



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES

FELIPE SILVEIRA CAVALCANTI BEZERRA

**AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE PAVIMENTOS INTERTRAVADOS EM
FUNÇÃO DA ABERTURA DAS JUNTAS, DIFERENTES BASES E DEFEITOS NA
CAMADA DE ROLAMENTO**

FORTALEZA
2023

FELIPE SILVEIRA CAVALCANTI BEZERRA

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE PAVIMENTOS INTERTRAVADOS EM FUNÇÃO
DE ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientador: Prof. Dr. Francisco Heber Lacerda de Oliveira.

FORTALEZA

2023

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a)
autor(a)

- B1a BEZERRA, FELIPE SILVEIRA CAVALCANTI.
Avaliação do desempenho de pavimentos intertravados em função da abertura das juntas, diferentes bases e defeitos na camada de rolamento /FELIPE SILVEIRA CAVALCANTI BEZERRA. – 2023.
91 f. : il. color.
- Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2023.
Orientação: Prof. Dr. Francisco Heber Lacerda de Oliveira.
1. pavimento intertravado. 2. juntas. 3. capacidade estrutural. 4. vida útil. 5. base. I. Título.
CDD 388
-

FELIPE SILVEIRA CAVALCANTI BEZERRA

AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO DE PAVIMENTOS INTERTRAVADOS EM FUNÇÃO
DE ALTERAÇÕES ESTRUTURAIS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Aprovada em: 15/05/2023.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Francisco Heber Lacerda de Oliveira (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dra. Suelly Helena de Araújo Barroso
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Marcos Fábio Porto de Aguiar
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará (IFCE)

A Deus.

Aos meus pais, Assis e Socorro.

À minha namorada e à irmã, Ticiane e Andressa.

Ao meu amigo, Teo.

AGRADECIMENTOS

Tenho que agradecer primeiramente a Deus, pois seu favor e graça se renovam a cada manhã e me permite realizar o sonho de fazer um mestrado no PETRAN. Quero agradecer aos meus pais que são minha base e meu exemplo e sempre me motivaram a estudar e buscar os meus sonhos, dando todo apoio necessário. Em especial quero agradecer meu pai que me passou o encantamento pela engenharia e minha mãe pelos ensinamentos.

Além disso, devo agradecer a minha irmã, Andressa Silveira, por compartilhar toda essa jornada comigo. Por toda a parceria, compreensão incondicional, amor, carinho e cuidado quero agradecer a minha namorada, Ticiano Batista. Sou grato pelo meu companheiro inseparável de estudo, o Teo, que do seu jeito tornou a jornada mais leve.

Durante a jornada tive pessoas que me apoiaram e foram inspirações para seguir nos dias difíceis, em especial queria destacar o Tio Luis André. Meus familiares foram essenciais para que esse sonho pudesse se concretizar das mais diversas maneiras cada um com sua individualidade, em especial Tia Regina, Tia Bel, Tia Verônica, Tia Madiana, Tio Heitor, Tia Aladia, Tio Flávio, Tia Rose, Tio Sávio, Tia Helane, Luis André, Leopoldo e Tibério.

Aos meus amigos que sonharam, comemoraram, choraram, celebraram cada conquista e dificuldade sou grato pelo privilégio de partilhar a vida com vocês. Quero citar a Ticiano Batista, Andressa Silveira, Luis André, Tiago Batista, Livia Loureiro, João Lucas Nunes, Roberto Frota, Sarah Fontenele, Guilherme Huet, Victor Aires e Isabela Bastos.

Devo enaltecer o professor Heber Oliveira, meu orientador, o qual aprendi a admirar e o tenho como amigo! Sempre se mostrou um profissional exemplar, auxiliando, apoiando, cobrando, ensinando e sendo, acima de tudo, humano. Meu sincero muito obrigado, professor Heber Oliveira.

Enaltecer todo o corpo docente e discente do PETRAN que o tornam um centro de excelência. Tenho um enorme prazer em fazer parte desse projeto e puder colocar minha contribuição. Devo agradecer também ao Bruno Mota, que me auxilia em diversos projetos acadêmicos.

Por fim, quero fazer uma menção especial ao meu pai, a minha mãe, a minha irmã e minha namorada por tudo que fizeram e fazem por mim. Reconheço os sacrifícios que vocês fazem por mim e esse projeto só é viável por vocês. Espero que esse trabalho possa auxiliar no desenvolvimento melhores soluções para a sociedade e que glória de Deus possa resplandecer nele, pois seu favor e graça se renovam todas as manhãs.

“O Senhor é meu pastor: nada me faltará. Ele me faz descansar em pastos verdes e me leva a águas tranquilas”

Salmo 23:1-2

RESUMO

A crescente utilização de pavimentos intertravados gera a necessidade da compreensão do seu desempenho estrutural. A vida útil desses pavimentos está sujeita à alteração desde o dimensionamento até a sua operação, tendo em vista variações na sua capacidade estrutural. Diante do exposto, o objetivo deste trabalho foi analisar o impacto na vida útil da estrutura de um pavimento intertravado a partir de fatores como abertura das juntas, diferentes soluções para a camada de base e defeitos na camada de rolamento. Para avaliação da abertura das juntas foram simulados cenários alternando a resistência à compressão e a espessura dos blocos com o intuito de verificar a deformação permanente para tráfego pesado, então foi analisada a diferença de custo de cada alternativa em relação ao desempenho. Em relação às alternativas na base simularam-se estruturas sem a sua presença para tráfego leve e representou-se estruturas com diferentes materiais granulares e cimentados para tráfego pesado em que se avaliou também a diferença de custo de cada alternativa. Procedeu-se a análise elástica por meio do *software* ELSYM5 com o objetivo de identificar os esforços atuantes. De posse das tensões; realizou-se a verificação mecanicista empírica seja pela adoção de um critério limite ou pela evolução do dano para definição da vida útil do pavimento. Encontrou-se que o aumento da abertura das juntas em 33,3% para um nível de tráfego pesado resultou na ruína precoce da estrutura em todos cenários analisados pela evolução da deformação permanente. A variação da resistência à compressão e da espessura dos blocos não foram suficientes para compensar uma inadequada abertura das juntas e implicam em aumento de custo para implantação. Acerca da camada de base, verificou-se que adoção de materiais cimentados sem um controle de fadiga pode incorrer em diminuição da vida útil da estrutura e a utilização de materiais granulares permitem atender a vida útil de projeto. Concluiu-se que a transmissão de esforço nas juntas é o aspecto mais relevante na operação de pavimentos intertravados, tendo em vista a concentração de esforços. Compreendeu-se, também, que os materiais granulares podem ser utilizados na camada de base para pavimentos intertravados em qualquer nível de tráfego.

Palavras-chave: pavimento intertravado; juntas; capacidade estrutural; vida útil; base.

ABSTRACT

The increasing use of interlocking pavements creates the need to understand their structural performance. The useful life of these pavements is subject to change from sizing to operation, because of the variations in their structural capacity. In view of the above, the purpose of this work was to analyze the impact on the useful life of the structure of an interlocking pavement as of factors such as joint opening, different solutions for the base layer and defects in the bearing layer. The increasing use of interlocking pavements creates the need to understand their structural performance. The useful life of these pavements is subject to change from sizing to operation, because of the variations in their structural capacity. In view of the above, the purpose of this work was to analyze the impact on the useful life of the structure of an interlocking pavement as of factors such as joint opening, different solutions for the base layer and defects in the bearing layer. To evaluate the opening of the joints, scenarios were simulated alternating the compressive strength and the thickness of the blocks in order to verify the permanent deformation for heavy traffic, then the difference in cost of each alternative in relation to performance was analyzed. Regarding the alternatives at the base, structures were simulated without their presence for light traffic and structures with different granular and cemented materials for heavy traffic were represented, in which the difference in cost of each alternative was also evaluated. Elastic analysis was carried out using the ELSYM5 software in order to identify the acting efforts. With the tensions in hand, an empirical mechanistic verification was carried out either by adopting a limit criterion or by the evolution of the damage to define the useful life of the pavement. It was found that the increase in joint opening by 33.3% for a heavy traffic level resulted in early failure of the structure in all scenarios analyzed by the evolution of permanent deformation. The variation in compressive strength and thickness of the blocks were not enough to compensate for inadequate opening of the joints, and imply an increase in the cost of implantation. Regarding the base layer, it was verified that the adoption of cemented materials without a fatigue control can incur a decrease in the useful life of the structure and the use of granular materials allow to meet the design useful life. It was concluded that the transmission of effort in the joints is the most relevant aspect in the operation of interlocking pavements, in view of the concentration of efforts. It was also understood that granular materials can be used in the base layer for interlocking pavements at any level of traffic.

Keywords: interlocked pavement; joint; structural capacity; service life; base.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

| | |
|------|--|
| BGTC | Brita Graduada Tratadas com Cimento |
| CCR | Concreto Compactado a Rolo |
| ISC | Índice de Suporte California |
| M&R | Manutenção e Reabilitação |
| ME | Módulo de Elasticidade |
| MR | Módulo de Resiliência |
| PCI | Pavement Condition Index |
| PDD | Perda de areia de junta, Desalinhamento das juntas e Dano de contenção |
| SGP | Sistema de Gerência de Pavimentos |
| SC | Solo Cimento |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Aplicações de pavimentos intertravado em Fortaleza / CE..... | 14 |
| Figura 2 – Resposta Estrutural da camada de blocos | 22 |
| Figura 3 – Intertravamento vertical | 30 |
| Figura 4 – Intertravamento rotacional | 30 |
| Figura 5 – Intertravamento horizontal | 31 |
| Figura 6 – Defeitos em pavimentos intertravados | 34 |
| Figura 7 – Estrutura avaliada..... | 36 |
| Figura 8 – Estruturas avaliadas com diferentes espessuras de sub-base | 58 |
| Figura 9 – Estrutura avaliada no Cenário 1 (CCR) | 62 |
| Figura 10 – Estrutura avaliada no Cenário 2 (BGTC)..... | 63 |
| Figura 11 – Estrutura avaliada no Cenário 3 (SC)..... | 64 |
| Figura 12 – Estrutura avaliada no Cenário 4 (BGS)..... | 66 |
| Figura 13 – Estrutura avaliada no Cenário 5 (SB)..... | 67 |
| Figura 14 – Estrutura analisada para verificação da vida útil com defeitos | 74 |

LISTA DE GRÁFICOS

| | |
|---|----|
| Gráfico 1 – Deformação permanente com variação da espessura das juntas | 53 |
| Gráfico 2 – Deformação permanente com variação da resistência à compressão | 53 |
| Gráfico 3 – Deformação permanente com variação da espessura dos blocos | 54 |
| Gráfico 4 – Deformação vertical específica no topo do subleito | 58 |
| Gráfico 5 – Deflexões no topo revestimento | 60 |
| Gráfico 6 - Tensões verticais no topo do subleito..... | 60 |
| Gráfico 7 – Distribuição das tensões de cisalhamento na face do bloco | 71 |
| Gráfico 8 – Número de solicitações que cada superestrutura suportará | 75 |
| Gráfico 9 – Projeção anual de tráfego com o Número N das estruturas com ruína precoce | 77 |
| Gráfico 10 – Linhas de tendência da redução da capacidade estrutural com aumento da severidade dos defeitos | 78 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1 – Descrição dos defeitos | 33 |
| Tabela 2 – Cenários propostos para a análise | 36 |
| Tabela 3 – Estrutura definida para análise | 36 |
| Tabela 4 – Parâmetros do modelo de deformação permanente | 37 |
| Tabela 5 – Cotação dos blocos (insumos) | 38 |
| Tabela 6 – Composição própria sintética para execução de piso intertravado | 39 |
| Tabela 7 – Estrutura de cada pavimento | 39 |
| Tabela 8 – Propriedades dos materiais | 40 |
| Tabela 9 – Materiais utilizados na base em cada cenário | 41 |
| Tabela 10 – Estrutura com base cimentada | 41 |
| Tabela 11 – Propriedades dos materiais cimentados | 41 |
| Tabela 12 – Estrutura com base granular..... | 41 |
| Tabela 13 – Propriedades dos materiais granulares | 42 |
| Tabela 14 – Modelos constitutivos utilizados..... | 42 |
| Tabela 15 – Composições sintéticas SINAPI para material de base | 43 |
| Tabela 16 – Cenários verificados no estudo | 44 |
| Tabela 17 – Projeção de tráfego durante vida útil do pavimento | 45 |
| Tabela 18 – Estrutura do pavimento analisado | 45 |
| Tabela 19 – Módulo de elasticidade <i>in situ</i> utilizado no estudo | 47 |
| Tabela 20 – Estado de tensões atuantes no pavimento | 48 |
| Tabela 21 – Deformações permanentes no pavimento | 50 |
| Tabela 22 – Custo dos cenários analisados..... | 55 |
| Tabela 23 – Variação percentual do preço e dos níveis de deformação permanente | 56 |
| Tabela 24 – Rigidez da base e tensão no subleito..... | 61 |
| Tabela 25 – Verificação mecanicista: Cenário 1 (CCR) | 62 |
| Tabela 26 – Verificação mecanicista: Cenário 2 (BGTC) | 63 |
| Tabela 27 – Verificação mecanicista: Cenário 3 (SC) | 65 |
| Tabela 28 – Verificação mecanicista empírica: Cenário 4 (BGS) | 66 |
| Tabela 29 – Verificação mecanicista empírica: Cenário 5 (SB) | 67 |
| Tabela 30 – Custo para implantação de cada cenário de base | 68 |
| Tabela 31 – Módulo de elasticidade e seus parâmetros do revestimento | 70 |
| Tabela 32 – Estudo de tensões no topo do subleito do pavimento | 74 |

SUMÁRIO

| | | |
|--------------|--|----|
| 1 | INTRODUÇÃO | 14 |
| 1.1 | Problema de pesquisa | 15 |
| 1.2 | Justificativa | 16 |
| 1.3 | Objetivos | 18 |
| 1.4 | Estrutura do trabalho | 18 |
| 2 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 19 |
| 2.1 | Funcionamento das juntas | 19 |
| 2.2 | Dimensionamento de pavimento intertravado | 22 |
| 2.2.1 | <i>Dimensionamento para tráfego pesado</i> | 24 |
| 2.2.2 | <i>Dimensionamento para tráfego leve</i> | 28 |
| 2.3 | Defeitos do pavimento intertravado | 30 |
| 3 | MÉTODO DE PESQUISA | 35 |
| 3.1 | Efeito do espaçamento das juntas na deformação permanente | 35 |
| 3.2 | Análise Financeira da variação das propriedades dos blocos | 37 |
| 3.2.1 | <i>Avaliação da adoção de camada de base para tráfego leve</i> | 39 |
| 3.2.2 | <i>Avaliação de diferentes materiais para camada de base para tráfego pesado</i> | 40 |
| 3.2.3 | <i>Análise Financeira da variação de diferentes materiais de base</i> | 43 |
| 3.3 | Avaliação dos defeitos no pavimento intertravado | 44 |
| 4 | RESULTADOS: JUNTAS E DEFORMAÇÃO PERMANENTE | 47 |
| 4.1 | Análise Financeira da variação das propriedades dos blocos | 55 |
| 5 | RESULTADOS: DIMENSIONAMENTO | 57 |
| 5.1 | Avaliação a adoção de camada de base para tráfego leve | 57 |
| 5.2 | Avaliação de diferentes materiais para camada de base | 59 |
| 5.3 | Análise Financeira da variação de diferentes materiais de base | 68 |
| 6 | RESULTADOS: DEFEITOS E VIDA ÚTIL RESIDUAL | 70 |
| 7 | CONCLUSÕES e recomendações | 79 |
| 7.1 | Principal contribuição da pesquisa | 79 |
| 7.2 | Principais limitações do trabalho | 79 |
| 7.3 | Principais conclusões | 80 |
| 7.3.1 | <i>Quanto ao efeito do espaçamento das juntas na deformação permanente</i> | 80 |
| 7.3.2 | <i>Quanto à avaliação da camada de base</i> | 80 |
| 7.3.3 | <i>Quanto aos defeitos na camada de rolamento do pavimento intertravado</i> | 81 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| 7.4 | Sugestão para futuros trabalhos | 82 |
| | REFERÊNCIAS | 83 |
| | ANEXO A | 88 |

1 INTRODUÇÃO

Os pavimentos intertravados destacam-se por apresentarem algumas singularidades que incentivam sua utilização em diferentes contextos. Morgado (2008) afirma que esse tipo de pavimento suporta cargas elevadas e possui um baixo custo de manutenção. Como a camada de revestimento não apresenta continuidade monolítica, é permitida a manutenção de instalações subterrâneas, comum no contexto urbano, com o reaproveitamento dos blocos (SILVA, 2016).

Em decorrência das discontinuidades entre as peças, as tensões de tração não se propagam na parte inferior do revestimento. Nesse sentido, Cruz (2003) menciona que a camada de blocos não está sujeita à fadiga, permitindo maiores deflexões do que pavimentos com revestimento sujeito a esse dano, como é o caso do Concreto Asfáltico.

Nesse contexto, observa-se que essa alternativa de pavimento tem sido aplicada com maior frequência em ambientes urbanos. No município de Fortaleza, estado do Ceará, têm-se exemplos da utilização de pavimentos intertravados inseridos em diferentes contextos de tráfego, como na Av. Vicente de Castro (Figura 1a), no bairro Vicente Pizon, que apresenta um tráfego muito pesado, sendo o único acesso ao Porto do Mucuripe. Pode-se citar, ainda, a utilização dessa alternativa no Polo Gastronômico da Varjota (Figura 1b), que possui tráfego de veículos de passeio, majoritariamente, e privilegia o pedestre. Por fim, encontra-se o pavimento intertravado, também em vias locais no bairro Canindezinho (Figura 1c), as quais possuem tráfego de linhas de ônibus.

Figura 1 – Aplicações de pavimentos intertravado em Fortaleza / CE



(a) Avenida Vicente de Castro



(b) Polo Gastronômico da Varjota

Figura 1 – Aplicações de pavimentos intertravado em Fortaleza / CE (continuação)



(c) Via local no bairro Canindezinho

Fonte: O autor (2023)

A maximização dos benefícios dos pavimentos intertravados, em suas diferentes condições de aplicações, depende de um eficiente Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP). Shahin (2005) destaca que um SGP promove um método sistemático e consistente para seleção de medidas de manutenção e reabilitação (M&R), baseadas na capacidade funcional e estrutural do pavimento.

Constata-se, portanto, que em decorrência de uma maior utilização de pavimentos intertravados urge a necessidade de uma melhor compreensão acerca da sua capacidade funcional e estrutural, com o objetivo de realizar previsões sobre sua vida útil. O entendimento de como a sensibilidade de parâmetros como a abertura das juntas, os materiais na camada de base e os defeitos influem na capacidade estrutural desse tipo de pavimento facilita o processo de tomada de decisão para adoção de estratégias de M&R no escopo dos SGP.

1.1 Problema de pesquisa

Conforme identificado na literatura, a deterioração da capacidade estrutural dos pavimentos intertravados proporciona a diminuição da sua vida útil, em decorrência de fatores como a abertura das juntas entre os blocos, a espessura e os materiais definidos para a camada de base e a existência de defeitos. O aumento na frequência de utilização desses pavimentos gera a necessidade de compreensão dos aspectos e dos impactos mencionados na sua capacidade estrutural. Tem-se como exemplo o município de Fortaleza que em novos projetos prioriza a adoção de pavimentos intertravados

A transferência de esforços entre os blocos ocorre na junta entre as peças. Desse

modo, o prejuízo ao seu adequado funcionamento reduz a capacidade de atenuação de tensões do rolamento; a não compatibilização da espessura e do material utilizado na base com o tráfego de projeto prejudica o desempenho mecânico da estrutura, incitando um processo de deterioração precoce. Por fim, durante a sua operação, o pavimento intertravado está sujeito a defeitos, que prejudicam sua capacidade funcional e estrutural, fomentando um encurtamento da sua vida útil. Diante do exposto, o problema de pesquisa deste trabalho está associado à necessidade de investigação dos processos que ocasionam a diminuição da vida útil do pavimento intertravado, uma vez que na literatura ainda existem diversas lacunas.

Os principais métodos de dimensionamento nacionais para pavimentos intertravados são empíricos e não consideram como os esforços distribuem-se na estrutura. Não se tem uma adequada atenção a relevância da transferência de carga nas juntas nos métodos de dimensionamento, a qual pode ser maximizada por diversos fatores. Além disso, a ausência do potencial de redução da vida útil que cada defeito no pavimento intertravado prejudica o planejamento de medidas de M&R.

1.2 Justificativa

Teixeira *et al.* (2007) alertam para a necessidade de métodos de avaliação do pavimento intertravado que permitam prever o dano com maior assertividade, pois eles minimizam os custos de M&R. Nesse sentido, a compreensão da relação entre a capacidade estrutural do pavimento e sua vida útil viabiliza o planejamento de ações para M&R do pavimento em momento oportuno.

A vida útil residual do pavimento pode ser definida como a quantidade de solicitações de um carregamento padrão que conduzirá a estrutura à ruína em determinado momento da sua vida de serviço (Freitas e Pereira, 2001). Essa compatibilização entre o tráfego previsto e a quantidade de solicitações que o pavimento suportará é complexa, tendo em vista a variabilidade dos níveis de tráfego e das propriedades dos materiais.

O desenvolvimento de um índice que indique a condição do pavimento é uma alternativa para representação da sua capacidade estrutural. Nesse viés, Páez *et al.* (2015) citam que um índice de condição do pavimento deve ser simples e de grande valia ao processo de tomada de decisão em um SGP. No Brasil, o DNER (1979) desenvolveu um método para a avaliação estrutural de pavimentos asfálticos. Posteriormente, DNIT (2003a, 2003b) desenvolveu índices para representação da condição funcional de pavimentos asfálticos. Por outro lado, tem-se ausência de índices destinados especificamente aos pavimentos intertravados

no âmbito nacional. ASTM (2015) propõe um método para utilização de um índice de condição de pavimento para pavimentos intertravados, que permita a priorização e aplicação das estratégias de M&R.

A existência de um índice de condição do pavimento intertravado considerando os defeitos é um avanço no seu gerenciamento, pois permite a priorização de trechos. No entanto, apenas um índice não é suficiente para a gerência de pavimentos, pois é necessário dados sobre a vida útil residual do pavimento. Essas informações são relevantes desde o dimensionamento até sua operação, com o objetivo de permitir programações de intervenções assertivas e redução dos custos de manutenções.

Em níveis de tráfego elevado, os principais métodos de dimensionamento utilizados no Brasil recomendam a adoção de materiais cimentados na camada de base (Carvalho; 1998) e (PMSP; 2004). Em contrapartida, Knapton e Barber (1980) citam que a utilização de bases granulares permite a estrutura alcançar um desempenho estrutural adequado. A discussão entre a utilização de bases compostas com materiais granulares ou cimentado mostra-se um aspecto importante no dimensionamento da estrutura, em razão das diferenças de rigidez e da ruína por fadiga.

Por outro lado, o dimensionamento de pavimento intertravado é desafiador, tendo em vista a necessidade de estruturas esbeltas que suportem o tráfego de projeto, segundo Knapton e Nixon (1984a). A espessura mínima do bloco definida pela ABNT (2013) e o tamanho da camada de assentamento evidenciada na ABNT (2011) exige uma espessura de revestimento superior aos valores adotados nos revestimentos asfálticos.

Knapton e Barber (1980), por sua vez, afirmam que os pavimentos intertravados possuem uma alta tolerância às deflexões em sua superfície, sem o comprometimento de sua capacidade estrutural. Dessa forma, o dimensionamento para um tráfego leve permite a ausência da camada de base (PMSP, 2004). Essa condição implica em diminuição da capacidade estrutural do pavimento e a necessidade de avaliação para uma melhor compreensão do desempenho da estrutura.

O dimensionamento de pavimentos intertravados para permitir modelos de previsão de desempenho necessita considerar adequadamente as propriedades mecânicas do revestimento. Sabe-se que se trata de uma camada com presença de blocos de concreto conectados por meio de juntas preenchidas com material granular sobre uma camada de assentamento. Em decorrência dos distintos materiais, Füssl *et al.* (2018) citam que é complexa a representação do comportamento do revestimento.

Por sua vez, Hassani e Jamshidi (2006) observaram que o desempenho das juntas

na transmissão de esforços é vital para o comportamento mecânico do revestimento. Por meio de experimentos, Füssl *et al.* (2018) identificaram que os pavimentos intertravados na ruína apresentaram um espaçamento inadequado das juntas em todos os cenários. Dessa forma, justifica-se a relevância desses aspectos para o funcionamento do pavimento intertravado e a necessidade de estudos para compreender a sua capacidade estrutural.

1.3 Objetivos

Diante das considerações expostas anteriormente, tem-se que o objetivo geral desta pesquisa é analisar o impacto da capacidade estrutural na vida útil de pavimentos intertravados para diferentes condições de funcionamento das juntas, distintos materiais da camada de base e da ocorrência de defeitos estruturais na camada de rolamento.

Como objetivos específicos, podem ser mencionados os seguintes:

- a) identificar a influência da abertura nas juntas no dano por deformação permanente em relação à resistência a compressão e espessura dos blocos;
- b) estimar o impacto na vida útil decorrente da ausência de uma camada de base para tráfego leve;
- c) analisar a variação da vida útil com a utilização de materiais granulares e cimentados na camada de base para um nível de tráfego pesado;
- d) avaliar como os defeitos na camada de rolamento, em severidades distintas, impactam a vida útil residual do pavimento.

1.4 Estrutura do trabalho

O trabalho foi dividido em sete capítulos. Além deste capítulo introdutório, o segundo capítulo refere-se à revisão bibliográfica, no qual está apresentada a fundamentação teórica do trabalho. O terceiro capítulo consiste do método de pesquisa, que apresenta os procedimentos utilizados na modelagem, além das etapas desde dimensionamento, análise elástica da estrutura e até verificação mecanicista-empírica. Nos capítulos quatro, cinco e seis estão apresentados os resultados acerca da abertura das juntas, das soluções adotadas para a camada de base e da ocorrência dos defeitos, e seus impactos na capacidade estrutural do pavimento, respectivamente. Por fim, no capítulo sete foram apresentadas as principais conclusões obtidas na pesquisa, bem como recomendações para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Soncim e Fernandes Júnior (2015) citam que a adoção de modelos de previsão de desempenho dos pavimentos é essencial em um sistema de gerência de pavimentos (SGP), tanto em nível de rede como em nível de projeto. A utilização de modelos acurados permite maior assertividade na priorização de trechos críticos, na programação de investimentos e na definição de medidas de manutenção e reabilitação (M&R).

A identificação da sensibilidade de como o funcionamento das juntas, a camada de base em suas diferentes alternativas e a ocorrência de defeitos no revestimento afetam a capacidade estrutural permite identificar a vida útil residual do pavimento. A ciência dessa informação acerca de pavimentos intertravados viabiliza a implantação de um SGP para essa estrutura. Dessa forma, Zanchetta (2017) constata que por intermédio da adoção de modelos de previsão precisos o SGP permite manter a malha viária em condições adequadas com a diminuição dos custos de manutenção.

2.1 Funcionamento das juntas

As tensões entre os blocos podem ser cisalhantes ou normais. Segundo Ioannides e Korovesis (1990), os carregamentos verticais implicam na aplicação de tensões de cisalhamento entre as peças para a transferência de carga. Füssl *et al.* (2015) observaram que o modelo constitutivo que representa as tensões de cisalhamento transmitidas nas discontinuidades consiste de um comportamento elástico não linear na região elástica e plástico com amolecimento no domínio plástico.

As tensões normais entre as peças podem ocorrer em consequência da frenagem dos veículos, a qual Füssl *et al.* (2018) citam que pode ser modelada por intermédio de um modelo constitutivo elástico não linear. Apesar de não apresentar um critério de ruptura definido, as tensões normais podem ocasionar, aos blocos que não estejam adequadamente contidos, uma alteração no espaçamento das juntas.

Apesar das tensões normais nas peças ainda não estarem incorporadas aos métodos de dimensionamento, verifica-se que se trata de uma abordagem que tem ganhado relevância, tendo em vista a possibilidade da ocorrência de aumento das juntas e do dano às peças. Garilli *et al.* (2020) ressaltam que a resistência estrutural do pavimento a tensões normais nas faces laterais dos blocos consiste de um parâmetro importante.

Ademais, Heng e Füssl (2016) alertam que, para a transferência de esforços por

cisalhamento entre as peças, é necessário tensões de compressão no contato entre as superfícies dos blocos, fomentando a relevância das tensões normais. Dessa forma, maiores tensões normais maximizam a transferência de carga vertical entre as peças, até atingir um patamar em que os esforços horizontais danificam as peças ou deslocam os blocos.

Apesar do modelo de Mohr-Coulomb ser representativo de um modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico, Füssl *et al.* (2015) admitem que sejam realizadas simplificações para que as tensões de cisalhamento entre os blocos sejam representadas por ele. Dessa forma, o desempenho da camada de blocos é otimizado quando as tensões de cisalhamento estão próximas do limite de plastificação, o qual pode representar deslizamentos plásticos entre os blocos.

Nejad e Shadravan (2010) concluíram que a capacidade de retenção de carga do revestimento em blocos intertravados diminui quando as juntas ultrapassam uma espessura tolerável. Ademais, Maitra *et al.* (2010) afirmam que a eficácia da transferência de carga nas juntas por cisalhamento depende de fatores como o tamanho dos agregados do rejunte, o espaçamento da junta, a natureza da interface de contato, a espessura do bloco, a magnitude do carregamento, o número de solicitações e a condição de suporte das camadas inferiores.

Soutsos *et al.* (2011) afirmam que a ruína desse pavimento ocorre pelas deformações permanentes excessivas. Uma alteração no estado de tensões incorre em uma mudança na capacidade estrutural que modifica a vida útil da estrutura. Nesse sentido, Guimarães (2009) desenvolveu um modelo para estimativa das deformações plásticas acumuladas nas camadas granulares do pavimento, o qual tem mostrado aderência adequada aos solos finos e materiais pedregulhosos. Diante da análise dos parâmetros do modelo citado, verifica-se que a diminuição da capacidade de retenção de carga do revestimento incorre em diminuição da vida útil da estrutura.

Segundo Heng e Füssl (2016), por meio de uma análise especificamente da camada de rolamento verifica-se que o mecanismo de ruptura nas juntas entre os blocos podem ser pela flambagem ou pela cinemática corrente, o qual é governado pelo abaulamento do pavimento. Pequenas declividades transversais incorrem no modo de ruptura por flambagem, enquanto a acentuação do abaulamento gera o mecanismo de ruína por corrente cinemática.

Grygierek *et al.* (2018) explicam que a falha por flambagem ocorre em decorrência de acentuados valores de compressão no contato entre os blocos, enquanto a ruína por corrente cinemática acontece em função da possibilidade de as peças girarem ou transladarem quando submetido a carregamento. A falha na camada de rolamento acontece afetando pelo menos um mecanismo de intertravamento das peças, seja ele vertical, rotacional ou horizontal. Dessa

maneira, a falha nas juntas entre as peças ocasiona uma diminuição da rigidez do pavimento que incita as deformações permanentes.

Logo, a declividade transversal do pavimento possui relevância no dimensionamento de pavimentos intertravados, além da questão de drenagem superficial. Heng e Füssl (2016) concluíram, por intermédio de modelagem numérica, que os valores de abaulamento ótimo ficaram entre 2,8% e 4,2%, os quais estão acima dos valores mínimos recomendados para drenagem superficial.

É relevante compreender o funcionamento das juntas em conjunto com outros aspectos que definem a rigidez do revestimento. Assim, para análise da influência das discontinuidades entre as peças, é necessário compreender como outros fatores alteram o módulo de elasticidade global da camada. Nejad e Shadravan (2010) concluíram que dentre os aspectos como tamanho do bloco, resistência à compressão da peça, espessura do bloco e espaçamentos das juntas o mais relevante é acerca da descontinuidade.

Outro aspecto que altera a capacidade de transferência de carga nas juntas é o padrão de assentamento dos blocos. Avaliando este aspecto, Shackel e Lim (2003) afirmam que o padrão de espinha de peixe é que obtém maior êxito no auxílio das transmissões de tensões nas juntas. Observa-se, por exemplo, que o desenho mais usado na cidade de Fortaleza é a trama.

Ademais, Arjun *et al.* (2020) concluíram que a camada de assentamento e material de rejuntamento são componentes relevantes na camada de blocos, pois permite uma maior eficiência na transferência de tensões por cisalhamento. A camada de blocos intertravados possui uma diferença de comportamento em comparação a uma camada de cimentada degradada, que não possui material de rejuntamento. Em consequência disso, os valores de juntas adotados no modelo proposto por Thom e Cheung (1999) para materiais cimentados degradados possuem valores inferiores aos especificados pela ABNT (2011) para execução de pavimentos intertravados.

No Brasil, o material normativo recomenda a utilização de juntas com espaçamento entre 2,0 mm e 5,0 mm. Todavia, Wilbanks e Serventi (2006) citam que a maioria dos terminais portuários na América do Norte apresentam juntas com aberturas entre 1,0 mm até 1,5 mm. Trata-se de uma questão relevante, pois caso essa diminuição do espaçamento das juntas facilite a transferência de carga poderia permitir o aumento da vida útil de pavimento intertravados.

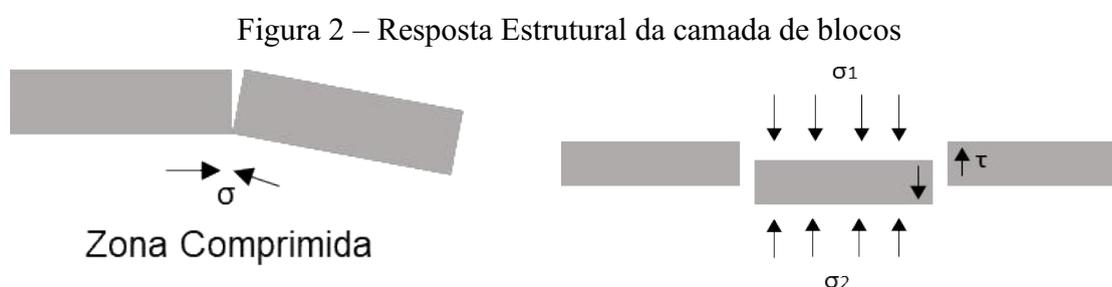
2.2 Dimensionamento de pavimento intertravado

Balbo (2007) define o dimensionamento de pavimentos como determinação das espessuras e tipos dos materiais capazes de suportar um tráfego estimado nas condições climáticas impostas à estrutura. Portanto, estabelece-se a capacidade estrutural inicial do pavimento no dimensionamento e deve-se avaliar o impacto das escolhas na vida útil, de tal maneira que o SGP esteja inserido em todas as etapas do ciclo da estrutura.

O pavimento intertravado consiste de blocos individuais que interagem entre si por intermédio de suas superfícies laterais (GARILLI *et al.*, 2020). Em decorrência disso, há uma dificuldade de estimar a rigidez do revestimento, tendo em vista que não pode ser considerada apenas as propriedades das peças, pois é necessário avaliar como os esforços são transferidos entre elas.

Para a análise elástica do pavimento é necessário conhecer a rigidez de cada camada de modo a estimar a capacidade de atenuação de carga do revestimento. Balbo (2007) cita que o modelo desenvolvido por Tom e Cheung (1999), para bases cimentadas degradadas, poderia ser utilizado para pavimentos intertravados, pois há formação de blocos que necessitam de interação entre si, além do que da consideração da flexão dos blocos e o escorregamento entre as peças como resposta estrutural da camada.

A flexão dos blocos consiste da rotação de uma peça adjacente a outra em que geram aumento da abertura das juntas na parte superior e deformações nas peças na parte inferior em decorrência de tensões normais (σ) de compressão (Figura 2a). O escorregamento entre os blocos trata-se do movimento relativo vertical das peças, o qual é combatido pelas tensões de cisalhamento (τ) na face lateral dos blocos e o suporte das camadas inferiores (Figura 2b).



(a): Efeito de Flexão dos Blocos

(b): Efeito de Escorregamento dos Blocos

Fonte: Adaptado de Balbo (2007)

Adota-se como parâmetros o módulo de elasticidade inerente ao bloco (E_1 , em

MPa), a abertura média das juntas, a espessura do bloco (h, em metros) e o grau de transferência de carga na face dos blocos. Estima-se o momento de flexão dos blocos (E_2 , em MPa) por meio da Equação 1, o módulo em cisalhamento (E_3 , em MPa) por intermédio da Equação 2 e o módulo de elasticidade em cisalhamento (G, em MPa/m) com a Equação 3.

$$E_2 = E_1 \times 2^{2,5(L-1,2)} \quad (1)$$

em que L é o comprimento dos blocos (m).

$$E_3 = 1,5 \times L^3 \times h^{-2} \times G \quad (2)$$

$$G = 10,521 - 5210 \times f_a \quad (3)$$

em que f_a é a abertura das fissuras (mm).

O momento em flexão é um parâmetro que representa o desempenho geral da camada, sendo inferior ao módulo de elasticidade intrínseco ao material sem a presença de juntas. Além disso, o módulo em cisalhamento representativo do escorregamento entre os blocos não se trata do módulo de cisalhamento do material original, pois há dependência da geometria.

O módulo de elasticidade *in situ* ($E_{in situ}$, em MPa) é calculado considerando o efeito conjunto dos três módulos obtidos anteriormente por meio do reconhecimento das três deformações que ocorrem simultaneamente. Dessa forma, obtém-se a reposta global da camada de blocos de concreto, segundo a Equação 4.

$$E_{in situ} = (E_2 \times E_3 + E_1 \times E_3 + E_1 \times E_2) \times (E_1 \times E_2 \times E_3)^{-1} \quad (4)$$

Salienta-se que a nomenclatura adotada está baseada no estudo elaborado por Balbo (2007). A adoção do modelo consiste de uma simplificação para estimativa da rigidez da camada de rolamento de pavimentos intertravados. Apesar disso, permite encontrar valores similares aos encontrados por Shackel (1992), por meio de retroanálise de pavimentos intertravados.

Como a modelagem exige um comprimento fixo dos blocos, é necessário considerar que o padrão de assentamento analisado nesta dissertação é o de fileiras, fato que consiste de uma limitação, pois não se trata da maneira mais eficiente de paginação. Mascio *et al.* (2019) destacam que o padrão de assentamento em espinha de peixe é o melhor, pois garante

que as solicitações afetem um número maior de blocos do que outras configurações.

O dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos intertravados deve atender-se majoritariamente para as deformações permanentes (CRUZ, 2003). Bernucci *et al.* (2022) afirmam que os métodos de dimensionamento mecânicos-empíricos estão evoluindo para modelos em que realizam a evolução do dano na estrutura, a qual estabelece-se um valor limite para ele.

Morgado (2008) cita que os métodos de dimensionamento de pavimentos intertravados provém de adaptações de modelos para pavimentos asfálticos. O Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) utiliza o modelo proposto por Guimarães (2009) para realização de deformações permanentes em materiais granulares, pois este mostrou-se com boa aderência a diversos tipos de solos. Logo, tem-se a possibilidade da adoção do método para aperfeiçoamento do dimensionamento de pavimentos intertravados. O modelo está apresentado na Equação 5.

$$\varepsilon = \psi_1 \times \sigma_3^{\psi_2} \times \sigma_d^{\psi_3} \times N^{\psi_4} \quad (5)$$

em que ε é a Deformação Específica (m/m); σ_3 é a Tensão de Confinamento (KPa); σ_d sendo a Tensão de Desvio (KPa), N sendo Número de Repetições do Eixo Padrão e os ψ 's são coeficientes a serem determinados.

2.2.1 Dimensionamento para tráfego pesado

A capacidade estrutural inicial do pavimento intertravado é definida no dimensionamento, o qual define a estrutura para suportar uma determinada quantidade de solicitações. Bezerra *et al.* (2021a) citam que a adoção de materiais distintos implica em naturezas de falhas distintas, fato que torna peculiar a análise de vida de serviço de cada pavimento.

Os pavimentos intertravados dimensionados apenas com camadas granulares não apresentam a ruína por fadiga, de acordo com Cruz (2003), pois as discontinuidades entre as peças impedem a propagação das tensões de tração. Por outro lado, Mascio *et al.* (2019) citam que a camada de blocos pode estar sujeita à fadiga. Todavia, adota-se essa nomenclatura para referir-se à danificação dos blocos em decorrência dos esforços provenientes da interação entre as peças.

Apesar disso, de acordo com Rahman *et al.* (2018), o pavimento intertravado está sujeito ao processo de ruína por fadiga quando apresenta camadas inferiores cimentadas. Assim,

a estrutura pode apresentar mecanismos de falha distintos a depender dos materiais que são adotados nas camadas inferiores, fato que afeta o desempenho estrutural do pavimento.

Dessa forma, Knapton e Nixon (1984b) citam que os modelos utilizados para avaliação do pavimento intertravado com camadas cimentadas são mais conservadores do que para as estruturas apenas com camadas granulares. Observa-se que, existe a necessidade de limitação das tensões de tração na fibra inferior das camadas cimentadas, a qual é fomentada por estruturas mais flexíveis. Assim, um pavimento intertravado submetido ao mesmo estado de tensões no subleito, com apenas camadas granulares, possui uma vida de serviço superior à de um pavimento com camada cimentada. Tal situação incorre devido a acentuação do efeito de placa nas camadas cimentadas em razão de maiores deflexões.

No Brasil, os principais métodos de dimensionamento incitam a utilização de materiais cimentados para tráfego pesado, como da PMSP (2004) e de Carvalho (1998). No entanto, Knapton e Barber (1980) afirmam que para pavimentos rodoviários a adoção apenas de camadas granulares na estrutura apresentou resultados satisfatórios. Diante disso, a definição de materiais estabilizados quimicamente permite a utilização de estruturas mais esbeltas. Todavia, em geral, o custo de adoção de apenas camadas granulares é menos oneroso.

As camadas cimentadas possuem uma rigidez superior à das camadas granulares, justificando a adoção de espessura menores. Todavia, a avaliação apenas do módulo de resiliência das camadas cimentadas é insuficiente, pois deve-se avaliar conjuntamente a capacidade do material de reter tensões e sua resistência à tração com o fito de evitar uma ruína do material por fadiga (BALBO, 2007). Uma crítica aos métodos de dimensionamento propostos por Carvalho (1998) e pela PMSP (2004) é que incentivam a utilização de materiais estabilizados quimicamente sem fomentar a necessidade de controle das propriedades de resistência à tração.

Uma alternativa para avaliação da estrutura, fundamentando-se em sólidas bases analíticas e experimentais, é a utilização do método mecanístico empírico (BERNUCCI *et al.*, 2022). A análise elástica é relevante para a ciência dos esforços que atuarão nas camadas dos pavimentos, sendo necessário a utilização de *softwares* como calculadora. Nesse cenário, o ELSYM5 é um programa que soluciona problemas de elasticidade linear utilizando o método de diferenças finitas (MEDINA E MOTTA, 2015).

A adoção do *ELSYM5* implica em limitações nos resultados que são obtidos, pois se considera que há uma aderência perfeita entre as camadas (NEVES, 2003). O MeDiNa considera para o dimensionamento que entre camadas granulares não há aderência, portanto, essa consideração do *ELSYM5* é uma limitação do programa. Ademais, Ullidtz (2002) cita que

os resultados obtidos por meio de retroanálise de deflexões evidenciam erros quando comparados com a modelagem de materiais elásticos lineares. Apesar das limitações, a adoção de um comportamento mecânico médio permite estimar o comportamento da estrutura.

A ciência dos esforços que atuam na estrutura do pavimento permite a utilização de modelos que buscam representar a vida útil do pavimento, comparando se o estado de tensões está compatível com os limites estabelecidos (MEDINA E MOTTA, 2015). Rahman *et al.* (2018) citam que pavimentos intertravados com camadas inferiores, com a presença de materiais cimentados ou não, necessitam de modelos de avaliação distintos, em virtude das diferenças de desempenho estrutural.

A presença de materiais cimentados, que possuem rigidez elevada, ocasiona o efeito de placa, o qual gera tensões de tração na fibra inferior da camada (BALBO, 2007). Assim, o critério utilizado para o dimensionamento de pavimentos intertravados com a presença de camadas inferiores sujeitas à fadiga necessita considerar essa singularidade.

O modelo apresentado por Knapton e Nixon (1984b) para avaliação de deformação permanente da *British Ports Association* para pavimentos intertravados com camadas cimentadas, o qual controla as deformações e limita os esforços para mitigação da fadiga. O modelo foi estabelecido por intermédio de retroanálise dos resultados encontrados experimentalmente. O modelo está apresentado na Equação 6.

$$\varepsilon = \frac{21600}{N^{0,28}} \times 10^{-6} \quad (6)$$

em que ε é a deformação vertical específica admissível (m/m) e N é o número admissível de repetições do eixo padrão.

Rahman *et al.* (2018) indicam a adoção de um modelo distinto para pavimentos intertravados apenas com camadas granulares, em razão de desempenhos diferentes. O modelo apresentado na Equação 6 é mais conservador devido à existência de camadas sujeitas à fadiga. O modelo para avaliação da deformação permanente de pavimentos intertravados com camadas granulares está apresentado na Equação 7.

$$\varepsilon = \frac{28000}{N^{0,25}} \times 10^{-6} \quad (7)$$

em que ε é a deformação vertical específica admissível (m/m) e N é o número admissível de repetições do eixo padrão.

Ademais, nos pavimentos intertravados com camadas cimentadas em que o processo de fadiga está associado nesses materiais é necessário analisar a fadiga (BALBO, 2007). Entre as alternativas de materiais cimentados para adoção na camada de base tem-se Concreto Compactado a Rolo (CCR), Solo Cimento (SC) e Brita Graduada Tratadas com Cimento (BGTC).

Trichês (1993) propôs um modelo para verificação da vida de fadiga em CCR em que considerou a ruptura total do corpo de prova como critério de parada e, posteriormente, os resultados foram ajustados por tratamento estatístico. Dessa forma, o modelo proposto para um consumo de cimento de 120kg/m³ está apresentado na Equação 8.

$$\frac{\sigma}{f_{ct}} = 0,961 - 0,060 \log N \quad (8)$$

em que f_{ct} é a Resistência à tração na flexão do CCR, σ é a Tensão máxima de tração na fibra inferior da camada e N é o Número de repetições do eixo padrão.

A avaliação da vida de fadiga da camada de BGTC pode ser realizada por meio do modelo elaborado por Balbo (1997), o qual analisou o material sobre um sistema de tensão controlada que acarretou uma grande dispersão dos resultados. Como o BGTC apresenta uma matriz menos homogênea que o CCR, o modelo indicou um desempenho inferior à ruína por fadiga. O modelo sugerido está apresentado na Equação 9.

$$\frac{\sigma}{f_{ct}} = 0,871 - 0,054 \log N \quad (9)$$

em que f_{ct} é a Resistência à tração na flexão da BGTC, σ é a Tensão máxima de tração na fibra inferior da camada e N é o Número de repetições do eixo padrão.

O SC é um material cimentado menos nobre do que os analisados anteriormente, tendo em vista o aproveitamento do solo no local, que pode possuir características diversas. Cerratti (1991) realizou uma análise de fadiga para SC com diferentes tipos de solo, observando que materiais com maior granulometria possuem menor sensibilidade à variação de resistência à tração. O modelo encontrado para solos arenosos não lateríticos consta na Equação 10.

$$RT = 0,6759 - 0,01030 \log N \quad (10)$$

em que f_{ct} é a Resistência à tração na flexão do SC, σ é a Tensão máxima de tração na fibra

inferior da camada e N é o Número de repetições do eixo padrão.

Bezerra *et al.* (2021a) afirmam que existe uma fragilidade na modelagem de pavimentos com a utilização de modelos genéricos, tendo em vista a necessidade de calibração para as características do local em que pavimento será implementado. Diferentes condições de clima e de tráfego implicam em distintos processos de degradação do pavimento. Sabe-se que a o DNIT (2021) propôs um método de ensaio para análise de fadiga de materiais estabilizados quimicamente, o qual poderia ser utilizado caso houvesse a disponibilidade de dados.

2.2.2 Dimensionamento para tráfego leve

Analisando especificamente o revestimento em blocos intertravados, Knapton e Barber (1980) citam que há uma tolerância elevada às deflexões na superfície do pavimento. Dessa forma, tem-se a possibilidade para níveis de tráfego leve a adoção de uma solução para estrutura do pavimento sem a camada de base, com intuito de diminuir a sua espessura.

A alternativa de ausência de camada de base para pavimentos intertravados para tráfego leve urge em decorrência de que para essa situação a espessura do revestimento é superior do que as outras soluções com a utilização de concreto asfáltico ou tratamento superficial. Knapton e Nixon (1984a) e ABNT (2013) afirmam que para níveis de tráfego leve a espessura de blocos que deve ser utilizada deve ser de, no mínimo, 6 cm. Ademais, faz-se necessário a execução de uma camada de assentamento com uma espessura de 5 cm, de acordo com exigências da ABNT (2011).

Uma análise que cabe ser feita diz respeito à espessura da camada de assentamento dos blocos de concreto, pois a ABNT (2011) recomenda a espessura de 5 cm, todavia, admite um intervalo de 3 cm até 7 cm no momento da execução. Mascio *et al.* (2019) observaram por meio de experimentos que o aumento da espessura da camada de assentamento incorre no acréscimo das deflexões na estrutura alternando a espessura de 3 cm até 5 cm.

Outrossim, Arjun *et al.* (2021) evidenciaram por meio de teste de carga que a camada de assentamento possui pouca capacidade de dissipar as tensões provenientes dos blocos para a camada de base. Então, o aumento da sua espessura não agrega valor considerável no desempenho estrutural do pavimento, apresentando como função uma camada de acomodação das peças e facilitando o preenchimento das juntas na sua parte inferior.

Gordillo (2020) afirma que a diminuição da espessura da camada de 5 cm para 3

em é benéfica para comportamento da estrutura do pavimento quanto às deformações permanentes. Todavia, a diminuição da camada de assentamento ocasiona um aumento das tensões atuantes nas peças de concreto (HASSANI E JAMSHIDI, 2006).

Nesse contexto, Silva *et al.* (2020) afirmam que a ABNT (2013) é rigorosa na exigência dos valores de resistência à compressão ante as normas vigentes na África do Sul e Austrália. Assim, torna-se viável a redução da espessura da camada de assentamento mediante a valores de resistência à compressão das peças de concreto que suportem os esforços solicitantes.

Knapton e Nixon (1984a) afirmam que a especificação de pavimentos intertravados para tráfego leve é desafiador, pois requer que os custos sejam mínimos. Como a espessura do revestimento dos pavimentos intertravados é superior à dos outros pavimentos e admite-se maiores níveis de deflexões têm-se como alternativa a retirada da camada de base do pavimento.

A ausência da camada de base do pavimento intertravado implica nos acréscimos das tensões que alcançam o subleito, qual devem ser controladas tendo em vista que pavimento está sujeito a ruína por deformações plásticas excessivas, conforme citam Rahman *et al.* (2018). A estrutura do pavimento sem a camada de base fica mais próximo de uma condição limite de dimensionamento, a qual exige maior atenção nessa etapa de projeto.

Dessa maneira, aspectos como o controle da umidade nas camadas granulares e no subleito torna-se mais crítico, pois Bastos (2013) afirma que a presença indesejada da umidade gera uma diminuição das propriedades mecânicas dos materiais. Shackel (1992) reconhece que as condições de drenagem afetam as propriedades do subleito e das camadas do pavimento, assim devem ser consideradas no momento do dimensionamento. No entanto, os métodos de dimensionamento utilizados no Brasil não consideram esse fator, como PMSP (2004).

Bezerra *et al.* (2021b) concluíram por meio de uma análise mecanística-empírica que as estruturas dimensionadas para tráfego leve sem a camada de base podem ou não suportar as solicitações de projeto. Nos cenários em que a estrutura suportou a vida útil, as tensões impostas a levam próximo dos critérios de dimensionamento, de tal forma que variações sazonais mínimas das propriedades mecânicas podem incorrer em dano precoce da estrutura. Esses resultados corroboram com a conclusão obtida por Huurman (1996) de que a adoção de uma camada de base incrementa a qualidade do pavimento.

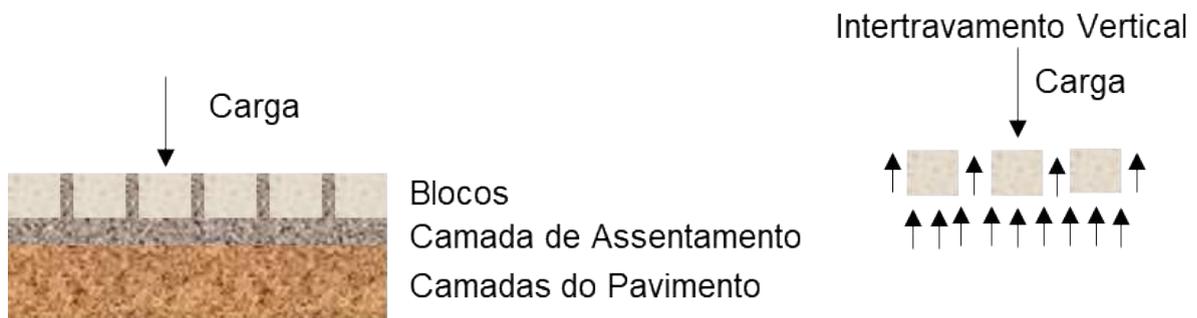
Ademais, a realização de dimensionamento de pavimento intertravado sem a avaliação de que o tráfego é composto por automóveis ou por veículos comerciais pesados com baixa frequência é errônea, segundo Cook e Knapton (1996). As duas situações exigem respostas distintas da estrutura, tendo em vista a diferença de carregamentos atuantes.

A consideração de fatores de equivalência de carga é um critério comparativo entre a capacidade de dano de uma solicitação qualquer em relação ao eixo padrão rodoviário (BALBO, 2007). Carvalho (1998) apresenta fatores de equivalência de carga para pavimentos intertravados, que é imprescindível para dimensionamento mais assertivo, já que considera o desempenho específico dessa estrutura.

2.3 Defeitos do pavimento intertravado

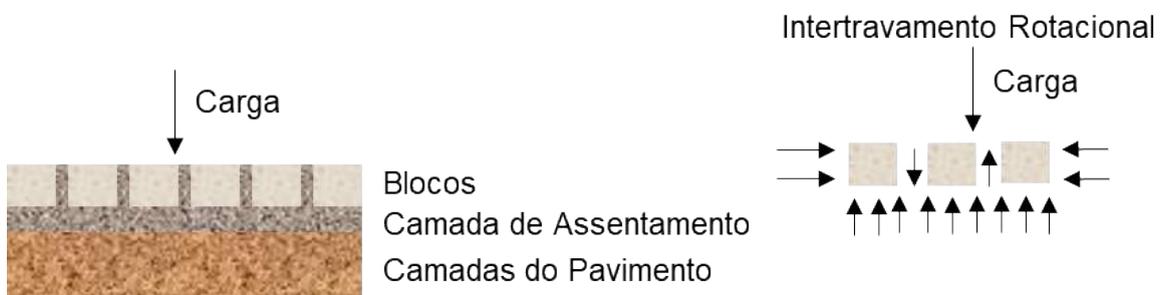
A ABNT (2011) cita que o princípio de funcionamento de blocos intertravados trata-se do travamento das peças de concreto aos deslocamentos individuais em relação às peças vizinhas. Em decorrência da presença das descontinuidades para a operação do pavimento, deve-se alcançar o intertravamento horizontal, vertical e rotacional das peças, conforme afirmam Knapton e Barber (1980). O mecanismo de intertravamento está exposto nas Figuras 3, 4 e 5.

Figura 3 – Intertravamento vertical



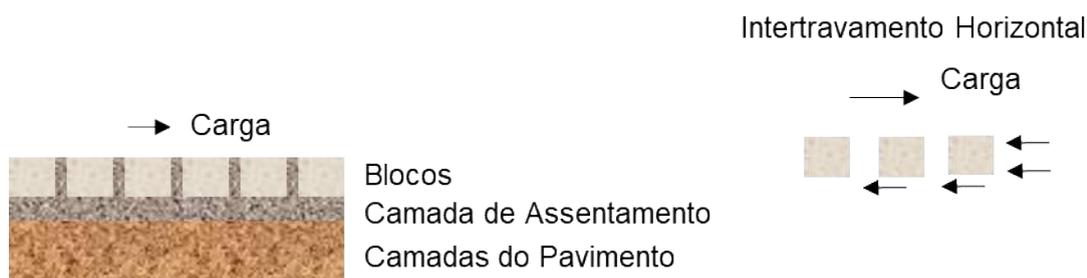
Fonte: Adaptado Silva (2016).

Figura 4 – Intertravamento rotacional



Fonte: Adaptado Silva (2016).

Figura 5 – Intertravamento horizontal



Fonte: Adaptado Silva (2016).

O intertravamento horizontal depende de paginações das peças que dispersam forças horizontais, o vertical é alcançado pela transferência de cargas por cisalhamento e o rotacional por meio da espessura das peças, do espaçamento das juntas e das contenções laterais (SHACKEL E LIM, 2003). Esses mecanismos de intertravamento interagem entre si para garantir a distribuição de tensões entre os blocos adjacentes.

Arjun *et al.* (2020) observaram por meio de simulação numérica que se alcança maiores tensões de cisalhamentos no intertravamento vertical quando se tem maiores tensões normais obtidas pelo intertravamento horizontal. Apesar disso, Heng *et al.* (2018) afirmam que os esforços horizontais entre os blocos não são considerados suficientemente no dimensionamento.

O intertravamento dos blocos de concreto é alcançado com o auxílio de uma camada de assentamento, a qual contribui com a distribuição de esforços, conforme observaram Hassani e Jamshidi (2006). Devido ao revestimento consistir da interação de dois materiais com propriedades mecânicas distintas que interagem para ocasionar um comportamento global do revestimento, torna-se uma questão complexa a sua análise e os aspectos que influenciam.

Distintos aspectos influenciam na rigidez do revestimento de um pavimento intertravado, desde as propriedades dos blocos de concreto até a interação com material de assentamento e rejuntamento. Tom e Cheung (1999) elaboraram um modelo para estimar o módulo de resiliência de bases cimentadas degradadas. Balbo (2007) menciona que pode ser utilizado para determinação do módulo de resiliência de uma camada de blocos intertravados, pois considera aspectos intrínsecos ao pavimento intertravado também como o módulo de elasticidade das peças, espessura dos blocos e grau de transferência de carga nas juntas.

Durante a operação do pavimento podem surgir defeitos na camada de revestimento, os quais podem afetar diversos aspectos como os blocos, as juntas ou camada de assentamento. A ASTM (2015) elenca diversos defeitos que podem afligir a camada para determinação do *Pavement Condition Index* (PCI).

Morgado (2008) observou que o processo de degradação na camada de blocos intertravados ocorre por intermédio de danificação das peças e perda da capacidade de transferência de carga. Por meio de ensaios em escala real, Füssl *et al.* (2018) constataram que pavimentos na ruína não apresentavam blocos quebrados, no entanto o espaçamento das juntas não estava dentro de valores toleráveis, que são definidos, no Brasil, pela ABNT (2011).

Os aspectos mais relevantes que incorreram em ruptura precoce do pavimento consistiram de camada de assentamento com espessura e granulometria fora de especificação, material de rejuntamento com granulometria inadequada e compactação insuficiente, segundo observaram Pretorius e Logan (2003). Assim, ocorre o surgimento de defeitos que prejudicam a vida útil remanescente do pavimento em relação ao dimensionamento inicial.

Nesse viés, Thom e Cheung (1999) afirmam que para otimizar o funcionamento da camada em blocos intertravados é necessário maximizar a transferência de cargas nas juntas. Em geral, peças danificadas possuem influência pontual na camada, todavia, o prejuízo na transmissão de carga nas juntas implica no comportamento global da camada. Em vista esses aspectos, Soutsos *et al.* (2011) corroboram que a ruína do pavimento é governada por deformações permanentes excessivas.

A distribuição de esforços verticais por cisalhamento é fundamental para garantir o intertravamento vertical. Então, Heng e Füssl (2016) afirmam que quando a tensão de cisalhamento excede um valor limite no contato entre as peças ocorre o deslizamento até uma condição de equilíbrio ou colapso do sistema. Assim, os defeitos podem afetar a capacidade de transferência de esforços entre peças adjacentes, fomentando a ruína precoce do pavimento.

Então, Garilli *et al.* (2020) citam que existem três maneiras de deterioração do pavimento intertravado, as quais são deformações permanentes verticais, deslocamentos horizontais e danificação dos blocos. Todos os defeitos que atuam na capacidade estrutural no pavimento intertravado aflige a estrutura em pelo menos um desses aspectos.

A compreensão de como os defeitos alteram a capacidade estrutural do pavimento, e impactam a vida útil dele, é essencial em um SGP. Uma alteração na capacidade de reter os esforços sobre o revestimento altera a capacidade de dano de uma solicitação na estrutura. Assim, a definição pela ASTM (2015) de um PCI para pavimentos intertravados permite definir trechos prioritários para medidas de manutenção e reabilitação, porém não possibilita estimar a quantidade de solicitações que o pavimento suporta até sua ruína.

Freitas e Pereira (2001) definem a vida útil residual do pavimento como a quantidade de solicitações de um carregamento padrão que a estrutura suportará em um dado momento da sua vida de serviço. Diante disso, urge a necessidade de estudos que promovam

um melhor entendimento acerca da vida útil residual do pavimento intertravado durante sua operação quando ocorrer a presença de defeitos no revestimento.

O conhecimento sobre a vida útil residual do pavimento requer ciência acerca da geometria da estrutura, das solicitações que serão impostas e das propriedades dos materiais (FREITAS E PEREIRA, 2001). Torna-se uma árdua tarefa a modelagem da camada de blocos com a presença de defeitos, tendo em vista as peculiaridades supracitadas. Todavia, justifica-se tal esforço, pois dados a respeito de distintos cenários de vida útil do pavimento intertravado é relevante no processo decisório de um SGP (MELLO *et al.*, 2016).

Os defeitos como danificação dos blocos, deformações permanentes, perda de areia da junta, desalinhamento das juntas, dano de contenção e remendos são listados como primários na ASTM (2015). A norma elenca acréscimo de espaçamento das juntas e o desnível entre as peças de concreto como defeitos que ocorrem em decorrência de outros, os quais atuam especificamente prejudicando o mecanismo de transferência de carga entre os blocos. Os defeitos estão evidenciados na Figura 6 e descritos na Tabela 1.

Tabela 1 – Descrição dos defeitos

| Defeito | Descrição |
|-------------------------------------|--|
| Danificação dos blocos | Avaria nas peças que podem consistir de lascas até a formação de rachaduras nos blocos. |
| Deformações permanentes | Áreas do pavimento com elevações mais baixas do que as áreas adjacentes. |
| Perda de areia de juntas | Remoção do material de rejuntamento entre as peças de concreto. |
| Desalinhamento das juntas | Deslocamento horizontal do pavimento causando perda do alinhamento das juntas. |
| Dano de contenção | Movimentação lateral das contenções. |
| Remendo | Áreas que os blocos estão ausentes e foi recomposto com outro material |
| Aumento do espaçamento das juntas | Alargamento das juntas entre os blocos, sendo uma consequência de outros defeitos. |
| Desnível entre as peças de concreto | Regiões em que a superfície de blocos circunvizinhos possui elevações diferentes, sendo uma consequência de outros defeitos. |

Fonte: ASTM (2015)

Figura 6 – Defeitos em pavimentos intertravados



(a) danificação dos blocos; (b) deformação permanente; (c) perda de areia de junta; (d) desalinhamento das juntas; (e) dano de contenção; (f) remendo; (g) aumento do espaçamento das juntas; (h) desnível entre as peças de concreto.

Fonte: ASTM (2015)

3 MÉTODO DE PESQUISA

O método de pesquisa deste trabalho consistiu em avaliar o desempenho elástico da estrutura de um pavimento intertravado em diferentes contextos para sua posterior verificação empírica-mecanicista e estimativa de vida útil, avaliando o aspecto financeiro de diferentes soluções. Avaliou-se o pavimento quanto a diferentes espessuras dos blocos, resistências à compressão das peças e aberturas das juntas no desempenho à deformação permanente. Ademais, verificou-se o desempenho de distintas soluções da camada de base para nível de tráfego leve e tráfego pesado. Por fim, estimou-se a vida útil residual do pavimento intertravado com a presença de defeitos em diferentes severidades.

Para a verificação dos esforços atuantes no pavimento fez-se análise elástica no software ELSYM5 considerando os valores de módulo de resiliência os obtidos por Ribas (2014) para as camadas granulares e por Balbo (2007) para as camadas cimentadas. A rigidez da camada de blocos foi estimada por meio do modelo de Thom e Cheung (1999). Então, com os dados obtidos na análise elástica realizou-se a verificação empírica-mecanicista.

Na análise do dimensionamento para distintos valores de aberturas das juntas na deformação permanente adotou-se como análise a evolução do dano. Em contrapartida, os cenários da camada de base e dos defeitos atuando na camada de rolamento foi avaliado utilizando o critério de valor limite para a verificação empírica-mecanicista.

3.1 Efeito do espaçamento das juntas na deformação permanente

Definiu-se uma estrutura para análise das deformações permanentes, a qual foi dimensionada para tráfego pesado. A partir dessa estrutura, realizaram-se modificações nos valores de abertura das juntas, de módulo de elasticidade dos blocos e da espessura das peças adotados no revestimento.

Foram adotadas espessuras dos blocos (h) de 0,08 m e 0,10 m, conforme recomendações da ABNT (2013). Os valores de Módulo de Elasticidade adotados foram obtidos a partir de correlações com os valores de resistência à compressão por meio do modelo da ABNT (2014).

Os valores de resistência à compressão (f_{kp}) considerados foram de 35 MPa e 50 MPa, admitidos pela ABNT (2013) para blocos de concreto. Considerou-se uma condição de aberturas das juntas como adequada e com acréscimo de 33,3% do seu espaçamento, tendo em vista a implicação na alteração dos valores de rigidez do revestimento. Esse valor percentual

adotado deu-se em função da sensibilidade do modelo utilizado para estimativa da capacidade de atenuação de carga da camada de blocos.

Cabe salientar que o espaçamento (f_a) utilizado foi de 1,5 mm e 2,0 mm, inferiores ao preconizado por ABNT (2011) em decorrência do modelo de Thom e Cheung (1999) ser formulado inicialmente para bases cimentadas degradadas. Na Figura 7 consta a estrutura analisada com a indicação das variações que foram realizadas.



Fonte: Autor (2023)

Assim, foram analisados oito cenários, alternando as propriedades supracitadas (Tabela 2). A estrutura do pavimento analisada advém do dimensionamento da PMSP (2004) com adoção da camada de base em material granular e um Número N de 2×10^7 . Sabe-se que o subleito é uma camada semi-infinita, contudo, para fins de modelagem da deformação permanente, foi avaliado as respostas para uma espessura de 0,20m. A espessura definida para as camadas e as propriedades dos materiais utilizados estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 2 – Cenários propostos para a análise

| Cenário | f_{kp} (MPa) | h (m) | f_a (mm) | Cenário | f_{kp} (MPa) | h (m) | f_a (mm) |
|----------------|----------------|-------|------------|----------------|----------------|-------|------------|
| 1 (35_h8_1,5) | 35 | 0,08 | 1,5 | 5 (35_h8_2,0) | 35 | 0,08 | 2,0 |
| 2 (35_h10_1,5) | 35 | 0,10 | 1,5 | 6 (35_h10_2,0) | 35 | 0,10 | 2,0 |
| 3 (50_h8_1,5) | 50 | 0,08 | 1,5 | 7 (50_h8_2,0) | 50 | 0,08 | 2,0 |
| 4 (50_h10_1,5) | 50 | 0,10 | 1,5 | 8 (50_h10_2,0) | 50 | 0,10 | 2,0 |

Fonte: O autor (2023)

Tabela 3 – Estrutura definida para análise

| Camada | CBR (%) | Esp (m) | MR (MPa) | ν |
|-------------------|---------|---------|----------|-------|
| Bloco | - | - | - | 0,15 |
| Cam. Assentamento | - | 0,05 | 93,19 | 0,30 |
| Base | 80 | 0,20 | 568,60 | 0,35 |
| Sub-Base | 30 | 0,22 | 233,60 | 0,40 |
| Subleito | 5 | 0,20 | 66,10 | 0,45 |

ν é o Coeficiente de Poisson;

Fonte: O autor (2023)

Na análise elástica considerou-se, separadamente, a camada de blocos e a camada de assentamento, tendo em vista que possuem propriedades elásticas distintas. A avaliação dos esforços ocorreu no topo de todas camadas com intuito verificar a condição mais crítica imposta ao pavimento.

Com a utilização do *software* ELSYM5 foram analisados os esforços nas camadas provenientes de um carregamento do eixo padrão (8,2 tf) para previsão da deformação permanente. Salienta-se que é considerado um sistema de coordenadas com eixos ortogonais entre si, em que a direção do eixo z coincide com o vetor de aplicação de carga e a direção do eixo y corresponde ao vetor de deslocamento do tráfego.

A previsão das deformações permanentes em cada camada foi realizada por meio do modelo proposto por Guimarães (2009). Avaliou-se os níveis de deformação permanente variando os aspectos supracitados com intuito de identificar a relevância e o espaçamento das juntas. Os parâmetros utilizados no modelo de deformação permanente foram obtidos do *software* MeDiNa V.1.1.5.0, sendo restritos aos materiais analisados e estão apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Parâmetros do modelo de deformação permanente

| | Ψ_1 | Ψ_2 | Ψ_3 | Ψ_4 |
|----------------------|----------|----------|----------|----------|
| Cam. de Assentamento | 0,244 | 0,419 | 1,309 | 0,069 |
| Base | 0,105 | 0,839 | -0,014 | 0,041 |
| Sub-Base | 0,021 | -0,086 | 1,37 | 0,116 |
| Subleito | 0,088 | -0,146 | 1,618 | 0,062 |

Ψ_s são coeficientes do modelo de Guimarães (2009);
Fonte: O autor (2023)

Então, comparou-se os níveis de deformação permanente obtidos em cada cenário entre si com o critério estabelecido no *software* MeDiNa para vias com classificação de sistema arterial principal, cujo critério de deformação permanente é de 10 mm. Dessa maneira, permitiu-se compreender as diferenças de desempenho das estruturas com as variações ocorridas na camada de rolamento, bem como os aspectos mais relevantes na ruína do pavimento.

3.2 Análise Financeira da variação das propriedades dos blocos

Com intuito de avaliar a diferença de custos nos diferentes cenários e comparar os seus desempenhos foi mensurado o custo de cada cenário por meio da utilização das tabelas de

custo da Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI; 2023), desonerada, referente ao mês de dezembro de 2022. Salienta-se que no documento supracitado só existem composições para execução da camada de revestimento com blocos de espessura de 0,08m com resistência à compressão de 35MPa ou espessura de 0,10m com resistência à compressão de 50MPa.

Para analisar os cenários avaliados fez-se necessário realizar cotações no mercado da cidade de Fortaleza dos valores dos blocos com espessura de 0,08m e resistência à compressão de 35MPa e de 50MPa e blocos com espessura de 0,10m e resistência à compressão de 35MPa e de 50MPa. Apesar da composição da SINAPI possuir duas alternativas de peças foi adotado, para fins dessa análise financeira, os valores obtidos por meio da cotação com o objetivo que todos os cenários possuam a mesma premissa de dados.

Dessa forma, teve-se como base as composições da SINAPI com os códigos 92404 e 92406 que se referem à execução do piso intertravado com o bloco com 16 faces. Então, para cada cenário, substituiu-se o valor do insumo referente ao bloco para os dados obtidos por intermédio da cotação. Em decorrência da dificuldade de obtenção de cotação para os blocos de todos os cenários adotou-se os valores obtidos de uma única empresa. As Tabelas 5 e 6 apresentam respectivamente as cotações dos insumos referentes aos blocos e as composições própria sintética adotadas.

A análise financeira em questão teve como premissa as composições próprias elaboradas baseadas na composição da SINAPI e os valores obtidos na cotação. As cotações foram realizadas para um pedido referente a 10.000m² de blocos e análise foi realizada para essa área. As composições analíticas estão apresentadas no Anexo A.

Avaliou-se a diferença de custo de cada solução em comparação com a diferença de desempenho obtida na modelagem. Outrossim, permitiu comparar como a abertura das juntas, que se trata de um aspecto construtivo não implicando em acréscimo de custo, com a alteração das propriedades dos blocos.

Tabela 5 – Cotação dos blocos (insumos)

| Descrição do Produto | Unidade | Preço Unitário (R\$) |
|--------------------------|----------------|----------------------|
| Bloco 16 faces H8 35MPa | m ² | 52,00 |
| Bloco 16 faces H10 35MPa | m ² | 63,00 |
| Bloco 16 faces H8 50MPa | m ² | 68,00 |
| Bloco 16 faces H10 50MP | m ² | 82,00 |

Fonte: Mercado de Fortaleza (2023)

Tabela 6 – Composição própria sintética para execução de piso intertravado

| Composição | Descrição | Unidade | Preço Unitário (R\$) |
|------------|---|----------------|----------------------|
| COMP01 | Execução de pavimento em piso intertravado, com bloco 16 faces de 22 × 11 cm, espessura 8 cm e resistência a compressão de 35MPa | m ² | 69,67 |
| COMP02 | Execução de pavimento em piso intertravado, com bloco 16 faces de 22 × 11 cm, espessura 10 cm e resistência a compressão de 35MPa | m ² | 80,72 |
| COMP03 | Execução de pavimento em piso intertravado, com bloco 16 faces de 22 × 11 cm, espessura 8 cm e resistência a compressão de 50MPa | m ² | 85,74 |
| COMP04 | Execução de pavimento em piso intertravado, com bloco 16 faces de 22 × 11 cm, espessura 10 cm e resistência a compressão de 50MPa | m ² | 99,79 |

Fonte: Mercado de Fortaleza (2023)

3.2.1 Avaliação da adoção de camada de base para tráfego leve

Inicialmente realizou-se o dimensionamento de um pavimento intertravado sem a camada de base para um nível de tráfego leve, conforme recomendações da PMSP (2004), em diferentes condições de suporte do subleito. Foram avaliadas as estruturas sobre um subleito com um CBR de 5,0% e 7,0%, com intuito de avaliar materiais com baixa capacidade de suporte, os quais necessitam do pavimento para suportar os carregamentos.

A estrutura do pavimento foi dimensionada para um Número N de $1,30 \times 10^5$, representativo de um nível de tráfego leve, segundo PMSP (2004). Foram dimensionadas duas estruturas sem a camada de base em que houve variação na espessura da camada de sub-base em decorrência do modelo de dimensionamento adotado por conta das diferentes condições de suporte do subleito. As estruturas dimensionadas e as propriedades dos materiais adotados constam nas Tabelas 7 e 8, respectivamente.

Tabela 7 – Estrutura de cada pavimento

| | CBR = 5,00% / MR = 43,19MPa (subleito) | CBR = 7,00% / MR = 54,66MPa (subleito) |
|----------------------|---|---|
| Camada | Espessura (m) | Espessura (cm) |
| Blocos Intertravados | 0,06 | 0,06 |
| Assentamento | 0,05 | 0,05 |
| Sub-base | 0,18 | 0,10 |

Fonte: O autor (2022)

Tabela 8 – Propriedades dos materiais

| Camada | CBR (%) | MR (MPa) | Y |
|------------------------------|---------|----------|------|
| Bloco | - | 2.997,87 | 0,20 |
| Camada de Assentamento | - | 62,54 | 0,45 |
| Sub-base (Subleito CBR=5,0%) | 20 | 111,25 | 0,40 |
| Sub-base (Subleito CBR=7,0%) | 20 | 124,45 | 0,40 |

ν é o Coeficiente de Poisson;

Fonte: O autor (2022)

O Módulo de Resiliência (MR) dos materiais de sub-base incorre em valores diferentes devido à tensão de confinamento. Assim, na condição de um subleito com uma maior capacidade de suporte, existe uma tendência de aumento do MR da camada de sub-base.

Procedeu-se à análise do estado de tensões atuantes em cada estrutura dimensionada por intermédio do *software* ELSYM5. Foi realizada a verificação empírica-mecanicista da estrutura com o modelo indicado por Rahman *et al.* (2018) para verificação da ruptura plástica por meio do estabelecimento de um critério limite acerca do valor de deformação vertical específica no topo do subleito.

Por fim, procedeu-se uma avaliação se cada estrutura do pavimento obteve êxito em controlar os esforços provenientes do tráfego para suportar o tráfego de projeto. Na situação em que houve tendência de ruína precoce, ocorreu a substituição do material de sub-base por um de base granular com um MR de 300 MPa. Assim, realizou-se todo o procedimento para verificação mecanicista empírica-mecanicista novamente com o novo material com intuito de identificar se para essa nova condição, a estrutura suportará o tráfego de projeto.

3.2.2 Avaliação de diferentes materiais para camada de base para tráfego pesado

Nessa avaliação, a primeira etapa consistiu em dimensionar a estrutura do pavimento intertravado para tráfego pesado, segundo as metodologias propostas por Carvalho (1998) e PMSP (2004) que possui como premissa a adoção de materiais cimentados na base. Então, dimensionou-se a estrutura em 5 diferentes cenários (Tabela 9) com a utilização de materiais cimentados e, também, com alteração por uma camada granular por meio da adoção do coeficiente de equivalência estrutural apresentado pela PMSP (2004).

O dimensionamento foi realizado para um Número N de $6,07 \times 10^7$ e um subleito com CBR de 6% e um Módulo de Resiliência de 72,80 MPa. A estrutura encontrada para os cenários com materiais cimentados e suas propriedades estão apresentadas nas tabelas 10 e 11, respectivamente.

Tabela 9 – Materiais utilizados na base em cada cenário

| Cenário | Material para base |
|---------|---|
| 1 | Concreto Compactado a Rolo (CCR) |
| 2 | Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC) |
| 3 | Solo-Cimento (SC) |
| 4 | Brita Graduada Simples (BGS) |
| 5 | Solo-Brita |

Fonte: O autor (2022)

Tabela 10 – Estrutura com base cimentada

| Material | Espessura(m) | CBR(%) | MR(MPa) | ν |
|------------------------|--------------|--------|--------------|--------------|
| Bloco | 0,10 | - | 2.049,72 | 0,15 |
| Camada de Assentamento | 0,05 | - | 93,19 | 0,30 |
| Cenários 1, 2 e 3 | 0,18 | - | Vide Tab. 11 | Vide Tab. 11 |
| Solo Estabilizado | 0,24 | 30 | 133,86 | 0,40 |
| Subleito | - | 6 | 72,80 | 0,45 |

ν é o Coeficiente de Poisson;

Fonte: O autor (2022)

Tabela 11 – Propriedades dos materiais cimentados

| Cenário | Material | MR(MPa) | ν | Resistência à Tração na Flexão (MPa) |
|---------|----------|-----------|-------|--------------------------------------|
| 1 | CCR | 19.422,80 | 0,17 | 2,00 |
| 2 | BGTC | 9.500,00 | 0,20 | 1,20 |
| 3 | SC | 7.600,00 | 0,30 | 0,50 |

ν é o Coeficiente de Poisson;

Fonte: O autor (2022)

Com intuito de avaliar o desempenho do pavimento com adoção de camadas granulares foi realizada a substituição da camada de base cimentada por uma base granular, adequando a estrutura por meio dos coeficientes de equivalência estrutural sugeridos pela PMSP (2004). A estrutura especificada e as propriedades dos materiais estão apresentadas nas tabelas 12 e 13.

Tabela 12 – Estrutura com base granular

| Material | Espessura(m) | CBR(%) | MR(MPa) | ν |
|------------------------|--------------|--------|-------------|-------------|
| Bloco | 0,10 | - | 2.049,72 | 0,15 |
| Camada de Assentamento | 0,05 | - | 93,19 | 0,30 |
| Cenários 4 e 5 | 0,30 | - | Vide Tab. 7 | Vide Tab. 7 |
| Solo Estabilizado | 0,24 | 30 | 133,86 | 0,40 |
| Subleito | - | 6 | 72,80 | 0,45 |

ν é o Coeficiente de Poisson;

Fonte: O autor (2022)

Tabela 13 – Propriedades dos materiais granulares

| Cenário | Material | MR(MPa) | ν |
|---------|----------|---------|-------|
| 4 | BGS | 250,00 | 0,35 |
| 5 | SB | 150,00 | 0,38 |

ν é o Coeficiente de Poisson;

Fonte: O autor (2022)

Por intermédio das espessuras das camadas e respectivas propriedades dos materiais, realizou-se a análise elástica no *software* ELSYM5, cujo principal limitação é a consideração de que o comportamento elástico dos materiais é representado pelo modelo constitutivo elástico linear. Contudo, como não foram utilizadas na análise as propriedades dos materiais obtidas por meio de ensaios, admite-se a utilização dessa ferramenta para análise elástica da estrutura dos pavimentos.

Para a análise elástica fez-se necessário definir a resposta elástica da camada de blocos intertravados por meio do modelo proposto por Tom e Cheung (1999) para estimar a rigidez de camadas cimentadas degradadas. Balbo (2007) afirma que esse modelo pode ser utilizado para pavimentos intertravados. Resultados obtidos por meio de retroanálises por Silva (2016) indicaram valores de rigidez semelhantes.

Seguiu-se a verificação empírica-mecânica da estrutura com o objetivo de prever a sua vida útil. Foi necessário avaliar a estrutura quanto ao acúmulo de deformações plásticas em todos os cenários por meio da avaliação das tensões que alcançam o subleito. Do mesmo modo, quando houver a existência de uma camada cimentada, verificar a fadiga do material. Cinco modelos foram utilizados (Tabela 14).

Tabela 14 – Modelos constitutivos utilizados

| Modelo | Verificação |
|-----------------------------|---|
| Knapton e Nixon (1984b) | Ruptura por plastificação do subleito para pavimentos com camadas sujeitas à fadiga |
| Cerratti (1991) | Ruína por fadiga do SC |
| Trichês (1993) | Ruína por fadiga do CCR |
| Balbo (1997) | Ruína por fadiga da BGTC |
| Rahman <i>et al.</i> (2018) | Ruptura por plastificação do subleito para pavimentos apenas com camadas granulares |

Fonte: O autor (2022)

Por fim, comparou-se a quantidade de solicitações que cada estrutura suportará com o tráfego previsto com a finalidade de identificar se a estrutura apresentará ruína precoce. Caso ocorresse a ruína precoce em algum cenário, buscou-se identificar a respectiva alteração a ser realizada na estrutura para suportar o tráfego de projeto.

3.2.3 Análise Financeira da variação de diferentes materiais de base

Além das diferenças de desempenho estrutural por conta da utilização dos diferentes materiais na camada de base observa-se também uma distinção no custo de cada solução. Com o objetivo de identificar a diferença de custo de implantação das diferentes soluções tomou-se como base os valores da SINAPI (2023) desonerada referente ao mês de dezembro de 2022.

Comparou-se as diferenças de custos para uma área de 10.000m², por meio dos volumes obtidos e os preços disponibilizados nas tabelas de custos adotadas. Os códigos, descrições e valores das composições utilizadas estão apresentadas na Tabela 15.

Tabela 15 – Composições sintéticas SINAPI para material de base

| Código | Descrição | Unidade | Preço Unitário (R\$) |
|--------|---|----------------|----------------------|
| 96398 | Execução e compactação de base e ou sub-base para pavimentação de concreto compactado com rolo – exclusive carga e transporte | m ³ | 309,59 |
| 96397 | Execução e compactação de base e ou sub-base para pavimentação de brita graduada simples tratada com cimento – exclusive carga e transporte | m ³ | 224,04 |
| 96392 | Execução e compactação de base e ou sub-base para pavimentação de solo (predominantemente arenoso) com cimento (teor de 8%) – exclusive solo, escavação, carga e transporte | m ³ | 149,49 |
| 96396 | Execução e compactação de base e ou sub-base para pavimentação de brita graduada simples – exclusive carga e transporte | m ³ | 159,46 |
| 100565 | Execução e compactação de base e ou sub-base para pavimentação de solo (predominantemente arenoso) brita – 50/50 – exclusive solo, escavação, carga e transporte | m ³ | 84,60 |

Fonte: O autor (2023)

Para fins de análise considerou-se que, independentemente do material utilizado, o custo do transporte será igual para todos os cenários. As composições referentes ao solo-cimento e solo-brita não incluem o solo e a escavação do material. Todavia, para análise realizada considerou-se que o material estava disponível para execução. Trata-se de simplificações para permitir a análise, pois cada situação possui especificidades que podem influenciar no valor da implantação.

3.3 Avaliação dos defeitos no pavimento intertravado

Nesta etapa, o método consistiu em correlacionar os defeitos em suas diferentes severidades, conforme ASTM (2015), e o impacto dos mecanismos que influenciam na rigidez da camada de revestimento. Foi considerado que os defeitos impactam o Módulo de Elasticidade (ME) do bloco, a área de contato entre os blocos responsável pela distribuição das tensões de cisalhamento e o espaçamento das juntas que são os principais aspectos avaliados pelo modelo de Tom e Cheung (1999). Na Tabela 16 estão apresentados os defeitos nos três níveis de severidade (baixo, médio e alto) e os respectivos mecanismos que influem no Módulo de Resiliência do revestimento.

Tabela 16 – Cenários verificados no estudo

| Defeito | Nível de severidade baixo | Nível de severidade médio | Nível de severidade alto |
|-----------------------------------|------------------------------|---|--|
| Blocos danificados | Redução de 25% do f_{kp} | Redução de 50% do f_{kp} | Surgimento de novas juntas (2,0 mm) e redução de 50% do f_{kp} |
| Deformações permanentes | Abertura de juntas de 1,6 mm | Abertura de juntas de 1,8 mm e redução de 10% altura útil | Abertura de juntas de 2,0 mm e redução de 25% altura útil |
| Perda de areia de junta | Abertura de juntas de 1,6 mm | Abertura de juntas de 1,8 mm | Abertura de juntas de 2,0 mm |
| Desalinhamento das juntas | Abertura de juntas de 1,6 mm | Abertura de juntas de 1,8 mm | Abertura de juntas de 2,0 mm |
| Dano de contenção | Abertura de juntas de 1,6 mm | Abertura de juntas de 1,8 mm | Abertura de juntas de 2,0 mm |
| Perda de material de assentamento | Redução de 10% altura útil | Redução de 25% altura útil | Redução de 50% altura útil |

Fonte: O autor (2023)

As consequências dos defeitos na rigidez do revestimento foram consideradas por meio da alteração da abertura das juntas, do ME intrínseco ao material por meio da variação da resistência à compressão. Foi adotado a correlação proposta pela ABNT (2014) para obtenção do ME dos blocos em razão da alteração dos valores de resistência a compressão.

Ressalta-se que a redução da altura útil entre as peças não permite uma alteração direta no modelo de Thom e Cheung (1999). Então, a modelagem desse efeito ocorreu por meio

da aplicação de fatores de redução no ME em cisalhamento, que foram definidos baseado na diminuição da tensão de cisalhamento em função da perda de altura útil.

A definição da estrutura do pavimento teve como premissa a existência apenas de camadas granulares, que foram submetidas a um alto volume de tráfego. Foi previsto um Número N de $6,07 \times 10^7$ durante 10 anos da vida de serviço do pavimento. Com o objetivo de identificar o volume de tráfego durante cada ano da vida útil do pavimento foi discretizado o Número N anual na Tabela 17. Dessa forma, tornou-se possível identificar em qual período uma dada estrutura apresenta tendência de ruína pela ocorrência de defeitos.

Tabela 17 – Projeção de tráfego durante vida útil do pavimento

| Ano | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| Número N | 5,42E+06 | 1,10E+07 | 1,67E+07 | 2,25E+07 | 2,85E+07 |
| Ano | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| Número N | 3,46E+07 | 4,09E+07 | 4,74E+07 | 5,40E+07 | 6,07E+07 |

Fonte: O autor (2022)

O dimensionamento da estrutura foi realizado conforme orientações propostas por Carvalho (1998), adotando o coeficiente de equivalência estrutural sugeridos pela PMSP (2004). Foram adotados blocos do Tipo I com comprimento de 0,20 m e largura de 0,10 m. Ademais, foram admitidas propriedades elásticas genéricas para os materiais com o objetivo de permitir a modelagem elástica da estrutura (Tabela 18).

Tabela 18 – Estrutura do pavimento analisado

| Camada | Material | Espessura (m) | CBR (%) | MR (MPa) | ν |
|--------|------------------------|---------------|---------|----------|-------|
| 1 | Bloco | 0,10 | - | - | 0,15 |
| 2 | Camada de Assentamento | 0,05 | - | 93 | 0,3 |
| 3 | Base | 0,30 | 80 | 250 | 0,35 |
| 4 | Sub-base | 0,24 | 30 | 134 | 0,4 |
| 5 | Subleito | | 6 | 73 | 0,45 |

ν é o Coeficiente de Poisson;

Fonte: O autor (2022)

Realizou-se a análise elástica com a utilização do *software* ELSYM5, considerando os diferentes módulos de elasticidade no revestimento em cada cenário. Além disso, executou-se a avaliação do estado de tensões da estrutura sem a presença de defeitos com intuito de obter-se um parâmetro para avaliar a consequência dos defeitos.

Executou-se a verificação empírica-mecanística para cada cenário com intuito de

estimar a vida útil residual de cada estrutura. O modelo utilizado foi o indicado por Rahman *et al.* (2018) para análise das deformações plásticas no subleito. Foi avaliado como a progressão da severidade do defeito incorre no acréscimo da capacidade de dano da estrutura por uma mesma solicitação. Ademais, verificou-se os defeitos que geram uma diminuição da vida útil da estrutura, incitando em uma ruína precoce.

4 RESULTADOS: JUNTAS E DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A camada de revestimento teve suas características alteradas com intuito de verificar o impacto da variação da abertura das juntas (f_a) em detrimento de outros aspectos, como a resistência à compressão dos blocos (f_{kp}) e a sua espessura (h). Para realização da análise elástica foi necessário a obtenção do Módulo de Elasticidade (ME) da camada de revestimento. Os valores de ME *in situ* obtidos e outras características para os cenários analisados estão apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Módulo de elasticidade *in situ* utilizado no estudo

| Cenário | f_{kp} (MPa) | E_1 (MPa) | L (m) | h (m) | f_a (mm) | G (MPa/m) | E_2 (MPa) | E_3 (MPa) | $E_{in\ situ}$ (MPa) |
|----------------|-------------------|----------------|----------|----------|---------------|--------------|----------------|----------------|-------------------------|
| 1 (35_h8_1,5) | 35 | 27.000 | 0,20 | 0,08 | 1,5 | 2.706 | 4.772,97 | 5.073,75 | 2.254,06 |
| 2 (35_h10_1,5) | 35 | 27.000 | 0,20 | 0,10 | 1,5 | 2.706 | 4.772,97 | 3.247,20 | 1.803,40 |
| 3 (50_h8_1,5) | 50 | 37.000 | 0,20 | 0,08 | 1,5 | 2.706 | 6.540,74 | 5.073,75 | 2.652,46 |
| 4 (50_h10_1,5) | 50 | 37.000 | 0,20 | 0,10 | 1,5 | 2.706 | 6.540,74 | 3.247,20 | 2.049,72 |
| 5 (35_h8_2,0) | 35 | 27.000 | 0,20 | 0,08 | 2,0 | 101 | 4.772,97 | 189,38 | 180,93 |
| 6 (35_h10_2,0) | 35 | 27.000 | 0,20 | 0,10 | 2,0 | 101 | 4.772,97 | 121,20 | 117,68 |
| 7 (50_h8_2,0) | 50 | 37.000 | 0,20 | 0,08 | 2,0 | 101 | 6.540,74 | 189,38 | 183,14 |
| 8 (50_h10_2,0) | 50 | 37.000 | 0,20 | 0,10 | 2,0 | 101 | 6.540,74 | 121,20 | 118,61 |

E_1 é o Módulo de elasticidade do bloco de concreto (MPa); L sendo o comprimento dos blocos (m); G é o Módulo de elasticidade em cisalhamento (MPa/m); E_2 é o Momento de flexão (MPa); E_3 é o Módulo em cisalhamento (MPa) e $E_{in\ situ}$ é o Módulo de elasticidade da camada de revestimento *in situ* (MPa).

Fonte: O autor (2022)

Observa-se que os valores de ME do revestimento *in situ* apresentaram os maiores valores para uma abertura das juntas de 1,5 mm. O aumento da espessura do bloco (h) implica em uma diminuição do ME em todos os cenários. Esse comportamento pode ser explicado porque o módulo em cisalhamento (E_3) da camada diminui como um todo, de acordo com o modelo proposto por Thom e Cheung (1999). O acréscimo de resistência à compressão das peças gerou um aumento do ME do revestimento *in situ*, pois promove um crescimento dessa mesma propriedade no bloco de concreto e do momento em flexão.

Apesar das variações supracitadas, a abertura das juntas (f_a) obteve maior influência na rigidez da camada, tendo em vista que representa a eficiência da transferência de carga entre as peças adjacentes. Assim, a perda percentual média de rigidez, em todos os cenários analisados, foi de 93,2%, que pode ser explicada pelo fato de que as peças começam a atuar de maneira isolada, devido ao prejuízo na transmissão de esforços entre os blocos.

Uma limitação inerente ao modelo utilizado para estimar a rigidez do revestimento é que ele foi proposto, inicialmente, para bases cimentadas em que se necessita de menores

aberturas das juntas entre os blocos. A diferença de comportamento ocorre porque materiais cimentados degradados não possuem um adequado rejuntamento, prejudicando a eficiência da transmissão de esforços. Os valores definidos para abertura de juntas, segundo ABNT (2011), podem alcançar até 5,0 mm em decorrência da execução do rejuntamento. A presença de material de rejuntamento fomenta uma maior eficiência na transmissão de carga entre os blocos. Devido a isso, adotaram-se valores de aberturas das juntas inferiores aos encontrados em pavimentos intertravados para permitir estimar valores de rigidez compatíveis aos encontrados *in loco*.

Então, por meio da análise elástica, determinaram-se os esforços atuantes no pavimento. Foram analisadas as tensões abaixo dos pneumáticos e no ponto médio entre esses com intuito de sempre avaliar o cenário mais crítico, em decorrência da sobreposição dos esforços nas camadas mais profundas. O modelo analisado para as deformações permanentes considera o conceito de tensão de confinamento (σ_3) e tensão-desvio (σ_d), que é definido pela média das tensões principais e diferença entre a tensão vertical e a tensão de confinamento respectivamente. Os valores obtidos na análise elástica estão evidenciados na Tabela 20.

Tabela 20 – Estado de tensões atuantes no pavimento

| Cenário 1 – (35 h8 1,5) | | | | | |
|--------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Camada | σ_x (MPa) | σ_y (MPa) | σ_z (MPa) | σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) |
| Bloco | 0,998 | 1,190 | 0,560 | - | - |
| Cam. Assentamento | 0,068 | 0,063 | 0,248 | 0,126 | 0,122 |
| Base | 0,099 | 0,099 | 0,203 | 0,134 | 0,069 |
| Sub Base | -0,002 | -0,013 | 0,065 | 0,016 | 0,048 |
| Subleito | 0,003 | -0,001 | 0,023 | 0,008 | 0,015 |
| Cenário 2 – (35 h10 1,5) | | | | | |
| Camada | σ_x (MPa) | σ_y (MPa) | σ_z (MPa) | σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) |
| Bloco | 0,778 | 0,941 | 0,560 | - | - |
| Cam. Assentamento | 0,056 | 0,050 | 0,214 | 0,107 | 0,107 |
| Base | 0,084 | 0,082 | 0,174 | 0,113 | 0,061 |
| Sub Base | -0,003 | -0,012 | 0,060 | 0,015 | 0,045 |
| Subleito | 0,002 | 0,001 | 0,024 | 0,009 | 0,015 |

Tabela 20 – Estado de tensões atuantes no pavimento (continuação)

| Cenário 3 – (50_h8_1,5) | | | | | |
|--------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Camada | σ_x (MPa) | σ_y (MPa) | σ_z (MPa) | σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) |
| Bloco | 1,060 | 1,270 | 0,560 | - | - |
| Cam. Assentamento | 0,065 | 0,060 | 0,234 | 0,120 | 0,114 |
| Base | 0,095 | 0,094 | 0,192 | 0,127 | 0,065 |
| Sub Base | -0,003 | -0,013 | 0,063 | 0,016 | 0,048 |
| Subleito | 0,002 | 0,001 | 0,024 | 0,009 | 0,015 |
| Cenário 4 – (50_h10_1,5) | | | | | |
| Camada | σ_x (MPa) | σ_y (MPa) | σ_z (MPa) | σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) |
| Bloco | 0,810 | 0,989 | 0,560 | - | - |
| Cam. Assentamento | 0,055 | 0,048 | 0,204 | 0,102 | 0,102 |
| Base | 0,081 | 0,079 | 0,167 | 0,109 | 0,058 |
| Sub Base | -0,003 | -0,011 | 0,058 | 0,015 | 0,044 |
| Subleito | 0,002 | 0,001 | 0,023 | 0,009 | 0,015 |
| Cenário 5 – (35_h8_2,0) | | | | | |
| Camada | σ_x (MPa) | σ_y (MPa) | σ_z (MPa) | σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) |
| Bloco | 0,349 | 0,369 | 0,560 | - | - |
| Cam. Assentamento | 0,121 | 0,121 | 0,467 | 0,236 | 0,231 |
| Base | 0,177 | 0,186 | 0,368 | 0,244 | 0,124 |
| Sub Base | 0,009 | -0,010 | 0,081 | 0,027 | 0,054 |
| Subleito | 0,004 | 0,002 | 0,031 | 0,012 | 0,019 |
| Cenário 6 – (35_h10_2,0) | | | | | |
| Camada | σ_x (MPa) | σ_y (MPa) | σ_z (MPa) | σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) |
| Bloco | 0,308 | 0,324 | 0,560 | - | - |
| Cam. Assentamento | 0,103 | 0,102 | 0,428 | 0,211 | 0,217 |
| Base | 0,164 | 0,170 | 0,333 | 0,222 | 0,111 |
| Sub Base | 0,008 | -0,009 | 0,080 | 0,026 | 0,053 |
| Subleito | -0,004 | 0,002 | 0,031 | 0,010 | 0,021 |
| Cenário 7 – (50_h8_2,0) | | | | | |
| Camada | σ_x (MPa) | σ_y (MPa) | σ_z (MPa) | σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) |
| Bloco | 0,352 | 0,372 | 0,560 | - | - |
| Cam. Assentamento | 0,120 | 0,121 | 0,466 | 0,236 | 0,230 |
| Base | 0,176 | 0,185 | 0,367 | 0,243 | 0,124 |
| Sub Base | 0,009 | -0,010 | 0,081 | 0,026 | 0,054 |
| Subleito | 0,004 | 0,002 | 0,031 | 0,012 | 0,019 |

Tabela 20 – Estado de tensões atuantes no pavimento (conclusão)

| Cenário 8 – (50_h10_2,0) | | | | | |
|--------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| Camada | σ_x (MPa) | σ_y (MPa) | σ_z (MPa) | σ_3 (MPa) | σ_d (MPa) |
| Bloco | 0,308 | 0,325 | 0,560 | - | - |
| Cam. Assentamento | 0,102 | 0,102 | 0,428 | 0,211 | 0,217 |
| Base | 0,164 | 0,170 | 0,333 | 0,222 | 0,111 |
| Sub Base | 0,008 | -0,009 | 0,080 | 0,026 | 0,053 |
| Subleito | 0,004 | 0,002 | 0,031 | 0,012 | 0,019 |

σ_x : Tensão na direção do eixo X (MPa); σ_y : Tensão na direção do eixo Y (MPa); σ_z : Tensão na direção do eixo Z (MPa); σ_3 : Tensão confinante (MPa); σ_d : Tensão desvio (MPa).

Fonte: O autor (2022)

Observa-se que as tensões alcançam o subleito mais concentradas em todos os cenários com um maior espaçamento das juntas, tendo em vista a diminuição da rigidez do revestimento. Analisando o aumento do espaçamento das juntas, verifica-se que há um crescimento percentual médio de 33,6% das tensões verticais no topo do subleito.

Nos cenários em que houve o acréscimo da espessura dos blocos (cenários 2, 4, 6 e 8), independente da resistência à compressão, observou-se um aumento da tensão-desvio (σ_d) no topo do subleito. Em contrapartida, as tensões-desvios no topo das camadas de assentamento, de base e de sub-base foram inferiores nos cenários 2, 4, 6 e 8 com peças mais espessas, favorecendo a diminuição das deformações permanentes nestas camadas.

Em relação à variação da resistência à compressão das peças, observa-se que não houve redução nas tensões-desvio no topo do subleito. Todavia, nos cenários com abertura das juntas de 1,5 mm (cenários 1, 2, 3 e 4), ocorreu uma redução de 5,3% das tensões-desvio no topo da base e uma redução de 2,2% no topo da sub-base. A partir da análise dos esforços atuantes na estrutura do pavimento, realizou-se a previsão das deformações permanentes na estrutura do pavimento (Tabela 21).

Tabela 21 – Deformações permanentes no pavimento

| Cenário 1 – (35_h8_1,5) | | | |
|-------------------------|--------------|----------|-----------------|
| Camada | ϵ_p | Esp (cm) | δ_p (mm) |
| Bloco | - | 8 | |
| Cam. Assentamento | 0,0208 | 5 | 1,0379 |
| Base | 0,0401 | 20 | 8,0247 |
| Sub Base | 0,0033 | 22 | 0,7281 |
| Subleito | 0,0005 | 20 | 0,1074 |
| Total (mm) | | | 9,8981 |

Tabela 21 – Deformações permanentes no pavimento (continuação)

| Cenário 2 – (35 h10 1,5) | | | |
|--------------------------|--------------|----------|-----------------|
| Camada | ϵ_p | Esp (cm) | δp (mm) |
| Bloco | - | 10 | - |
| Cam. Assentamento | 0,0164 | 5 | 0,8192 |
| Base | 0,0350 | 20 | 7,0053 |
| Sub Base | 0,0030 | 22 | 0,6647 |
| Subleito | 0,0005 | 20 | 0,1093 |
| Total (mm) | | | 8,5985 |
| Cenário 3 – (50 h8 1,5) | | | |
| Camada | ϵ_p | Esp (cm) | δp (mm) |
| Bloco | - | 8 | - |
| Cam. Assentamento | 0,0187 | 5 | 0,9348 |
| Base | 0,0385 | 20 | 7,6996 |
| Sub Base | 0,0032 | 22 | 0,7141 |
| Subleito | 0,0006 | 20 | 0,1167 |
| Total (mm) | | | 9,4653 |
| Cenário 4 – (50 h10 1,5) | | | |
| Camada | ϵ_p | Esp (cm) | δp (mm) |
| Bloco | - | 10 | - |
| Cam. Assentamento | 0,0150 | 5 | 0,7514 |
| Base | 0,0339 | 20 | 6,7771 |
| Sub Base | 0,0029 | 22 | 0,6389 |
| Subleito | 0,0005 | 20 | 0,1068 |
| Total (mm) | | | 8,2742 |
| Cenário 5 – (35 h8 2,0) | | | |
| Camada | ϵ_p | Esp (cm) | δp (mm) |
| Bloco | - | 8 | - |
| Cam. Assentamento | 0,0623 | 5 | 3,1173 |
| Base | 0,0659 | 20 | 13,1753 |
| Sub Base | 0,0037 | 22 | 0,8239 |
| Subleito | 0,0008 | 20 | 0,1546 |
| Total (mm) | | | 17,2711 |
| Cenário 6 – (35 h10 2,0) | | | |
| Camada | ϵ_p | Esp (cm) | δp (mm) |
| Bloco | - | 10 | - |
| Cam. Assentamento | 0,0549 | 5 | 2,7443 |
| Base | 0,0611 | 20 | 12,2203 |
| Sub Base | 0,0037 | 22 | 0,8037 |
| Subleito | 0,0010 | 20 | 0,1961 |
| Total (mm) | | | 15,9645 |

Tabela 21 – Deformações permanentes no pavimento (conclusão)

| Cenário 7 – (50 h8 2,0) | | | |
|--------------------------|--------------|----------|-----------------|
| Camada | ϵ_p | Esp (cm) | δ_p (mm) |
| Bloco | - | 8 | |
| Cam. Assentamento | 0,0622 | 5 | 3,1078 |
| Base | 0,0656 | 20 | 13,1299 |
| Sub Base | 0,0037 | 22 | 0,8239 |
| Subleito | 0,0008 | 20 | 0,1547 |
| Total (mm) | | | 17,2163 |
| Cenário 8 – (50 h10 2,0) | | | |
| Camada | ϵ_p | Esp (cm) | δ_p (mm) |
| Bloco | - | 10 | |
| Cam. Assentamento | 0,0550 | 5 | 2,7480 |
| Base | 0,0611 | 20 | 12,2203 |
| Sub Base | 0,0036 | 22 | 0,8028 |
| Subleito | 0,0008 | 20 | 0,1521 |
| Total (mm) | | | 15,9232 |

ϵ_p : Deformação permanente específica (m/m); Esp: Espessura (cm); δ_p : Deformação permanente (mm).

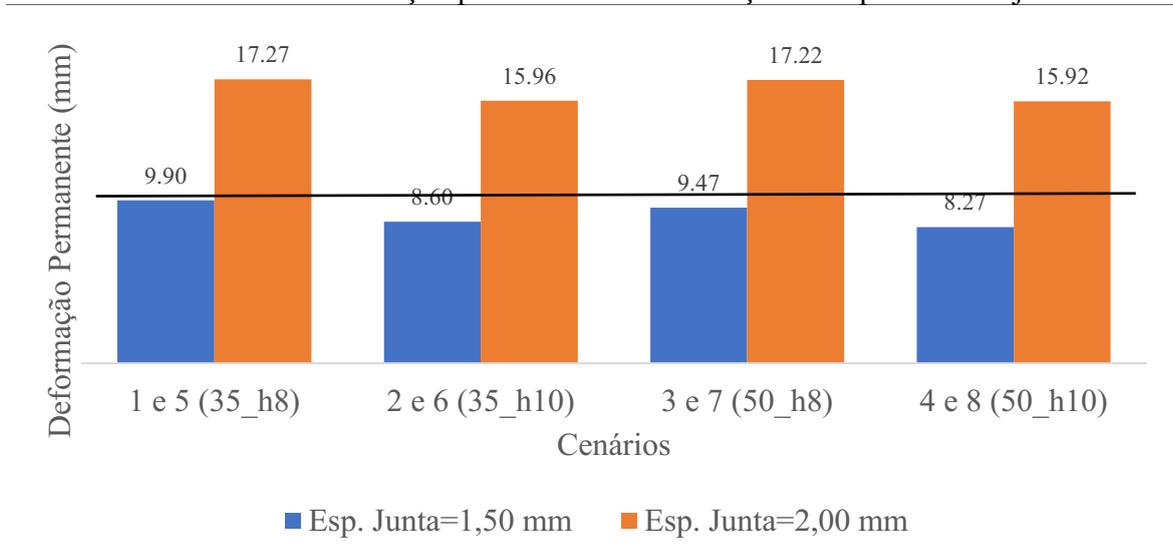
Fonte: O autor (2022)

O critério de deformação permanente adotado pelo DNIT (2018) para via arterial principal é de 10 mm para pavimentos flexíveis. Verifica-se que, avaliando as juntas com o espaçamento adequado, os cenários 1, 2, 3 e 4 obtiveram valores de deformação permanente abaixo do critério supracitado. Todavia, nos cenários com aumento da abertura das juntas (cenários 5, 6, 7 e 8), encontraram-se valores de deformação permanente superiores.

A redução da abertura das juntas implicou em uma redução percentual médias dos valores de deformação permanente em 83,6%. Como as juntas são as discontinuidades responsáveis pela transferência de esforço entre peças adjacentes, o aumento do espaçamento implica na diminuição da eficiência na transferência de esforços. Com a diminuição da transmissão de esforços entre os blocos, os esforços alcançam a estrutura do pavimento mais concentrados, ocasionando esse acréscimo de deformação permanente. No Gráfico 1 constam os valores de deformação permanente com a variação da abertura das juntas e o critério de falha estabelecido representado por uma linha horizontal com um valor de 10mm.

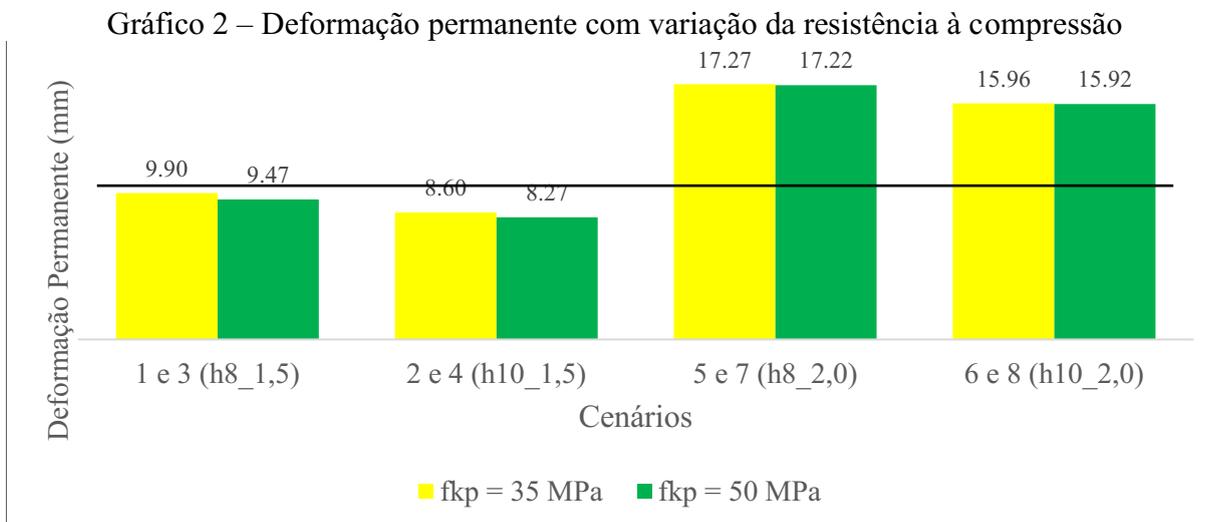
Nos cenários em que as peças possuem uma resistência à compressão de 35 MPa e uma espessura dos blocos de 0,08 m, houve o maior aumento percentual das deformações com o crescimento do tamanho das juntas. Esse resultado evidencia que o acréscimo de resistência à compressão e da espessura dos blocos auxilia na redução das deformações permanentes, mas que não foi suficiente para compensar um aumento da abertura das juntas de 33,3%.

Gráfico 1 – Deformação permanente com variação da espessura das juntas



Fonte: O autor (2022)

Constata-se que os valores de resistência à compressão dos blocos possuem pouca influência na deformação permanente da estrutura em condições inadequadas de funcionamento das juntas, tendo em vista uma variação percentual média das deformações plásticas de 0,3%. Entretanto, para uma condição de funcionamento das juntas adequada, um aumento de resistência à compressão das peças de 35 MPa para 50 MPa incorreu em uma diminuição média das deformações permanentes de 4,3%. Os valores de deformações permanentes agrupados pela resistência à compressão das peças estão expostos no Gráfico 2 e o critério de falha representado por uma linha horizontal com valor de 10mm.



Fonte: O autor (2022)

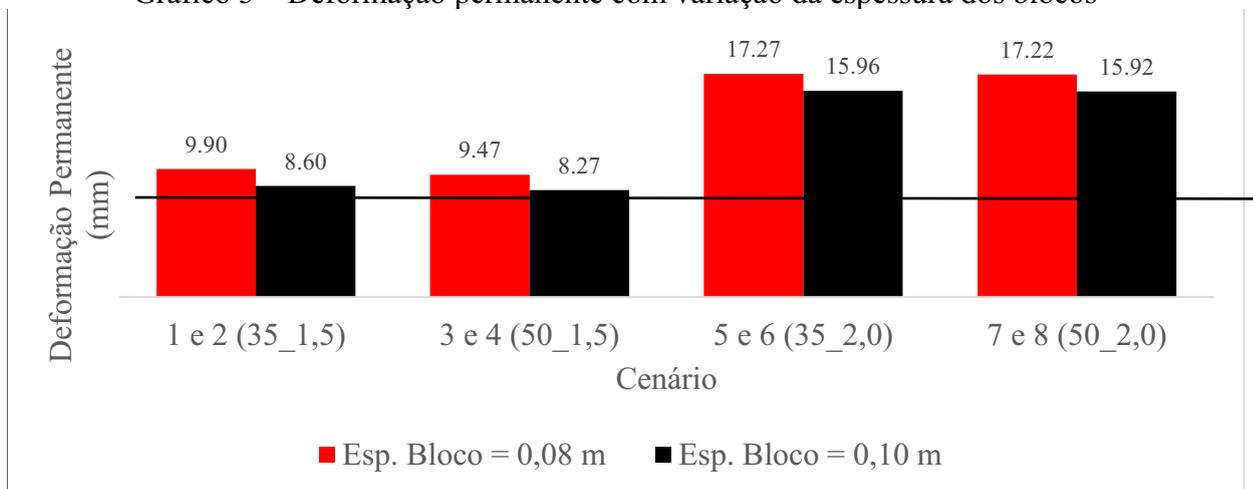
A diminuição das deformações permanentes pelo aumento da resistência à compressão dos blocos, para o cenário com peças de espessura com 0,08 m, e adequado funcionamento das juntas, é de 4,6%. Contudo, com inadequada abertura das juntas a alteração da resistência à compressão implicou em uma variação de 0,3%, evidenciado pouca influência. Consta-se que, quanto menores os esforços atuantes nas camadas inferiores do pavimento, maior é o potencial da alteração dessa variável maximizar o desempenho.

O aumento de espessura dos blocos implicou em uma diminuição percentual média de deformação permanente de 11,5%. Um aspecto a salientar é que essa análise possui validade apenas para a variação da altura dos blocos de 0,08 m para 0,10 m. Analisando a situação de adequado funcionamento das juntas, verifica-se que a diminuição percentual das deformações permanentes é superior nos cenários com juntas menos espessas.

Os valores evidenciam que o acréscimo da espessura do bloco não é suficiente para compensar uma abertura das juntas inadequada no desempenho à deformação permanente. Ademais, quando a estrutura do pavimento está submetida a menores níveis de esforços acentua-se o efeito do aumento da espessura das peças no controle das deformações permanentes.

A melhoria percentual média nos valores de deformação permanente nos cenários com inadequado espaçamento das juntas (cenários 5, 6, 7 e 8) foi de 8,2%, sendo superior a influência da resistência à compressão. No entanto, ainda é insuficiente para compensar as concentrações de esforços na estrutura. A deformação permanente dos cenários avaliando a espessura dos blocos está apresentada no Gráfico 3 e o critério de falha de 10,00mm evidenciado por meio de uma linha horizontal.

Gráfico 3 – Deformação permanente com variação da espessura dos blocos



Observa-se que, em condições adequadas do funcionamento das juntas, o aumento da espessura dos blocos permite o acréscimo de desempenho na estrutura de maneira mais acentuada para valores menores de resistência à compressão. Para uma resistência à compressão de 50 MPa, o acréscimo de espessura implica em uma redução percentual da deformação permanente de 14,4%, enquanto que para uma resistência à compressão de 35 MPa a redução percentual de deformação permanente é de 15,1%. Esse comportamento pode ser explicado porque nos cenários com maiores valores de resistência à compressão (cenários 3, 4, 7 e 8), os esforços estão mais atenuados; o efeito do aumento da espessura das peças é inferior. Dessa forma, quanto menores os esforços atuantes na estrutura do pavimento, mais difícil é a redução dos valores de deformações permanentes.

4.1 Análise Financeira da variação das propriedades dos blocos

Constata-se que entre os aspectos avaliados o que apresentou maior influência trata-se da abertura das juntas, a qual sua variação não implica em um aumento de custo, apenas um adequado controle construtivo de acordo com as composições utilizadas. Para implantação de piso intertravado em uma área de 10.000m² têm-se os seguintes custos para as composições utilizadas, conforme evidencia a Tabela 22.

Tabela 22 – Custo dos cenários analisados

| Composição | Cenários | Preço Unitário (R\$) | Preço (R\$) |
|------------|----------------|----------------------|-------------|
| COMP01 | 1 e 5 (35_h8) | 69,67 | 696.700,00 |
| COMP02 | 2 e 6 (35_h10) | 80,72 | 807.200,00 |
| COMP03 | 3 e 7 (50_h8) | 85,74 | 857.400,00 |
| COMP04 | 4 e 8 (50_10) | 99,79 | 997.900,00 |

Fonte: O autor (2023)

Comparando-se o desempenho quanto às deformações permanentes verificaram-se que o aumento de espessura de 0,08m para 0,10m foi mais significativo do que o acréscimo da resistência à compressão de 35MPa para 50MPa. Em contrapartida, por meio da avaliação dos custos constata-se que o aumento da resistência à compressão é mais oneroso do que a incrementação da espessura do bloco para a condição analisada.

Para um adequado funcionamento das juntas comparando-se os cenários 1(35_h8_1,5) e 4(50_h10_1,5) verifica-se uma variação de 16,4% para os níveis de deformação

permanente que implica em um aumento de custo no valor de R\$ 301.200,00. A variação de custo representa, portanto, um aumento percentual de 43,2% no valor da execução do piso intertravado. Cabe uma avaliação acerca da importância do controle do espaçamento das juntas, pois não implica em variação de despesa, mas causou uma variação percentual média de 83,6% nos valores de deformação permanente. Os dados comparando as variações percentuais dos cenários 1(35_h8_1,5) a 4(50_h10_1,5) estão apresentados na Tabela 23.

Tabela 23 – Variação percentual do preço e dos níveis de deformação permanente

| Cenários Comparados | | Preço | Deformação Permanente |
|---------------------|------------|-------|-----------------------|
| 1 (35_h8) | 2 (35_h10) | 15,9% | -13,1% |
| 1 (35_h8) | 3 (50_h8) | 23,1% | -4,4% |
| 1 (35_h8) | 4 (50_10) | 43,2% | -16,4% |

Fonte: O autor (2023)

O aumento da resistência à compressão dos blocos implicou em aumento na despesa de execução de R\$ 160.700,00, enquanto o acréscimo de espessura gerou um acréscimo de R\$ 110.500,00(respectivamente uma variação percentual no valor de implantação de 23,1% e de 15,9%). Por outro lado, a alteração da resistência à compressão ocasiona uma redução média dos níveis de deformação permanente de 4,4% para um adequado espaçamento das juntas. Em relação à utilização de peças mais espessas encontrou-se uma redução percentual média nas deformações permanentes de 13,1% com a premissa da abertura das juntas correta.

Avaliando-se a variação de resistência à compressão, tem-se uma alteração percentual de 23,1% no custo para uma diminuição percentual média de 4,4% considerando apenas os cenários com adequada abertura das juntas. Salienta-se que para a condição de inadequada abertura das juntas a influência nos níveis de deformação permanente é ainda menor para alteração da resistência à compressão.

O aumento da espessura dos blocos de 0,08m para 0,10m gerou um acréscimo de custo de 15,9% na implantação do piso intertravado e obteve uma redução média nos valores de deformação permanente de 13,1% nos cenários com abertura das juntas de 1,50mm. Obteve-se valores de redução de deformações permanentes e aumento de despesas mais próximos do que a variação da resistência à compressão.

5 RESULTADOS: DIMENSIONAMENTO

A camada de base mostrou-se relevante no desempenho estrutural de pavimentos intertravados nas diferentes condições de tráfego analisadas. A ausência da base em um nível de tráfego leve implica em esforços próximos a condição limite, que pode causar ruína precoce do pavimento. Em uma situação de tráfego muito pesado exige-se um maior desempenho elástico da base, tendo em vista a atenuação de esforços nas camadas inferiores. A adoção de materiais granulares mostrou-se uma solução adequada, pois permite estruturas mais flexíveis. Em contrapartida, a utilização de materiais cimentados, caso não ocorra uma adequada verificação do seu processo de fadiga pode acarretar na ruína precoce da estrutura.

5.1 Avaliação a adoção de camada de base para tráfego leve

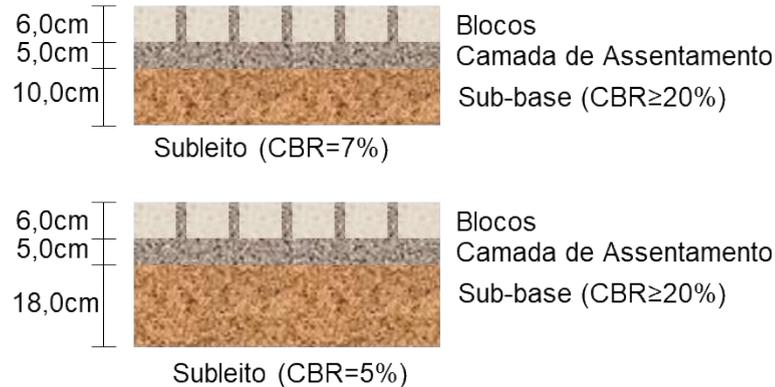
O dimensionamento do pavimento para a condição de subleito com CBR de 5,0% e 7,0% apresentou uma diferença de 80% na espessura da camada de sub-base, implicando em diferentes desempenhos elásticos. Embora, o subleito com CBR de 7,0% permita maiores esforços, é necessário verificar o impacto dessa alteração na vida útil do pavimento.

Por meio da análise elástica, observa-se que os esforços que alcançam o subleito com um CBR de 7,0% são superiores aos da outra estrutura sobre o subleito com CBR de 5,0%, fato que é esperado, pois há uma menor espessura da estrutura para sua proteção. Apesar do acréscimo de rigidez da sub-base nesse cenário, não foi possível compensar a diminuição da espessura da camada, tendo em vista os esforços no subleito em cada cenário.

As diferenças nos níveis de esforços no subleito em decorrência da alteração da espessura da camada de sub-base exigem atenção, com o intuito de evitar a ruína precoce da estrutura por deformações plásticas excessivas. Os valores de deformação vertical específica (m/m) no topo do subleito em cada cenário estão apresentados no Gráfico 4 e as duas estruturas avaliadas na Figura 8.

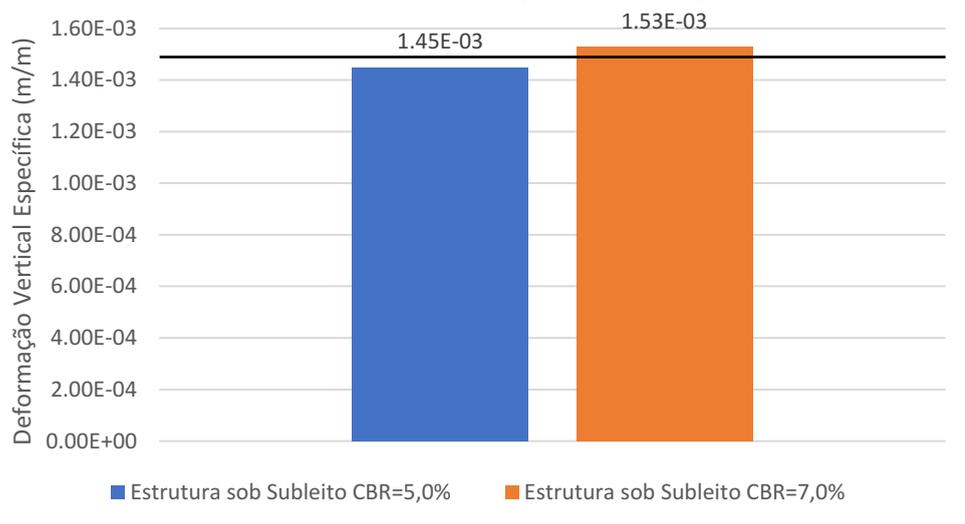
A análise empírica-mecanicista realizada, com intuito de garantir que ela suporte o número de solicitações de projeto, limita a deformação vertical específica (m/m) no topo do subleito para um valor de $1,48 \times 10^{-3}$ m/m que está evidenciada no Gráfico 4 por meio de uma linha horizontal. Nesse caso, a estrutura sobre um subleito de CBR de 5,0% suportará o tráfego previsto. Todavia, no cenário para o subleito de CBR de 7,0%, em que há uma menor espessura de sub-base, poderá ocorrer a ruína precoce da estrutura, apesar da diferença percentual dos valores da deformação vertical específica no subleito ser de 5,5% ($0,08 \times 10^{-3}$ m/m).

Figura 8 – Estruturas avaliadas com diferentes espessuras de sub-base



Fonte: O autor (2023)

Gráfico 4 – Deformação vertical específica no topo do subleito



Fonte: O autor (2023)

Para o cenário com a estrutura sobre o subleito com CBR de 7,0%, a deformação no subleito está 3,3% acima do admissível pelo modelo adotado. Nessa condição, a estrutura suportará $1,13 \times 10^5$ solicitações do eixo padrão. A redução da espessura da sub-base fomenta economia durante a execução da estrutura, mas pode gerar a redução de sua vida útil ou mesmo a sua ruína precoce.

Diante disso, surge a discussão a respeito da eliminação da camada de sub-base e aplicação da base, como uma alternativa para fomentar a segurança para que a estrutura alcance sua vida útil. Assim, no cenário que o pavimento está assente em um subleito de CBR igual a 7,0%, realizando-se a substituição do material de sub-base por um material mais nobre com um MR de 300 MPa e o Coeficiente de Poisson de 0,40, obtém-se uma deformação vertical

específica (m/m) no topo do subleito de $1,35 \times 10^{-3}$ m/m. Nesse caso, há uma diminuição percentual das deformações no topo do subleito de 11,8% pela substituição do material. Dessa forma, a estrutura dimensionada suportaria o tráfego de projeto com o Número N de $1,30 \times 10^5$.

Em relação ao cenário com subleito de CBR igual a 5,0%, o aumento da espessura da camada de sub-base foi suficiente para garantir que a estrutura suporte o tráfego de projeto. Um aspecto que deve ser salientado é de que as propriedades dos materiais foram consideradas iguais aos valores de projeto durante a vida útil. No entanto, fatores como a umidade podem alterar a capacidade de dano de uma solicitação na estrutura pela redução da capacidade de suporte dos materiais, segundo Bastos (2013). Dessa forma, como a deformação no topo do subleito foi 2,0% abaixo do critério admitido, as alterações nos estados de tensões podem levar a estrutura à ruína precocemente.

Diante do exposto, verifica-se a viabilidade da execução de pavimentos intertravados sem a camada de base em um dos cenários analisados, em decorrência de valores admissíveis maiores para as deflexões do pavimento em comparação a outras alternativas sujeitas à fadiga. Apesar da viabilidade, a ausência de uma camada de base tende a permitir os esforços nos pavimentos em uma condição limite, sendo necessário verificações empíricas-mecanísticas para evidenciar tendências de ruínas precoce.

Assim, recomenda-se o uso de uma sub-base com melhores propriedades para garantir segurança em decorrência de variações em função do clima, como o aumento de umidade. Além disso, a adoção de um material com qualidade superior de suas características mecânicas mostrou atender a vida útil nas diferentes condições analisadas.

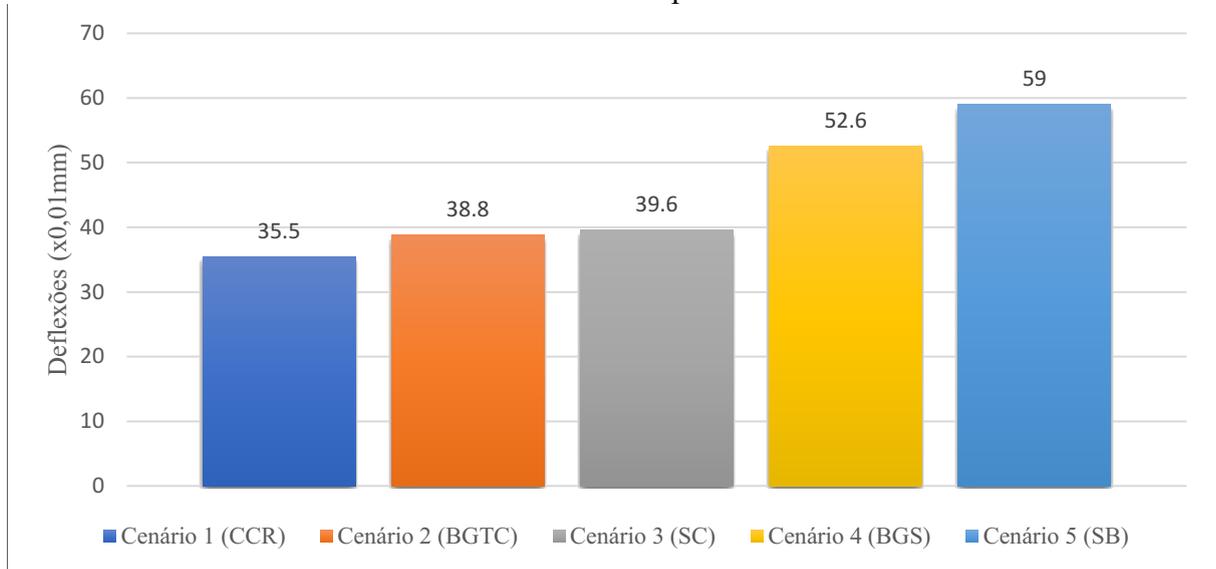
5.2 Avaliação de diferentes materiais para camada de base

Nos gráficos 5 e 6 estão evidenciados os valores de deflexão no topo revestimento de cada pavimento dimensionado e as tensões verticais no topo do subleito, respectivamente. Observa-se, pelo Gráfico 5, que há uma redução percentual média de 47,0% dos níveis de deflexão dos cenários com camada de base com material cimentado em comparação aos materiais granulares.

O controle das deflexões nas estruturas que possuem materiais sujeitos à fadiga é essencial, tendo em vista que maiores deflexões implicam na acentuação do efeito de placa nos materiais cimentados, que promovem o aumento das tensões de tração na fibra inferior dessas camadas. Verifica-se, pelos gráficos 5 e 6, que os cenários com materiais cimentados apresentaram menores níveis de deflexões de tensões verticais no topo do subleito, tendo em

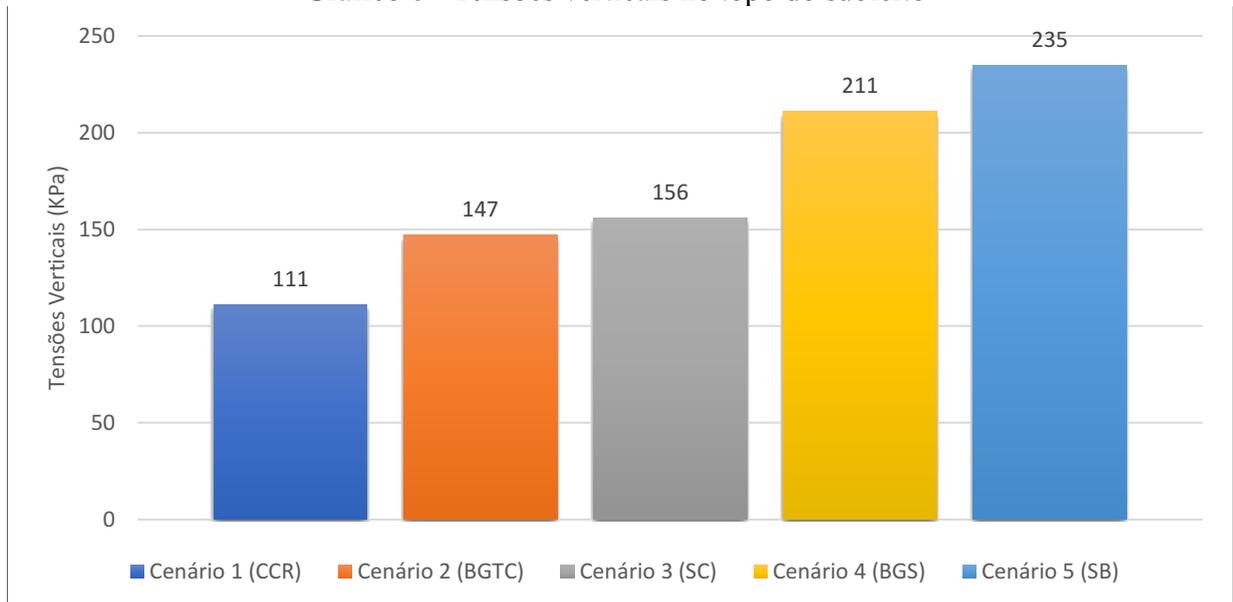
vista que possuem uma maior capacidade de retenção de esforços sobre si.

Gráfico 5 – Deflexões no topo do revestimento



Fonte: O autor (2022)

Gráfico 6 - Tensões verticais no topo do subleito



Fonte: O autor (2022)

Comparando-se os cenários 1 (CCR) e 3 (SC), ambos com materiais cimentados, obtém-se uma variação percentual de 11,6% dos valores de deflexão. Outrossim, por meio da avaliação dos cenários 4 (BGS) e 5 (SB) apenas com camadas granulares, verifica-se uma variação percentual de 12,2% nos níveis de deflexão, evidenciando a dependência da rigidez do material na resposta da estrutura.

A diferença percentual entre a média dos valores de tensão vertical no topo do subleito nos cenários 1 (CCR), 2 (BGTC) e 3 (SC) com materiais cimentados na camada de base em relação aos cenários 4 (BGS) e 5 (SB) com apenas materiais granulares é de 61,6%. Dessa forma, os esforços alcançam o subleito mais concentrados nos cenários com materiais granulares na camada de base. Partindo da premissa de que o subleito em todos os cenários é constituído pelo mesmo material, o acréscimo de esforços implica em um aumento das deformações permanentes em um dado nível de tráfego. Na Tabela 24 estão apresentados os valores de rigidez da camada de base e as tensões verticais no topo do subleito para todos os cenários avaliados.

Tabela 24 – Rigidez da base e tensão vertical no subleito

| Cenário | Material na Base | MR(MPa) | Tensões Verticais no Topo Subleito (KPa) |
|---------|---|-----------|--|
| 1 | Concreto Compactado a Rolo (CCR) | 19.422,80 | 111 |
| 2 | Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC) | 9.500,00 | 147 |
| 3 | Solo-Cimento (SC) | 7.600,00 | 156 |
| 4 | Brita Graduada Simples (BGS) | 250,00 | 211 |
| 5 | Solo-Brita (SB) | 150,00 | 235 |

Fonte: O autor (2022)

Verifica-se que devido à maior rigidez dos materiais cimentados ocorre uma diminuição dos esforços no subleito. Todavia, analisando apenas os cenários com bases cimentadas, encontra-se um desvio padrão amostral de 6.348,9 MPa na rigidez da camada de base. Por outro lado, avaliando os cenários com bases granulares, observa-se um desvio padrão amostral de 70,7 MPa no MR da camada. Assim, pavimentos com apenas com materiais granulares possuem uma menor dispersão nos valores de rigidez da camada de base, isso implica em menores diferenças no desempenho estrutural do pavimento.

As tensões verticais que alcançam o topo do subleito nos cenários 4 (BGS) e 5 (SB) com camadas de base granulares apresentaram uma variação de 10,2%. Por sua vez foi verificado uma variação de 28,8% nas tensões verticais no subleito entre os cenários 1 (CCR) e 3 (SC), que possuem materiais cimentados na base.

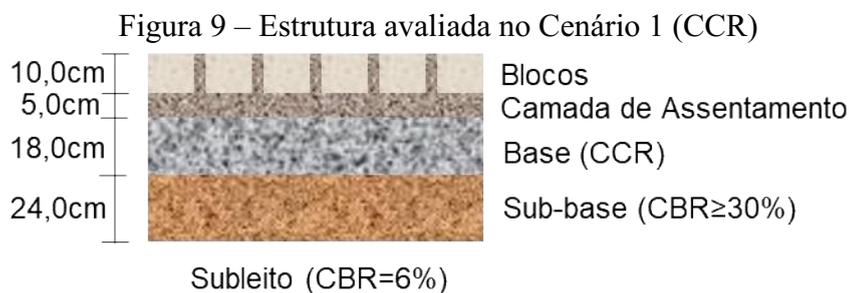
Os critérios adotados para o dimensionamento de materiais cimentados e granulares na camada de base são distintos, pois os modos de ruína da estrutura podem ser diferentes. Os materiais rígidos estão sujeitos ao fenômeno de fadiga; em decorrência disso, esses materiais necessitam de um controle mais restritivo. Apesar disso, obteve-se resultados dos esforços no

topo do subleito com uma maior dispersão nos cenários 1 (CCR), 2 (BGTC) e 3 (SC) com materiais cimentados do que com a adoção de materiais granulares. Quanto mais rigoroso for o processo de dimensionamento, menor deve ser a variabilidade das tensões no topo do subleito. Assim, uma grande dispersão indica a tendência de ruína precoce em algumas estruturas.

Para os cenários 1 (CCR), 2 (BGTC) e 3 (SC) com camada de base cimentada é necessária a verificação das tensões de tração na sua fibra inferior com o intuito de controlar o processo de fadiga dos materiais. No Cenário 1 (CCR), a camada de base possui um valor de tensão de tração na sua fibra inferior de 846 kPa, enquanto os cenários 2 (BGTC) e 3 (SC) apresentam valores de 673 kPa e 668 kPa, respectivamente.

Observa-se que, em decorrência da maior rigidez do CCR, existe um maior nível de tensões de tração na sua fibra inferior, fato que requer da camada uma resistência à tração compatível para evitar sua ruína precoce por fadiga. Apesar da diferença de rigidez entre o SC e a BGTC, os valores de tração na fibra inferior variaram 0,75% indicando que os dois materiais, para suportarem uma mesma quantidade de solicitações, necessitam de desempenhos similares em relação a fadiga.

No Cenário 1 (CCR) foi realizada a verificação empírica-mecanicista avaliando a ruptura por fadiga da base e ruptura por cisalhamento do subleito da estrutura evidenciada na Figura 9. Foi adotado o modelo sugerido por Knapton e Nixon (1984b) para avaliar a ruptura plástica do subleito e o modelo proposto por Trichês (1993) para verificar a fadiga do CCR com consumo de concreto de 120 kg/m³. Os valores limites obtidos por meio dos critérios adotados e a resposta elástica da estrutura estão evidenciados na Tabela 25.



Fonte: O autor (2022)

Tabela 25 – Verificação empírica-mecanicista: Cenário 1 (CCR)

| Deformação Vertical no subleito (mm/mm) | | Tensão Máxima de Tração na Fibra Inferior do CCR (kPa) | |
|--|-----------------------|---|-----------|
| Admissível | Calculada | Admissível | Calculada |
| $1,65 \times 10^{-4}$ | $1,18 \times 10^{-4}$ | 987,98 | 846,00 |

Fonte: O autor (2022)

Observa-se, na Tabela 25, que a estrutura dimensionada consegue suportar o tráfego previsto de projeto, de acordo com os modelos adotados. Em relação à proteção do subleito contra a ruptura plástica, verifica-se que, foi encontrada uma deformação vertical no topo do subleito cerca de 14,4% menor do que critério de Knapton e Nixon (1984b). Esse cenário obteve os esforços que alcançam o subleito com menor intensidade em decorrência de uma maior capacidade de retenção de carga das estruturas.

O valor da tensão de tração na fibra inferior do CCR é 16,8% inferior ao critério estabelecido. Assim, observa-se que apesar de possuir o maior valor de tensão de tração entre os materiais cimentados, a estrutura apresenta a menor deflexão entre todas as estruturas avaliadas, protegendo a camada cimentada contra a acentuação do efeito de placa.

Além disso, segundo o critério de Trichês (1993), permite-se a diminuição da resistência à tração do CCR até um valor de 1,72 MPa. A adoção de valores inferiores implica em ruína precoce. Cabe salientar que a adoção de valores como os estabelecidos pelo critério limite para o dimensionamento do pavimento pode promover prejuízo à vida útil da estrutura, pois existem incertezas inerentes ao dimensionamento que não são contempladas.

A análise empírica-mecanicista para o Cenário 2 (BGTC) consistiu da avaliação da ruína por fadiga da camada de BGTC por meio do modelo proposto por Balbo (1997) e da ruptura plástica do subleito por intermédio do modelo sugerido por Knapton e Nixon (1984b). A análise da fadiga torna-se crítica, pois, em relação ao Cenário 1 (CCR), há uma diminuição de 40% da resistência à fadiga do material. Os resultados obtidos estão evidenciados na Tabela 26 e a estrutura analisada está exposta na Figura 10.



Fonte: O autor (2022)

Tabela 26 – Verificação empírica-mecanicista: Cenário 2 (BGTC)

| Deformação Vertical no Subleito (m/m) | | Tensão Máxima de Tração na Fibra Inferior do BGTC (kPa) | |
|---------------------------------------|-----------------------|---|-----------|
| Admissível | Calculada | Admissível | Calculada |
| $1,65 \times 10^{-4}$ | $1,64 \times 10^{-4}$ | 541,00 | 673,00 |

Fonte: O autor (2022)

Apesar da diminuição da tensão de tração na fibra inferior da camada de base, a diminuição da resistência à tração do material proporcionar a ruína precoce pela fadiga do material. Percebe-se que a análise da ruptura plástica do subleito indica que não haverá tendência de ruína precoce em função desse tipo de dano. Todavia, o valor de deformação encontrado na análise elástica está em uma condição limite. Logo, a camada de base em BGTC apresenta uma rigidez adequada para a proteção da estrutura do pavimento. No entanto, não apresenta uma resistência à tração suficiente para suportar os esforços que atuam sobre si.

A perda de capacidade estrutural do pavimento durante sua vida útil implica em uma tendência na sua ruína precoce por meio da sua ruptura plástica no subleito, segundo o critério de Knapton e Nixon (1984b). Um outro aspecto a mencionar consiste no processo de fadiga da camada de base que incita uma perda de rigidez, que se aproxima do comportamento de um material granular, segundo afirma Balbo (2007). Dessa forma, a diminuição da rigidez da base proveniente do processo de fadiga pode implicar na tendência da ruptura plástica do subleito.

Uma alternativa para suportar o tráfego de projeto seria aumentar a resistência à tração na flexão do material em um valor superior ou igual 1,50 MPa, pelo critério de Balbo (1997). Observa-se que em relação à tensão admissível, o critério do CCR em comparação à BGTC possui uma diminuição de 45,3%, devido às concentrações de tensões nos vazios, por não se tratar de um material cimentado com uma matriz homogênea.

A avaliação do Cenário 3 (SC) consistiu da verificação da fadiga do SC com os modelos de Ceratti (1991) e de Knapton e Nixon (1984b) para a avaliação da ruptura plástica do subleito. O cenário mais crítico consiste nos materiais cimentados utilizados na camada de base, pois trata-se da menor rigidez e da menor resistência à tração na flexão. Os valores encontrados na análise estão apresentados na Tabela 27 e estrutura analisada apresentada na Figura 11.



Tabela 27 – Verificação empírica-mecanicista: Cenário 3 (SC)

| Deformação Vertical no Subleito (m/m) | | Resistência à Tração do SC (kPa) | |
|---------------------------------------|-----------------------|----------------------------------|---------|
| Admissível | Calculada | Mínima | Adotada |
| $1,65 \times 10^{-4}$ | $1,76 \times 10^{-4}$ | 0,60 | 0,50 |

Fonte: O autor (2022)

Nesse caso, a verificação indicou tendência da ruína precoce da estrutura pela ruptura plástica do subleito e pela fadiga do material de base. Avaliando a deformação vertical no subleito, verifica-se que ela está 6,7% acima do critério estabelecido. Observa-se que a ruína por fadiga se mostrou mais crítica, tendo em vista que o valor da resistência à tração na flexão do SC ficou 16,7% inferior ao requerido pelo critério.

A adequação da estrutura para suportar o tráfego de projeto não pode considerar exclusivamente um aumento de rigidez da camada, pois isso implicaria em maior concentração das tensões na fibra inferior do SC. Nesse caso, pode-se melhorar a resistência à tração na flexão da camada ou aumentar sua espessura para aliviar as tensões na fibra inferior. Optou-se pelo acréscimo da espessura da camada com o objetivo de permanecer o mesmo material. Para a estrutura suportar o Número N de $6,07 \times 10^7$ é necessário aumentar a espessura da camada para 19 cm, segundo critério de Ceratti (1991).

O SC também não possui uma matriz homogênea como a BGTC. Então, a presença de vazios na estrutura gera uma concentração de tensões que favorece a propagação acelerada das fissuras, evidenciando a necessidade do controle dos esforços atuante sobre a camada. Por meio da análise dos resultados obtidos, verifica-se que a adoção de materiais cimentados na camada de base de pavimentos intertravados é uma alternativa viável. Todavia, necessita da consideração de aspectos como a rigidez e resistência à tração dos materiais. A utilização da verificação mecanicista é necessária para validar se a estrutura dimensionada possui uma capacidade estrutural suficiente para suportar o tráfego de projeto.

A verificação empírica-mecanicista do Cenário 4 (BGS) consiste da avaliação da ruptura plástica do subleito da estrutura evidenciada na Figura 12, tendo em vista que não há camadas sujeitas ao processo de fadiga. O critério de avaliação das deformações verticais no topo do subleito para estruturas apenas com camadas granulares é diferente, considerando que não há o efeito de placa que acontece em camadas cimentadas. Para a análise realizada neste trabalho foi utilizado o modelo para a ruptura plástica do subleito citado por Rahman *et al.* (2018). Os valores encontrados na verificação empírica-mecanicista do Cenário 4 (BGS) estão apresentados na Tabela 28.



Fonte: O autor (2022)

Tabela 28 – Verificação empírica-mecanicista: Cenário 4 (BGS)

| Deformação Vertical Admissível no Subleito (mm/mm) | Deformação Vertical Calculada no Subleito (mm/mm) |
|---|--|
| $3,17 \times 10^{-4}$ | $2,83 \times 10^{-4}$ |

Fonte: O autor (2022)

A deformação vertical no topo do subleito para a BGS, em comparação ao pior cenário de camada cimentada, apresentou um aumento de 62,5%. Apesar do acréscimo de esforço no subleito, de acordo com o critério sugerido por Rahman *et al.* (2018), não há indícios que a estrutura sofrerá a ruína precoce.

Uma análise interessante é que a adoção de materiais cimentados permite a diminuição da espessura do pavimento. Todavia, caso sofram a ruína por fadiga e tenham um desempenho similar a materiais granulares, não apresentarão espessura suficiente para proteção do subleito. Observa-se que na alteração da camada cimentada nos cenários 1 (CCR), 2 (BGTC) e 3 (SC) para granular nos cenários 4 (BGS) e 5 (SB) houve um aumento da espessura de 18 cm para 30 cm, garantindo que a estrutura suportasse o tráfego de projeto. O valor de deformação obtido pela análise elástica está 10,7% abaixo do critério definido.

Dessa forma, permite-se avaliar a diminuição da espessura da camada de base. A redução dessa espessura, para 26 cm, gera no topo subleito uma deformação vertical de $3,13 \times 10^{-4}$; esse seria o valor mínimo indicado. Salienta-se que a adoção de uma espessura compatível a de um material cimentado implicaria em valores de deformação superior ao critério.

O Cenário 5 (SB) consiste da condição mais crítica em relação a rigidez da camada de base, a qual implica em maiores esforços atuando sobre o subleito. A verificação empírica - mecanicista desse cenário avalia a ruptura plástica do subleito por meio do modelo indicado por Rahman *et al.* (2018) na estrutura apresentada na Figura 13. Os resultados obtidos por meio do critério e da análise elástica para o Cenário 5 estão expostos na Tabela 29.



Fonte: O autor (2022)

Tabela 29 – Verificação empírica-mecanicista: Cenário 5 (SB)

| Deformação Vertical Admissível no Subleito (mm/mm) | Deformação Vertical Calculada no Subleito (mm/mm) |
|---|--|
| $3,17 \times 10^{-4}$ | $3,11 \times 10^{-4}$ |

Fonte: O autor (2022)

Mesmo com maiores níveis de tensão atuando sobre o subleito, a verificação empírica-mecanicista evidencia que a estrutura suporta o nível de tráfego de projeto. Como os critérios de ruína são distintos dos adotados para pavimentos com camadas cimentadas, permite-se que os esforços alcancem o subleito mais concentrados sem a implicação de ruína.

Para uma mesma deflexão no topo do pavimento, a capacidade de dano em uma estrutura com material cimentado é superior a um pavimento com apenas materiais granulares, segundo os critérios utilizados. Compreende-se que os modelos possuem critérios distintos para tornar o pavimento intertravado com camadas rígidas menos flexíveis, atenuando o efeito de placa em camadas sujeitas à fadiga.

Analisando a ruptura plástica do subleito, percebe-se que o valor de deformação vertical específica está 1,9% abaixo do critério estabelecido. Isso gera necessidade de cautela devido às variações sazonais de propriedade do material. Por meio da comparação com a deformação vertical no Cenário 4 (BGS), verifica-se um acréscimo de 9,9%, que justifica a necessidade de manutenção da espessura concebida inicialmente para o SB.

Por intermédio da análise dos resultados obtidos, conclui-se que a adoção de camadas granulares na camada de base é uma alternativa viável para o dimensionamento de materiais estabilizados granulometricamente. Como o revestimento não está sujeito à fadiga, permite-se maiores deflexões no pavimento sem consequências de danos graves ou mesmo a ruína como nos pavimentos com camadas sujeitas à fadiga. Em contrapartida, a adoção de materiais cimentados na camada de base com propriedades insuficientes mostrou-se uma solução inadequada. Há necessidade da avaliação para a compatibilização da rigidez do material

com a sua resistência à tração na flexão. Entre os cenários 1 (CCR), 2 (BGTC) e 3 (SC) com materiais cimentados, 66,7% apresentaram tendência de ruína precoce, os quais poderiam ser corrigidos por adequação da espessura da camada ou melhoria nas propriedades dos materiais.

Diante do exposto, constata-se que tanto a utilização de materiais granulares quanto cimentados permitem um desempenho adequado da estrutura. Todavia, necessita-se de um método de dimensionamento que considere os esforços atuantes sobre as camadas e uma compatibilização com as propriedades do material por meio de alteração da espessura das camadas.

5.3 Análise Financeira da variação de diferentes materiais de base

O volume de material utilizado em cada cenário é diferente, tendo em vista variação de espessura das camadas por conta dos diferentes coeficientes de equivalência estrutural. Então, é necessária uma análise detalhada acerca dos custos de implantação de cada cenário tendo em vista que os materiais mais onerosos têm uma tendência de possuir um volume inferior, que poderia torná-lo com um custo compatível aos materiais menos nobres. Na Tabela 30 estão apresentados os custos das diferentes soluções na base para cada cenário, considerando uma área de 10.000 m².

Tabela 30 – Custo para implantação de cada cenário de base

| Composição (SINAPI) | Cenários | Preço Unitário (R\$/m ³) | Espessura (m) | Volume (m ³) | Preço (R\$) |
|---------------------|----------|--------------------------------------|---------------|--------------------------|-------------|
| 96398 | 1 (CCR) | 309,59 | 0,18 | 1.800,00 | 557.262,00 |
| 96397 | 2 (BGTC) | 224,04 | 0,18 | 1.800,00 | 403.272,00 |
| 96392 | 3 (SC) | 149,49 | 0,18 | 1.800,00 | 269.082,00 |
| 96396 | 4 (BGS) | 159,46 | 0,30 | 3.000,00 | 478.380,00 |
| 100565 | 5 (SB) | 84,60 | 0,30 | 3.000,00 | 253.800,00 |

Fonte: O autor (2022)

Observa-se que o Cenário 1 (CCR) apresenta o maior custo de implantação da camada de base. Essa condição, por meio da análise da capacidade estrutural, indicou-se suportar a vida útil de projeto. Apesar de uma redução de 40,0% do volume de material da camada em relação aos materiais granulares a despesa com essa solução foi maior por tratar-se de um material mais oneroso.

O Cenário 1 (CCR) apresentou um aumento percentual de 16,5% na despesa de implantação em comparação ao Cenário 4 (BGS), que consistiu do segundo mais oneroso. Esses

dois cenários suportam a vida útil de projeto. O Cenário 5 (SB) também foi capaz de suportar o tráfego previsto, consistindo da solução mais econômica com uma redução percentual de 54,4% do valor referente ao Cenário 1 (CCR).

Dentre os cenários 1 (CCR), 4 (BGS) e 5 (SB) que obtiveram um desempenho que permitiram suportar a vida útil da estrutura, houve uma variação no custo de cada solução. Comparando os materiais granulares constata-se uma diminuição de 46,9% no valor da solução pela substituição do BGS pelo SB. O Cenário 5 (SB) permite a utilização de um material que atende a demanda requerida da estrutura com um custo mais acessível, no entanto trata-se de um material que possui uma variabilidade superior as demais soluções mais onerosas, que demanda um maior controle tecnológico no momento da execução.

O Cenário 2 (BGTC) foi mais econômico que o Cenário 4 (BGS), apesar da diferença de preço unitário, pela diferença de volume de material utilizado. Como o Cenário 2 (BGTC) apresentou tendência de ruína pelo processo de fadiga, essa solução não apresenta vantagem em detrimento da adoção de materiais granulares. Cabe salientar que o adequado controle da resistência a tração do material permite a utilização dessa alternativa.

Em relação ao Cenário 3 (SC), tem-se uma situação crítica: apesar de consistir da segunda opção mais econômica, a estrutura apresentou tendência de ruína precoce pela ruptura plástica do subleito e pela fadiga do material. Então, a espessura utilizada é insuficiente, havendo necessidade de aumento dessa espessura e, por consequência, volume de material utilizado que promove em um aumento do custo.

A análise financeira realizada tem como premissa que o fornecimento de todos os materiais tem a mesma distância de transporte. Então, em situações específicas pode haver variações dos resultados obtidos, sendo necessário avaliar as peculiaridades de cada situação. Ademais, caso seja necessário importar solo de jazida para o SC e SB, os custos dessas soluções aumentam e dependem das distâncias de transporte desse material complementar. Comparando-se o custo obtido em cada cenário constata-se que a solução do aproveitamento do solo do local consiste da alternativa mais econômica, seja para utilização de SB ou SC.

6 RESULTADOS: DEFEITOS E VIDA ÚTIL RESIDUAL

A análise descrita neste capítulo considerou apenas os defeitos atuando na camada de revestimento, por implicar em uma diminuição da capacidade de atenuação de carga dos blocos intertravados. A redução da rigidez do revestimento ocorre devido à diminuição da eficiência da transferência de carga entre blocos adjacentes, avaliada pela diminuição de altura útil entre as peças e o aumento do espaçamento das juntas. Na Tabela 31 estão apresentados os Módulos de Elasticidade (ME) e seus respectivos parâmetros, em diferentes níveis de severidades e, também, para uma estrutura sem ocorrência de defeito como parâmetro de referência.

Tabela 31 – Módulo de elasticidade e seus parâmetros do revestimento

| Defeitos | Nível de Severidade | F_{kp} (MPa) | E_1 (MPa) | L (m) | h (m) | f_a (mm) | G (MPa/m) | E_2 (MPa) | E_3 (MPa) | $E_{in situ}$ (MPa) |
|-----------------------------------|---------------------|----------------|-------------|-------|-------|------------|-----------|-------------|-------------|---------------------|
| Blocos danificados | Baixo | 37,5 | 30.649,2 | 0,2 | 0,1 | 1,5 | 2706 | 5.418,1 | 3247,2 | 1.904 |
| | Médio | 25 | 24.150,0 | 0,2 | 0,1 | 1,5 | 2706 | 4.269,2 | 3247,2 | 1.713 |
| | Alto | 25 | 24.150,0 | 0,2 | 0,1 | 2,0 | 101 | 4.269,2 | 121,2 | 117 |
| Deformações permanentes | Baixo | 50 | 36.628,1 | 0,2 | 0,1 | 1,6 | 2185 | 6.475,0 | 2622,0 | 1.776 |
| | Médio | 50 | 36.628,1 | 0,2 | 0,1 | 1,8 | 1143 | 6.475,0 | 1234,4 | 1.008 |
| | Alto | 50 | 36.628,1 | 0,2 | 0,1 | 2,0 | 101 | 6.475,0 | 90,9 | 89 |
| PDD | Baixo | 50 | 36.628,1 | 0,2 | 0,1 | 1,6 | 2185 | 6.475,0 | 2622,0 | 1.776 |
| | Médio | 50 | 36.628,1 | 0,2 | 0,1 | 1,8 | 1143 | 6.475,0 | 1371,6 | 1.098 |
| | Alto | 50 | 36.628,1 | 0,2 | 0,1 | 2,0 | 101 | 6.475,0 | 121,2 | 119 |
| Perda de material de assentamento | Baixo | 50 | 36.628,1 | 0,2 | 0,1 | 1,5 | 2706 | 6.475,0 | 2922,5 | 1.909 |
| | Médio | 50 | 36.628,1 | 0,2 | 0,1 | 1,5 | 2706 | 6.475,0 | 2435,4 | 1.688 |
| | Alto | 50 | 36.628,1 | 0,2 | 0,1 | 1,5 | 2706 | 6.475,0 | 1623,6 | 1.254 |
| Sem defeitos | | 50 | 36.628,1 | 0,2 | 0,1 | 1,5 | 2706 | 6.475,0 | 3247,2 | 2.042 |

E_1 é o Módulo de Elasticidade (ME) do bloco de concreto (MPa); L sendo o comprimento dos blocos (m); h é a espessura do bloco (m); f_a é a abertura das fissuras (mm); G é o Módulo de elasticidade em cisalhamento (MPa/m); E_2 é o Momento de flexão (MPa); E_3 é o Módulo em cisalhamento (MPa), $E_{in situ}$ é o Módulo de elasticidade da camada *in situ* (MPa) e PDD é Perda de areia das juntas, Desalinhamento das juntas e Dano de contenção.

Fonte: O autor (2022)

Pela Tabela 31 verifica-se que para o defeito perda do material de assentamento, para o nível de severidade baixo, o valor de rigidez é 93,5% menor do que em relação ao pavimento sem defeitos. Apesar da evolução do dano, na severidade alta, nesse defeito, o ME apresenta um valor de 61,4% do pavimento sem defeitos.

Pode-se concluir que a alteração da altura útil, causada pela perda de material de assentamento, possui uma influência na capacidade de retenção de carga no revestimento. Todavia, atuando isoladamente, o revestimento ainda consegue apresentar rigidez compatível a de um material cimentado. As tensões de cisalhamento são o mecanismo de transferência de esforços entre peças adjacentes. Então, a diminuição de altura útil entre as peças ocasiona uma

diminuição linear no módulo de cisalhamento (E_3) entre os blocos.

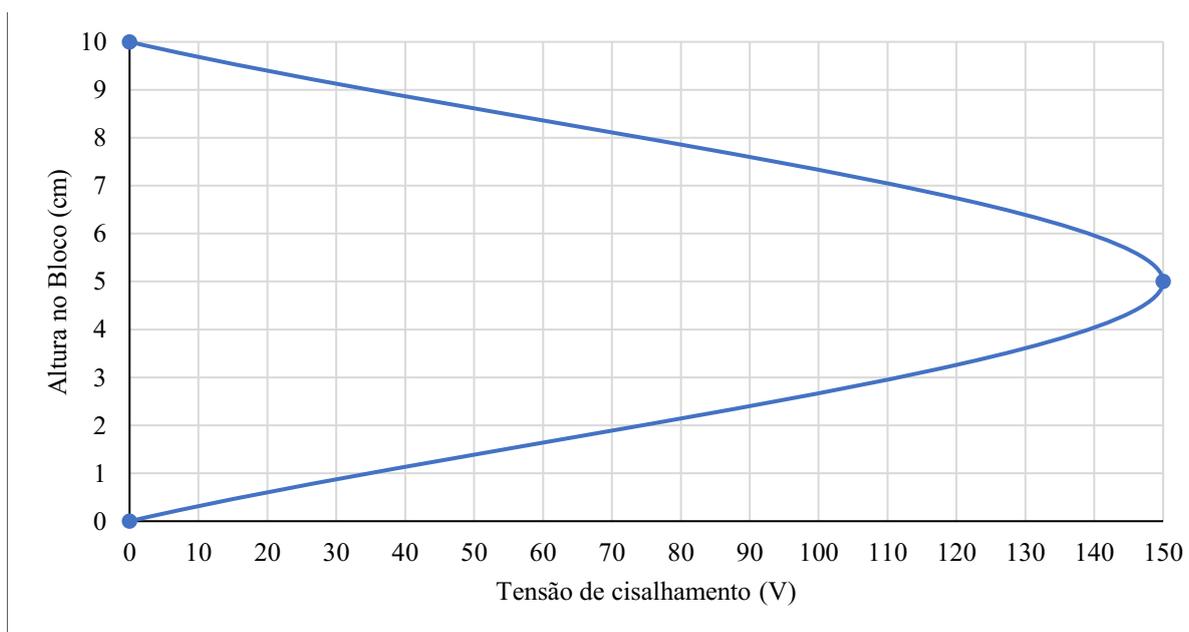
A perda de altura útil do bloco não pode ser considerada diretamente no modelo utilizado para estimativa do ME *in situ* das camadas em blocos, pois o modelo, em sua concepção, considera toda a área disponível da peça. Então, os fatores de redução utilizados no módulo em cisalhamento para estimar a rigidez *in situ* evidenciaram uma diminuição proporcional à diminuição de sua área útil.

A tensão de cisalhamento máxima é encontrada por intermédio da integração da força de cisalhamento em toda a área de contato dos blocos. Admite-se que a tensão de cisalhamento máxima representa o limite de plastificação do modelo constitutivo que, caso seja excedida, apresenta tendência de deslizamento entre os blocos. Assim, encontra-se na Equação 11 esse valor em função da força de cisalhamento interna (V).

$$\tau(\text{máx}) = \frac{V}{0,1 \times 0,1} \times 1,5 = 150V \text{ MPa} \quad (11)$$

Em consequência da utilização de blocos com largura de 10 cm e espessura de 10 cm, a distribuição das tensões de cisalhamento entre os blocos pode ser aproximada por uma parábola, tendo em vista que se trata de uma seção transversal retangular. No Gráfico 7 está apresentada a distribuição de tensões de cisalhamento na face do bloco.

Gráfico 7 – Distribuição das tensões de cisalhamento na face do bloco



Fonte: O autor (2022)

As condições de contorno são que a tensão de cisalhamento máxima é no meio da altura útil e que as extremidades da altura útil representam as raízes da parábola. Nas equações 12 a 15 estão demonstradas a força de cisalhamento resultante em função da força de cisalhamento interna para todas as possibilidades consideradas.

$$\int_0^{10} (-6Vx^2+60Vx) dx = 1000V \text{ kN} \quad (12)$$

$$\int_0^9 \left(-\frac{200}{27}Vx^2+\frac{200}{3}Vx\right) dx = 900V \text{ kN} \quad (13)$$

$$\int_0^{7,5} \left(-\frac{80}{7,5}Vx^2+80Vx\right) dx = 750V \text{ kN} \quad (14)$$

$$\int_0^5 (-24Vx^2+120Vx) dx = 500V \text{ kN} \quad (15)$$

Por meio da análise das forças de cisalhamento resultantes em cada seção, observa-se que a perda de 10% de altura útil implica em uma diminuição de 10% na força de cisalhamento resultante. Tal comportamento proporcional também é encontrado na diminuição da altura das peças para determinar o Módulo em Cisalhamento (E_3) no modelo de Thom e Cheung (1999). Trata-se, portanto, de uma validação para o método utilizado na estimativa da rigidez *in situ* com diminuição de altura útil entre as peças.

Avaliando os defeitos de Perda de areia das juntas, Desalinhamento das juntas e Dano de contenção (PDD), em que também o único efeito analisado é a alteração no espaçamento das juntas, observa-se maior influência na capacidade de retenção de carga do revestimento do que a variação de altura útil dos blocos. Para o nível de severidade baixo, tem-se uma camada com um valor de rigidez compatível com 93,5% da camada sem defeitos.

Com o agravamento do defeito, mesmo para o nível de severidade médio, encontra-se uma capacidade de atenuação de esforços inferior à condição mais crítica para a perda de material de assentamento. Observa-se que para a situação mais crítica, a PDD apresenta uma rigidez de 5,8% da camada sem ocorrência de defeitos e um valor de 10,8% em relação ao nível de severidade médio do mesmo cenário. Desse modo, conclui-se que o espaçamento das juntas possui maior nível de influência na rigidez da camada de blocos do que a altura útil entre as peças.

O comportamento mecânico admitido para as juntas pode ser representado por um

modelo elasto-plástico com amolecimento, no qual as tensões de cisalhamento entre as peças possuem um valor limítrofe que diminui com o acréscimo de deformações. Tal situação valida os resultados encontrados por Füssl *et al.* (2015).

O defeito que considera os blocos danificados, para os níveis de severidade baixo e médio, avalia exclusivamente a danificação dos blocos pela redução da resistência à compressão das peças, que se mostrou com efeito menos significativo do que os outros efeitos considerados. A rigidez do revestimento, para o nível de severidade baixo apresenta um valor de 93,3% em relação à camada de referência sem defeitos, enquanto que para a deformação permanente possui um valor de 83,91%. Pode-se perceber que o desempenho individual de cada peça perde relevância em comparação ao funcionamento do conjunto.

Ademais, o dano nos blocos atua em trechos localizados do pavimento, enquanto as juntas representam um comportamento mais global da camada de revestimento. Em decorrência disso, as juntas mostram-se mais relevantes no desempenho do pavimento. A acentuação da danificação dos blocos pode ocasionar o surgimento de fissuras nas peças, atuando como juntas sem a presença de material de rejuntamento.

O nível de severidade alto dos blocos danificados representa uma condição em que ocorre diminuição da resistência à compressão dos blocos e abertura de fissuras nas peças. Observa-se que a rigidez do revestimento é de 5,7% do valor de referência. Essa condição é o segundo pior defeito, dentre os analisados. A sobreposição dos efeitos incorre na acentuação da diminuição da capacidade de atenuação de esforços da camada.

As deformações permanentes, que implicam no aumento do espaçamento das juntas e a diminuição de espessura útil de contato entre as peças com o agravamento do defeito. Para o nível de severidade baixo, que indica um acréscimo de abertura das juntas de 6,3%, a rigidez do revestimento possui um valor de 87,0% do pavimento sem defeitos. Na severidade alta, encontra-se uma capacidade de atenuação de tensões da camada de 4,4% do valor encontrado na estrutura sem defeitos, representando a pior situação encontrada.

As deformações permanentes nos níveis médio e alto ocasionam uma sobreposição de efeitos sobre a camada, sendo mais crítico porque a alteração da espessura útil e da abertura das juntas atuam sobre a eficiência de transmissão dos esforços entre os blocos. Pode-se constatar que, quando efeitos sobrepostos atuam sobre o revestimento, maiores reduções na rigidez são constatadas, sendo maximizado o potencial de dano nas situações em que ambos interferem sobre a eficiência das juntas.

A distribuição de esforços na estrutura do pavimento sofre alterações com a variação da capacidade de atenuação de carga do revestimento. A diminuição da rigidez do revestimento

em decorrência dos defeitos ocasiona uma alteração dos níveis de tensão previstos no dimensionamento. Dessa forma, sua compreensão é necessária para identificação de medidas de manutenção e reabilitação. Na Tabela 32 estão evidenciados os esforços atuando no topo do subleito para todos os cenários analisados no pavimento apresentado na Figura 14.

Tabela 32 – Estudo de tensões no topo do subleito do pavimento

| Defeito | Nível de Severidade | Deformações Verticais (m/m) | Tensão Vertical Topo do Subleito (kPa) | Deflexões (0,01mm) |
|-----------------------------------|---------------------|-----------------------------|--|--------------------|
| Blocos danificados | Baixo | 2,85E-04 | 214 | 28,1 |
| | Médio | 2,88E-04 | 216 | 28,3 |
| | Alto | 3,64E-04 | 283 | 33,4 |
| Deformações permanentes | Baixo | 2,87E-04 | 215 | 28,2 |
| | Médio | 3,03E-04 | 229 | 29,2 |
| | Alto | 3,71E-04 | 289 | 33,8 |
| PDD | Baixo | 2,87E-04 | 215 | 28,2 |
| | Médio | 3,01E-04 | 227 | 29,1 |
| | Alto | 3,63E-04 | 283 | 33,3 |
| Perda de material de assentamento | Baixo | 2,85E-04 | 213 | 28,1 |
| | Médio | 2,88E-04 | 216 | 28,3 |
| | Alto | 2,97E-04 | 223 | 28,8 |
| Sem defeitos | | 2,83E-04 | 212 | 28,0 |

Fonte: O autor (2022)

Figura 14 – Estrutura analisada para verificação da vida útil com defeitos



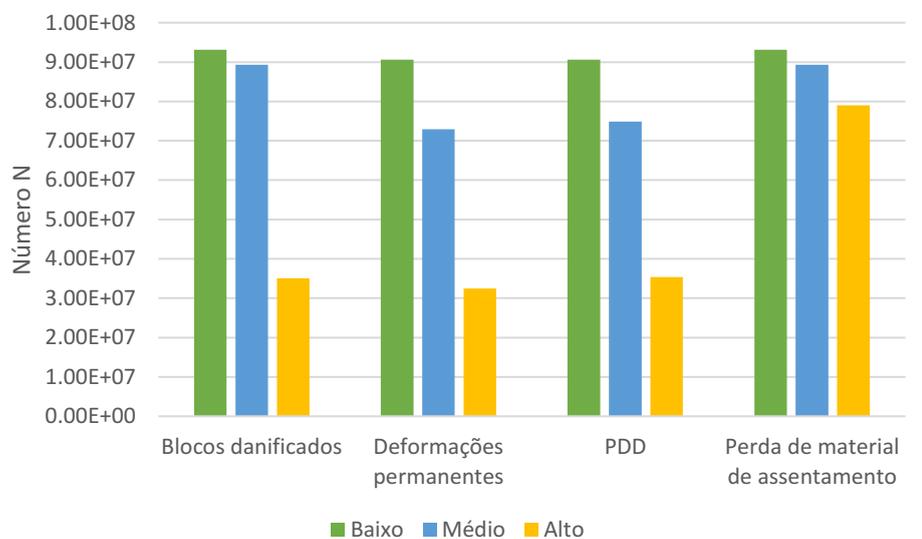
Fonte: O autor (2022)

Por meio da análise dos resultados obtidos na Tabela 32, verifica-se que o acréscimo de tensão vertical no nível de severidade alto da deformação permanente é de 36,3%, enquanto que para o nível de severidade baixo da PDD esse acréscimo torna-se de 0,47%. Sabe-se que o critério indicado por Rahman *et al.* (2018), para o nível de tráfego de projeto, estabelece um valor limite de deformação vertical de $3,17 \times 10^{-4}$ m/m, que foi superado no nível de severidade

alto para os blocos danificados, as deformações permanentes e a PDD.

Observa-se que, para o caso analisado, a estrutura do pavimento com deflexões até 30,0 (0,01mm) obteve um nível de deformação vertical dentro de limites aceitáveis. O método de dimensionamento utilizado permite a concepção da estrutura do pavimento sem análise das tensões atuantes sobre ele. Assim, a estrutura sem a presença de defeitos suporta um Número N de $9,58 \times 10^7$. No Gráfico 8 está evidenciada a vida útil residual do pavimento para condição analisada.

Gráfico 8 – Número de solicitações que cada superestrutura suportará



Fonte: O autor (2022)

Como a estrutura do pavimento dimensionada suporta um Número N superior ao tráfego de projeto, alguns cenários mesmo com perda da capacidade estrutural do pavimento tendem a suportar o tráfego de projeto. Os únicos cenários em que houve tendência de ruína precoce da estrutura foram os que apresentaram uma abertura das juntas com um aumento percentual de 33,3%. Mesmo para as condições em que as juntas obtiveram um aumento de abertura de 20,0% a estrutura foi capaz de suportar o tráfego de acordo com o critério adotado.

Os danos nos blocos de concreto e a diminuição da sua espessura útil de contato acentuam a diminuição da capacidade estrutural do pavimento. Todavia, observa-se que esses efeitos isolados não foram suficientes para gerar a ruína precoce do pavimento, ao contrário do espaçamento das juntas.

No nível de severidade alto da PDD, em que se avalia um acréscimo do espaçamento das juntas de 33,3% atuando isoladamente, tem-se uma capacidade de resistir um

Número N de $3,54 \times 10^7$. Por meio da compatibilização do tráfego previsto com a verificação empírica-mecanicista, identifica-se que a estrutura com essa capacidade estrutural apresenta tendência de ruína no 6º ano de operação.

Comparando-se com a capacidade estrutural no nível de severidade alto da perda de material de assentamento, em que está atuando a diminuição da altura útil isoladamente, permite-se suportar um Número N de $7,90 \times 10^7$. Observa-se a diferença de sensibilidade desses dois aspectos que atuam na eficiência da transferência de carga entre os blocos.

Para os blocos danificados na severidade alta, em que se atua uma diminuição de 50% da resistência à compressão e acréscimo de espaçamento das juntas de 33,3%, a estrutura do pavimento resiste ao Número N de $3,50 \times 10^7$. Constata-se que o número de solicitações que o pavimento suporta nessa condição é similar ao nível de severidade alto da PDD. Logo, a diferença nas solicitações que a estrutura suporta é de $4,0 \times 10^5$, comparando-se o nível de severidade alto dos blocos danificados e da PDD, os quais possuem como única diferença a presença de danos nos blocos.

Avaliando as deformações permanentes no nível de severidade alto, têm-se a maior redução da capacidade estrutural, na qual a estrutura suporta um Número N de $3,24 \times 10^7$. A estrutura suporta 34% das solicitações do pavimento de referência. Percebe-se que a diminuição da altura útil de contato entre as peças, atuando em conjunto com o aumento do espaçamento das juntas, permite maximizar a capacidade de dano de uma mesma solicitação em comparação à danificação dos blocos. Como a diminuição da altura útil de contato entre os blocos e do acréscimo do tamanho das juntas implicam diretamente na eficiência da transferência de carga entre as peças, possuem uma maior capacidade de dano.

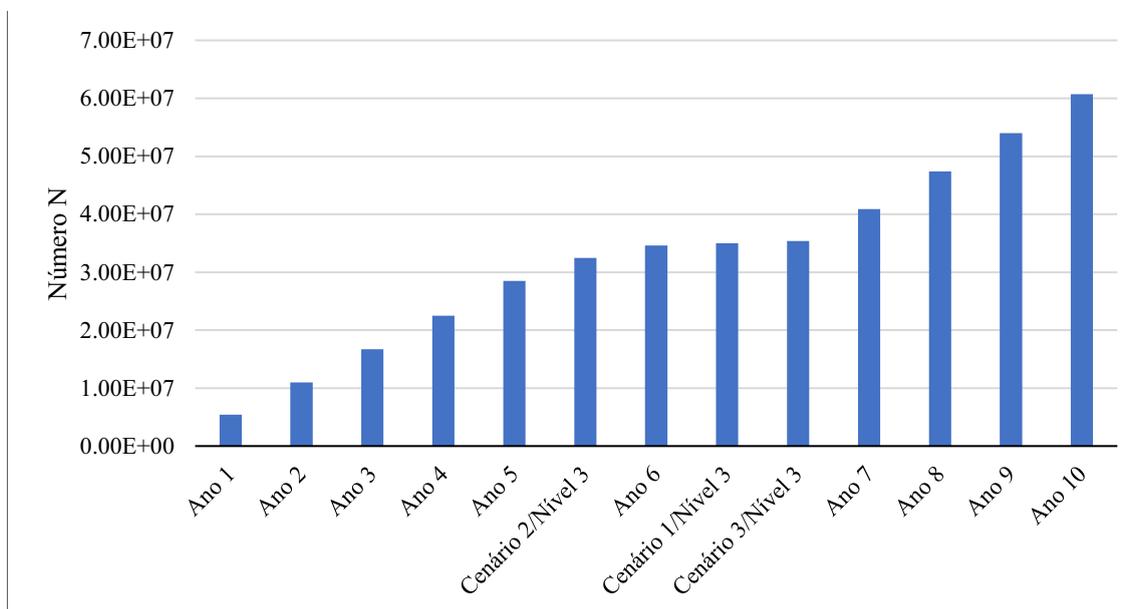
Analisando o período em que ocorrerá ruína precoce, em uma condição representada pelo nível de severidade alto dos blocos danificados, verifica-se que estrutura apresentará ruína também no 6º ano de operação. Além disso, o pavimento apresenta a tendência de sofrer a ruína no 5º ano de operação para as deformações permanentes no nível de severidade alto, representando, portanto, uma diminuição da vida útil de 5 anos. No Gráfico 9 está apresentado o Número N que essas estruturas suportam em conjunto com projeção do tráfego.

Uma análise a respeito da perda de material de assentamento é que um dos motivos da diminuição de altura útil entre os blocos é ocasionada pela falha de vedação das juntas. Apesar de atuando isoladamente, o desnível entre as peças possui o menor impacto na capacidade estrutural do pavimento.

Avaliando apenas a diminuição de área útil entre os blocos, em nenhum nível de severidade ocorre a ruína precoce do pavimento. Para o nível de severidade baixo, tem-se uma

capacidade de resistir um Número N de 97% em comparação uma estrutura sem defeitos.

Gráfico 9 – Projeção anual de tráfego com o Número N das estruturas com ruína precoce



Fonte: O autor (2022)

O defeito de dano aos blocos não evidenciou a tendência de ruína precoce do pavimento até alcançar o nível de severidade alto. Para o nível de severidade médio, em que há uma redução da resistência à compressão de 50%, implicou que a estrutura suporta 82% do Número N em relação ao pavimento sem defeitos.

Nos locais em que há deformações permanentes, incorre uma diminuição da capacidade de atenuação de esforços do revestimento. Até o nível de severidade médio da deformação permanente, o pavimento suporta o tráfego de projeto. Nesse estágio, ocorre um acréscimo do tamanho das juntas de 20%, em uma diminuição da altura útil de 10%, de tal forma que a estrutura possui uma vida útil residual de 76% em relação ao pavimento sem defeito. Essa redução ainda permitiria a estrutura suportar o tráfego de projeto. Todavia, o nível de severidade alto representa a diminuição da vida útil do pavimento em 5 anos.

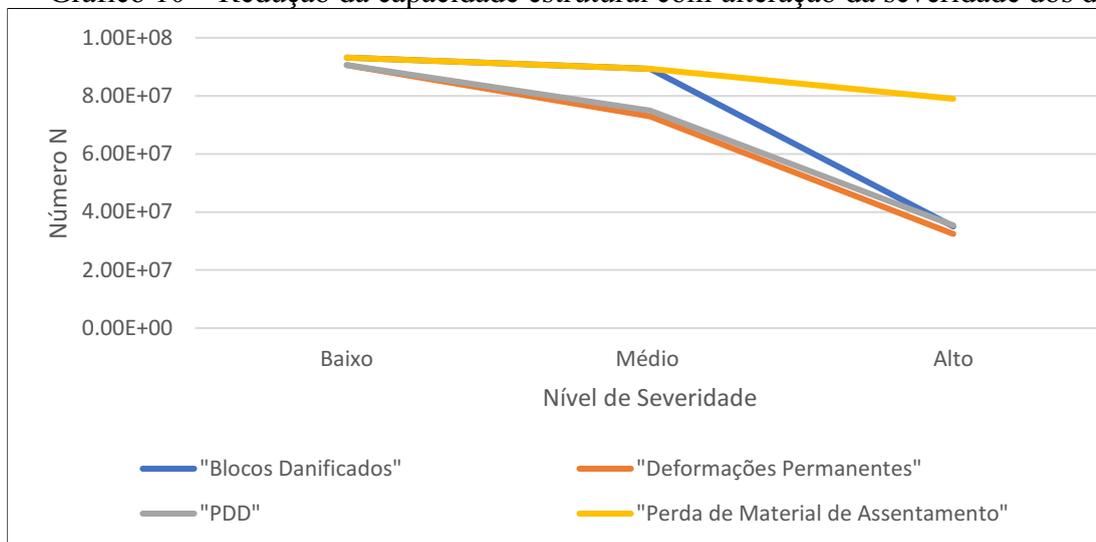
O aumento da espessura das juntas representa uma diminuição da eficiência da transmissão de esforços entre os blocos, podendo ser causado, também, pela perda de material de rejuntamento entre os blocos. Apesar de consistir em um aspecto construtivo, um adequado travamento dos blocos por meio de contenções evita o acréscimo do espaçamento entre eles.

Outra causa que gera o aumento das juntas é o seu desalinhamento das juntas, ocasionado pela alteração do alinhamento das juntas, implicando em aumento do espaçamento entre os blocos. Verifica-se que para os níveis de severidade baixo e médio da PDD em que o

acréscimo da abertura das juntas é de 6,7% e 20% respectivamente, a estrutura apresenta uma vida útil residual de 95% e 78% do pavimento sem defeitos. A partir do nível severidade alto, o pavimento apresenta tendência de ruptura precoce com a diminuição da vida útil em 4 anos.

A progressão de severidade implica em uma diminuição da vida útil do pavimento. Essa condição indica ser relevante para compreender como cada tipo de defeito acentua-se e os impactos na capacidade da estrutura de suportar as solicitações do tráfego. Com o objetivo de avaliar como ocorre cada progressão de defeito, o número de solicitações que cada condição suporta está evidenciado no Gráfico 10.

Gráfico 10 – Redução da capacidade estrutural com alteração da severidade dos defeitos



Fonte: O autor (2022)

Os cenários em que houve um acréscimo do espaçamento das juntas mostraram-se os mais críticos. As deformações permanentes e a PDD apresentam um coeficiente angular similar. Constata-se que os blocos danificados possuem um processo de acentuação da diminuição da vida útil residual maior do que os outros defeitos entre os níveis de severidade médio e alto, tendo em vista que parte um patamar superior e alcança um nível similar a PDD. Analisando a diminuição de área útil entre as peças, identifica-se que o agravamento desse defeito apresentou uma menor sensibilidade na redução da capacidade estrutural do pavimento.

A avaliação da vida útil residual do pavimento em decorrência do surgimento de defeitos durante sua operação é essencial para priorização de trechos para as medidas de manutenção e reabilitação. Por meio da análise dos resultados descritos anteriormente, conclui-se que é essencial a adoção de manutenção em momento oportuno, para evitar o agravamento do defeito, acarretando maiores custos e danos à estrutura.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Este capítulo consiste da apresentação da síntese da pesquisa, evidenciando os principais resultados e suas contribuições mais relevantes contextualizando com o objetivo geral. Além disso, estão apresentadas sugestões para trabalhos futuros baseados em questões que não foram esclarecidas na pesquisa.

7.1 Principal contribuição da pesquisa

Evidenciou-se que a vida útil dos pavimentos intertravados possui direta dependência da capacidade estrutural, a qual pode ser avaliada por verificações empíricas-mecanicistas de maneira precisa independente da fase do ciclo de vida da estrutura. Os resultados obtidos indicam que o desempenho das juntas é o aspecto mais relevante na capacidade estrutural do pavimento dentre os fatores avaliados, pois é responsável pela transferência de esforços entre as peças.

7.2 Principais limitações do trabalho

A ausência de dados empíricos, como ensaios deflectométricos, que corroborem com os resultados encontrados, com intuito de obter uma validação consiste de uma fragilidade desse estudo. Por meio de ensaios deflectométricos permite-se mensurar as deflexões para o carregamento do ensaio, as quais podem ser comparadas com os valores estimados com os modelos utilizados. No entanto, não foi possível inserir essa etapa no escopo da pesquisa.

Outra limitação do estudo trata-se da consideração do modelo constitutivo dos materiais do pavimento como elástico lineares, que é uma simplificação acerca de um comportamento médio. Na análise elástica tem-se a consideração de aderência total entre todas as camadas, a qual tem-se discussão acerca desse comportamento e no *MeDiNa* admite-se que não há aderência entre camadas granulares.

Por fim, a adoção de critérios de falha genéricos na verificação empírica-mecanicista por critério limite, a qual não considera as especificidades de cada subleito. Trata-se de um comportamento generalista de solos, o qual pode haver situações com desempenhos superiores ou inferiores.

7.3 Principais conclusões

Este trabalho teve como objetivo analisar a influência da capacidade estrutural na vida útil dos pavimentos intertravados, considerando diferentes situações de funcionamento das juntas, de materiais na camada de base e da ocorrência de defeitos na camada de rolamento. Fundamentado nos estudos desenvolvidos, permitiu-se concluir que o desempenho das juntas é essencial no comportamento do pavimento intertravado e que é possível a utilização de materiais granulares na camada de base para qualquer nível de tráfego.

7.3.1 Quanto ao efeito do espaçamento das juntas na deformação permanente

As juntas mostraram-se mais relevantes do que a resistência à compressão dos blocos e a espessura das peças de concreto no controle dos níveis de deformação permanente, que é o principal modo de ruína do pavimento intertravado. O modelo que representa a rigidez da camada de rolamento indica que a diminuição da eficiência de transferência de esforços nas juntas incorre na concentração de tensão em uma pequena área, reduzindo a capacidade de atenuação de esforços para as camadas inferiores.

O aumento da resistência à compressão das peças mostrou-se uma alternativa mais onerosa do que o acréscimo da espessura dos blocos. Entretanto, para o controle das deformações permanentes, a espessura das peças apresenta uma maior influência. Apesar disso, esses aspectos não são suficientes para compensar um inadequado espaçamento das juntas, que não implica em custo adicional, apenas controle durante a execução.

O modelo adotado indicou que a utilização de abertura das juntas de 1,5mm implica em uma melhora na transferência de esforços entre as peças em comparação a uma espessura de 2,0mm, recomendada pela ABNT (2011). Observou-se na modelagem que essa redução da abertura das juntas foi benéfica para o desempenho estrutural do pavimento intertravado.

7.3.2 Quanto à avaliação da camada de base

Em relação à camada de base para tráfego leve, verificou-se a viabilidade de sua retirada em alguns cenários, apesar da tendência de ruína precoce em outros. Dessa forma, a ausência da camada de base em pavimentos intertravados para tráfego leve é uma alternativa, porém pode permitir que a estrutura esteja na condição limite. A manutenção da camada de base e a retirada da sub-base evidenciaram-se uma medida que compromete menos a estrutura.

Conclui-se, também, que os materiais granulares podem ser utilizados na camada de base em pavimentos intertravados para tráfego pesado, garantindo uma capacidade estrutural adequada. Por sua vez, a adoção de materiais cimentados sem o controle do processo de fadiga pode ocasionar na ruína precoce da sua estrutura, tendo em vista acentuadas concentrações de tensões sem materiais com propriedades compatíveis de resistência à tração.

Em relação à análise financeira verifica-se que, por conta dos coeficientes de equivalência estrutural adotados, o custo dos materiais granulares ficou superior a alguns cenários de material cimentado. Todavia, cenários com a utilização da Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC) e do Solo Cimento (SC) apresentaram tendência de ruína precoce. Assim, dentre os cenários que possuem tendência de suportar a vida útil, o com Concreto Compactado com Rolo (CCR) foi o mais oneroso. A utilização de Brita Graduada Simples (BGS) e Solo Brita (SB) mostraram-se alternativas menos onerosas e capazes de resistir as solicitações durante a vida útil.

7.3.3 Quanto à avaliação dos defeitos na camada de rolamento do pavimento intertravado

Entre os defeitos que atuam na camada de rolamento, os que afetam a transmissão de esforços nas juntas mostraram-se com maior impacto na capacidade estrutural do pavimento, que reflete na redução da vida útil. O aumento da abertura das juntas mostrou-se mais relevante do que a diminuição de altura útil de contato entre os blocos no prejuízo à capacidade estrutural do pavimento. Por fim, o dano nos blocos foi significativa na redução da vida útil residual a partir do surgimento de fissuras nas peças. Em geral, o funcionamento dos blocos intertravados em conjunto possui maior relevância do que desempenhos individuais de peças danificadas.

Em níveis de severidades baixos, os defeitos não evidenciaram tendência de diminuir a vida útil da estrutura, tendo em vista que o pavimento suportar as solicitações de projeto. Contudo, a progressão de severidade do defeito pode acarretar na redução da vida útil da estrutura pelo prejuízo à sua capacidade estrutural. Assim, percebe-se a importância do monitoramento frequente da condição do pavimento durante sua operação.

7.4 Sugestão para futuros trabalhos

Diante do exposto tem-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- a) Investigar a influência do padrão de assentamento dos blocos de concreto e os seus respectivos formatos na rigidez da camada de rolamento;
- b) Avaliar o mecanismo de transferência de tensões nas juntas com o intuito de constatar se a recomendação da diminuição da abertura das juntas nas normas vigentes é benéfica para o pavimento;
- c) Aperfeiçoar modelos para previsão de rigidez da camada de rolamento de pavimentos intertravados;
- d) Avaliar o desempenho de pavimentos intertravados submetidos à sobrecarga com base em materiais granulares com módulo de resiliência com dependência da tensão confinante e da tensão desvio;
- e) Analisar o efeito de cargas estáticas nos pavimentos intertravados;
- f) Realizar retroanálise de pavimentos intertravados em diferentes cenários de implantação para melhorar a compreensão do funcionamento do pavimento e da distribuição de tensões;
- g) Investigar a fadiga dos materiais cimentados utilizados na base de pavimentos intertravados;
- h) Elaborar métodos de dimensionamento empíricos-mecanicísticos para pavimentos intertravados;
- i) Analisar as variações de desempenho de pavimentos intertravados quanto a variação de umidade nas camadas do pavimento.

REFERÊNCIAS

ABNT. **NBR 15953**: Pavimento intertravado com peças de concreto – execução. Rio de Janeiro: ABNT, 2011.

ABNT. **NBR 9781**: Peças de concreto para pavimentação – especificação e métodos de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.

ABNT. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto -procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014.

ARJUN, S. R.; SUNITHA, V.; MURSHIDA, P.; ANUSUDHA, V. Influence of bedding and jointing sand on the shear strength characteristics of Interlocking Paver Blocks – bedding sand interface. **International Journal Of Pavement Engineering**, [S.L.], v. 23, n. 7, p. 2160-2175, 20 nov. 2020. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2020.1847286>.

ARJUN, S. R.; SUNITHA, V.; ANUSUDHA, V. Parametric study to investigate the deflection and stress behaviour of Interlocking Concrete Block Pavement. **Road Materials And Pavement Design**, [S.L.], v. 23, n. 10, p. 2293-2316, 13 ago. 2021. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2021.1963819>.

ASTM. **Standard Practice for Pavement Condition Index Surveys for Interlocking Concrete Roads and Parking Lots**. West Conshohocken: ASTM, 2015.

BALBO, J. T. High quality cement treated crushed stones for concrete pavement bases. In: International Purdue Conference on Concrete Pavement Design and Materials for High Performance, 1997. **Anais [...]**. West Lafayette: Purdue University, 1997.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica**: materiais, projeto e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BASTOS, J. B. S. **Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza**. 2013. 164 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: ABEDA, 2022.

BEZERRA, F. S. C.; BEZERRA, F. A. C.; OLIVEIRA, F. H. L.; NASCIMENTO, L. S. Avaliação mecanicista-empírica de materiais de base em pavimentos intertravados para tráfego pesado. In: 35º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, 2021, Virtual. **Anais [...]**. Virtual: ANPET, 2021a.

BEZERRA, F. S. C.; BEZERRA, F. A. C.; OLIVEIRA, F. H. L. A influência da camada de base no dimensionamento de pavimentos intertravados com tráfego leve. In: 46º Reunião Anual de Pavimentação da ABPV, 2021, Virtual. **Anais [...]**. Virtual: ABPV, 2021b.

CARVALHO, M. D. **Pavimentação com peças pré-moldadas de concreto**. 4.ed. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 1998. 32p.

CERATTI, J. A. P. **Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. 1991. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

COOK, I. D.; KNAPTON, J. A Design Method for Lightly Trafficked and Pedestrian Pavements. In: 5th International Concrete Block Paving Conference, 1996, Tel-Aviv, Israel. **Anais [...]**. Tel-Aviv: ICCBP, 1996.

CRUZ, L. O. M. **Pavimento intertravado de concreto**: estudo dos elementos e métodos de dimensionamento. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

DNER. **NORMA DNIT 011/79 PRO**: Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis: procedimento B. Rio de Janeiro: DNER, 1979.

DNIT. **NORMA DNIT 008/2003 PRO**: Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro: DNIT, 2003a.

DNIT. **NORMA DNIT 006/2003 PRO**: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro: DNIT, 2003b.

DNIT. **Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos**. Rio de Janeiro: DNIT, 2018.

DNIT. **NORMA DNIT 434/2021**: Pavimentação – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada em camadas estabilizadas quimicamente – Método de ensaio. Rio de Janeiro: DNIT, 2021.

FREITAS, E. F.; PEREIRA, P. A. A. Estudo da evolução do desempenho dos pavimentos rodoviários flexíveis. **Engenharia Civil**, v. 11, p. 47-58, 2001.

FÜSSL, J.; KLUGER-EIGL, W.; BLAB, R. Experimental identification and mechanical interpretation of the interaction behaviour between concrete paving blocks. **International Journal of Pavement Engineering**, v. 17, n. 6, p. 478-488, 6 jan. 2015. DOI: 10.1080/10298436.2014.993205.

FÜSSL, J.; HENGL, H.; EBERHARDSTEINER, L.; KLUGER-EIGL, W.; BLAB, R. Numerical simulation tool for paving block structures assessed by means of full-scale accelerated pavement tests. **International Journal of Pavement Engineering**, v. 19, n. 10, p. 917-929, 2018. DOI: 10.1080/10298436.2016.1224410.

GARILLI, E.; AUTELITANO, F.; RONCELLA, R.; GIULIANI, F. The influence of laying patterns on the behaviour of historic stone pavements subjected to horizontal loads. **Construction and Building Materials**, [S.L.], v. 258, p. 119657, out. 2020.

GORDILLO, M. T. Pavimento urbano de adoquines de h° (intertrabado). Virtual: ICPA, 2020.

GRYGIEREK, M.; GRZESIK, B.; ROKITOWSKI, P.; RUSIN, T. Usage of digital image

correlation in assessment of behavior of block element pavement structure. **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**, [S.L.], v. 356, p. 012024, maio 2018. DOI: 10.1088/1757-899x/356/1/012024

GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

HASSANI, A.; JAMSHIDI, A. Modeling and structural design of a concrete block pavement system. In: 8th International Conference on Concrete Block Paving, 2006, San Francisco. **Anais [...]**. San Francisco: ICCBP, 2006.

HENGL, H.L.; FÜSSL, J. The influence of superelevated profiles of paving block structures on their load-bearing behavior. **Engineering Structures**, [S.L.], v. 117, p. 195-203, jun. 2016. DOI: 10.1016/j.engstruct.2016.03.003

HENGL, H. L.; KLUGER-EIGL, W.; LUKACEVIC, M.; BLAB, R.; FÜSSL, J. Horizontal deformation resistance of paving block superstructures: influence of paving block type, laying pattern, and joint behaviour. **International Journal of Pavement Research and Technology**, v. 11, p. 846-860, 2018.

HUURMAN, M. Resilient behaviour of concrete block pavements and the granular materials used in the substructure. **Pave Israel**, v. 96, p. 239-251, 1996.

IOANNIDES, A. M.; KOROVESIS, G. T. Aggregate Interlock: A Pure-Shear Load Transfer Mechanism. **Transportation Research Record**, v. 1286, p. 14-24, 1990.

KNAPTON, J; BARBER, S. D. Structural design of block pavements for ports. In: 1ST International Conference on Concrete Block Paving, 1980, Newcastle-upo-Tyne, 2-5 September. **Anais [...]**. Newcastle-upo-Tyne: ICCBP, 1980.

KNAPTON, J; NIXON, N. Concrete Block Pavement Design in The U.K. In: Second International Conference on Concrete Block Paving, 1984, April 10-12, London. **Anais [...]**. London: ICCBP, 1984a.

KNAPTON, J; NIXON, N. The Structural Design of Heavy-Duty Concrete Block Pavements. In: Workshop on Interlocking Concrete Pavements, 1985, UK. **Anais [...]**. UK: ICP, 1984b.

MAITRA, S. R.; REDDY, K. S.; RAMACHANDRA, L. S. Load Transfer Characteristics of Aggregate Interlocking in Concrete Pavement. **J. Transp. Eng.**, 2010, v. 136, n. 3, p. 190-195, 2010.

MASCIO, P.; MORETTI, L.; CAPANNOLO, A. Concrete block pavements in urban and local roads: analysis of stress-strain condition and proposal for a catalogue. **Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)**, [S.L.], v. 6, n. 6, p. 557-566, dez. 2019. DOI: 10.1016/j.jtte.2018.06.003.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 2015.

MELLO, L. G. R.; FARIAS, M. M.; PREUSSLER, E. S.; PREUSSLER, R. Análise do impacto do período de projeto de pavimentos no custo global de obras rodoviárias. **Transportes**, v. 24, n. 4, p. 64-74, 2016.

MORGADO, P. R. S. **Concepção e dimensionamento de pavimentos em blocos**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2008.

NEJAD, F. M.; SHADRAVAN, M. R. A study on behavior of block pavement using 3D finite element method. **Comp. Meth. Civil Eng.**, v. 1, n. 1, pp. 65-71, 2010.

NEVES, J. M. **Programa ELSYM5: manual de utilização**. Lisboa: IST, 2003.

PÁEZ, E. M. A.; LOPES, S. B.; FERNANDES JÚNIOR, J. L. Índice de condição do pavimento para aplicação em sistemas de gerência de pavimentos urbanos. In: 29º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, 2015, Ouro Preto. **Anais [...]**. Ouro Preto: ANPET, 2015.

PMSP. **IP-06/2004: Dimensionamento de pavimentos com blocos intertravados de concreto**. São Paulo: PMSP, 2004.

PRETORIUS, F. J.; LOGAN, R. Failure analyses and rehabilitation design for paving block pavements: a case study on a container site area where early failures were experienced. In: 7th International Conference on Concrete Block Paving, 2003, Sun City. **Anais [...]**. Sun City: DTT, 2003.

RAHMAN, M. M.; BEECHAM, S. MCINTYRE, E.; IQBAL, A. Mechanistic design of concrete block pavements. In: Australian Geomechanics Society Victorian Symposium, 2018, Melbourne. **Anais [...]**. Melbourne: AGSV, 2018.

RIBAS, J. **Parâmetros elásticos típicos de materiais de pavimentos flexíveis do Rio Grande do Sul e sua aplicação em uma análise de custo/benefício**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.

SHACKEL, B. Computer based procedures for the design and specification of concrete block pavements. In: Proceedings of the IV International Concrete Block Paving Conference, 1992, Auckland. **Anais [...]**. Auckland: ICCBP, 1992.

SHACKEL, B.; LIM, D. O. O. Mechanisms of paver interlock. In: 7th International Conference on Concrete Block Paving, 2003, Sun City. **Anais [...]**. Sun City: DTT, 2003.

SHAHIN, M. Y. **Pavement Management for Airports, Roads, and Parking Lots**. New York: Springer New York, 2005.

SILVA, E. R. **Análise do comportamento estrutural e funcional de um pavimento experimental com blocos pré-moldados de concreto**. 2016. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.

SILVA, W. B. C.; BARROSO, S. H. A.; CABRAL, A. E. B. Avaliação da aplicação de cinzas pesadas de termelétrica em blocos intertravados de concreto para pavimentos. **Matéria** (Rio de Janeiro), v. 25, n. 1, p. 1-16, 2020. DOI: 10.1590/s1517-707620200001.0895.

SONCIM, S. P.; FERNANDES JÚNIOR, J. L. Modelo de previsão do índice de condição dos pavimentos flexíveis. **Journal of Transport Literature**, [S.L.], v. 9, n. 3, p. 25-29, set. 2015.

SOUTSOS, M. N.; TANG, K.; KHALID, H. A.; MILLARD, S. G. The effect of construction pattern and unit interlock on the structural behaviour of block pavements. **Construction and Building Materials**, [S.L.], v. 25, n. 10, p. 3832-3840, out. 2011. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2011.04.002.

TEIXEIRA, V. F.; SOUSA, F. V.; SOARES, J. B. Modelagem da vida de fadiga e do acúmulo de deformações permanentes em pavimentos asfálticos por meio de um modelo de dano contínuo. **Transportes**, v. 15, n. 2, p.17-25, 2007.

THOM, N. H.; CHEUNG, L. W. Relating in Situ Properties of Cement-Bound Bases to Their Performance. **Transportation Research Record**, v. 1673, p. 3-8, 1999.

TRICHÊS, G. **Concreto compactado a rolo para aplicação em pavimentação**: estudo do comportamento na fadiga e proposição de metodologia de dimensionamento. 1993. Tese (Doutorado em Ciências) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 1993.

ULLIDTZ, P. Analytical tools for design of flexible pavements. In: 9th International Conference on Asphalt Pavements, 2002, Copenhagen. **Anais [...]**. Copenhagen: ISAP, 2002.

WILBANKS, G.; SERVENTI, G. M. DEVELOPMENT OF PAVING STANDARDS FOR PORT AND LARGER PROJECTS IN NORTH AMERICA. In: 8th International Conference on Concrete Block Paving. San Francisco, 2006. **Anais [...]** San Francisco: CCBP, 2006

ZANCHETTA, F. **Sistema de gerência de pavimentos urbanos**: avaliação de campo, modelo de desempenho e análise econômica. 2017. Tese (Doutorado em Ciências) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

ANEXO A

| Caracterização | Código | Descrição | Unidade | Origem de Preço | Coefficiente | Preço Unitário | Preço |
|----------------|--------|--|----------------|-----------------|--------------|----------------|-----------|
| Composição | COMP01 | Execução de pavimento em piso intertravado, com bloco 16 faces de 22 x 11 cm, espessura 8 cm e resistência a compressão de 35MPa | m ² | | | | |
| Insumo | 370 | Areia media - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte) | m ³ | CR | 0.0568 | R\$ 135.00 | R\$ 7.66 |
| Insumo | 4741 | Po de pedra (posto pedreira/fornecedor, sem frete) | m ³ | CR | 0.0098 | R\$ 87.38 | R\$ 0.85 |
| Insumo | 36170 | Bloquete/piso intertravado de concreto - modelo onda/16 faces / retangular / tijolinho / paver / holandes / paralelepipedo, *22 cm x 11* cm, E = 8 cm, resistência de 35 MPa (NBR 9781), cor natural | m ² | C | 1.004 | R\$ 52.00 | R\$ 52.20 |
| Composição | 88260 | Calceteiro com encargos complementares | h | CR | 0.2129 | R\$ 23.30 | R\$ 4.96 |
| Composição | 88316 | Servente com encargos complementares | h | C | 0.2129 | R\$ 17.83 | R\$ 3.79 |
| Composição | 91277 | Placa vibratório reversível com motor 4 tempos a gasolina, força centrífuga de 25 KN (2500 Kgf), Potência 5,5 CV - CHP diurno | CHP | AS | 0.0055 | R\$ 8.31 | R\$ 0.04 |
| Composição | 91278 | Placa vibratório reversível com motor 4 tempos a gasolina, força centrífuga de 25 KN (2500 Kgf), Potência 5,5 CV - CHP diurno | CHI | AS | 0.101 | R\$ 0.58 | R\$ 0.05 |
| Composição | 91283 | Cortadora de piso com motor 4 tempos a gasolina, potência de 13 HP, com disco de corte diamantado segmentado para concreto, diâmetro de 350 mm, furo de 1" (14 x 1") CHP diurno | CHP | CR | 0.0038 | R\$ 9.04 | R\$ 0.03 |
| Composição | 91285 | Cortadora de piso com motor 4 tempos a gasolina, potência de 13 HP, com disco de corte diamantado segmentado para concreto, diâmetro de 350 mm, furo de 1" (14 x 1") CHP diurno | CHI | CR | 0.1027 | R\$ 0.89 | R\$ 0.09 |
| | | | | | | Total | R\$ 69.67 |

| Caracterização | Código | Descrição | Unidade | Origem de Preço | Coeficiente | Preço Unitário | Preço |
|----------------|--------|--|----------------|-----------------|-------------|----------------|-----------|
| Composição | COMP03 | Execução de pavimento em piso intertravado, com bloco 16 faces de 22 x 11 cm, espessura 8 cm e resistência a compressão de 50MPa | m ² | | | | |
| Insumo | 370 | Areia media - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte) | m ³ | CR | 0.0568 | R\$ 135.00 | R\$ 7.66 |
| Insumo | 4741 | Po de pedra (posto pedreira/fornecedor, sem frete) | m ³ | CR | 0.0098 | R\$ 87.38 | R\$ 0.85 |
| Insumo | 36170 | Bloquete/piso intertravado de concreto - modelo onda/16 faces / retangular / tijolinho / paver / holandes / paralelepipedo, *22 cm x 11* cm, E = 8 cm, resistência de 50 MPa (NBR 9781), cor natural | m ² | C | 1.004 | R\$ 68.00 | R\$ 68.27 |
| Composição | 88260 | Calceteiro com encargos complementares | h | CR | 0.2129 | R\$ 23.30 | R\$ 4.96 |
| Composição | 88316 | Servente com encargos complementares | h | C | 0.2129 | R\$ 17.83 | R\$ 3.79 |
| Composição | 91277 | Placa vibratório reversível com motor 4 tempos a gasolina, força centrífuga de 25 KN (2500 Kgf), Potência 5,5 CV - CHP diurno | CHP | AS | 0.0055 | R\$ 8.31 | R\$ 0.04 |
| Composição | 91278 | Placa vibratório reversível com motor 4 tempos a gasolina, força centrífuga de 25 KN (2500 Kgf), Potência 5,5 CV - CHP diurno | CHI | AS | 0.101 | R\$ 0.58 | R\$ 0.05 |
| Composição | 91283 | Cortadora de piso com motor 4 tempos a gasolina, potência de 13 HP, com disco de corte diamantado segmentado para concreto, diâmetro de 350 mm, furo de 1" (14 x 1") CHP diurno | CHP | CR | 0.0038 | R\$ 9.04 | R\$ 0.03 |
| Composição | 91285 | Cortadora de piso com motor 4 tempos a gasolina, potência de 13 HP, com disco de corte diamantado segmentado para concreto, diâmetro de 350 mm, furo de 1" (14 x 1") CHP diurno | CHI | CR | 0.1027 | R\$ 0.89 | R\$ 0.09 |
| | | | | | | Total | R\$ 85.74 |

| Caracterização | Código | Descrição | Unidade | Origem de Preço | Coeficiente | Preço Unitário | Preço |
|----------------|--------|---|----------------|-----------------|-------------|----------------|-----------|
| Composição | COMP02 | Execução de pavimento em piso intertravado, com bloco 16 faces de 22 x 11 cm, espessura 10 cm e resistência a compressão de 35MPa | m ² | | | | |
| Insumo | 370 | Areia media - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte) | m ³ | CR | 0.0568 | R\$ 135.00 | R\$ 7.66 |
| Insumo | 4741 | Po de pedra (posto pedreira/fornecedor, sem frete) | m ³ | CR | 0.0098 | R\$ 87.38 | R\$ 0.85 |
| Insumo | 36170 | Bloquete/piso intertravado de concreto - modelo onda/16 faces / retangular / tijolinho / paver / holandes / paralelepipedo, *22 cm x 11* cm, E = 10 cm, resistência de 35 MPa (NBR 9781), cor natural | m ² | C | 1.004 | R\$ 63.00 | R\$ 63.25 |
| Composição | 88260 | Calceteiro com encargos complementares | h | CR | 0.2129 | R\$ 23.30 | R\$ 4.96 |
| Composição | 88316 | Servente com encargos complementares | h | C | 0.2129 | R\$ 17.83 | R\$ 3.79 |
| Composição | 91277 | Placa vibratório reversível com motor 4 tempos a gasolina, força centrífuga de 25 KN (2500 Kgf), Potência 5,5 CV - CHP diurno | CHP | AS | 0.0055 | R\$ 8.31 | R\$ 0.04 |
| Composição | 91278 | Placa vibratório reversível com motor 4 tempos a gasolina, força centrífuga de 25 KN (2500 Kgf), Potência 5,5 CV - CHP diurno | CHI | AS | 0.101 | R\$ 0.58 | R\$ 0.05 |
| Composição | 91283 | Cortadora de piso com motor 4 tempos a gasolina, potência de 13 HP, com disco de corte diamantado segmentado para concreto, diâmetro de 350 mm, furo de 1" (14 x 1") CHP diurno | CHP | CR | 0.0038 | R\$ 9.04 | R\$ 0.03 |
| Composição | 91285 | Cortadora de piso com motor 4 tempos a gasolina, potência de 13 HP, com disco de corte diamantado segmentado para concreto, diâmetro de 350 mm, furo de 1" (14 x 1") CHP diurno | CHI | CR | 0.1027 | R\$ 0.89 | R\$ 0.09 |
| | | | | | | Total | R\$ 80.72 |

| Caracterização | Código | Descrição | Unidade | Origem de Preço | Coeficiente | Preço Unitário | Preço |
|----------------|--------|---|----------------|-----------------|-------------|----------------|-----------|
| Composição | COMP04 | Execução de pavimento em piso intertravado, com bloco 16 faces de 22 x 11 cm, espessura 10 cm e resistência a compressão de 50MPa | m ² | | | | |
| Insumo | 370 | Areia media - posto jazida/fornecedor (retirado na jazida, sem transporte) | m ³ | CR | 0.0568 | R\$ 135.00 | R\$ 7.66 |
| Insumo | 4741 | Po de pedra (posto pedreira/fornecedor, sem frete) | m ³ | CR | 0.0098 | R\$ 87.38 | R\$ 0.85 |
| Insumo | 36170 | Bloquete/piso intertravado de concreto - modelo onda/16 faces / retangular / tijolinho / paver / holandes / paralelepipedo, *22 cm x 11* cm, E = 10 cm, resistência de 50 MPa (NBR 9781), cor natural | m ² | C | 1.004 | R\$ 82.00 | R\$ 82.32 |
| Composição | 88260 | Calceteiro com encargos complementares | h | CR | 0.2129 | R\$ 23.30 | R\$ 4.96 |
| Composição | 88316 | Servente com encargos complementares | h | C | 0.2129 | R\$ 17.83 | R\$ 3.79 |
| Composição | 91277 | Placa vibratório reversível com motor 4 tempos a gasolina, força centrífuga de 25 KN (2500 Kgf), Potência 5,5 CV - CHP diurno | CHP | AS | 0.0055 | R\$ 8.31 | R\$ 0.04 |
| Composição | 91278 | Placa vibratório reversível com motor 4 tempos a gasolina, força centrífuga de 25 KN (2500 Kgf), Potência 5,5 CV - CHP diurno | CHI | AS | 0.101 | R\$ 0.58 | R\$ 0.05 |
| Composição | 91283 | Cortadora de piso com motor 4 tempos a gasolina, potência de 13 HP, com disco de corte diamantado segmentado para concreto, diâmetro de 350 mm, furo de 1" (14 x 1") CHP diurno | CHP | CR | 0.0038 | R\$ 9.04 | R\$ 0.03 |
| Composição | 91285 | Cortadora de piso com motor 4 tempos a gasolina, potência de 13 HP, com disco de corte diamantado segmentado para concreto, diâmetro de 350 mm, furo de 1" (14 x 1") CHP diurno | CHI | CR | 0.1027 | R\$ 0.89 | R\$ 0.09 |
| Total | | | | | | | R\$ 99.79 |