais parâmetros que os diferem são os valores de Módulo de Elasticidade e os valores de Resistência à Tração por Compressão Diametral. Portanto, com o objetivo de obter valores de tensões de tração máximas admissíveis (σ_{tadm}) na fibra inferior da camada constituída pela mistura de SBTC, será inicialmente aplicada a equação 21, entretanto adotaremos como valor de tensão de ruptura (σ_{trupt}) o valor médio de Resistência à Tração por Compressão Diametral aos 28 dias de idade obtido para a mistura de SBTC (70/30/4), ou seja, o valor de Tensão de Ruptura igual a 11,0 kgf/cm². Os valores de σ_{tadm} estão demonstrados na tabela 4.5:

Tabela 4.5 – Valores de Tensões de Tração Máximas Admissíveis para a SBTC

Tensões de Tração Máximas Admissíveis - SBTC									
σ_t Rupt	MR	Número "N" (USACE)							
(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	1,00E+05	5,00E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	5,00E+08
11,0	70.000	6,81	6,42	6,25	5,86	5,69	5,29	5,13	4,73

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

Pode-se interpretar, por exemplo, que uma estrutura de pavimento semi-rígido que deverá suportar um tráfego equivalente à $1,00 \times 10^5$ solicitações do eixo simples padrão e que possua camada de base ou sub-base constituída por SBTC (70/30/4) com valor de resistência a tração por compressão diametral de 11,0 kgf/cm² aos 28 dias de idade, o valor de tensão de

tração atuante na fibra inferior desta camada não poderá ser superior à 6,81 kgf/cm². Contudo, a aplicação da equação 21 para a obtenção dos valores de $\sigma_{t_{adm}}$ considerou apenas uma das variáveis que distingue a mistura de SBTC da mistura de BGTC ($\sigma_{t_{rupt}}$), ou seja, consideraram um valor de módulo de elasticidade constante de 70.000 kgf/cm² sendo que, a mistura de SBTC alcançou um valor médio de módulo de elasticidade de 40.000 kgf/cm².

Logo, com a intenção de adaptar os valores de $\sigma_{t_{adm}}$ obtidos através da equação de fadiga proposta por Balbo (1993) para um módulo de elasticidade compatível com a mistura de SBTC, será considerado que a variação de $\sigma_{t_{adm}}$ está em função não somente da tensão de ruptura e do tráfego como também do módulo de elasticidade, sendo que a variação de $\sigma_{t_{adm}}$ é diretamente proporcional a variação do módulo de resiliência (equação 22):

$$\frac{\sigma_{t_{adm}(BGTC)}}{MR_{BGTC}} = \frac{\sigma_{t_{adm}(SBTC)}}{MR_{SBTC}} \quad (22)$$

Onde:

$\sigma_{t_{adm}(\text{material})}$ = Tensão de Tração Máxima Admissível

MR_{material} = Módulo de Resiliência

Assim, o valor de tensão de tração máximo admissível na fibra inferior da camada constituída pela mistura de SBTC (70/30/4) já corrigido em função do valor de módulo de elasticidade respectivo, pode ser expresso pela equação 23:

$$\sigma_{t_{adm}(SBTC)} = \frac{MR_{SBTC} \cdot \sigma_{t_{adm}(BGTC)}}{MR_{BGTC}} \quad (23)$$

Aplicando-se a equação 23 para os oito valores de $\sigma_{t_{adm}}$ obtidos anteriormente, obtêm-se os seguintes valores de $\sigma_{t_{adm}}$ (tabela 4.6), já corrigidos em função do módulo de elasticidade respectivo à mistura de SBTC de 40.000 kgf/cm² aos 28 dias de idade:

Tabela 4.6 – Valores de Tensões de Tração Máximas Admissíveis para a SBTC

Tensões de Tração Máximas Admissíveis - SBTC									
σ_t Rupt	MR	Número "N" (USACE)							
(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	1,00E+05	5,00E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	5,00E+08
11,0	70.000	6,81	6,42	6,25	5,86	5,69	5,29	5,13	4,73
11,0	40.000	3,89	3,67	3,57	3,35	3,25	3,03	2,93	2,70

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

Deste modo, pode-se interpretar, por exemplo, que uma estrutura de pavimento semi-rígido que deverá suportar um tráfego equivalente à $1,00 \times 10^5$ solicitações do eixo simples padrão e que possua camada de base ou subbase constituída por SBTC com valor de resistência a tração por compressão diametral de $11,0 \text{ kgf/cm}^2$ e módulo de elasticidade de 40.000 kgf/cm^2 ambos aos 28 dias de idade, o valor de tensão de tração atuante na fibra inferior desta camada não poderá ser superior à $3,89 \text{ kgf/cm}^2$, do contrário haverá um risco maior da ocorrência precoce de trincamento por fadiga.

Obtidos os valores de Tensões de Tração Máximas Admissíveis Teóricas em função do número de solicitações do eixo padrão para a mistura de SBTC em função, foram plotados os pontos em um gráfico onde o eixo das abcissas representa o Número N e o eixo das ordenadas os valores máximos admissíveis teóricos, onde pode ser observada uma curva de comportamento logarítmica conforme ilustra a figura 4.10:

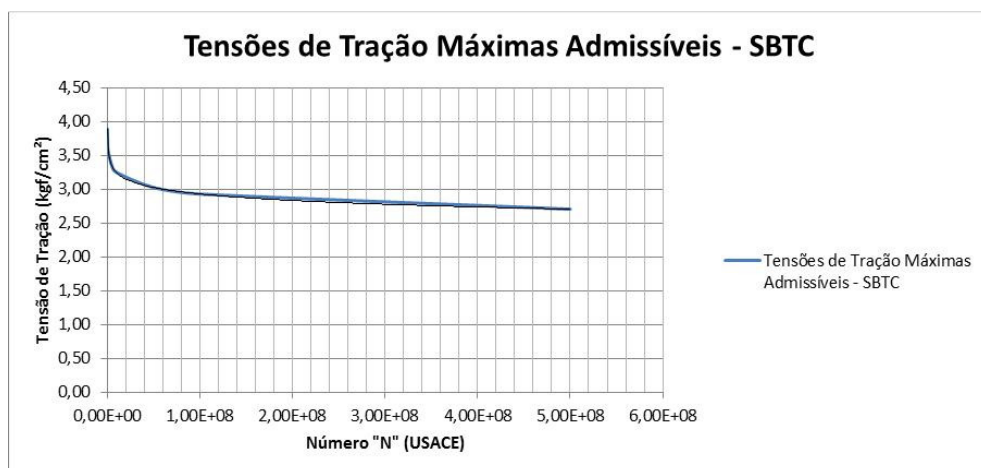


Figura 4.10 – Gráfico dos valores máximos admissíveis teóricos em função do Número N
Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

Observado o comportamento logarítmico dos valores teóricos plotados no gráfico, pôde-se, através de interpolação linear de pontos, desenvolver a equação logarítmica que descreve o modelo de desempenho teórico do material, ou seja, a equação de fadiga teórica da mistura de SBTC. A equação 24 se refere à fadiga teórica obtida após a interpolação linear:

$$\sigma_{t_{adm}} = 5,4936 - 0,3201 \cdot \log N_{USACE} \quad (24)$$

Onde:

$$\sigma_{t_{adm}} = \text{Tensão de Tração Máxima Admissível Teórica (kgf/cm}^2\text{)}$$

N = Número de solicitações do eixo padrão calculado pela metodologia do USACE

É importante ressaltar que a equação de fadiga é teórica, e como todo desenvolvimento teórico, é necessário que seja constatado por métodos experimentais. Deve-se advertir também que a equação foi desenvolvida para uma mistura constituída por 30% de solos selecionados do tipo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com 4% de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso que alcance valor médio de Resistência à Tração por Compressão Diametral de 11,0 kgf/cm² aos 28 dias de idade e valor médio de Módulo de Elasticidade de 40.000 kgf/cm² aos 28 dias de idade.

5 DIMENSIONAMENTO E VERIFICAÇÃO DE VIABILIDADE ECONÔMICA

Segundo o que foi citado no Capítulo 1, a utilização da mistura de Solo-Brita Tratada com Cimento Portland em camadas de base em estruturas de pavimentos semi-rígidos tem resultado em estruturas bastante duráveis devido as vantagens de algumas propriedades mecânicas proporcionadas pela composição.

Contudo, como toda obra pública deve ser consagrada com um projeto, os projetistas que optam por dimensionar uma estrutura de pavimento com esta composição se deparam com a falta dos parâmetros mínimos necessários para o dimensionamento e verificação mecanicista, tais parâmetros são: Resistência à Compressão Simples, Resistência à Tração por Compressão Diametral, Módulo de Resiliência e Equação de Fadiga.

Por conta dessa ausência de parâmetros, o objetivo desse trabalho foi encontrar dados obtidos de estudos de dosagem onde tenha sido empregada esta mistura, e utilizá-los para o desenvolvimento de cálculos analíticos com a finalidade de se desenvolver um modelo de desempenho teórico para a mistura.

Assim, foi possível alcançar os seguintes resultados preliminares para uma mistura constituída por 30% de solos selecionados do tipo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com 4% de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso, ou seja, mistura de SBTC (70/30/4):

- Resistência à Compressão Simples Média igual a 40,20 kgf/cm² aos 7 dias de idade e 60,23 kgf/cm² aos 28 dias de idade;
- Resistência à Tração por Compressão Diametral Média igual a 6,95 kgf/cm² aos 7 dias de idade e 11,50 kgf/cm² aos 28 dias de idade;
- Módulo de Elasticidade Médio igual a 35.153 kgf/cm² aos 7 dias de idade e 42.555 kgf/cm² aos 28 dias de idade e
- Tensão de Tração Máxima Admissível Teórica representada pela equação:

$$\sigma_{tadm} = 5,4936 - 0,3201 \cdot \log N_{USACE}$$

Portanto, nesse capítulo pretende-se utilizar tais parâmetros para dimensionar alternativas de estruturas de pavimento compostas pela mistura de SBTC (70/30/4) com o intuito de se fazer um estudo de viabilidade econômica visando identificar as situações (de tráfego e suporte do subleito) nas quais se tornam convenientes optar por camada de base constituída pela composição.

5.1 Tráfego

Para o dimensionamento de uma estrutura de pavimento deve ser levado em consideração o tráfego que esta estrutura terá de suportar. Devido a enorme heterogeneidade do tráfego das rodovias, são realizados diversos cálculos de forma a representá-lo na forma de um único número de solicitações de um eixo simples (roda dupla) padrão de 8,2 tf para um período de projeto em anos chamado de Número N.

Para a realização dos dimensionamentos, serão adotados 8 diferentes e crescentes valores de Número N, representando tráfegos que variam de leve a muito pesado. Os valores de Número N adotados serão os apresentados na tabela 5.1:

Tabela 5.1 – Valores de Número N adotados para os dimensionamentos

Valores de Número N adotados		Tráfego
1,00E+05	100 mil solicitações	Leve
5,00E+05	500 mil solicitações	Leve
1,00E+06	1 milhão de solicitações	Normal
5,00E+06	5 milhões de solicitações	Normal
1,00E+07	10 milhões de solicitações	Pesado
5,00E+07	50 milhões de solicitações	Pesado
1,00E+08	100 milhões de solicitações	Muito Pesado
5,00E+08	500 milhões de solicitações	Muito Pesado

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

5.2 Capacidade de Suporte do Subleito

Para o dimensionamento de uma estrutura de pavimento devem ser levadas em consideração as características do perfil geotécnico do segmento, principalmente quanto aos valores da capacidade de suporte do subleito representado pelo valor de CBR (ISC), visto que a estrutura tem como objetivo distribuir os esforços oriundos do tráfego até a camada final de terraplenagem.

Para a realização dos dimensionamentos, serão adotados 8 diferentes e crescentes valores de CBR, representando valores de capacidade de suporte que variam de ruim a muito bom. Os valores de capacidade de suporte adotados são os apresentados na tabela 5.2:

Tabela 5.2 – Valores de CBR adotados

CBR	Suporte
6%	ruim
8%	ruim
10%	regular
12%	regular
14%	bom
16%	bom
18%	muito bom
20%	muito bom

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

5.3 Tipo de Estrutura de Pavimento Adotada

O dimensionamento das alternativas de estruturas de pavimento que serão realizadas considerará uma estrutura de pavimentação asfáltica caracterizada conforme a instrução de projeto (DER/SP, 2006b), como uma estrutura de pavimento semi-rígido direto, visto que possuirá camada de revestimento asfáltico com camada de base constituída pela mistura de SBTC (70/30/4) e camada de reforço do subleito constituída por solo selecionado ($\text{CBR} \geq 20,0\%$).

A estrutura demonstrada na figura 5.1 será dimensionada a partir dos parâmetros de cada material bem como os parâmetros de projeto adotados anteriormente (de Tráfego e de Capacidade de Suporte). Assim, da combinação dos valores de Tráfego com os valores de Capacidade de Suporte pode-se obter 64 condições distintas, variando de condições **muito favoráveis** (tráfego leve e capacidade de suporte muito boa) a **muito desfavoráveis** (tráfego muito pesado e capacidade de suporte ruim).

Deste modo, será possível averiguar a viabilidade técnica e econômica deste tipo de estrutura de extremo a extremo, ou seja, de condições muito favoráveis a condições muito desfavoráveis.

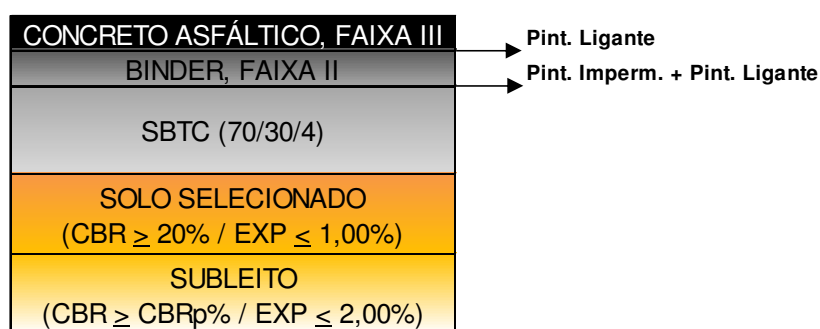


Figura 5.1 – Estrutura de Pavimento Semi-Rígido Direto
Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

5.4 Dimensionamento pelo Método Empírico

Tendo sido especificados os valores de tráfego e de capacidade de suporte do subleito a serem adotados, bem como o tipo de estrutura de pavimento a ser dimensionado, pôde-se dar início ao dimensionamento pelo método empírico do DNER (1981) através das inequações (25), (26) e (27):

Da espessura da camada de base:

$$R \cdot k_R + B \cdot k_B \geq H_{20} \quad (25)$$

Onde:

$R =$ Espessura do Revestimento (cm)

$k_R =$ Coeficiente estrutural do Revestimento

$B =$ Espessura da Base (cm)

$k_R =$ Coeficiente estrutural da Base

$H_{20} =$ Espessura equivalente sobre uma camada com suporte de 20% (cm)

Da espessura da camada de Reforço do Subleito:

$$R \cdot k_R + B \cdot k_B + \text{Ref} \cdot k_{\text{Ref}} \geq H_m \quad (26)$$

Onde:

$\text{Ref} =$ Espessura do Reforço do Subleito (cm)

$k_R =$ Coeficiente estrutural do Reforço do Subleito

$H_m =$ Espessura equivalente sobre uma camada com suporte m% (cm)

Os valores de H são obtidos através da seguinte equação:

$$H_t = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot \text{ISC}^{-0,598} \quad (27)$$

Os parâmetros básicos para a realização do dimensionamento são os seguintes:

- Tráfego: variando de Leve a Muito Pesado;
- Capacidade de Suporte: variando de Ruim a Muito Bom;
- Camada de Revestimento: Concreto Betuminoso nas espessuras variando de 5,0 cm a 12,5 cm (tabela 5.3) com coeficiente estrutural igual a 2,0;
- Camada de Base: SBTC (70/30/4) com coeficiente estrutural igual a 1,4;
- Camada de Reforço do Subleito: Solo Selecionado ($\text{CBR} \geq 20\%$) com coeficiente estrutural dado pela equação 28:

$$k_{\text{Ref}} = \sqrt[3]{\left(\frac{\text{ISC}_1}{3 \cdot \text{ISC}_2}\right)} \quad (28)$$

Onde:

ISC_1 = Suporte da camada de Reforço (20%)

ISC_2 = Suporte do Subleito (variando de 6% a 20%)

Os valores iniciais de espessura do revestimento asfáltico estão em função do Número N (tráfego), portanto, para o dimensionamento realizado nesta análise serão adotadas as espessuras demonstradas na tabela 5.3:

Tabela 5.3 – Espessuras de Revestimento Asfáltico Adotadas

Número N	Espessura (cm)
1,00E+05	5,0
5,00E+05	5,0
1,00E+06	7,5
5,00E+06	7,5
1,00E+07	10,0
5,00E+07	10,0
1,00E+08	12,5
5,00E+08	12,5

Fonte: Adaptado de DER (2006)

5.5 Cálculo dos Valores Atuantes (ELSYM-5)

Após o dimensionamento da estrutura de pavimento semi-rígido direto pelo método empírico (DNER, 1981) as estruturas dimensionadas devem ser analisadas por intermédio dos procedimentos mecanicistas.

A análise mecanicista consiste no cálculo dos valores de tensões, deformações e deflexões que atuam nos pontos críticos das estruturas analisadas quando da passagem de um eixo simples (roda dupla) padrão de 8,2 tf para posteriormente compará-los com os valores máximos admissíveis obtidos através de modelos de desempenho (equações de fadiga).

Os cálculos dos valores atuantes são realizados com o auxílio de programas computacionais. Na análise de viabilidade desse trabalho será utilizado o programa computacional ELSYM-5.

Os dados de entrada do programa ELSYM-5 são os valores de espessuras de cada camada, bem como os valores de Módulo de Elasticidade e Coeficiente de Poisson. São dados também os pontos de aplicação das cargas e seus respectivos valores, além dos pontos críticos em que se deseja fazer a análise. Todos os dados devem ser informados em centímetro e em

quilograma-força, localizados no plano tridimensional com coordenadas cartesianas (x; y; z).

A tabela 5.4 apresenta os parâmetros utilizados nesta análise:

Tabela 5.4 – Parâmetros adotados para cálculo dos valores atuantes no ELSYM-5

MATERIAL	MÓDULO DE ELASTICIDADE (kgf/cm ²)	COEFICIENTE DE POISSON
Concreto Asfáltico	35.000	0,30
Solo-Brita Tratada com Cimento	40.000	0,25
Solo Seleccionado (CBR \geq 20%)	2.000	0,40
Solos do Subleito (CBR \geq CBRp)	600 - 2.000	0,45

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

Os parâmetros da tabela 5.4 foram adotados conforme recomendações da Instrução de Projeto (DER, 2006b). O valor de módulo de elasticidade do SBTC (70/30/4) é o resultado obtido pelo ensaio apresentado no capítulo anterior. Já os valores de módulo de elasticidade dos solos do subleito variam conforme a Capacidade de Suporte do perfil geotécnico e foram calculados conforme a equação 29:

$$E_0 = 100 \cdot ISC_P \quad (29)$$

Onde:

E_0 = Módulo de Elasticidade (kgf/cm²)

ISC_P = Índice de Suporte Califórnia de Projeto (%)

5.6 Cálculo dos Valores Máximos Admissíveis (Equações de fadiga)

Os valores máximos admissíveis de tensões, deformações e deflexões que deverão atuar sobre a estrutura de pavimento dimensionada são obtidos a partir de modelos de desempenho (equações de fadiga). Estas equações consideram o número de repetições de carga expressa pelo valor de Número N para o período de projeto.

A observação detalhada do tipo de estrutura dimensionada neste capítulo permite identificar 4 pontos críticos a serem analisados. São estes:

- Deflexão vertical recuperável no topo do revestimento asfáltico;
- Deformação horizontal de tração na fibra inferior do concreto asfáltico;
- Tensão horizontal de tração na fibra inferior do SBTC (70/30/4);
- Deformação vertical de compressão no topo do subleito.

Para todos os pontos descritos serão calculados os valores máximos admissíveis por intermédio de modelos de desempenho considerando os valores de Número N variando de Leve a Muito Pesado.

5.6.1 Deflexão vertical recuperável no topo do revestimento asfáltico

A deflexão vertical recuperável da estrutura de um pavimento demonstra a capacidade da estrutura em distribuir os esforços provenientes do tráfego. De acordo com o manual de pavimentação do (DER/SP, 2006b):

Quando a carga é aplicada em um ponto da superfície do pavimento, todas as camadas fletam devido às tensões e às deformações geradas pelo carregamento, sendo que o valor do deslocamento geralmente diminui com a profundidade e com o distanciamento do ponto de aplicação da carga.

Portanto, é adequado examinar o valor de deflexão vertical recuperável máximo da superfície do pavimento. O modelo de desempenho que será utilizado nessa verificação será o Método da Resiliência do procedimento PRO-269 recomendado na Instrução de Projeto (DER/SP, 2006b) encontra-se na equação 30:

$$D_{adm} = 10^{(3,148 - 0,188 \cdot \log N_{USACE})} \quad (30)$$

Onde:

D_{adm} = Deflexão vertical máxima admissível (1/100 mm)

N_{USACE} = Número N obtido pela metodologia do USACE

5.6.2 Deformação horizontal de tração na fibra inferior do concreto asfáltico

A deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada de concreto asfáltico causada pelos carregamentos na superfície dos pavimentos pode causar sua ruptura por fadiga se for excessiva.

A equação de fadiga (equação 31) adotada nessa análise será a equação do Instituto de Asfalto recomendada pelo manual de pavimentação (DER/SP, 2006b):

$$\epsilon t_{adm} = 2,2 \cdot 10^{-2} \cdot \left(\frac{1}{N_{AASHTO}} \right)^{0,304} \quad (31)$$

Onde:

ϵt_{adm} = Deformação de tração máxima admissível (cm/cm)

N_{AASHTO} = Número N obtido pela metodologia da AASHTO

Como os valores de Número N adotados anteriormente correspondem aos valores obtidos pela metodologia do USACE (*United States Army Corps of Engineers*), para a realização desses cálculos nesse item serão adotadas a razão da equação 32:

$$N_{AASHTO} = 70\% \cdot N_{USACE} \quad (32)$$

5.6.3 Tensão horizontal de tração na fibra inferior do SBTC (70/30/4)

A tensão horizontal de tração na fibra inferior do SBTC (70/30/4) causada pelos esforços oriundos do tráfego pode acarretar em ruptura por fadiga, portanto é imprescindível calcular os valores máximos admissíveis com o objetivo de resguardar que a estrutura dimensionada suportará o número de ciclos equivalentes ao tráfego previsto para a via.

Observou-se que, não há na literatura indicação de um modelo de desempenho para o cálculo de tensões máximas admissíveis para camadas de pavimentos constituídas pela mistura de Solo-Brita Tratada com Cimento Portland.

Foram utilizados valores obtidos em ensaios de dosagem para a mistura de SBTC para a realização de cálculos analíticos que puderam desenvolver um modelo de desempenho teórico para a mistura, portanto, para o cálculo dos valores de tensões horizontais de tração na fibra inferior do SBTC (70/30/4) será utilizada a equação 33:

$$\sigma_{t_{adm}} = 5,4936 - 0,3201 \cdot \log N_{USACE} \quad (33)$$

Onde:

$\sigma_{t_{adm}}$ = Tensão de Tração Máxima Admissível Teórica (kgf/cm²)

N_{USACE} = Número N obtido pela metodologia do USACE

5.6.4 Deformação vertical de compressão no topo do subleito.

O solo de fundação é normalmente o material menos resistente da estrutura, portanto é por ele que se inicia a verificação estrutural. Entretanto, uma vez confirmado o seu desempenho, é importante efetuar-se também a análise global para assegurar eventuais problemas devido ao fenômeno da deformação permanente.

A análise é feita comparando-se a máxima deformação específica vertical de compressão atuante no topo do subleito, considerando-se um sistema de camadas elásticas, comparando-as com os valores admissíveis correspondentes ao material utilizado.

Nos pavimentos rodoviários onde o tráfego é canalizado, a deformação permanente em geral se manifesta nas chamadas trilhas de roda. Essa deformação devida ao cisalhamento é um dos fatores que precisa ser levado em conta no projeto racional de pavimentos, objetivando-se minimizar as deformações totais dos mesmos.

O modelo utilizado para o cálculo da deformação vertical admissível de compressão no topo da camada de subleito é de Dormon & Metcalf de 1965 recomendado pelo manual de pavimentação (DER/SP, 2006b):

$$\varepsilon_{Vadm} = \frac{1}{\left[\sqrt[4,762]{\left(\frac{N_{USACE}}{6,070 \cdot 10^{-10}} \right)} \right]} \quad (34)$$

Onde:

ε_{Vadm} = Deformação vertical máxima admissível (cm/cm)

N_{USACE} = Número N obtido pela metodologia do USACE

5.7 Análise de Viabilidade Econômica

Toda estrutura de pavimento após ser dimensionada necessita de um estudo de viabilidade técnica, onde é realizado um levantamento quantitativo de cada material e serviço empregado na etapa de implantação e determinar através de uma Tabela de Preços Unitário (TPU) o custo por metro quadrado de implantação (R\$/m²).

Para a realização da análise de viabilidade econômica nesse trabalho será utilizada a TPU do DER/SP referente ao mês de junho de 2012, conforme tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Preços unitários de materiais e serviços

CÓDIGO	MATERIAL OU SERVIÇO	UN.	R\$
23.02.01	Preparo e melhoria do subleito - 100% EN	m²	1,02
23.03.02.01	Reforço do sub-leito - transporte ate 1 km	m³ x km	3,74
23.04.02.02	Sub-base ou base solo brita com cimento 4%	m³	155,25
23.08.02	Conc.asf.us.quente - BINDER graduação B com DOP	m³	451,97
23.08.03.03	Camada rolamento - CBUQ - graduação C com DOP	m³	487,67
23.05.01	Imprimadura betuminosa impermeabilizante	m²	3,37
23.05.02	Imprimadura betuminosa ligante	m²	1,27

Fonte: DER/SP (2012)

5.8 Resultados Obtidos

A partir da combinação dos oito valores de Número N e dos oito valores de ISC, foram dimensionadas pelo procedimento empírico-mecanicista 64 estruturas de pavimentos constituídas por camada de base de SBTC (70/30/4), com o objetivo de se obter o seu comportamento em condições variado de muito favoráveis a muito desfavoráveis.

O dimensionamento procedeu-se começando pelo dimensionamento pelo método empírico do Engenheiro Murillo Lopes de Souza, seguido pela verificação mecanicista por intermédio do programa computacional ELSYM-5. Os valores atuantes obtidos foram confrontados com os máximos admissíveis obtidos pelos modelos de desempenho. Nos casos em que os valores atuantes resultaram em valores superiores aos admissíveis (todos os casos), foram alteradas as espessuras e novamente verificadas pelo ELSYM-5. Os resultados de saída do programa e da análise estão apresentados para todas as 64 situações no ANEXO (2) deste trabalho.

Ressalta-se que as células mescladas na cor verde apresentaram valores inferiores aos admissíveis, enquanto as vermelhas apresentaram valores superiores. Observa-se também que em todas as 64 situações as estruturas dimensionadas pelo método empírico não foram suficientes para suportar o tráfico suposto e necessitaram de acréscimos estruturais.

5.9 Análise de Custo

As estruturas finais de pavimento obtidas foram submetidas à análise de custo a partir da Tabela de Preços Unitários de Junho do DER/SP (2012) com a finalidade de se obter o custo por metro quadrado (R\$/m²) do pavimento. A tabela 5.6 apresenta a análise de custo, a tabela 5.7 e a figura 5.2 apresentam um resumo desta análise.

Tabela 5.6 – Estruturas finais de pavimento e análise de custo

Espessuras Mínimas Recomendadas (cm)										
CBR	CAMADA DE	MATERIAL	Número N (USACE)							
			1,00E+05	5,00E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	5,00E+08
6%	Revestimento	CBUQ	5,0	6,0	3,5	4,0	5,0	5,0	6,5	6,0
	Ligação	BINDER	-	-	4,0	4,0	5,0	6,0	6,0	12,0
	Base	SBTC	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0	25,0
	Reforço	Solo Selec.	-	-	-	-	-	-	-	30,0
	Custo (R\$/m ²)		68,86	73,73	80,89	83,33	92,72	97,24	104,56	131,63
8%	Revestimento	CBUQ	5,0	6,0	3,5	4,0	5,0	5,0	6,5	4,0
	Ligação	BINDER	-	-	4,0	4,0	5,0	6,0	6,0	10,0
	Base	SBTC	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
	Reforço	Solo Selec.	30,0	30,0	30,0	30,0	20,0	25,0	15,0	20,0
	Custo (R\$/m ²)		62,22	67,09	74,25	76,69	85,71	90,42	97,36	104,70
10%	Revestimento	CBUQ	5,0	6,0	3,5	4,0	5,0	5,0	6,5	4,5
	Ligação	BINDER	-	-	4,0	4,0	5,0	6,0	6,0	9,0
	Base	SBTC	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
	Reforço	Solo Selec.	30,0	20,0	20,0	20,0	10,0	15,0	10,0	15,0
	Custo (R\$/m ²)		62,22	66,72	73,88	76,31	85,34	90,04	97,17	102,43
12%	Revestimento	CBUQ	5,0	6,0	3,5	3,5	5,0	5,0	6,5	4,0
	Ligação	BINDER	-	-	4,0	4,0	5,0	6,0	6,0	9,0
	Base	SBTC	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
	Reforço	Solo Selec.	15,0	15,0	15,0	15,0	-	10,0	-	10,0
	Custo (R\$/m ²)		61,65	66,53	73,69	73,69	84,96	89,86	96,80	99,81
14%	Revestimento	CBUQ	5,00	6,00	3,50	3,50	5,00	5,00	6,50	4,00
	Ligação	BINDER	-	-	4,00	4,00	5,00	6,00	6,00	9,00
	Base	SBTC	20,00	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
	Reforço	Solo Selec.	-	-	-	15,00	-	-	-	10,00
	Custo (R\$/m ²)		61,09	65,97	73,13	73,69	84,96	89,48	96,80	99,81
16%	Revestimento	CBUQ	5,0	5,0	3,5	3,5	5,0	5,0	6,5	6,5
	Ligação	BINDER	-	-	4,0	4,0	5,0	5,0	6,0	6,0
	Base	SBTC	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
	Reforço	Solo Selec.	-	-	-	-	-	-	-	-
	Custo (R\$/m ²)		61,09	61,09	73,13	73,13	84,96	84,96	96,80	96,80
18%	Revestimento	CBUQ	5,0	5,0	3,5	3,5	5,0	5,0	6,5	6,5
	Ligação	BINDER	-	-	4,0	4,0	5,0	5,0	6,0	6,0
	Base	SBTC	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
	Reforço	Solo Selec.	-	-	-	-	-	-	-	-
	Custo (R\$/m ²)		61,09	61,09	73,13	73,13	84,96	84,96	96,80	96,80
20%	Revestimento	CBUQ	5,0	5,0	3,5	3,5	5,0	5,0	6,5	6,5
	Ligação	BINDER	-	-	4,0	4,0	5,0	5,0	6,0	6,0
	Base	SBTC	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0	20,0
	Reforço	Solo Selec.	-	-	-	-	-	-	-	-
	Custo (R\$/m ²)		61,09	61,09	73,13	73,13	84,96	84,96	96,80	96,80

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

Tabela 5.7 – Resumo da análise de custo

CBR	Custo (RS/m ²) em Função do Número N e do CBR							
	Número N (USACE)							
	1,00E+05	5,00E+05	1,00E+06	5,00E+06	1,00E+07	5,00E+07	1,00E+08	5,00E+08
6%	68,86	73,73	80,89	83,33	92,72	97,24	104,56	131,63
8%	62,22	67,09	74,25	76,69	85,71	90,42	97,36	104,70
10%	62,22	66,72	73,88	76,31	85,34	90,04	97,17	102,43
12%	61,65	66,53	73,69	73,69	84,96	89,86	96,80	99,81
14%	61,09	65,97	73,13	73,69	84,96	89,48	96,80	99,81
16%	61,09	61,09	73,13	73,13	84,96	84,96	96,80	96,80
18%	61,09	61,09	73,13	73,13	84,96	84,96	96,80	96,80
20%	61,09	61,09	73,13	73,13	84,96	84,96	96,80	96,80

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

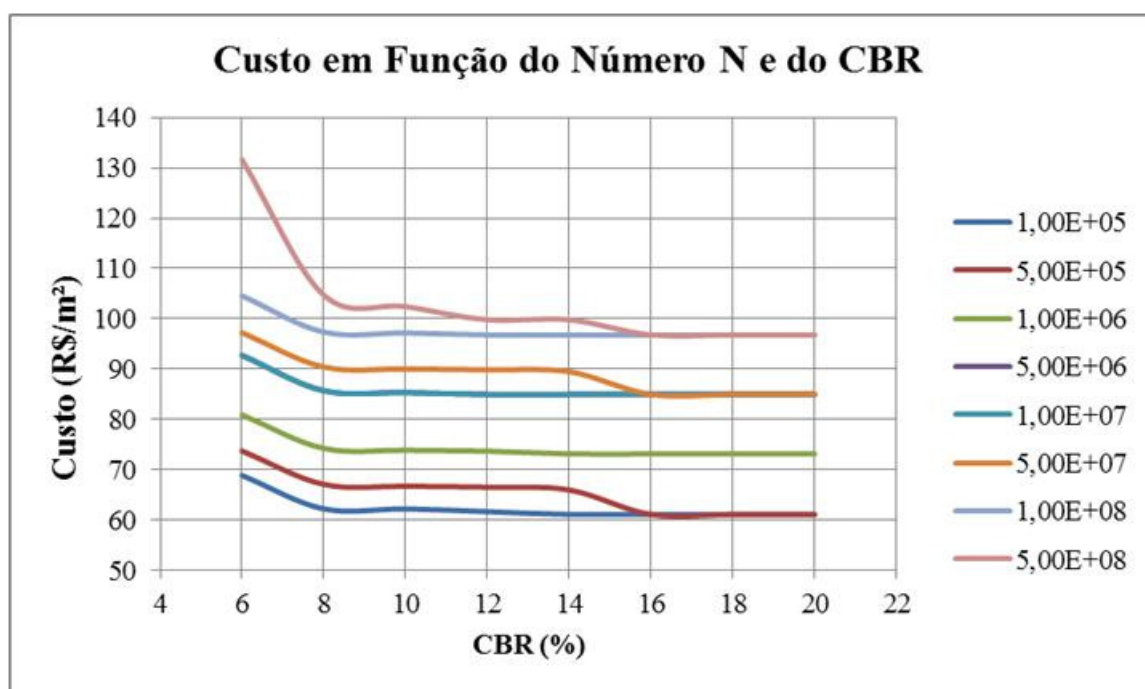


Figura 5.2 – Demonstrativo da análise de custos em função do CBR e do Número N

Fonte: PROPRIEDADE DOS AUTORES (2013)

6 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Com a finalidade de se atender os requisitos de trabalho de graduação é imprescindível advertir das limitações e restrições dos resultados dessa pesquisa quanto aos seguintes fatores:

- **Granulometria:** os ensaios de resistências e módulo precisam ser realizados a partir de um estudo que possa acertar a granulometria da brita, do solo e do cimento em uma faixa de modo a constituir uma mistura de SBTC homogênea de máxima densidade, portanto os valores apresentados nessa pesquisa podem variar conforme a composição granulométrica;
- **Dosagem da mistura:** toda a análise e o dimensionamento foram realizados considerando uma mistura de SBTC constituída por 30% de solos selecionados do tipo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com 4% de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso, por esse motivo as estruturas dimensionadas podem variar se a composição não for a mesma;
- **Análise estatística:** os valores obtidos nos ensaios de resistências e de módulo de elasticidade não foram realizados com a quantidade de corpos de prova suficientes para uma análise estatística satisfatória, assim, aconselha-se que sejam realizados mais ensaios antes de considerar a plena validade dos resultados desse trabalho;
- **Hipótese de comportamento:** o modelo de desempenho apresentado para a SBTC tem caráter exclusivamente teórico baseado na hipótese de que o comportamento de uma mistura de SBTC (70/30/4) seja semelhante à BGTC de Balbo (2009), bem como a razão entre o módulo de elasticidade e a tensão de ruptura seja diretamente proporcional. Logo, recomenda-se que seja realizado em laboratório o ensaio de fadiga da mistura com a quantidade de corpos de prova suficientes para uma análise estatística satisfatória;
- **Coefficiente estrutural (k):** para o dimensionamento das estruturas pelo método empírico foi utilizado o valor de 1,4 como coeficiente estrutural da SBTC (70/30/4), contudo, após a verificação mecanicista, observou-se que este valor subdimensiona a estrutura. Portanto, se considerados válidos os resultados dessa pesquisa, recomenda-se a utilização de um valor de

coeficiente estrutural próximo a 0,8, pois se aproxima mais das espessuras pós-verificadas com a verificação mecanicista.

- **Superdimensionamento:** a análise apresentada nessa pesquisa considerou o valor de módulo de elasticidade para a BGTC de Balbo (2009), em seu pior caso, visto que foi considerado o valor de 70.000 kgf/cm², sendo que este pode variar até 180.000 kgf/cm² conforme a Instrução de Projeto do DER/SP (2006), portanto pode-se inferir que, considerando as variações de dosagem ao longo de um seguimento de pavimentação, a mistura de SBTC (70/30/4) poderá apresentar também variações no seu valor de módulo de elasticidade, tornando superdimensionadas as estruturas obtidas nesse trabalho;
- **Baixo custo de implantação:** mesmo que os resultados de espessuras para a camada de SBTC (70/30/4) obtidas nesse trabalho sejam robustas e quicá superdimensionadas, a análise de custo demonstrou que estruturas constituídas com a mistura apresentam-se de baixo custo mesmo em situações extremas.

7 CONCLUSÃO

A utilização da mistura de Solo-Brita Tratada com Cimento Portland em camadas de base em estruturas de pavimentos semi rígidos tem resultado em estruturas bastante duráveis devido as vantagens de algumas propriedades mecânicas proporcionadas pela composição.

Pode-se concluir-se que o dimensionamento de estruturas de pavimento com a mistura de Solo-Brita Tratada com Cimento Portland em Peso, é deficiente visto a inexistência dos parâmetros específicos deste material para a realização da verificação mecanicista. Por intermédio dos resultados laboratoriais realizados para dosagem da composição onde tenha sido empregada a mistura de SBTC foi possível alcançar alguns resultados preliminares para uma mistura constituída por 30% de solos selecionados do tipo Arenoso Fino Laterítico (SAFL) com 70% de Brita Graduada Simples (BGS), Faixa II do DER/SP e tratada com 4% de Cimento Portland (CP-II E 32) em peso, ou seja, mistura de SBTC (70/30/4):

- Resistência à Compressão Simples Média igual a 40,20 kgf/cm² aos 7 dias de idade e 60,23 kgf/cm² aos 28 dias de idade;
- Resistência à Tração por Compressão Diametral Média igual a 6,95 kgf/cm² aos 7 dias de idade e 11,50 kgf/cm² aos 28 dias de idade;
- Módulo de Elasticidade Médio igual a 35.153 kgf/cm² aos 7 dias de idade e 42.555 kgf/cm² aos 28 dias de idade e
- Tensão de Tração Máxima Admissível Teórica representada pela equação:

$$\sigma_{tadm} = 5,4936 - 0,3201 \cdot \log N_{USACE}$$

Deste modo, foi possível averiguar a viabilidade técnica e econômica deste tipo de estrutura de extremo a extremo, ou seja, de condições muito favoráveis a condições muito desfavoráveis.

As sessenta e quatro estruturas finais de pavimento obtidas foram submetidas à análise de custo a partir da Tabela de Preços Unitários de Junho do DER/SP (2012) com a finalidade de se obter o custo por metro quadrado (R\$/m²) do pavimento. E apesar de todas as ressalvas quanto a granulometria, dosagem, análise estatística, hipótese de comportamento, coeficiente estrutural e superdimensionamento, demonstrou-se que estruturas constituídas com a mistura de SBTC (70/30/4) apresentam baixo custo, se comparado com outros procedimentos construtivos, mesmo em situações extremas.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6023: informação e documentação – referências – elaboração**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 15087: Misturas Asfálticas – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral**. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 5739: Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 7222: Concreto – Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral**. Rio de Janeiro, 1994.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

_____. **Pavimentos asfálticos: patologias e manutenção**. São Paulo: Plêiade, 1997.

_____. **Pavimentos de concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

BEER, Ferdinand P; JOHNSTON JUNIOR, E Russell. **Mecânica vetorial para engenheiros: Estática**. 5. ed. São Paulo: Makron Books, 1994.

_____. **Resistência dos materiais**. 3. ed. São Paulo: Makron Books, 1995.

BERNUCCI, Liedi Bariani *et al.* **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás; Abeda, 2010. 504 p. Disponível em: <http://www.proasfalto.com.br/07_download.htm>. Acesso em: 28 mar. 2013.

CONTRAN – CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO. **Resolução nº210 de 13 de novembro de 2006**. Brasília, 2006. Disponível em: <www.denatran.gov.br/download/Resolucoes/RESOLUCAO_210.rtf>. Acesso em: 28 mar. 2013.

DAROUS, João. **Estudo Comparativo entre Sistemas de Cálculo de Tensões e Deformações Utilizados em Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos Novos**. 2003. 290 p. Dissertação (Mestrado) – Instituto Alberto Luiz Coimbra, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php?option=com_content&task=view&id=3109&Itemid=178>. Acesso em: 28 mar. 2013.

CHAGAS FILHO, Milton Bezerra. **Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral**. 1 imagem. Campina Grande: Unidade Acadêmica de Engenharia Civil – Universidade Federal de Campina Grande, [20--]. Disponível em: <http://www.dec.ufcg.edu.br/miltoncf/fotos/Foto_86.jpg>. Acesso em: 28 mar. 2013.

DER - DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ET-DE-P00/007: Sub-Base ou Base de Solo-Brita-Cimento**. São Paulo: 2006a.

_____. **IP-DE-P00/001: Projeto de Pavimentação**. São Paulo: 2006b.

_____. **Tabela de Preços Unitários - Junho**. São Paulo: 2012.

DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Método de projeto de pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro, 1981.

_____. **ME 043: Misturas betuminosas a quente – ensaio Marshall – método de ensaio**. Rio de Janeiro: 1995. Instituto de Pesquisa Rodoviária.

_____. **ME 049: Solos – determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – método de ensaio**. Rio de Janeiro: 1994. Instituto de Pesquisa Rodoviária

_____. **ME 134: Pavimentação – Solos – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: 2010. Instituto de Pesquisa Rodoviária.

DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de estudos de tráfego**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2006a. 384p.

_____. **Manual de pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2006b. 274p.

_____. **Manual de restauração de pavimentos asfálticos**. 2.ed. Rio de Janeiro, 2006c. 310p.

_____. [Rio de Janeiro]: [2006d]. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/indexpesquisas.php>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

HOUAISS, Antônio. **Dicionário da Língua Portuguesa - Mecanicismo**. Rio de Janeiro: Objetiva, 2001. Disponível em: <<http://houaiss.uol.com.br/busca.jhtm?verbete=mecanicismo&style=k>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

_____. **Dicionário da Língua Portuguesa - Mecanicista**. Rio de Janeiro: Objetiva, 2001. Disponível em: <<http://houaiss.uol.com.br/busca.jhtm?verbete=mecanicismo&style=k>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos Pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 2005.

MICHAELIS, Henrietti; E SILVA, Adalberto Prado. **Michaelis: moderno dicionário da língua portuguesa - Mecanicismo**. São Paulo: Melhoramentos, [1988]. Disponível em: <<http://michaelis.uol.com.br/moderno/portugues/index.php?lingua=portugues-portugues&palavra=mecanicismo>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

_____. **Michaelis: moderno dicionário da língua portuguesa - Mecanicista**. São Paulo: Melhoramentos, [1988]. Disponível em: <<http://michaelis.uol.com.br/moderno/portugues/index.php?lingua=portugues-portugues&palavra=mecanicismo>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

MOURA, Edson de. **MECSOLOS - Mecânica dos solos**. São Paulo: FATEC-SP, 2011. Notas de aula da Disciplina de Graduação Mecânica dos Solos do Departamento de Transportes e Obras de Terra – Curso Movimento de Terra e Pavimentação.

_____. **PROJPAV – Projeto de pavimentos**. São Paulo: FATEC-SP, 2012. Notas de aula da Disciplina de Graduação Projeto de Pavimentos do Departamento de Transportes e Obras de Terra – Curso Movimento de Terra e Pavimentação.

OLIVEIRA, A. G. Simões de; JESUS, A.C. **Estudo geológico geotécnico dos solos expansivos da região do recôncavo baiano**. Bahia: Universidade federal da Bahia – UFBA, 2006. Disponível em: <<http://www.geotecnia.ufba.br/arquivos/EGGAGS.pdf>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

PAVEMENT INTERACTIVE. ***Flexible pavement mechanistic models***. [S.l.: s.n.], [20--]. Disponível em: <http://pavementinteractive.org/index.php?title=Flexible_Pavement_Mechanistic_Models>. Acesso em: 28 mar. 2013.

PEDREIRÃO MACETES DE CONSTRUÇÃO. **Eixo padrão rodoviário – 8,2tf**. [S.l.: s.n.], [20--]. Disponível em: <<http://www.pedreira.com.br/wp-content/uploads/2012/11/Eixo-Padiao-Rodoviario-2-1024x556.png>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

PERTA - SOCIEDADE DE EQUIPAMENTOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL LTDA. **Equipamento para realização de ensaios de fadiga em concretos asfálticos**. [S.l.: s.n.], [2012]. Disponível em: <<http://www.perta.pt/produtos/ensaios-de-fadiga/>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

PINHEIRO, Libânio *et al.* **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo - USP, 2007. Disponível em: <http://coral.ufsm.br/decc/ECC1006/Downloads/Apost_EESC_USP_Libanio.pdf>. Acesso em: 28 mar. 2013.

SENÇO, Wlastermiller de. **Manual de técnicas de pavimentação**. São Paulo: Pini, 1997.

SEVERI, Andrea Arantes *et al.* Verificação à Fadiga de Revestimentos Asfálticos e Bases Cimentadas - Programa Pavimentos Asfálticos. In: **Sinappre - Simpósio internacional sobre avaliação de pavimentos e projetos de reforço**. Ceará, 2011. Disponível em: <<http://sites.poli.usp.br/ptr/lmp//download/DER.PDF>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

_____. **Conceitos mecanicistas básicos sobre pavimentos asfálticos**. São Paulo: Universidade de São Paulo - USP, 1998.

SILVA, Taciano Oliveira da *et al.* Influência do tráfego de veículos comerciais em rodovias vicinais não pavimentadas: estudo de caso aplicado a VCS 346, Viçosa, MG. **Revista Árvore**, Viçosa, v. 35, n. 3, p. 539-545, 2011. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/rarv/v35n3/a16v35n3.pdf>>. Acesso em: 28 mar. 2013.

TECPAV. **Engenharia e Consultoria Ltda**. São Paulo, 2012.

ANEXO 1 – EXEMPLO DE RELATÓRIO DE SAÍDA DO ELSYM-5

 1 ELSYM5 3/72 - 3, SISTEMA ELASTICO DE CAMADAS DE UMA A DEZ CARGAS
 NORMAIS CIRCULARES UNIFORMES IDENTICAS
 ----- ADAPTADO EM FEV./88 - SONDOTECNICA - SP - SETOR DE
 COMPUTACAO

* * * SISTEMA ELASTICO 1 -

CAMADA	MODULO DE ELASTIC. (KGF/CM2)	COEF. DE POISSON	ESPESSURA (CM)
1	35000.	.300	12.500
2	3000.	.350	10.000
3	2000.	.350	13.000
4	1512.	.450	SEMI-INFINITO

FOUR CARGA(S), CADA CARGA NA SEQUENCIA

VALOR DAS CARGAS.....	2050.00 KGF
PRESSAO DE CONTATO.....	5.60 KGF/CM2
RAIO DE CONTATO.....	10.79 CM

DISPOSICAO		
CARGA	X(CM)	Y(CM)
1	.000	.000
2	24.800	.000
3	176.100	.000
4	204.900	.000

RESULTADOS REQUISITADOS PARA DISP. DE SISTEMAS

PROF.(S) - (CM)			
Z=	.00	12.49	35.51
PONTO(S) X-Y - (CM)			
X=	.00	14.00	
Y=	.00	.00	

1 ELSYM5 3/72 - 3, SISTEMA ELASTICO DE CAMADAS DE UMA A DEZ CARGAS
NORMAIS CIRCULARES UNIFORMES IDENTICAS

----- ADAPTADO EM FEV./88 - SONDOTECNICA - SP - SETOR DE
COMPUTACAO

* * * SISTEMA ELASTICO 1 -

Z= .00 CAMADA NO. 1
X= .00 14.00
Y= .00 .00
TENSOES NORMAIS
SXX -10.15 -7.03
SYY -12.31 -11.57
SZZ -5.56 -2.63
TENSOES DE CISALHAMENTO
SXY .0000E+00 .0000E+00
SXZ -.2238E-07 .2028E-05
SYZ .0000E+00 .0000E+00
TENSOES PRINCIPAIS
PS 1 -5.56 -2.63
PS 2 -10.15 -7.03
PS 3 -12.31 -11.57
TENSÃO PRINCIPAL DE CIS.
PSS1 .3377E+01 .4468E+01
PSS2 .2295E+01 .2197E+01
PSS3 .1081E+01 .2271E+01
DESLOCAMENTOS
UX .1816E-02 .2238E-03
UY .0000E+00 .0000E+00
UZ .3599E-01 .3717E-01
DEF.ESPECIFICAS NORMAIS
EXX -.1368E-03 -.7906E-04
EYY -.2171E-03 -.2477E-03
EZZ .3371E-04 .8416E-04
DEF.ESP.DE CISALHAMENTO
EXY .0000E+00 .0000E+00
EXZ -.1663E-11 .1506E-09
EYZ .0000E+00 .0000E+00
DEF.ESP.PRINCIPAIS
PE 1 .3371E-04 .8416E-04
PE 2 -.1368E-03 -.7906E-04
PE 3 -.2171E-03 -.2477E-03
DEF.ESP.PRINCIP.DE CIS.
PSE1 .2508E-03 .3319E-03
PSE2 .1705E-03 .1632E-03
PSE3 .8033E-04 .1687E-03

1 ELSYM5 3/72 - 3, SISTEMA ELASTICO DE CAMADAS DE UMA A DEZ CARGAS
 NORMAIS CIRCULARES UNIFORMES IDENTICAS
 ----- ADAPTADO EM FEV./88 - SONDOTECNICA - SP - SETOR DE
 COMPUTACAO

* * * SISTEMA ELASTICO 1 -

Z= 12.49 CAMADA NO. 1
 X= .00 14.00
 Y= .00 .00
 TENSOES NORMAIS
 SXX 6.50 5.17
 SYX 8.59 8.74
 SZZ -1.47 -1.45
 TENSOES DE CISALHAMENTO
 SXY .0000E+00 .0000E+00
 SXZ .2521E+00 -.4740E-02
 SYZ .0000E+00 .0000E+00
 TENSOES PRINCIPAIS
 PS 1 8.59 8.74
 PS 2 6.51 5.17
 PS 3 -1.48 -1.45
 TENSÃO PRINCIPAL DE CIS.
 PSS1 .5038E+01 .5098E+01
 PSS2 .1044E+01 .1788E+01
 PSS3 .3994E+01 .3311E+01
 DESLOCAMENTOS
 UX -.1320E-02 .1292E-03
 UY .0000E+00 .0000E+00
 UZ .3498E-01 .3665E-01
 DEF.ESPECIFICAS NORMAIS
 EXX .1246E-03 .8517E-04
 EYY .2025E-03 .2180E-03
 EZZ -.1715E-03 -.1608E-03
 DEF.ESP.DE CISALHAMENTO
 EXY .0000E+00 .0000E+00
 EXZ .1873E-04 -.3521E-06
 EYZ .0000E+00 .0000E+00
 DEF.ESP.PRINCIPAIS
 PE 1 .2025E-03 .2180E-03
 PE 2 .1249E-03 .8517E-04
 PE 3 -.1718E-03 -.1608E-03
 DEF.ESP.PRINCIP.DE CIS.
 PSE1 .3743E-03 .3787E-03
 PSE2 .7758E-04 .1328E-03
 PSE3 .2967E-03 .2459E-03

1 ELSYM5 3/72 - 3, SISTEMA ELASTICO DE CAMADAS DE UMA A DEZ CARGAS
 NORMAIS CIRCULARES UNIFORMES IDENTICAS
 ----- ADAPTADO EM FEV./88 - SONDOTECNICA - SP - SETOR DE
 COMPUTACAO

* * * SISTEMA ELASTICO 1 -

Z= 35.51 CAMADA NO. 4
 X= .00 14.00
 Y= .00 .00
 TENSOES NORMAIS
 SXX -.09 -.08
 SYX -.04 -.04
 SZZ -.53 -.58
 TENSOES DE CISALHAMENTO
 SXY .0000E+00 .0000E+00
 SXZ .8615E-01 -.7750E-02
 SYZ .0000E+00 .0000E+00
 TENSOES PRINCIPAIS
 PS 1 -.04 -.04
 PS 2 -.07 -.08
 PS 3 -.55 -.58
 TENSÃO PRINCIPAL DE CIS.
 PSS1 .2548E+00 .2672E+00
 PSS2 .1498E-01 .1942E-01
 PSS3 .2399E+00 .2478E+00
 DESLOCAMENTOS
 UX -.2058E-02 -.2982E-03
 UY .0000E+00 .0000E+00
 UZ .2628E-01 .2738E-01
 DEF.ESPECIFICAS NORMAIS
 EXX .1138E-03 .1305E-03
 EYY .1579E-03 .1678E-03
 EZZ -.3155E-03 -.3446E-03
 DEF.ESP.DE CISALHAMENTO
 EXY .0000E+00 .0000E+00
 EXZ .1652E-03 -.1486E-04
 EYZ .0000E+00 .0000E+00
 DEF.ESP.PRINCIPAIS
 PE 1 .1579E-03 .1678E-03
 PE 2 .1292E-03 .1306E-03
 PE 3 -.3309E-03 -.3447E-03
 DEF.ESP.PRINCIP.DE CIS.
 PSE1 .4888E-03 .5126E-03
 PSE2 .2872E-04 .3725E-04
 PSE3 .4601E-03 .4753E-03

DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO		Número N:	1.00E+05							
		CBR _p :	6%	8%	10%	12%	14%	16%	18%	20%
		Revestimento (cm):	5.0							
		Coefficiente do Revestimento:	2.00							
		Base (cm):	9.0							
		Base Adotada (cm):	12.0							
		Coefficiente da Base:	1.4							
		Reforço (cm):	18.5	13.0	8.2	5.1	1.5	-1.1	-3.9	-5.5
		Reforço Adotado (cm):	20.0	15.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Coefficiente do Reforço:	1.04	0.94	0.87	0.82	0.78	0.75	0.72	0.69
		Espessura Equivalente - h ₂₀ (cm):	23.0							
		Espessura Equivalente - h _n (cm):	46.0	39.0	34.0	31.0	28.0	26.0	24.0	23.0
VALORES MÁXIMOS ADM	Método da Resiliência	Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm)	161							
	Instituto de Asfalto	Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm)	7.40E-04							
	Equação Teórica	Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²)	3.89							
	Dormon	Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm)	1.03E-03							
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Método Empírico	Espessura do Revestimento (cm):	5.0							
		Espessura da Base (cm):	12.0							
		Espessura do Reforço (cm):	20.0	15.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	58	49	42	37	34	30	28	26
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	-3.37E-05	-3.21E-05	-3.04E-05	-2.79E-05	-2.64E-05	-2.43E-05	-2.25E-05	-2.10E-05
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	8.25	8.14	8.06	7.69	7.89	7.48	7.13	6.81
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	4.26E-04	4.06E-04	3.92E-04	3.53E-04	3.54E-04	3.35E-04	3.19E-04	3.05E-05
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Espessuras Adaptadas	Espessura do Revestimento (cm):	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
		Espessura da Base (cm):	25.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
		Espessura do Reforço (cm):	-	30.0	20.0	15.0	-	-	-	-
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	41	33	29	26	24	21	20	18
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	-1.67E-05	-1.70E-05	-1.65E-05	-1.58E-05	-1.56E-05	-1.47E-05	-1.38E-05	-1.30E-05
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	3.78	3.81	3.81	3.75	3.83	3.67	3.53	3.40
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	1.69E-04	1.11E-04	1.49E-04	1.47E-04	1.65E-04	1.57E-04	1.51E-04	1.45E-04

DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO		Número N:	5.00E+05							
		CBR _p :	6%	8%	10%	12%	14%	16%	18%	20%
		Revestimento (cm):	5.0							
		Coefficiente do Revestimento:	2.00							
		Base (cm):	10.0							
		Base Adotada (cm):	12.0							
		Coefficiente da Base:	1.4							
		Reforço (cm):	22.4	16.2	11.7	7.5	4.1	1.6	-1.1	-4.0
		Reforço Adotado (cm):	25.0	20.0	15.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Coefficiente do Reforço:	1.04	0.94	0.87	0.82	0.78	0.75	0.72	0.69
		Espessura Equivalente - h ₂₀ (cm):	24.0							
		Espessura Equivalente - h _n (cm):	50.0	42.0	37.0	33.0	30.0	28.0	26.0	24.0
VALORES MÁXIMOS ADM	Método da Resiliência	Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm)	119							
	Instituto de Asfalto	Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm)	4.54E-04							
	Equação Teórica	Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²)	3.67							
	Dormon	Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm)	7.37E-04							
			Espessura do Revestimento (cm):	5.0						
VALORES ATUANTES (ELSYM-5)			Espessura da Base (cm):	12.0						
			Espessura do Reforço (cm):	25.0	20.0	15.0	10.0	0.0	0.0	0.0
	Método Empírico	Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	56	47	41	37	34	30	28	26
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	-3.21E-05	-3.08E-05	-2.94E-05	-2.79E-05	-2.64E-05	-2.43E-05	-2.25E-05	-2.10E-05
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	7.94	7.85	7.77	7.69	7.89	7.48	7.13	6.81
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	3.85E-04	3.68E-04	3.59E-04	3.53E-04	3.54E-04	3.35E-04	3.19E-04	3.05E-05
				Espessura do Revestimento (cm):	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	5.0
VALORES ATUANTES (ELSYM-5)			Espessura da Base (cm):	25.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
			Espessura do Reforço (cm):	-	30.0	20.0	15.0	-	-	-
	Espessuras Adaptadas	Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	40	33	29	26	23	21	20	18
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	-1.01E-05	-1.01E-05	-9.55E-06	-8.93E-06	-8.69E-06	-1.47E-05	-1.38E-05	-1.30E-05
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	3.62	3.65	3.64	3.58	3.66	3.67	3.53	3.40
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	1.62E-04	1.38E-04	1.42E-04	1.40E-04	1.57E-04	1.57E-04	1.51E-04	1.45E-04
				Espessura do Revestimento (cm):	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	5.0

DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO		Número N:	1.00E+06							
		CBR _p :	6%	8%	10%	12%	14%	16%	18%	20%
		Revestimento (cm):	7.5							
		Coefficiente do Revestimento:	2.00							
		Base (cm):	7.0							
		Base Adotada (cm):	12.0							
		Coefficiente da Base:	1.4							
		Reforço (cm):	19.5	13.0	7.1	2.7	-1.0	-3.7	-6.7	-9.8
		Reforço Adotado (cm):	20.0	15.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Coefficiente do Reforço:	1.04	0.94	0.87	0.82	0.78	0.75	0.72	0.69
		Espessura Equivalente - h ₂₀ (cm):	25.0							
		Espessura Equivalente - h _n (cm):	52.0	44.0	38.0	34.0	31.0	29.0	27.0	25.0
VALORES MÁXIMOS ADM	Método da Resiliência	Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm)	105							
	Instituto de Asfalto	Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm)	3.68E-04							
	Equação Teórica	Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²)	3.57							
	Dormon	Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm)	6.38E-04							
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Método Empírico	Espessura do Revestimento (cm):	7.5							
		Espessura da Base (cm):	12.0							
		Espessura do Reforço (cm):	20.0	15.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	53	45	39	35	31	28	25	24
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	-7.05E-06	-5.99E-06	-4.95E-06	-3.74E-06	-2.65E-06	-1.71E-04	-8.89E-06	-1.56E-07
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	7.18	7.06	6.96	7.16	6.78	6.45	6.19	5.90
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	3.57E-04	3.39E-04	3.28E-04	3.14E-04	2.96E-04	2.75E-04	2.67E-04	2.56E-04
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Espessuras Adaptadas	Espessura do Revestimento (cm):	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
		Espessura da Base (cm):	25.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
		Espessura do Reforço (cm):	-	30.0	20.0	15.0	-	-	-	-
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	40	33	28	25	23	21	19	18
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	-3.20E-06	-2.77E-06	-2.24E-06	-1.68E-06	-1.41E-06	-7.50E-07	-1.59E-07	3.76E-07
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	3.39	3.42	3.41	3.35	3.42	3.28	3.15	3.04
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	1.52E-04	1.00E-04	1.33E-04	1.31E-04	1.47E-04	1.40E-04	1.35E-04	1.30E-04

DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO		Número N:	5.00E+06							
		CBR _p :	6%	8%	10%	12%	14%	16%	18%	20%
		Revestimento (cm):	7.5							
		Coefficiente do Revestimento:	2.00							
		Base (cm):	9.0							
		Base Adotada (cm):	12.0							
		Coefficiente da Base:	1.4							
		Reforço (cm):	23.4	16.2	10.5	6.3	2.8	-1.1	-3.9	-6.9
		Reforço Adotado (cm):	25.0	20.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Coefficiente do Reforço:	1.04	0.94	0.87	0.82	0.78	0.75	0.72	0.69
		Espessura Equivalente - h ₂₀ (cm):	27.0							
		Espessura Equivalente - h _n (cm):	56.0	47.0	41.0	37.0	34.0	31.0	29.0	27.0
VALORES MÁXIMOS ADM	Método da Resiliência	Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm)	77							
	Instituto de Asfalto	Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm)	2.25E-04							
	Equação Teórica	Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²)	3.35							
	Dormon	Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm)	4.55E-04							
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Método Empírico	Espessura do Revestimento (cm):	7.5							
		Espessura da Base (cm):	12.0							
		Espessura do Reforço (cm):	25.0	20.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	52	44	39	34	31	28	25	24
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	-6.46E-06	-5.52E-06	-4.95E-06	-3.76E-06	-2.65E-06	-1.71E-06	-8.89E-07	-1.56E-07
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	6.93	6.83	6.96	6.65	6.78	6.45	6.19	5.90
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	3.25E-04	3.10E-04	3.28E-04	2.97E-04	2.96E-04	2.75E-04	2.67E-04	2.56E-04
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Espessuras Adaptadas	Espessura do Revestimento (cm):	8.0	8.0	8.0	7.5	7.5	7.5	7.5	
		Espessura da Base (cm):	25.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
		Espessura do Reforço (cm):	-	30.0	20.0	15.0	15.0	-	-	-
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	39	32	28	25	22	21	19	18
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	-1.56E-06	-1.02E-06	-4.89E-07	-1.68E-06	-1.06E-06	-7.50E-07	-1.59E-07	3.76E-07
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	3.32	3.34	3.33	3.35	3.25	3.28	3.15	3.04
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	1.49E-04	1.27E-04	1.30E-04	1.31E-04	1.20E-04	1.40E-04	1.35E-04	1.30E-04

DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO		Número N:	1.00E+07							
		CBR _p :	6%	8%	10%	12%	14%	16%	18%	20%
		Revestimento (cm):	10.0							
		Coefficiente do Revestimento:	2.00							
		Base (cm):	6.0							
		Base Adotada (cm):	12.0							
		Coefficiente da Base:	1.4							
		Reforço (cm):	20.5	13.0	7.1	1.5	-2.3	-6.4	-9.5	-12.7
		Reforço Adotado (cm):	20.0	15.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Coefficiente do Reforço:	1.04	0.94	0.87	0.82	0.78	0.75	0.72	0.69
		Espessura Equivalente - h ₂₀ (cm):	28.0							
		Espessura Equivalente - h _n (cm):	58.0	49.0	43.0	38.0	35.0	32.0	30.0	28.0
VALORES MÁXIMOS ADM	Método da Resiliência	Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm)	68							
	Instituto de Asfalto	Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm)	1.83E-04							
	Equação Teórica	Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²)	3.25							
	Dormon	Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm)	3.93E-04							
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Método Empírico	Espessura do Revestimento (cm):	10.0							
		Espessura da Base (cm):	12.0							
		Espessura do Reforço (cm):	20.0	15.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	50	41	36	32	29	26	24	22
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	5.96E-06	6.66E-06	7.31E-06	8.23E-06	8.61E-06	8.94E-06	9.40E-06	9.79E-06
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	6.28	6.16	6.06	6.20	5.89	5.61	5.37	5.15
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	3.03E-04	2.88E-04	2.78E-04	2.68E-04	2.52E-04	2.39E-04	2.28E-04	2.18E-04
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Espessuras Adaptadas	Espessura do Revestimento (cm):	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0
		Espessura da Base (cm):	25.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
		Espessura do Reforço (cm):	-	20.0	10.0	-	-	-	-	-
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	38	32	28	24	22	20	18	17
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	2.61E-06	3.26E-06	3.76E-06	4.19E-06	4.73E-06	5.20E-06	5.60E-06	5.97E-06
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	3.07	3.18	3.18	3.20	3.06	2.94	2.83	2.73
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	1.38E-04	1.33E-04	1.37E-04	1.38E-04	1.31E-04	1.26E-04	1.21E-04	1.17E-04

DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO		Número N:	5.00E+07							
		CBR _p :	6%	8%	10%	12%	14%	16%	18%	20%
		Revestimento (cm):	10.0							
		Coefficiente do Revestimento:	2.00							
		Base (cm):	7.0							
		Base Adotada (cm):	12.0							
		Coefficiente da Base:	1.4							
		Reforço (cm):	25.3	17.2	10.5	5.1	1.5	-2.4	-6.7	-9.8
		Reforço Adotado (cm):	25.0	20.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Coefficiente do Reforço:	1.04	0.94	0.87	0.82	0.78	0.75	0.72	0.69
		Espessura Equivalente - h ₂₀ (cm):	30.0							
		Espessura Equivalente - h _n (cm):	63.0	53.0	46.0	41.0	38.0	35.0	32.0	30.0
VALORES MÁXIMOS ADM	Método da Resiliência	Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm)	50							
	Instituto de Asfalto	Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm)	1.12E-04							
	Equação Teórica	Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²)	3.03							
	Dormon	Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm)	2.80E-04							
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Método Empírico	Espessura do Revestimento (cm):	10.0							
		Espessura da Base (cm):	12.0							
		Espessura do Reforço (cm):	25.0	20.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	49	41	36	31	29	26	24	22
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	6.07E-06	6.71E-06	7.31E-06	7.82E-06	8.61E-06	8.94E-06	9.40E-06	9.79E-06
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	6.08	5.98	6.06	5.80	5.89	5.61	5.37	5.15
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	2.78E-04	2.64E-04	2.78E-04	2.53E-04	2.52E-04	2.39E-04	2.28E-04	2.18E-04
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Espessuras Adaptadas	Espessura do Revestimento (cm):	11.0	11.0	11.0	11.0	11.0	10.0	10.0	10.0
		Espessura da Base (cm):	25.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
		Espessura do Reforço (cm):	-	25.0	15.0	10.0	-	-	-	-
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	38	31	27	24	22	20	18	17
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	3.67E-06	4.57E-06	5.05E-06	5.50E-06	5.85E-06	5.20E-06	5.60E-06	5.97E-06
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	2.95	3.00	2.99	2.93	2.93	2.94	2.83	2.73
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	1.33E-04	1.20E-04	1.23E-04	1.21E-04	1.26E-04	1.26E-04	1.21E-04	1.17E-04

DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO		Número N:	1.00E+08							
		CBR _p :	6%	8%	10%	12%	14%	16%	18%	20%
		Revestimento (cm):	12.5							
		Coefficiente do Revestimento:	2.00							
		Base (cm):	4.0							
		Base Adotada (cm):	12.0							
		Coefficiente da Base:	1.4							
		Reforço (cm):	22.4	13.0	7.1	1.5	-3.6	-7.8	-10.9	-15.6
		Reforço Adotado (cm):	25.0	15.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Coefficiente do Reforço:	1.04	0.94	0.87	0.82	0.78	0.75	0.72	0.69
		Espessura Equivalente - h ₂₀ (cm):	31.0							
		Espessura Equivalente - h _n (cm):	65.0	54.0	48.0	43.0	39.0	36.0	34.0	31.0
VALORES MÁXIMOS ADM	Método da Resiliência	Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm)	44							
	Instituto de Asfalto	Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm)	9.07E-05							
	Equação Teórica	Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²)	2.93							
	Dormon	Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm)	2.42E-04							
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Método Empírico	Espessura do Revestimento (cm):	12.5							
		Espessura da Base (cm):	12.0							
		Espessura do Reforço (cm):	25.0	15.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	47	39	33	30	27	24	22	21
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	1.45E-05	1.55E-05	1.62E-05	1.72E-05	1.73E-05	1.73E-05	1.73E-05	1.74E-05
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	5.37	5.41	5.32	5.42	5.15	4.92	4.72	4.53
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	2.40E-04	2.47E-04	2.39E-04	2.34E-04	2.21E-04	2.10E-04	2.00E-04	1.92E-04
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Espessuras Adaptadas	Espessura do Revestimento (cm):	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
		Espessura da Base (cm):	25.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
		Espessura do Reforço (cm):	-	15.0	10.0	-	-	-	-	-
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	37	31	27	24	21	19	18	16
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	4.50E-06	5.42E-06	6.19E-06	6.96E-06	7.68E-06	8.29E-05	8.82E-06	9.28E-06
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	2.79	2.93	2.86	2.88	2.76	2.65	2.55	2.47
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	1.26E-04	1.28E-04	1.24E-04	1.24E-04	1.18E-04	1.13E-04	1.09E-04	1.05E-04

DIMENSIONAMENTO PELO MÉTODO EMPÍRICO		Número N:	5.00E+08							
		CBR _p :	6%	8%	10%	12%	14%	16%	18%	20%
		Revestimento (cm):	12.5							
		Coefficiente do Revestimento:	2.00							
		Base (cm):	6.0							
		Base Adotada (cm):	12.0							
		Coefficiente da Base:	1.4							
		Reforço (cm):	27.2	18.3	10.5	5.1	0.3	-3.7	-8.1	-11.2
		Reforço Adotado (cm):	30.0	20.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Coefficiente do Reforço:	1.04	0.94	0.87	0.82	0.78	0.75	0.72	0.69
		Espessura Equivalente - h ₂₀ (cm):	34.0							
		Espessura Equivalente - h _n (cm):	70.0	59.0	51.0	46.0	42.0	39.0	36.0	34.0
VALORES MÁXIMOS ADM	Método da Resiliência	Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm)	33							
	Instituto de Asfalto	Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm)	5.56E-05							
	Equação Teórica	Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²)	2.71							
	Dormon	Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm)	1.73E-04							
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Método Empírico	Espessura do Revestimento (cm):	12.5							
		Espessura da Base (cm):	12.0							
		Espessura do Reforço (cm):	30.0	20.0	10.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	46	38	33	29	27	24	22	21
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	1.43E-05	1.53E-05	1.62E-05	1.64E-05	1.73E-05	1.73E-05	1.73E-05	1.74E-05
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	5.23	5.26	5.32	5.10	5.15	4.92	4.72	4.53
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	2.21E-04	2.27E-04	2.39E-04	2.18E-04	2.21E-04	2.10E-04	2.00E-04	1.92E-04
VALORES ATUALES (ELSYM-5)	Espessuras Adaptadas	Espessura do Revestimento (cm):	18.0	14.0	13.5	13.0	13.0	12.5	12.5	12.5
		Espessura da Base (cm):	25.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0
		Espessura do Reforço (cm):	30.0	20.0	15.0	10.0	-	-	-	-
		Deflexão no Topo do Rev. - D _{adm} (1/100 mm):	33	30	26	23	21	19	18	16
		Deformação de Tração no CA - ε _{tadm} (cm/cm):	7.76E-06	7.19E-06	7.52E-06	7.67E-06	8.29E-06	8.29E-05	8.82E-06	9.28E-06
		Tensão de Tração no SBTC - σ _{tadm} (kgf/cm²):	2.02	2.71	2.70	2.70	2.70	2.65	2.55	2.47
		Def. Vertical no Topo do Subleito - ε _{vadm} (cm/cm):	9.07E-05	1.14E-04	1.11E-04	1.11E-04	1.16E-04	1.13E-04	1.09E-04	1.05E-04