Instituto de Pesquisas em Transportes

Relatório de Pesquisa IPR RP – 016

ESTADO DA ARTE E PREMISSAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLES (PCS) E *WHITETOPPING* (WT)

BRASÍLIA/DF

ABRIL/2026

DNIT DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES

MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES
DIRETORIA-GERAL
DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA
INSTITUTO DE PESQUISAS EM TRANSPORTES

Relatório de Pesquisa IPR RP – 016

ESTADO DA ARTE E PREMISSAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLES (PCS) E *WHITETOPPING* (WT)

Elaboração: Fundação para o Desenvolvimento Tecnológico da Engenharia

Processo: 50600.008130/2026-47

DOI: 10.70859/IPR-RP-016/2026

Brasília/DF
Abril/2026

EQUIPE TÉCNICA:

Eng.º José Tadeu Balbo, DSc. (Engenharia Civil), Prof. Titular – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Eng.º Andrés Gabriel César Torres, MSc. (Engenharia Civil), Doutorando – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Eng.º Mang Tia, PhD (Engenharia Civil), Full Professor, University of Florida at Gainesville, EUA

REVISÃO DE EDITORAÇÃO:

Eng.º Luiz Heleno Albuquerque Filho – IPR/DPP/DNIT

Eng.ª Simoneli Fernandes Mendonça – IPR/DPP/DNIT

Eng.ª Victória Barbosa Costa Garcia Vieira – Consórcio Progen/HPT

Brasil. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria-geral. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Instituto de Pesquisas em Transportes.

Estado da arte e premissas para o dimensionamento de pavimentos de concreto simples (PCS) e *whitetopping* (WT) – Brasília, 2026.

209 p. (Relatório de Pesquisa – IPR RP 016)

O conteúdo apresentado neste documento é de inteira responsabilidade dos autores.

A reprodução completa ou parcial desta publicação é permitida, sem alterar seu conteúdo, desde que não tenha fim comercial e que seja citada a referência bibliográfica completa.

RESUMO

Este documento apresenta o estado da arte sobre metodologias de dimensionamento de pavimentos de concreto simples, conceito dentro do qual são inseridos os *whitetoppings* como técnica de recuperação de pavimentos asfálticos antigos. A revisão e análise da literatura focou-se nos países com maior tradição na implementação de rodovias em concreto, em especial na Europa Continental, que servem de espelho para as demais nações da Comunidade Europeia. Nesse contexto, foi também considerada a experiência do Reino Unido na questão. Mais extensamente no texto, debruçou-se sobre os avanços estadunidenses durante as décadas passadas, em especial após os anos 1950. São também abordados os aspectos metodológicos adotados para a tratativa do tema em países da América Espanhola, bem como as normalizações empregadas no Brasil após os anos 1960. Por fim, são apresentadas as principais conclusões que indicam os aspectos consensuais entre os métodos adotados nos diversos países, bem como as metas inevitáveis para que na abordagem de uma nova metodologia nacional no Brasil, resulte em procedimento de engenharia de projeto consistente e integrativos dos aspectos físicos inexoráveis às respostas mecânicas dos pavimentos de concreto simples, bem como a abordagem de seu desempenho estrutural e funcional.

Palavras-chave: Pavimentos de Concreto; Parâmetros de Projeto; Métodos de Projeto.

ABSTRACT

This document presents the state of the art on methodologies for the design of plain concrete pavements, a concept within which whitetoppings are included as a technique for the rehabilitation of old asphalt pavements. The literature review and analysis focused on countries with a longer tradition in the implementation of concrete highways, especially in Continental Europe, which serve as a model for other nations of the European Community. In this context, the experience of the United Kingdom in this area was also considered. More extensively, the text focuses on the advancements made in the United States during past decades, especially after the 1950s. It also addresses the methodological aspects adopted for dealing with the subject in Spanish-speaking countries of the Americas, as well as the standards employed in Brazil after the 1960s. Finally, it presents the main conclusions guiding points of consensus among the adopted methods in the various countries, as well as the ineluctable goals to set up a new national methodology in Brazil resulting in a consistent and integrative engineering design procedure that considers the inexorable physical aspects of the mechanical responses of plain concrete pavements, as well as their structural and functional performance.

Keywords: *Concrete Pavements; Design Parameters; Design Methods.*

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

AASHTO	*American Association of State Highway and Transportation Officials*
ABNT	Associação Brasileira de normas Técnicas
ACI	*American Concrete Institute*
ASTM	*American Society for Testing Materials*
CEN	*Committé European de Normalization*
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
FEA	*Finite Element Analysis*
FDTE	Fundação para o Desenvolvimento Tecnológico da Engenharia
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
INPE	Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais
IPR	Instituto de Pesquisas em Transportes
MEF	Método dos Elementos Finitos
MT	Ministério dos Transportes
PCS	Pavimento de Concreto Simples
PMSP	Prefeitura do Município de São Paulo
PNV	Plano Nacional Viário
WT	*Whitetopping*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Catálogo de projeto *RStO* para pavimentos de concreto 25

Figura 2 – Fluxograma de projeto de pavimentos de concreto do *RDO Beton* 30

Figura 3 – Catálogo de projeto para placas de concreto (espessuras em cm).....44

Figura 4 – Fluxograma de projeto estrutural de pavimentos na França 50

Figura 5 – Fluxograma para o projeto para pavimentos de concreto (software VENCON 2.0).....59

Figura 6 – Nomograma para fixação de espessura de camada de base 73

Figura 7 – Fluxograma para projeto de pavimentos de concreto, Austrália 80

Figura 8 – Esquema elucidativo da aplicação de normativas de projeto (DMRB).....81

Figura 9 – Nomograma para definição de espessura de base categoria 3 85

Figura 10 – Esquema de projeto de fundação considerando desempenho (observe-se o emprego de estrato rígido a uma profundidade abaixo do subleito – rocha não intemperizada).....86

Figura 11 – Limites de deformação do subleito para projetos de fundações 87

Figura 12 – Representação dos circuitos de provas da AASHO *Road Test* 92

Figura 13 – Algumas ilustrações sobre a AASHO *Road Test* 93

Figura 14 – Posições de carga avaliadas no guia suplementar de 1998 108

Figura 15 – Fluxograma de projeto de pavimentos do MEPDG: (a) etapa 1; (b) etapa 2: (c) etapa 3 116

Figura 16 – Comparação entre processos de projeto: semiempírico (AASHTO 93) e empírico-mecanicista (MEPDG).....118

Figura 17 – Fluxograma metodologia AASHTO 98 adaptado às condições do Chile 151

Figura 18 – Fluxograma de avalição de escalonamento em juntas.....158

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Categorização do tráfego segundo quantidade de repetições de eixos-padrão 20

Tabela 2 – Possíveis classes de carga para situações típicas de projeto 21

Tabela 3 – Tráfego de projeto em áreas de tráfego de ônibus 21

Tabela 4 – Classificação de solos (suscetibilidade ao congelamento) 22

Tabela 5 – Requerimentos dos solos F1, F2 e F3 22

Tabela 6 – Espessura mínima do pavimento resistente ao congelamento 22

Tabela 7 – Modificação da espessura mínima devido a condições locais (cm) 23

Tabela 8 – Valores de referência para espessuras de camadas granulares segundo valor de Ev_2 da base e do tipo de camada de base (em cm) 24

Tabela 9 – Características consideradas para a elaboração do catálogo *RStO* 24

Tabela 10 – Variáveis de cálculo – Momentos fletores nas placas de concreto 28

Tabela 11 – Fatores de ajuste do método *RDO Beton* 29

Tabela 12 – Fatores de ajuste de momento por temperatura (Renken *et al.*, 2025) 35

Tabela 13 – Descrição de fatores de correção do $ESAL$ 41

Tabela 14 – Fator de correção por número de faixas Cr 41

Tabela 15 – Fator de correção por largura de faixa Cb 42

Tabela 16 – Fator de correção de número de veículos com pneus de base larga C_{bb} 42

Tabela 17 – Categoria de construção 42

Tabela 18 – Tipos de estradas de rodagem 43

Tabela 19 – Resistência à compressão do concreto quando o teor de ar incorporado < 3 % (MPa) 47

Tabela 20 – Resistência à compressão do concreto quando o teor de ar incorporado ≥ 3 % (MPa) 47

Tabela 21 – Características a flexão do concreto (MPa).....47

Tabela 22 – Valores mínimos de resistência à compressão 47

Tabela 23 – Valores CAM segundo tipo de superfície de rolamento para pavimento com tráfego rodoviário.....51

Tabela 24 – Coeficientes de ajustes para o cálculo de tensão admissível.....52

Tabela 25 – Valores de u associados a risco r 52

Tabela 26 – Valores $-1/b$ e S_N segundo tipo de concreto 53

Tabela 27 – Categorias de tráfego e valor médio geométrico associado ao VDM ...53

Tabela 28 – Valores de S_h para concretos conforme processo construtivo do pavimento (unidades em centímetros) 54

Tabela 29 – Classe de suporte de longo prazo do subleito do pavimento 54

Tabela 30 – Valores de ks considerados em função da capacidade de apoio da plataforma (módulo de resiliência do subleito) 55

Tabela 31 – Situações consideradas no uso de coeficiente kd.....56

Tabela 32 – Valores coeficientes kd 56

Tabela 33 – Distribuição de frequência de carga por eixo (%) para diferentes tipos de rodovias.....60

Tabela 34 – Distribuição de frequências de gradiente de temperatura padrão 61

Tabela 35 – Descrição de coeficientes C1 – C4.....62

Tabela 36 – Valores W empregados nos cálculos 63

Tabela 37 – Parâmetros de entrada para cálculo de tensões por temperatura.....65

Tabela 38 – Critérios de danificação para pavimentos de concreto 71

Tabela 39 – Designação de nível de confiança (R) de projeto segundo categoria da rodovia e seu volume diário médio anual (VDM) 71

Tabela 40 – Espessuras mínimas para camada de base.....73

Tabela 41 – Fator de segurança de carga (LSF) em função do nível de confiança adotado para o projeto 75

Tabela 42 – Valor de fator F1 segundo tipo de eixo.....75

Tabela 43 – Coeficientes $a, b, c, d, e, f, g, h, i,$ e j para cálculo de fadiga para pavimentos sem barras de transferência de cargas.....76

Tabela 44 – Coeficientes $a, b, c, d, e, f, g, h, i,$ e j para cálculo de erosão para pavimentos sem barras de transferência de cargas 77

Tabela 45 – Coeficientes $a, b, c, d, e, f, g, h, i,$ e j para cálculo de fadiga e erosão para pavimentos com barras de transferência de cargas 77

Tabela 46 – Valor de fator F_4 segundo tipo de eixo 78

Tabela 47 – Espessuras mínimas para pavimentos de concreto 79

Tabela 48 – Veículos comerciais considerados na definição do tráfego 82

Tabela 49 – Parâmetros para definição do Tc 82

Tabela 50 – Fator de crescimento anual para tráfego futuro (%) 82

Tabela 51 – Fator de desgaste para projeto 83

Tabela 52 – Parâmetros requeridos para estimar o tráfego de projeto ($\boldsymbol{T}$) 83

Tabela 53 – Porcentual de veículos comerciais na faixa mais carregada 84

Tabela 54 – Categorias de fundação 85

Tabela 55 – Deflexão limite para fundação 87

Tabela 56 – Parâmetros para o cálculo da espessura de pavimento 88

Tabela 57 – Cargas dos veículos transitados nos circuitos do AASHO *Road Test* 94

Tabela 58 – Condições do solo e de clima presentes no AASHO *Road Test* 95

Tabela 59 – Características e propriedades do concreto 95

Tabela 60 – Variáveis influentes dos coeficientes β e ρ 97

Tabela 61 – Parâmetros de entrada das equações AASHO, 1962 99

Tabela 62 – Parâmetros para as equações de dimensionamento AASHO, 1972 ..101

Tabela 63 – Parâmetros para dimensionamento de PCS da AASTHO (1986) 103

Tabela 64 – Parâmetros de entrada das equações AASTHO (1998).....108

Tabela 65 – Descrição dos parâmetros empregados nas Equações 65 a 68 109

Tabela 66 – Parâmetros para cálculo de tensões devido à carga de veículo.....111

Tabela 67 – Comparação entre os guias AASHTO 98 e AASHTO 93 112

Tabela 68 – Fases de dimensionamento de pavimento MEPDG 119

Tabela 69 – Indicadores de degradação em PCS 120

Tabela 70 – Nível hierárquicos dos parâmetros de entrada 121

Tabela 71 – Dados de entrada classificados por hierarquia.....122

Tabela 72 – Critérios de projeto do MEPDG para PCS.....124

Tabela 73 – Nível de confiança recomendados pela classificação de vias 125

Tabela 74 – Tamanho mínimo de amostras (número por dias, por ano).....125

Tabela 75 – Tamanho mínimo de amostras (número por dias por estação) 126

Tabela 76 – Parâmetros de entrada referentes ao tráfego.....126

Tabela 77 – Número de amostras para calibração dos modelos de deterioração de PCS 129

Tabela 78 – Descrição dos índices subscritos referentes às condições de carga .. 130

Tabela 79 – Termos dos parâmetros empregados nas Equações 80 a 83 134

Tabela 80 – Descrição de termos de temperatura empregados na Equação 84 135

Tabela 81 – Valores de LTE efetivos assumidos para diferentes tipos de bases ... 137

Tabela 82 – Descrição de termos empregados nas Equações 86 a 88 138

Tabela 83 – Descrição de termos empregados nas Equações 89 a 92 140

Tabela 84 – Descrição de termos empregados nas Equação 94 141

Tabela 85 – Descrição de termos empregados nas Equação 97 142

Tabela 86 – Descrição de termos empregados na Equação 98 143

Tabela 87 – Programa de avalição baseado nos níveis hierárquicos de entradas para o MEPDG para defini-ção de dados de entrada referentes às camadas do pavimento existente 145

Tabela 88 – Diferenças a considerar entre projeto de PCS novos e *whitetopping* . 146

Tabela 89 – Métodos empregados para o projeto de PCS em alguns países da América Latina de língua espanhola 147

Tabela 90 – Parâmetros de entrada método AASHTO adaptado a condições de Chile 152

Tabela 91 – Parâmetros de entradas da equação principal 153

Tabela 92 – Parâmetros empregados no cálculo de tensões na borda 154

Tabela 93 – Módulos de elasticidade e coeficiente de atrito na base 155

Tabela 94 – Condições climáticas para diferentes zonas do Chile 156

Tabela 95 – Parâmetros de entrada para estimativa de escalonamento 159

Tabela 96 – Classificação de tipos de vias 163

Tabela 97 – Classificação de subleito 163

Tabela 98 – Classificação do tipo de suporte.....163

Tabela 99 – Classificação de concretos pela resistência à tração na flexão.....164

Tabela 100 – Condição de transferência de carga e acostamento 164

Tabela 101 – Catálogo para espessuras de placas de concreto (cm).....165

Tabela 102 – Significado das variáveis e parâmetros dos modelos.....176

Tabela 103 – Formato geral dos modelos para cálculo de tensões 177

Tabela 104 – Coeficientes de regressão para placa não aderida à base cimentada, para emprego na equação de cálculo de tensão na placa de concreto 178

Tabela 105 – Coeficientes de regressão para placa não aderida à base cimentada, para emprego na equação de cálculo de tensão na base de CCR ou BGTC 179

Tabela 106 – Constantes de regressão para tensões em placas sobre bases granulares 181

Tabela 107 – Modelos experimentais de fadiga a serem adotados no dimensionamento 182

Tabela 108 – Diferenciais térmicos de referência (São Paulo, SAD-69, 23°33'44"S; 46°43'39"W) 189

Tabela 109 – Coeficientes para o modelo de placa sobre base cimentada 192

Tabela 110 – Coeficientes de regressão para o modelo de placa sobre base granular 193

Tabela 111 – Tipos de método de projeto por países 195

Tabela 112 – Considerações para projeto de pavimentos de concreto 196

Tabela 113 – Requerimentos e características gerais da estrutura de PCS 198

Tabela 114 – Consideração da resistência do concreto em projeto e espessuras de PCS em países de Europa 203

SUMÁRIO

1 ESTADO DA ARTE SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLES 17
2 UNIÃO EUROPEIA 19
2.1 ALEMANHA 19
2.1.1 O GUIA *RSTO* 19
2.1.2 GUIA *RDO BETON* 27
2.2 BÉLGICA 40
2.3 FRANÇA 48
2.4 HOLANDA 58
3 AUSTRÁLIA 69
4 INGLATERRA 81
5. ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA 90
5.1 AASHO *ROAD TEST* 91
5.2 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLES 98
5.2.1 GUIA PROVISÓRIO DE PROJETO DE 1962 98
5.2.2 GUIA PROVISÓRIO DE PROJETO DE 1972 100
5.2.3 GUIA DE PROJETO AASHTO DE 1986 101
5.2.4 GUIA DE PROJETO AASHTO DE 1993 104
5.2.5 SUPLEMENTO DE GUIA DE PROJETO AASHTO DE 1998 107
5.2.6 MÉTODO EMPÍRICO-MECANICISTA MEPDG (2004 E VERSÕES POSTERIORES) 113
6. AMÉRICA LATINA 147
6.1 ARGENTINA 148
6.2 CHILE 150
6.3 COLÔMBIA 162
6.4 BRASIL 172
7. REQUISITOS DOS MÉTODOS DE PROJETO 195
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 207

1 ESTADO DA ARTE SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLES

Os pavimentos de concretos têm sua origem no século XIX concomitantemente com o desenvolvimento do automóvel como meio de transporte. De fato, Collins e Hart (*apud* Mahyar, 2021), indicam precisamente que Reino Unido teve suas primeiras experiências de pavimentação com concreto, como camadas de revestimento, em Edinburgh, capital da Escócia, no ano de 1872. Posteriormente, em 1876, na cidade de Grenoble (França), construiu-se o primeiro pavimento de concreto (revestimento) conforme alguns relatos acadêmicos (Barjot, 1987; Balbo 2009), em sintonia com Corini (1947) que menciona que na cidade de Grenoble, próxima aos Alpes franceses, havia sido construído um pavimento de concreto em 1876.

No continente americano, nos Estados Unidos da América foi construído um primeiro pavimento de concreto (documentado) na avenida Main Street, em Bellafontaine, Ohio. A via urbana foi construída em 1891 e apresentava 3 m de largura e 67,1 m de comprimento. Esse projeto representou uma referência na engenharia civil, impulsando o estudo do material na pavimentação, e marcando o início do uso do concreto como camada de revestimento nos EUA.

As escolas europeia e americana adotaram enfoques distintos no desenvolvimento das metodologias de projeto de pavimentos de concreto. Essas perspectivas influenciaram a tecnologia de projeto e análise estrutural em várias parte do orbe. O texto que se segue proporciona uma revisão dos métodos de projeto de pavimentos de concreto empregados em diversas partes do mundo, sendo que para alguns casos, foi considerada uma apresentação dos aspetos evolutivos nas normalizações.

Neste estudo em desenvolvimento, para se consolidar o estado da arte mundial sobre dimensionamento de pavimentos de concreto simples, o que inclui evidentemente os whitetoppings (não aderidos) e excluídos os whitetoppings ultradelgados (aderidos), foram selecionados países reconhecidos como referência na área de tecnologia de

pavimentação em concreto. Assim, o presente estudo é circunscrito aos países onde o desenvolvimento da tecnologia foi de fato relevante.

Na Europa, podem ser tomados como referências a França, o Reino Unido, a Alemanha, a Bélgica e a Holanda; na América, os Estados Unidos da América; e, na Oceania, a Austrália. Adicionalmente, apresenta-se uma caracterização geral da realidade observada em alguns países da América Latina.

Para cada país, é apresentada uma síntese do método de dimensionamento adotado, destacando-se suas principais características e particularidades. Por fim, procede-se à comparação sistematizante entre os diferentes métodos analisados.

2 UNIÃO EUROPEIA

2.1 ALEMANHA

Na Alemanha, os primeiros pavimentos de concreto foram construídos em finais do século XIX (Springenschmid *et al*., 1988), sendo que desde primórdios do século XX o país teve preferência pela construção de rodovias em concreto (Balbo, 2009). Esse fato levou evidentemente ao ganho de ampla experiência da construção de pavimentos com o tradicional material de construção civil, em especial o caso de ausência de armaduras, quando se deposita a capacidade estrutural na resistência à tração do concreto.

O método oficial de projeto de pavimentos empregado no país é o Guia *RStO*. O documento estabelece as situações padrão para novas construções e também para reabilitação de pavimentos, por meio de catálogos padronizados, para rodovias em áreas rurais e urbanas.

2.1.1 O Guia *RStO*

O guia *RStO* (*Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen* – “Diretrizes para a padronização da superestrutura de áreas de tráfego”) da *Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen* (FGSV) se apoia na experiência em construção e de desempenho de pavimentos, e também em resultados de pesquisas e análises para diversos tipos de estruturas. O guia também conta com revisões periódicas (*RStO 75*, *RStO 86*, *RStO 01*), sendo a versão *RStO12* (FGSV, 2015) a última publicada.

O manual mirou a criação de estruturas padrões para as vias e áreas trafegáveis empregando estruturas tecnicamente apropriadas e econômicas. Para essa finalidade é apresentado um catálogo com diversas configurações de pavimentos, organizados segundo as camadas que compõem a estrutura.

Para o uso do documento é preciso conhecer o tráfego atuante e suas cargas (expresso em termos de eixos equivalentes a $ESRD$ de 100 kN), as condições do subleito, bem como a condição relacionada com a localização da pista (rural ou urbana). Adicionalmente, o guia define as espessuras de camadas considerando a capacidade estrutural e a resistência ao congelamento.

O procedimento de projeto inicia com cálculo da quantidade de repetições de eixos equivalentes de 100 kN atuantes durante a vida de serviço da pista (geralmente determinado como 30 anos). Os padrões ou níveis de carregamento adotados em projetos são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Categorização do tráfego segundo quantidade de repetições de eixos-padrão

Classe de carga	Tráfego de projeto em eixos equivalentes a $ESRD$ de 100 kN (milhões de eixos)
Bk100	≥32
Bk32	10 a 32
Bk10	3,2 a 10
Bk3.2	1,8 a 3,2
Bk1.8	1,0 a 1,8
Bk1.0	0,3 a 1,0
Bk0.3	≤ 0,3

Considerada a aplicação do pavimento (áreas residenciais, locais, autoestradas, etc.), o guia apresenta a classe de tráfego tipicamente empregada (Tabela 2).

Tabela 2 – Possíveis classes de carga para situações típicas de projeto

Situação típica de projeto	Categoria de via	Classe de carga
Rodovia aberta	VS II, VS III	Bk10 a Bk100
Via de enlace	HS III, HS IV	Bk3.2 a Bk10
Acesso a área industrial	HS IV, ES IV, ES V	Bk3.2 a Bk100
Acesso a área comercial	HS IV, ES IV, ES V	Bk1.8 a Bk100
Rua principal de comércio	HS IV, ES IV	Bk1.8 a Bk10
Rua comercial local	HS IV, ES IV	Bk1.8 a Bk10
Via local de acesso	HS III, HS IV	Bk3.2 a Bk10
Rua principal de vila	HS IV, ES IV	Bk1.0 a Bk3.2
Rua de Vizinhança	HS IV, ES IV	Bk1.0 a Bk3.2
Rua coletora	ES IV	Bk1.0 a Bk3.2
Rua residencial	ES V	Bk0.3 a Bk1.0
Caminho residencial	ES V	Bk0.3

Paras as áreas de tráfego de ônibus, na Tabela 3 são indicadas as classes de carga segundo a quantidade diária de veículos.

Tabela 3 – Tráfego de projeto em áreas de tráfego de ônibus

Carga de tráfego de projeto (ônibus/dia)	Classe de carga
> 1.400	Bk100
425 a 1.400	Bk32
130 a 425	Bk10
65 a 130	Bk3.2
≤ 65	Bk1.8

Os subleitos são classificados em três padrões segundo sua suscetibilidade ao congelamento durante outonos e invernos, tomados como F1, F2 ou F3, e apresentadas no documento ZTV E-StB (FGSV, 2009), conforme discriminado na Tabela 4. Os requerimentos do uso dos tipos de solo são especificados na Tabela 5.

Tabela 4 – Classificação de solos (suscetibilidade ao congelamento)

Classificação	Suscetibilidade ao congelamento	Grupo de solo
F1	Não suscetível	Misturas de cascalho e areia bem graduadas, Misturas de cascalho e areia graduadas intermitentemente, Cascalho bem granulado, Misturas de areia e cascalho graduadas intermitentemente, Misturas de areia e cascalho amplamente graduadas, Areias bem graduadas.
F2	Baixa a moderada	Argilas altamente plásticas, Argilas organogênicas, Solos grosseiros a mistos com misturas de húmus, Solos grosseiros a mistos com formações calcárias e silicosas, Areia-argila, Cascalho-Argila, Areia-silte, Cascalho -silte.
F3	Alta	Argilas ligeiramente plásticas, Argilas de média plasticidade, Siltes ligeiramente plásticos, Siltes de plasticidade média, Siltes plásticos pronunciados, Siltes organogênicos, Areia-argila, Areia-silte, Cascalho-silte.

Tabela 5 – Requerimentos dos solos F1, F2 e F3

Classe de solo	Condições	Requisitos especiais
F1	Solo imediatamente abaixo da estrutura	Não é necessária proteção contra congelamento se profundidade abaixo da superfície for: ≥ 1,2 m (zona de ação de geada I), ≥ 1,3 m (zona II) ou ≥ 1,5 m (zona III)
	Com valores de módulo de resiliente (Ev_2): Ev_2 ≥ 120 MPa (para Bk1.0 a Bk100) ou Ev_2 ≥ 100 MPa (para Bk0.3)	Estrutura pode ser posicionada diretamente sobre a camada de proteção contra congelamento
	Com valores Ev_2 abaixo dos mínimos	Adotar uma das soluções abaixo: - Estabilizar camada do solo F1 - Aplicar camada granular não ligada, com espessura da Tabela 5 sobre o solo F1
F2 e F3	Valores de módulo resiliente (Ev_2) ≥ 45 MPa	Para estruturas totalmente aderidas com solo F3, ou com solos F2 sob umidade crítica, é necessária uma camada de regularização (estabilização) ≥ 15 cm

Para solos classe F2 e F3, a espessura mínima inicial de estrutura do pavimento resistente ao congelamento é defina pela Tabela 6.

Tabela 6 – Espessura mínima do pavimento resistente ao congelamento

	Espessura segundo classe de carga (cm)		
Classe de suscetibilidade	**Bk100 a Bk10**	**Bk3.2 a Bk1.0**	**Bk0.3**
F2	55	50	40
F3	65	60	50

A espessura definida é incrementada ou reduzida, em função da zona climática onde estiver localizada a via a ser pavimentada (zonas I, II ou III), e as condições de umidade e drenagem (Tabela 7).

Tabela 7 – Modificação da espessura mínima devido a condições locais (cm)

Condições de umidade no subsolo		A	B	C	D	E
Ação do congelamento	Zona I	0				
	Zona II	+5				
	Zona III	+15				
Variações climáticas locais	Influências climáticas desfavoráveis (e.g. Localização em cristas de montanhas)		+5			
	Sem influências climáticas especiais		0			
	Influências climáticas favoráveis com construção fechada ao lado da via		–5			
Condições de umidade no subsolo	Sem lençol freático até profundidade ≤ 1,5 m			0		
	Lençol freático permanente ou ocasional > 1,5 m			+5		
Posição vertical da via	Em corte				+5	
	Nível do terreno até aterro ≤ 2,0 m				0	
	Aterro > 2,0 m				–5	
Drenagem da pista / execução de áreas de borda	Drenagem por valas, canais ou inclinações					0
	Drenagem com canais, tubulações e drenos					–5

O catálogo de projeto especifica que a espessuras da estrutura do pavimento resistente ao congelamento sobre solos F2 e F3 são sujeitas a incrementos de 10 cm. Se a definição da espessura mínima contra congelamento resulta em uma espessura diferente daquela indicada no catálogo, a maior espessura deve ser adotada.

Qualquer estabilização do solo na zona superior do subleito, suscetível ao congelamento, pode ser contabilizada na espessura da estrutura do pavimento resistente à geada, até um valor máximo de 20 cm. Se for realizada uma melhoria do solo e não sua estabilização, em espessura ≥ 25 cm, o subleito passa a ser classificando como F2, suscetível ao congelamento.

Dependendo da capacidade de suporte do subleito ou da camada de revestimento contra congelamento, os valores aproximados para as espessuras da camada granular podem ser obtidos na Tabela 8.

Tabela 8 – Valores de referência para espessuras de camadas granulares segundo valor de Ev_2 da base e do tipo de camada de base (em cm)

Tipo de fundação		Subleito							Camada de proteção contra congelamento				
Ev_2 na fundação (MPa)		45				80			100			120	
Ev_2 na superfície da camada (MPa)		≥ 80	≥ 100	≥ 120	≥ 150	≥ 100	≥ 120	≥ 150	≥ 120	≥ 150	≥ 180	≥ 150	≥ 180
Tipo de base	Base de brita triturada	15*	15*	25	35**	—	20	25	15*	20	30	15*	20
	Base de cascalho	15*	15*	30	50**	—	25	35	20	30	X	20	X
	Camada proteção contra geada (predominante mente brita triturada)	15*	20	30	X	15*	25	X	X	X	X	X	X
	Camada de proteção contra geada (predominante mente material não triturado)	20	25	35	X	—	—	X	X	X	X	X	X

Nota: X indica combinações não possíveis; - indica combinações pouco habituais; 15* (cm) espessura mínima, ** menor espessura possível segundo experiência local.

Para o caso de pavimentos de concreto é assumido o uso de barras de transferência de cargas nas juntas transversais e de barras de ligação nas juntas longitudinais. Outras características tomadas como base para os catálogos são apresentadas na Tabela 9. Na Figura 1 é apresentado o catálogo com estruturas de pavimento de concreto da FGSV.

Tabela 9 – Características consideradas para a elaboração do catálogo *RStO*

Classe de carga	Largura da placa (m)	Comprimento típico da placa (m)
Bk3.2 a Bk100	4,0 a 4,5	5
Bk0.3 a Bk1.8	4,0 a 4,5	3 a 4
Todas as classes de carga	3,0 a 4,0	4

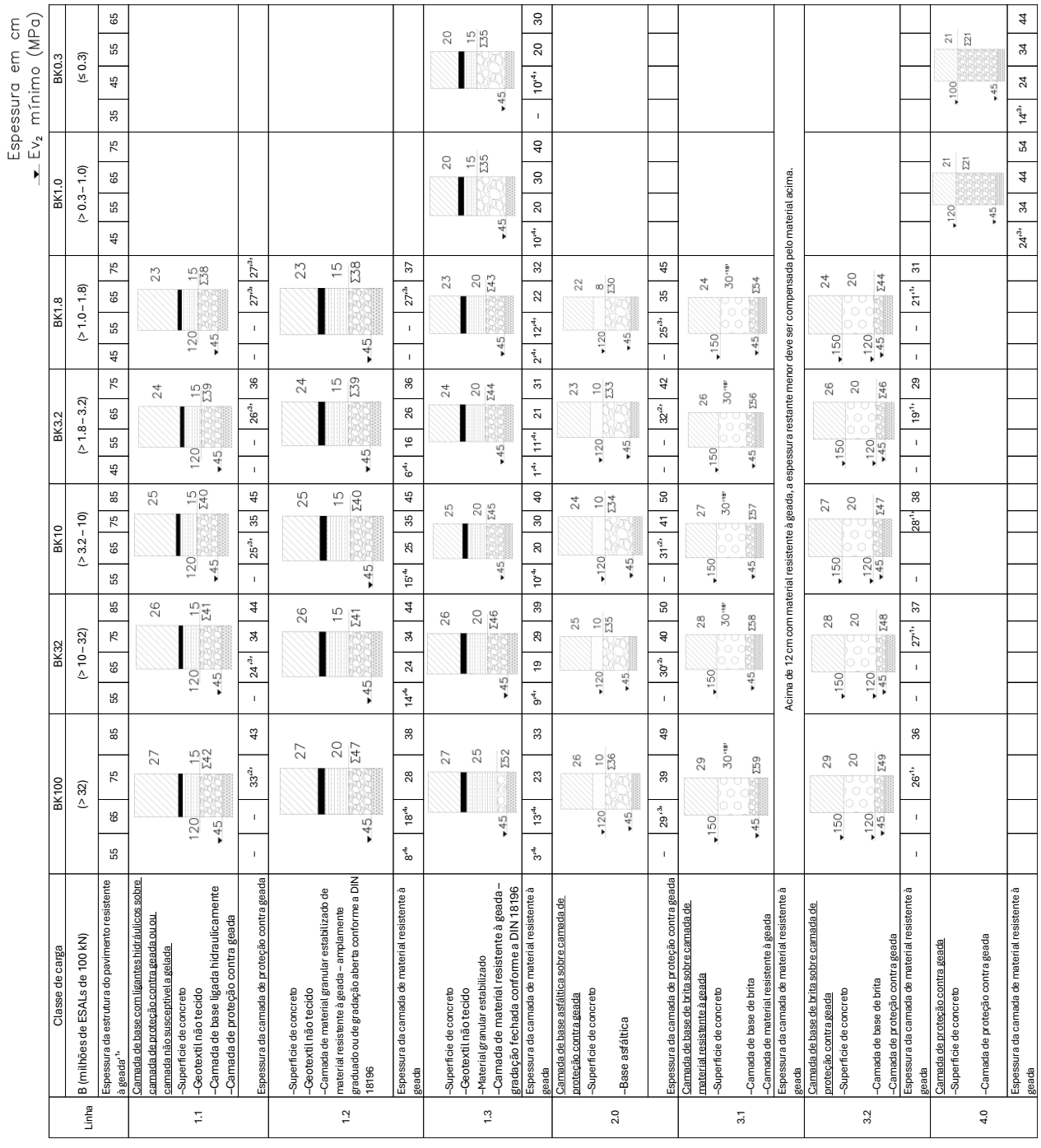


Figura 1 – Catálogo de projeto *RStO* para pavimentos de concreto

Os números sobrescritos junto a alguns valores de espessuras e descrições de camada, na Figura 1, devem ser interpretados conforme se segue:

1. Para outras espessuras da estrutura do pavimento resistente ao congelamento, a espessura da camada de proteção ou da camada de material resistente ao congelamento também precisa ser ajustada ou recalculada (ver Tabela 8).
2. Com cascalho, aplicável somente com experiência local.
3. Aplicável somente com brita e experiência local.
4. Deve ser executado apenas se o material resistente ao congelamento e o material a ser estabilizado forem instalados como uma única camada.
5. Em lugar do uso de geotêxtil pode ser adotada uma camada intermediária asfáltica.
6. Com experiência local, 25 cm.

Em caso de se realizar uma reabilitação com camada de concreto (tipo *whitetopping*) deverão ser satisfeitos os requerimentos de capacidade de suporte, drenagem e resistência ao congelamento apresentados nos casos de pavimentos de concretos novos.

A guia *RStO* estabelece que outras soluções podem ser projetadas empregando o guia analítico (empírico-mecanicista e racional) para dimensionamento de estruturas de pavimentos, o que se trata na sequência.

2.1.2 Guia *RDO Beton*

No caso de pavimentos de concreto, o documento oficial para projeto racional e pormenorizado é o manual da *RDO Beton (Richtlinie für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau* – 'Diretrizes para o dimensionamento computacional de lajes de concreto na superestrutura'*)*. A versão RDO Beton 24, publicado em 2024, substitui a versão de 2009, sendo de uso obrigatório quando se emprega o método *RDO* em contratos convencionais do governo alemão.

O guia *RDO Beton* (FGSV, 2024) deve ser empregado para os casos dos pavimentos na classe de carga Bk100, a partir de solicitações para dimensionamento (B) de 100 milhões de repetições do eixo-padrão de 100 kN, bem como nos casos com geometrias de placas que não são contempladas pela *RStO* (FGSV, 2015) – descrita no item 3.1.1 anterior -.

A metodologia *RDO Beton* aplica um método semiprobabilístico, adotando fatores de segurança, que consideram as diferentes dispersões das variáveis de cálculo. Os fatores de segurança variam conforme o nível de segurança exigido.

Os dados de entrada são classificados como dados de tráfego, de condições climáticas, de características da geometria e do material (Tabela 10). O procedimento de cálculo se pauta pela determinação dos momentos fletores atuantes e resistentes das placas de concreto, de modo similar ao realizado em cálculos relacionados a estruturas de concreto.

Tabela 10 – Variáveis de cálculo – Momentos fletores nas placas de concreto

Momento Atuante		**Momento Resistente**	
Cargas de tráfego	Condições climáticas	Propriedades dos materiais	Propriedades de construção
Carga máxima da roda	Hidrogramas anuais de longo prazo	Resistência à tração	Capacidade de carga, adaptabilidade, resistência à erosão da base
Composição do tráfego	Curvas diárias de distribuição de temperatura	Módulo de elasticidade em tração do concreto	Dimensões da placa
Eixo de referência	Deformação da placa devido à distribuição irregular de umidade	Coeficiente de Poisson	Transmissão de força de cisalhamento nas juntas
Número de repetições de eixos equivalentes	Hidrogramas locais	Resistência à fadiga em tração	Variação da espessura de placas devidas ao processo construtivo
Tipos de pneus	Coeficiente de expansão térmica do concreto		
Pressões de contato			
Velocidade de projeto			
Fatores de choque em função da velocidade da carga e planicidade			

Considerando o efeito das variáveis de projeto, são empregados os fatores de ajuste constantes na Tabela 11. Esses fatores influenciam direta ou indiretamente o dimensionamento da estrutura.

Como dito, o princípio básico do cálculo é a confrontação entre os momentos atuantes (M_{ED}) e os momentos resistentes (M_{RD}) – ver Figura 2 -. As condições de estados limites últimos (para dimensionamento de estruturas de concreto) associadas ao desempenho do pavimento podem ser classificadas em três categorias distintas.

i. O estado limite último (ELU), associado à capacidade de suporte e falhas estruturais, tais como fissuração transversal e degraus nas juntas.

ii. O estado limite de utilização (SLS) associado a desempenho referente a falhas funcionais, caracterizadas principalmente pela irregularidade longitudinal da superfície de rolamento.

iii. Finalmente, a condição de fadiga associada à capacidade do pavimento em suportar tensões repetitivas ao longo do horizonte de projeto, decorrentes da sucessiva aplicação de cargas (também associado ao estado limite último, ELU).

Tabela 11 – Fatores de ajuste do método *RDO Beton*

Fatores de ajuste		
Tráfego	g_{E1}	Fator de tipo de pneu
	g_{E2}	Fator de carga de roda considerando roda padrão
	g_{E3}	Fator de carga de roda caso especial
	g_{E4}	Fator de componente dinâmico
	g_{EK}	Fator de pressão de contato
Temperatura	m_{t1}	Distribuição de tráfego ao longo do dia
	m_{t2}	Formato de placas
	m_{t3}	Área de temperatura mensal
Placa	m_{bL}	Fator de suporte
	m_{bA}	Fator de contato
Construção	m_{bD}	Transmissão de força transversal
	g_q	Fator de distribuição lateral
Propriedades do concreto	K_{bt}	Fator de distribuição de resistência do material
	K_{bn}	Fator do pós-endurecimento do material
	g_{tot}	Fator relacionado com o acúmulo lento de deformação sob estresse de temperatura

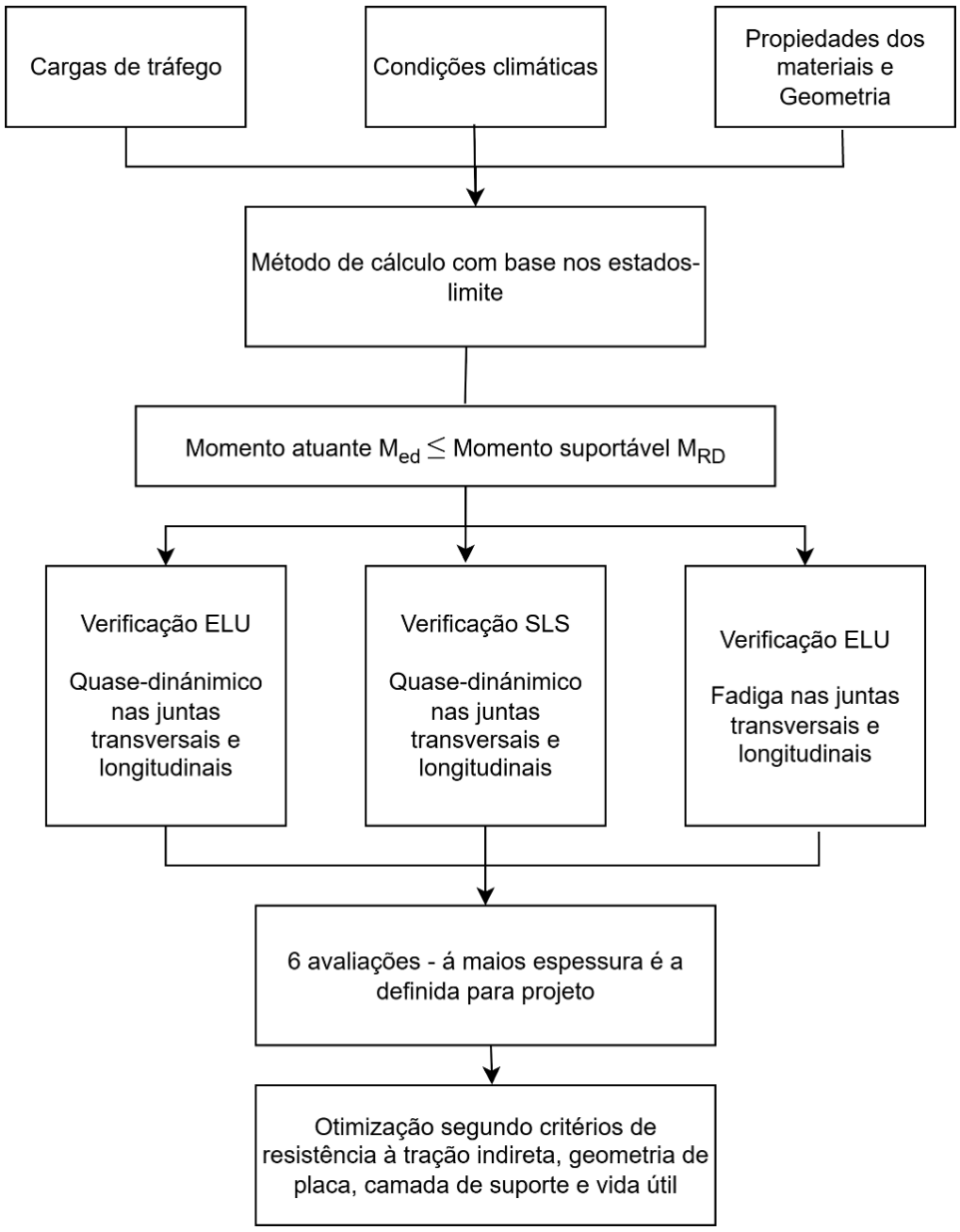


Figura 2 – Fluxograma de projeto de pavimentos de concreto do *RDO Beton*

O justo dimensionamento é atendido quando a soma do momento atuante devido à carga de tráfego e do momento atuante devido à carga térmica[1] for menor ou igual ao momento resistente (Equação 1).

$$M_{EV} + M_{ET} \leq M_{RD} \qquad \text{(Equação 1)}$$

Cada condição é avaliada para a posição de carga na borda longitudinal e a junta transversal. Portanto, os momentos fletores são avaliados em seis casos diferentes.

Quando o estado-limite último (ELU) é ultrapassado, ocorreria a falha estrutural e a placa de concreto romperia. Ao ultrapassar o estado-limite de utilização (SLS) não há falha estrutural, mas as deformações, aberturas de fissuras, tensões ou momentos ultrapassam valores admissíveis, tornando a estrutura inadequada para o uso previsto.

A verificação da durabilidade é realizada no contexto do *RDO-Beton* (não há modelos empíricos disponíveis para tanto), sendo que o foco do método de dimensionamento está principalmente no cumprimento de regras construtivas, na garantia de qualidade dos materiais e em uma boa execução da obra (Kathmann *et al.*, 2022).

O momento resistente (M_{RD}) é obtido assumindo que as tensões normais planas estão distribuídas linearmente ao longo da espessura e que se apresentam nulas à meia-altura da placa (plano neutro). O momento resistente M_{RD} representa o instante onde o estado-limite ocorre, i.e., quando a tensão máxima σ_{max} se iguala à resistência de cálculo f_d. A Equação 2 apresenta a definição de M_{RD} em relação à espessura do pavimento do concreto (hd) e à resistência do concreto baseado no ensaio de resistência à tração indireta (*Brazilian test* ou *split test*).

$$M_{RD} = 0{,}167 \cdot h_d^2 \cdot f_d \qquad \text{(Equação 2)}$$

[1] Fica cristalino aqui o emprego de tensões de cálculo devidas a diferenciais térmicos no método federal da Alemanha, o que tem sua origem nos trabalhos de pesquisa do Prof. Josef Eisenmann na Universidade de Munique nos anos 1970 e 1980.

O valor de resistência do concreto f_d varia dependendo do tipo de análise (tipo de projeto) e da resistência de cálculo primária f_{do}. Portanto não é previamente fixada em 4 ou 5 MPa à tração na flexão como os engenheiros alemães faziam há quase um século atrás – a resistência é uma decisão do projetista e aberta a tecnologias de mistura de concreto contemporâneas, inclusive a necessidades de liberação da pista ao tráfego).

O momento autente (M_E) é considerado como a somatória do momento gerado pelo tráfego (M_{EV}) e o momento gerado pelo diferencial de temperatura existente de modo inexorável ao longo da profundidade (espessura) da placa do pavimento de concreto (M_{ET}) (Equação 3).

$$M_E = M_{EV} + M_{ET} \qquad \text{(Equação 3)}$$

O cálculo da parcela do momento produzido pelas cargas de rodas (M_{EV}) se pauta pela equação de tensão para carga na borda da junta proposta por Westergaard (1948)[2] abaixo reproduzida na Equação 4.

$$\sigma_V = \frac{3(1+v)}{\pi(3+v)h^2} F \left[lnln\left(\frac{Eh^3}{100kb^4}\right) + 1{,}84 - \frac{4}{3}v + \frac{1-v}{2} + 1{,}18(1+2v)\frac{b}{l} \right] \qquad \text{(Equação 4)}$$

Onde F é a carga da roda, E o modulo e elasticidade do concreto, h a espessura da placa, k o módulo de reação do subleito, b é o raio de contato da roda equivalente, l o raio de relativa rigidez e v o coeficiente de Poisson (assumido pelo método como 0,20).

[2] É digno de nota aqui essa limitação do método de cálculo do efeito da carga de rodas, pois a equação de borda indicada, para carga atuando na borda, refere-se a uma tensão crítica quando não há barras de transferência de cargas em juntas transversais, o que não ocorre por imposição da própria norma. Constitui assim uma limitação do método, que recai sobre a mesma prática do método da *Portland Cement Association* de 1966.

O momento gerado na placa pode ser definido como a integral da tensão em sua seção transversal, como indicado na Equação 5.

$$M = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma z dz \qquad \text{(Equação 5)}$$

O momento devido a tensões causadas pela carga (P) pode ser representado conforme Equação 6.

$$M_{EV} = P\left[0{,}55lo_{10}\left(\frac{l}{b}\right) + 0{,}1\left(\frac{r}{b}\right) - 0{,}011\right] \qquad \text{(Equação 6)}$$

O raio de rigidez relativa (l) e o raio de roda de contato equivalente de roda (b), são calculados empregando as Equações 7 e 8.

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-v^2)k}} \qquad \text{(Equação 7)}$$

$b = \sqrt{1{,}6r^2 + h^2} - 0{,}675h$; para a < 1,724 h (mm) (Equação 8)

No caso em que o raio da roda (a) supera o valor 1,724h (a > 1,724 h), o valor de b será igual a raio de roda (a).

A abordagem acima descrita é bastante convencional, analítica, que exige simplificações por vezes inverossímeis. Daí decorrem os ajustes que se seguem, em geral, de natureza empírica.

Para considerar o tipo de apoio e qualidade de transferência de carga, o valor de M_{EV} deve ser ajustado. Para tanto, são aplicados os fatores de ajuste m_{bL} (fator de ajuste por tipo de suporte) e m_{bD} (fator de ajuste por transferência de carga), resultado na equação ajustada de cálculo de momento devido a carga (Equação 9).

$$M_{EV} = m_{bL} \cdot m_{bD} \cdot F \cdot 1000\left[0{,}55lo_{10}\left(\frac{l}{b}\right) + 0{,}1\left(\frac{r}{b}\right) - 0{,}011\right] \qquad \text{(Equação 9)}$$

A carga térmica gerada pelo diferencial de temperatura (ΔT, entre a superfície e o fundo da placa de concreto) na espessura da placa, emprega a proposta do Prof. Eisenmann, quando o perfil de temperatura é idealizado como linear (Kathmann *et al*., 2022). A tensão por carga de tráfego (s_v) e a resistência de projeto não são afetadas pelas variações climáticas. Unicamente a tensão gerada pelo gradiente de temperatura (s_w) é função da distribuição de temperatura, e precisa ser recalculado constantemente.

Se a placa de concreto for aquecida na parte superior, ela tende ao empenamento. Esse empenamento é contrabalançado pelo próprio peso da placa, o que provoca a um momento fletor. Isso gera tensões de tração por flexão na face inferior da placa (tensões de empenamento). O processo de cálculo das tensões por temperatura (s_w) parte simplesmente da lei de Hooke, tomadas as deformações (Equação 10).

$$\sigma = E\epsilon = E\alpha_{cT}\Delta T \qquad \text{(Equação 10)}$$

onde ΔT pode ser calculado considerando um comportamento linear, relacionado o gradiente de temperatura ($\delta T = \Delta T/h$) e a espessura de placa (z) (Equação 11).

$$\Delta T = \delta T \cdot z \qquad \text{(Equação 11)}$$

Desprezando as tensões devido à deformação restringida, obtém-se a tensão normal distribuída linearmente ao longo da altura (z) (Equação 12).

$$\sigma(z) = -E\alpha_{cT}\delta T z \qquad \text{(Equação 12)}$$

A integração da tensão da como resultado o momento gerado por gradiente de temperatura para $z = \pm h/2$, o valor extremo positivo obtido corresponde a tensão por temperatura (Equação 13).

$$\sigma_w = E\alpha_{cT}\frac{h\cdot\delta T}{2} \qquad \text{(Equação 13)}$$

A integração da tensão da como resultado o momento gerado por gradiente de temperatura (Equação 14).

$$M_{ET} = \alpha_{cT} \cdot E_{ctm} \cdot \frac{h_d^3 \cdot \delta T}{12} \quad \text{(Equação 14)}$$

Onde α_{cT} corresponde ao coeficiente de expansão térmica e E_{ctm} representa o modulo de elasticidade do concreto.

A equação de momento por temperatura deve ser ajustada pelos fatores apresentados na Tabela 12, obtendo-se a Equação 15.

Tabela 12 – Fatores de ajuste de momento por temperatura (Renken *et al*., 2025)

Fator	Descrição
γ_{tot}	Consideração da redução do módulo de elasticidade do concreto devido à relaxação
m_{T1}	Ajuste para a sobreposição da solicitação térmica e do tráfego pesado em determinados horários do dia
m_{T2}	Ajuste da carga para as dimensões reais da placa, partindo do comprimento crítico
m_{T3}	Ajuste do gradiente de temperatura para diferentes zonas térmicas (atualmente desativado, com valor fixo m_{T3}= 1,0)

$$M_{ET} = \alpha_{cT} \cdot \gamma_{tot} \cdot E_{ctm} \cdot \frac{h_d^3 \cdot m_{T1} \cdot m_{T2} \cdot m_{T3} \cdot \delta T}{12} \quad \text{(Equação 15)}$$

O método *RDO Beton* baseia-se em dados de pesagem por eixo da Agência Federal de Estradas da Alemanha, estudos da RWTH Aachen sobre a carga dinâmica e pesquisas da CONTI sobre a relação entre a carga por roda e a pressão de enchimento do pneu. Também utiliza o trabalho de Müller/Pfeifer para determinar a distribuição dos momentos, especialmente em cargas aplicadas na borda da placa.

Para os fatores de ajuste para cargas térmicas foram analisados gradientes de temperatura reais (medidos em pistas), conforme a espessura da placa e a variação da temperatura do ar. Os fatores de ajuste para o concreto (módulo de elasticidade) foram obtidos por meio de análises estatísticas de testes práticos e projetos de pesquisa (Villaret *et al*., 2019).

O modelo exige idealizações que limitam a precisão dos resultados. Entre os aspectos limitantes está o fato de que o cálculo é viável apenas para placas com geometria próxima a retângulos ou quadrados; a transferência de força cortante entre placas contíguas é simplificada por meio de um fator de redução de tensões; o efeito da base é descrito apenas sob a suposição teórica de separação completa (não aderida), mantido o atrito entre as camadas em suas interfaces; e as deformações da placa relacionadas à umidade e à temperatura só podem ser analisadas se forem adotadas de modo idealizado, diga-se, hipotético (Villaret *et al*., 2019).

Em relação aos aspectos limitantes do método, o Instituto Federal de Pesquisa Rodoviária de Alemanha (*Bundesanstalt für Straßenwesen*) tem se interessado pela questão do tratamento das condições climáticas e seu efeito nos pavimentos de concreto (Spilker, 2025), reconhecendo a necessidade de um método padronizado e preciso para medir o coeficiente de expansão térmica (CET) dos concretos utilizados em rodovias alemãs.

Argumentam que os valores atualmente empregados no dimensionamento e na avaliação de pavimentos baseiam-se em dados gerais da década de 1960, e que, portanto, não refletem adequadamente os materiais modernos. Um conhecimento preciso do coeficiente de expansão térmica é relevante para a durabilidade dos pavimentos de concreto, uma vez que influencia diretamente as deformações e tensões, e o movimento das juntas.

Diante da ausência de um procedimento normatizado na Alemanha para medir o coeficiente de expansão térmica do concreto, foram desenvolvidas e analisadas duas abordagens de ensaio, empregando um extensômetro com relógio comparador digital e transdutores de deslocamento.

Medições realizadas em 58 trechos de autoestradas em concreto na Alemanha (cerca de 40 % do sistema é pavimentado em concreto) mostraram que o coeficiente de expansão térmica do concreto de pavimento varia no intervalo de 7,4 X 10^{-6}/C a 12,2 X 10^{-6}/C. Esse resultado significa que o valor de referência padrão utilizado no dimensionamento, 11,5 X 10^{-6}/C, foi ultrapassado em 7,5 % dos concretos analisados. Esses casos correspondem, principalmente, a concretos produzidos com britas ricas em quartzo, o que sugere um risco de subestimação das tensões e, consequentemente, um possível subdimensionamento do pavimento[3].

O documento aponta que os valores de coeficiente de expansão térmica disponíveis na literatura devem ser utilizados apenas como orientação geral e com cautela. Além disso, ressalta que não existem dados confiáveis para britas de composição heterogênea, comuns na construção de rodovias.

Renken *et al*. (2025) apresentam estudo para adaptar o método de projeto de pavimentos de concretos às mudanças climáticas. Com essa finalidade foi elaborada um banco de dados baseado em informações climáticas atuais e previsões futuras. O documento reconhece que a radiação solar de ondas curtas (SSR) e que a temperatura atmosférica a 2 metros de altura (T2M) são cruciais para calcular a carga térmica nos pavimentos de concreto, pois formam a base para todos os cálculos subsequentes.

[3] É digno de nota nesse ponto a necessidade de normalização e de estudos sobre o comportamento do coeficiente de expansão térmica de concretos para finalidades de pavimentação, quando o material fica brutalmente sujeito às ações ambientais. Essa necessidade de boa caracterização desse parâmetro já havia sido identificada nos anos 1980 pelo *Florida Department of Transportation* nos EUA, por meio de trabalhos realizados conjuntamente com a Universidade da Flórida em Gainesville.

A esse respeito, foi desenvolvido um modelo de perda de vida de serviço em função do SSR (radiação solar de ondas curtas) e a temperatura atmosférica (T2M), conforme se segue.

$$\Delta SL = 2{,}78 * SSR + 6{,}88S * T2M \qquad \text{(Equação 16)}$$

Adicionalmente, foram desenvolvidos mapas climáticos (denominados KiST Map) regionais. Os mapas para pavimentação em concreto fornecem uma orientação importante para minimizar danos futuros e adaptar a pavimentação de concreto de forma mais eficaz às condições climáticas esperadas *(Renken et al.,* 2025). Com a inclusão dos mapas, é esperado que o planejamento e execução das obras de construção e manutenção sejam ajustados às exigências e riscos específicos de cada região[4].

Há que se considerar aqui, ao final, de que ocorrem atualmente esforços na Alemanha para a inovação e melhoria substancial nos modelos de cálculo de tensões em pavimentos de concreto, o que se discorre na sequência.

Nos últimos anos, o Instituto Federal de Pesquisa Rodoviária de Alemanha (*Bundesanstalt für Straßenwesen*) tem desenvolvido projetos para aprimorar a análise de pavimentos de concretos. Villaret *et al*. (2019) desenvolveram e validaram um modelo de cálculo baseado no *Método dos Elementos Finitos* (MEF) para o dimensionamento de pavimentos de concreto em rodovias. O objetivo foi superar as limitações dos métodos analíticos apresentados no *RDO Beton 09*.

[4] A determinação de clusters e zonas homogêneas climáticas é essencial para a normalização federal haja vista a impossibilidade de aferição pormenorizada para cada projeto no território nacional.

Foram testados modelos 2D e 3D para placas e o subleito. Concluiu-se que um modelo volumétrico (semiespaço elástico com caracterização de seu módulo de resiliência), considerado como camada subleito, era o modelo teórico mais adequado para a simulação das condições de apoio em detrimento ao sempre problemático 'módulo de reação do subleito' e suas hipóteses por demais simplificadoras.

O modelo de referência adotado consiste em um sistema de nove placas de concreto, lado a lado), três por faixa, modeladas em 3D com elementos sólidos de 20 nós, o que permite capturar as respostas estruturais em flexão com maior precisão. O modelo inclui um bloco volumétrico para a camada de base, barras de transferência de carga e de ligação modeladas com elementos de viga de 3 nós, além de uma definição de contato que possibilita o levantamento das placas em relação ao subleito devido a deformações térmicas (empenamento).

O *solver CalculiX* foi selecionado por seu alto desempenho computacional, sua compatibilidade com o formato de arquivo do software comercial *ABAQUS* (o que facilita comparações), além de sua boa documentação em inglês e versões estáveis para Windows e Linux.

O modelo FEM foi integrado ao software de dimensionamento AWDSTAKO. Para isso, foram desenvolvidos um pré-processador, que gera automaticamente o modelo FEM a partir dos dados fornecidos pelo usuário, e um pós-processador, que extrai e analisa os resultados. O cálculo pelo FEM substitui as antigas fórmulas analíticas de Westergaard e Eisenmman, mas o restante do processo de dimensionamento permanece inalterado para o usuário.

Kathmann *et al*. (2022) desenvolveram uma aplicação de software de código aberto, fácil de usar, para o dimensionamento de pavimentos de concreto para rodovias, seguindo as diretrizes da *RDO Beton*. A aplicação foi concebida para ser de código aberto (publicada sob a licença GPLv3) e programada em JavaScript, a fim de garantir sua fácil manutenção, modificação e extensibilidade no futuro.

O programa foi projetado como uma aplicação *web* que pode ser executada em qualquer navegador moderno. Isso assegura que todos os usuários trabalhem sempre com a mesma versão atualizada e não exige direitos de administrador para sua utilização. Os dados do projeto são carregados e salvos em formato JSON, por ser um formato considerado capaz de garantir transparência e facilitar a interoperabilidade.

2.2 BÉLGICA

A história do uso de pavimentos de concreto no país remonta a 1925, com a construção de um pavimento de placas de concreto na *Dreve de Lorrine,* no sul de Bruxelas. Essa pista construída na década de 20 continuava operacional 67 anos depois (USTech, 1992). Dos 1.631 km de rodovia existentes (na época), 645 km consistiam em pavimentos de concreto, sendo principalmente pavimentos de concreto continuamente armado (CRCP). Nesse contexto, a Bélgica é uns dos países europeus que adoptou de forma mais ampla o uso do material. De fato, Houben (2009b) indica que os pavimentos de concreto representavam 35 % da rede rodoviária do país.

Atualmente, a metodologia de projeto de rodovias de concreto PCS é oferecida oficialmente no documento *Vademecum Standaardstructuren* - “Manual de Estruturas-padrão” (Agentschap Wegen & Werkeer, 2023). A finalidade do método é selecionar, segundo o nível de tráfego da rodovia, uma estrutura de pavimento dentre as alternativas propostas no catálogo oferecido no documento.

O tráfego é trabalhado seguindo o conceito de eixos equivalentes a $ESRD$ de 100 kN (Equação 17).

$$ESAL = ESAL_0 \cdot C_r \cdot C_b \cdot C_{sn} \cdot C_{bb} \cdot C_{wr} \quad \text{(Equação 17)}$$

Os coeficientes C_r, C_b, C_{sn}, C_{bb}, C_{wr} consistem em fatores de correção que ajustam o $ESAL$ (número N referente a $EDRD$ de 100 kN) segundo condições encontradas em pista. A Tabela 13 apresenta a descrição de cada fator.

Tabela 13 – Descrição de fatores de correção do $ESAL$

Coeficiente	Descrição
C_r	Correção pelo número de faixas (Tabela 14)
C_b	Correção por largura de faixa (Tabela 15)
C_{sn}	Correção por velocidade de projeto
C_{bb}	Correção por veículos com pneus de base larga (Tabela 16)
C_{wr}	Correção por tráfego em curvas

O parâmetro $ESAL_0$ corresponde ao número de eixos equivalentes a $ESRD$ de 100 kN para o período de projeto (fixado em 30 anos para pavimentos de concreto) considerando apenas o espectro de carga por eixo misto dos veículos pesados (Equação 18).

$$ESAL_0 = SPEC \cdot N_{axle} \cdot N_{trucks} \quad \text{(Equação 18)}$$

Na Equação 18 o parâmetro SPEC representa o valor do espectro de carga por eixo misto, com base da “regra da quarta potência” (para equivalência entre cargas – AASHTO), e tem um valor a 0,2597. N_{axle} representa o número médio de eixos de um caminhão e N_{trucks} representa o número calculado de caminhões para o período de projeto (30 anos para pavimentos de concreto).

Tabela 14 – Fator de correção por número de faixas Cr

Números de faixas	Cr
1	1,00
2	0,93
3	0,86
4 ou mais	0,80

Tabela 15 – Fator de correção por largura de faixa Cb

Estradas largas		Estradas estreitas	
Largura da Pista (m)	C_b	**Largura da Pista (m)**	C_b
3,75	0,75	5,0	0,50
3,50	0,85	4,5	0,55
3,25	0,95	4,0	0,65
3,0 ou menos	1,00	3,5	0,85
		3,0	1,00

Tabela 16 – Fator de correção de número de veículos com pneus de base larga C_{bb}

Número de veículos com pneus de base larga	C_{bb}
0 %	1,00
0,1 %	1,08
0,2 %	1,16
0,3 %	1,25
0,4 %	1,33

No que tange ao fator de correção por velocidade de projeto (Csn) e ao fator de correção por tráfego intenso (C_{wr}), a guia estabelece o valor de 1,0 para o caso de projeto de pavimentos de concreto. Ao empregar o catálogo de projeto de estruturas de pavimentação e definir as espessuras das camadas, deve ser identificada a categoria de construção associada ao nível de tráfego. Cada categoria de construção agrupa uma faixa de repetições de eixos equivalentes (Tabela 17).

Tabela 17 – Categoria de construção

Categoria de construção	$ESAL$* (×10^6)
B1	< 128
B2	< 64
B3	< 32
B4	< 6
B5	< 8
B6	< 4
B7	< 2
B8	< 1
B9	< 0,5
B10	< 0,25
BF	–

*eixos $ESRD$ de 100 kN

O guia estabelece que as categorias de construção compreendidas entre a B1 a B9 são elegíveis para pavimentos de rodoviários (Tabela 18).

Tabela 18 – Tipos de estradas de rodagem

Tipo de estrada	Categorias de construção
Rodovias	B1, B2, B3
Estradas primárias	B4, B5
Estradas secundárias	B6, B7, B8
Estradas rurais	B9
Ciclovias	B10, BF

Na Figura 3 é apresentado o catálogo de estruturas para projetos de pavimentos em concreto. Deve ser observado que para as categorias B1, B2 e B3 não são empregados pavimentos de concreto simples. Soluções de pavimentação em concreto, nesses casos, obriga o emprego e pavimentos de concreto com armadura contínua – CRCP - (Holanda e Bélgica são tradicionais usuários de CRCP para tráfego pesado desde os anos 1960).

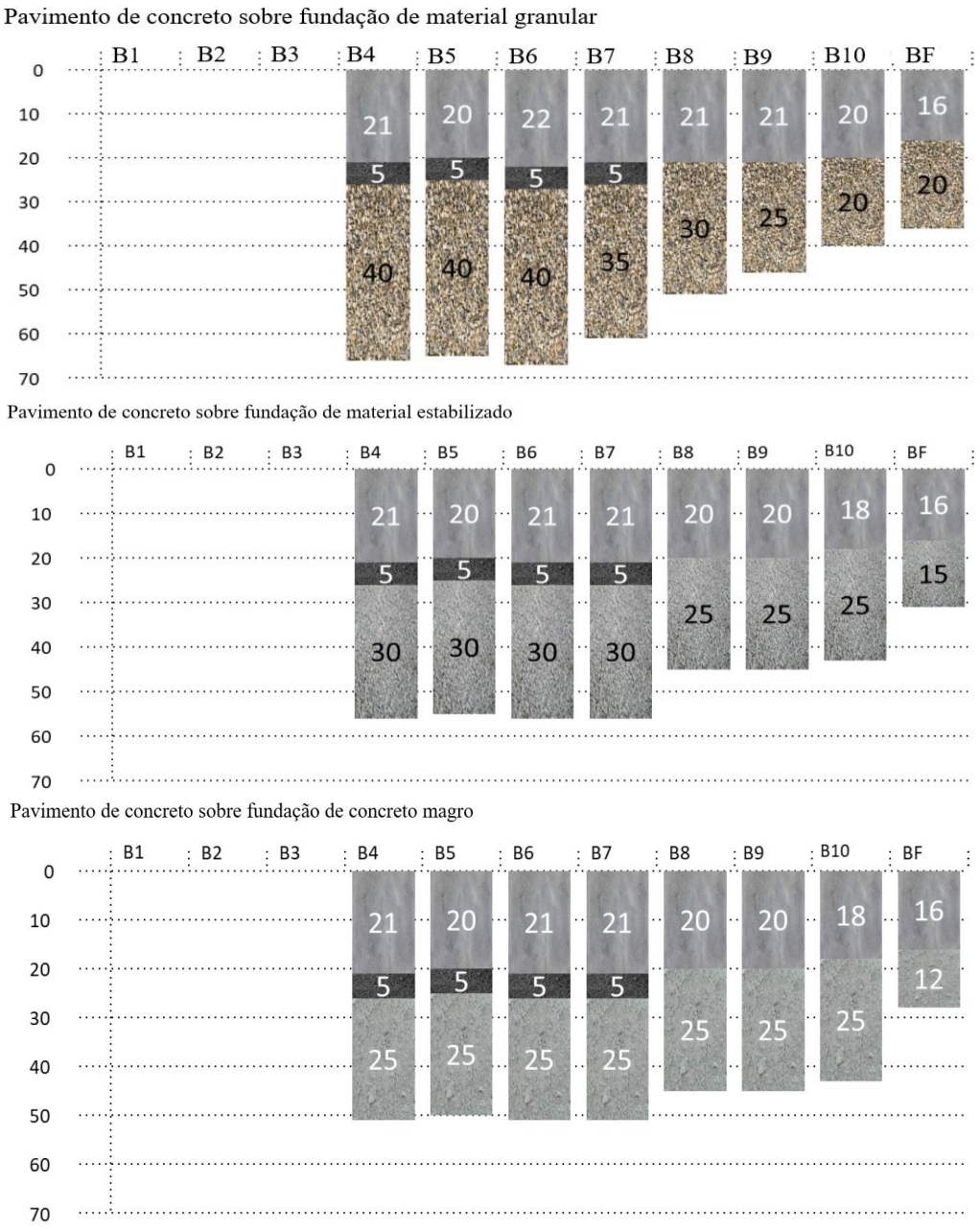


Figura 3 – Catálogo de projeto para placas de concreto (espessuras em cm)

A estrutura deve ser ajustada levando em conta a vulnerabilidade do subleito ao congelamento. Portanto, uma camada anti-congelamento de espessura D_v é defina considerando a penetração de gelo (I) (Equação 19).

$$D_v = 5\sqrt{I} \qquad \text{(Equação 19)}$$

O índice de geada (I) representa o número de graus-dias entre o máximo e o mínimo da curva cumulativa de graus-dias que caracteriza a intensidade e a duração da geada. Em princípio, é utilizado o índice de geada decenal, que é o índice máximo de geada que ocorre em um período de recorrência de 10 anos. O índice de geada depende da localização geográfica da estrada, por óbvio, embora seja um país de dimensões territoriais restritas.

A espessura da base (D_{OF}) é calculada de forma que a espessura padrão D_{V+F} (soma de espessura de pavimento e base) seja pelo menos a espessura livre de geada (Equação 20).

$$D_{OF} = D_v - D_{v+F} \qquad \text{(Equação 20)}$$

O manual (ou guia de projeto) estabelece que o subleito deve ter um módulo de resiliência mínimo de 17 MPa[5], obtido pelo ensaio de prova de carga sobre placa estática[6]. Em relação à camada de base para pavimentos de concreto, ela deve apresentar uma espessura mínima de 20 cm.

[5] O módulo de resiliência como parâmetro de análise e controle de subleitos de pavimentos de concreto foi também encampado na Bélgica.

[6] Pode ser obtido por relação entre o módulo de reação do subleito no ensaio de carga sobre placa conforme função indicada no Guia da AASHTO 1993. Contudo, ensaios de campo com placas rígidas são custosos, lentos, inviabilizando sua aplicação em projetos de grande alcance e importância. A meta mais óbvia na atualidade é a adoção, como no caso dos pavimentos flexíveis, do módulo de resiliência do subleito para análises em fases de projeto.

Uma camada intermediária betuminosa, com espessura de 5 cm, é sempre aplicada entre o pavimento e a camada de base para as classes de construção B1 a B7. A camada de apoio (base) em mistura asfáltica é bastante útil para diminuir tensões oriundas de diferenciais térmicos[7].

Para as classes B8, B9, B10 e BF, utiliza-se um geotêxtil não tecido entre o pavimento de concreto e a base de concreto magro. Em áreas urbanizadas (ou em locais com grande concentração de residências ao longo da via), recomenda-se substituir o geotêxtil não tecido por uma camada intermediária betuminosa nas classes de construção B8 a B10.

Adicionalmente, os pavimentos de concreto simples são empregados até categoria de construção B4, correspondente a estradas primárias. Quando a condição do tráfego recai nas categorias de construção B1 a B3, correspondentes a rodovias, deve ser selecionado outro tipo de solução de pavimentação. No caso de empregar concreto, a alternativa presente no catálogo é o pavimento de concreto continuamente armado, como já se mencionou.

Como parte do procedimento de certificação do concreto para pavimentação, devem ser realizados testes (em compressão) preliminares em cubos (15 cm) com 28 dias de idade. As resistências requeridas para o uso do concreto variam em função da categoria de construção e a aplicação de incorporadores de ar que são empregados em função do congelamento de estruturas e expansão da água em poros (Tabela 19 e 20).

[7] Esse fato é bastante conhecido desde a década de 1930. Qualquer base rígida implica em aumento do módulo de reação do sistema de apoio. Essa suposta melhoria é pouco significativa para a redução de tensões devidas a cargas de rodas, mas é fortemente detrimental no caso de cargas ambientais, pois causa aumento significativo nas tensões críticas de tração na flexão.

Tabela 19 – Resistência à compressão do concreto quando o teor de ar incorporado < 3 % (MPa)

Parâmetro		B1 até B5	B6 até B10	BF
Resistência à compressão após 28 dias	mín.	55	45	40
	PTV 850[1]	CS55	CS45	CS40
Resistência à compressão após 7 dias	mín.	35	30	25
Resistência à compressão após 3 dias	mín.	TBR	TBR	TBR
Absorção de água por imersão	máx.	6,0 %	6,0 %	6,0 %
	PTV 850[1]	WA6,0	WA6,0	WA6,0

[1] codificação de acordo com PTV 850

Tabela 20 – Resistência à compressão do concreto quando o teor de ar incorporado ≥ 3 % (MPa)

Parâmetro		B1 até B5	B6 até B10	BF
Resistência à compressão após 28 dias	mín.	50	40	35
	PTV 850[1]	CS50	CS40	CS35
Resistência à compressão após 7 dias	mín.	30	25	20
Resistência à compressão após 3 dias	mín.	TBR	TBR	TBR
Absorção de água por imersão	máx.	TBR	TBR	TBR

[1] codificação de acordo com PTV 850

No estudo preliminar, a resistência à tração na flexão a idade de 28 dias deve satisfazer os requerimentos da Tabela 21.

Tabela 21 – Características a flexão do concreto (MPa)

Parâmetro		B1 até B5	B6 até B10	BF
Resistência à tração na flexão após 28 dias	mín.	6	5	4

Em relação a resistência do concreto na construção, o processo de controle está baseado em valores de resistência a compressão em corpos de prova com 90 dias de idade. O valor de resistência requerido depende da categoria de construção da rodovia (Tabela 22).

Tabela 22 – Valores mínimos de resistência à compressão

Categoria de Construção	B1 até B5	B6 até B10	BF
Valor médio exigido (Wm,min)	70	60	50
Valor individual exigido (Wi,min)	0,85 × Wm,min		

Quando é utilizado um incorporador de ar o valor exigido de resistência à compressão é reduzido em 2,5 L vezes, sendo L a porcentagem de ar incorporado. A redução máxima para esses casos é de 10 MPa.

2.3 FRANÇA

Até a década de 1950 os pavimentos de rodovias francesas foram construídos baseados principalmente em experiências de projetos anteriores, sobre uma base empírico-observacional, separando entre o que levava ao sucesso desejado ou não. Em 1964, o *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LPCP) lança o programa computacional para análise racional de pavimentos, denominado por ALIZÉ (1964[8]). Por meio de simulação desse software, foram geradas estruturas de pavimentos padrão, devidamente catalogadas, inicialmente em 1971, e posteriormente atualizadas em 1977.

Segundo Corté e Goux (1996) os catálogos de projeto fixam as espessuras de placas de concreto em função da categoria de tráfego e da capacidade de suporte do subleito. Esse enfoque é apropriado quando os materiais são muito bem especificados e, portanto, os requisitos de desempenho dos materiais estão definidos de uma maneira particularizada (por exemplo, fixada a resistência do concreto).

Porém, a padronização dos produtos e materiais rodoviários introduziu classes de materiais caracterizadas por seu desempenho mecânico, e a gestão das rodovias foi transferida do Estado para as autoridades locais, o que veio acompanhado de uma diferenciação nas estratégias de investimento e manutenção dos diversos administradores regionais. Essas mudanças originaram a necessidade de complementar os catálogos, com uma abordagem que permitisse definir os parâmetros das propriedades mecânicas dos materiais e das estratégias de investimento em pavimentação.

[8] ALIZÉ Software. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris.

No 2019 foi publicada a norma vigente para projeto de pavimentos com metodologia racional, Dimensionnement structurel des chaussées routières — Application aux chaussées neuves, NF P98-086 (AFNOR, 2019). O método é aplicado para pavimentos novos sujeitos ao tráfego de veículos pesados, requerendo uma avalição mecanicista e uma verificação das condições de congelamento/descongelamento da estrutura (Figura 4, adaptada de AFNOR, 2019).

Na avaliação mecanicista racional, o mecanismo de dano considerado remonta ao processo de fadiga em placas de concreto, ou de materiais tratados com ligantes hidráulicos, por repetição de tensões de tração na flexão (critério de tensão constante). Para pavimentos de concreto, a avaliação mecanicista consiste em garantir a capacidade da estrutura de suportar o tráfego acumulado de veículos pesados durante o período de serviço.

Para tanto, as tensões internas (σ_t) induzidas na via pela passagem da carga de referência, deve ser inferior à tensão admissível (σ_{tadm}) em condições semelhantes (Equação 21).

$$\sigma_t < \sigma_{tadm} \qquad \text{(Equação 21)}$$

A tensão admissível (σ_{tadm}) depende do tráfego estimado, a natureza dos materiais e de coeficientes de ajustes tratados na sequência.

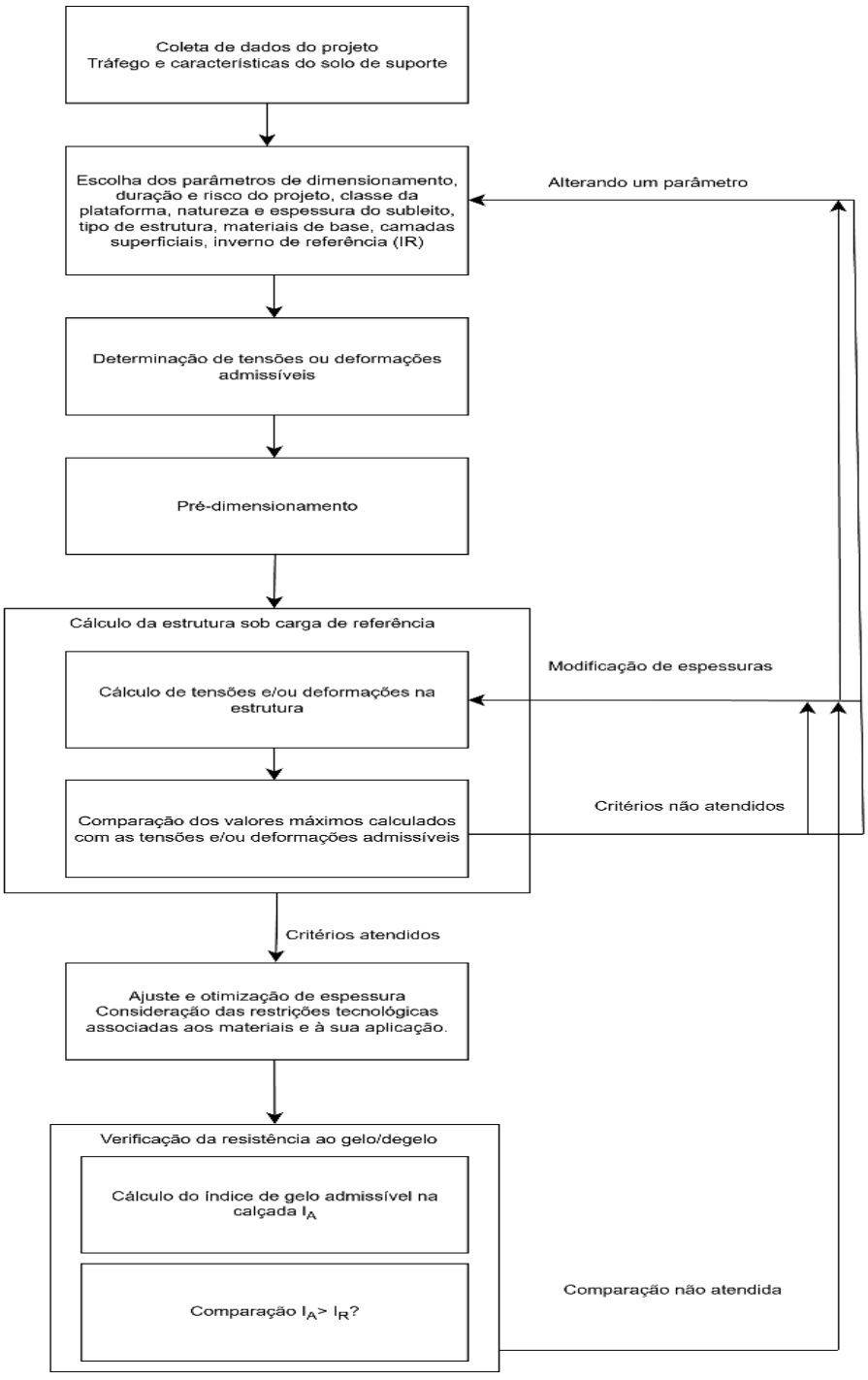


Figura 4 – Fluxograma de projeto estrutural de pavimentos na França

Em relação ao tráfego, o número acumulado de veículos pesados que utilizarão a via durante o período de projeto, expresso em termos de número acumulado de veículos pesados (N_{PL}), deve ser transformado em números equivalentes de eixos de 130 kN[9] (Equação 22).

$$NE = N_{PL} \cdot CAM \qquad \text{(Equação 22)}$$

O termo *CAM* representa o coeficiente médio de agressividade do tráfego e depende do tipo de material empregado para o cálculo de valor admissível de tensão e da composição do tráfego (tipo ou padrão de tráfego, cargas por eixo e frequências de passagem), conforme Tabela 23.

Tabela 23 – Valores CAM segundo tipo de superfície de rolamento para pavimento com tráfego rodoviário

Tipo de materiais	Valor CAM
Materiais betuminosos	0,8
Materiais tratados com ligantes hidráulicos e concretos	1,3
Materiais granulares	1

Definido o número de eixos padrão equivalentes para o horizonte de projeto (como eixos equivalentes a $ESRD$ de 130 kN), a tensão admissível é calculada segundo (Equação 23).

$$\sigma_{adm} = \sigma_6 \times \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b \times k_c \times k_r \times k_s \times k_d \qquad \text{(Equação 23)}$$

Na Equação 23, *NE* representa o número de ciclos até a ruptura, considerado igual ao número de passagens do eixo padrão. O parâmetro σ_6 representa a tensão média que leva a uma vida útil por fadiga (por ruptura à tração na flexão) de 10^6 ciclos de carga, com uma probabilidade de 50 %, em um material com idade igual ou superior a 360 dias (resistência do concreto padrão).

[9] Note-se que na França o eixo padrão simples de rodas duplas difere-se dos demais países europeus.

O guia de projeto indica que o valor da tensão σ_6 pode ser estimado a partir de correlações com resultados de testes de corpos de provas em tração indireta a 28 dias de idade (f_d).

$$\sigma_6 = 0.65 \cdot f_d \quad \text{(Equação 24)}$$

Adicionalmente, à tensão admissível (σ_{adm}) devem ser incluídos os coeficientes de ajuste apresentados na Tabela 24.

Tabela 24 – Coeficientes de ajustes para o cálculo de tensão admissível

Coeficiente	Descrição
Coeficiente de risco (kr)	Introduz uma noção probabilística da vida útil do pavimento, considerando variações nas propriedades mecânicas dos materiais e nas espessuras das camadas.
Coeficiente de plataforma (ks)	Considera as heterogeneidades de suporte da plataforma. Afeta apenas a camada aderida que está sobre uma camada não aderida (ou sobre a plataforma) e depende do módulo de rigidez da camada imediatamente inferior (ou da plataforma).
Coeficiente de descontinuidade (kd)	Considera o efeito do gradiente térmico e da descontinuidade em pavimentos rígidos ou que possuam materiais tratados com ligantes hidráulicos, devido à presença de juntas ou fissuras de retração.
Coeficiente de calibração (kc)	Corrige a diferença entre as previsões do cálculo de tensões por meio do modelo e o comportamento observado em pavimentos reais.

O coeficiente de risco (kr) está baseado em fatores iniciais de risco (r) do projeto (Equação 25). O risco (r) está relacionado com o nível de serviço atribuído à pavimentação e é adstrito a um valor entre 1 % e 50 %.

$$k_r = 10^{-u \cdot b \cdot \delta} \quad \text{(Equação 25)}$$

O valor do coeficiente u é definido segundo o nível de risco (Tabela 25).

Tabela 25 – Valores de u associados a risco r

r (%)	u	r (%)	u	r (%)	u
1	-2,326	5,6	-1,590	23	-0,739
1,5	-2,170	7,5	-1,439	24	-0,706
2	-2,054	10	-1,282	25	-0,674
2,5	-1,960	11,5	-1,200	30	-0,524
2,8	-1,911	12	-1,175	35	-0,385
3	-1,881	15	-1,036	40	-0,253
5	-1,645	20	-0,842	50	0

Sendo na Equação 25:

$$\delta = \sqrt{S_N{}^2 X \left(\frac{c \cdot S_h}{b}\right)^2} \qquad \text{(Equação 26)}$$

O desvio padrão do número de repetições de carga que causa a ruptura por fadiga (S_N) e da inclinação da função (*monolog*) de fadiga do material da camada considerada (b), são dependentes do tipo de concreto classificado segundo a norma NF P98-170 (Tabela 26).

Tabela 26 – Valores $-1/b$ e S_N segundo tipo de concreto

Tipo de concreto	fck (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)	σ_6 referência (MPa)	-1/b	S_N
BC2	20	20.000	1,37	14	1
BC3	25	24.000	1,63	15	1
BC4	29	30.000	1,95	15	1
BC5	32	35.000	2,15	16	1
BC6	38	40.000	2,6	16	1

Para aplicações de pavimentação, os tipos de concreto BC5 e BC6 são aqueles recomendados no guia francês. A norma indica que pode ser empregado o tipo de concreto BC4 no caso de presença de tráfego leve de categoria T3, correspondente a um volume diário médio (VDM) de 85 a 150 veículos. Adicionalmente, o tipo de concreto BC3 pode ser empregado para a categoria de tráfego T4 (VDM de 25 a 50 veículos). A classificação completa do tráfego é apresentada na Tabela 27.

Tabela 27 – Categorias de tráfego e valor médio geométrico associado ao VDM

Categoria	VDM	Média Geométrica
T5	1 – 25	5
T4	25 – 50	35
T3-	50 – 85	65
T3+	85 – 150	115
T2-	150 – 200	175
T2+	200 – 300	245
T1-	300 – 500	390
T1+	500 – 750	615
T0-	750 – 1.200	950
T0+	1.200 – 2 000	1.550
TS-	2.000 – 3 000	2.450
TS+	3.000 – 5 000	3.875
TEX	> 5.000	5.920

O valor do parâmetro S_h corresponde ao desvio padrão na espessura total das camadas em função do equipamento empregado no processo construtivo, bem como da posição da camada (Tabela 28). O guia francês distingue três classes de equipamento:

- Equipamento do tipo A: vibração superficial com réguas vibratórias, com emprego de formas (cofragem) fixas laterais.
- Equipamento do tipo B: utilização de agulhas vibratórias sobre forma fixa, associada a uma vibração superficial (réguas).
- Equipamento do tipo C: máquina de cofragem deslizante que cumpre as características definidas na norma NF P98-734.

Tabela 28 – Valores de S_h para concretos conforme processo construtivo do pavimento (unidades em centímetros)

	Tipo de equipamento		
Estrutura de pavimento	**A**	**B**	**C**
Placas espessas e camada de fundação (subleito)	3	3	3
Camadas de base	3	2	1

O parâmetro c, empregado na Equação 26, descreve o impacto da variação da espessura do pavimento sobre sua deformação. O valor de c foi determinado a partir de estudos de estruturas comumente empregadas, definindo como sendo 2 m^{-1}.

O coeficiente de plataforma ks, considera as heterogeneidades de suporte da plataforma (subleito). Segundo o módulo de elasticidade do subleito, podem se classificar cinco tipos de plataforma (Tabela 29).

Tabela 29 – Classe de suporte de longo prazo do subleito do pavimento

Classe de Plataforma	Módulo de resiliência (MPa)
PF1	$20 \leq E < 50$
PF2	$50 \leq E < 80$
PF2qs	$80 \leq E < 120$
PF3	$120 \leq E < 200$
PF4	$E \geq 200$

Quando a camada de materiais tratados com ligantes hidráulicos repousa diretamente sobre o subleito (a possível camada de ajuste sendo parte integrante do subleito), o coeficiente da plataforma, ks, é uma função da capacidade de suporte do subleito.

Caso contrário, ks é uma função do módulo resiliente da camada de material não aderido subjacente. Os valores de ks são descritos na Tabela 30, indicando a calibração-padrão para subleitos com valores de módulo de resiliência superiores a 120 MPa.

Tabela 30 – Valores de ks considerados em função da capacidade de apoio da plataforma (módulo de resiliência do subleito)

Módulo de resiliência do subleito ou CFT (MPa)	Coeficiente ks
E < 50	0,83
50 ≤ E < 80	0,90
80 ≤ E ≤ 120	0,94
E > 120	1

O coeficiente de descontinuidade kd ajusta o modelo estrutural contínuo para o cálculo das solicitações internas que não considera explicitamente as descontinuidades entre placas ou aquelas geradas pelas fissuras de retração. O coeficiente foi avaliado por meio de modelagem por elementos finitos, dependendo particularmente das variações sazonais de temperatura e dos gradientes térmicos diários.

Em relação ao parâmetro kd, o guia francês diferença duas situações (Tabela 31). Na Tabela 32 são apresentados os coeficientes kd segundo a interação de materiais da camada base e camada de rolamento.

Tabela 31 – Situações consideradas no uso de coeficiente kd

Situação	Descrição	Aplicação do aumento de tensão por coeficiente kd
1	Estrutura sem camada de base. Condição da interface concreto/fundação não aderida ou semiaderida. Fundação betuminosa	O aumento de tensão aplica-se apenas à camada de base.
2	Condição da interface Interface camada de fundação/camada de base (exceto fundação betuminosa)	O aumento de tensão aplica-se às duas camadas (fundação e base).

Tabela 32 – Valores coeficientes kd

Estrutura / Material	Valor do coeficiente kd
Camada de rolamento e base	
Placas de concreto com barras de transferência de cargas e concreto magro Placas de concreto com barras de transferência de cargas e materiais tratados com ligantes hidráulicos	0,68
Concreto armado contínuo e concreto magro Placas de concreto com barras de transferência de cargas e brita betuminosa tipo 3	0,72
Concreto armado contínuo e brita betuminoso tipo 3	0,93
Outras estruturas	0,58
Camada de rolamento com camada de fundação	
Todas as estruturas (incluindo concreto magro), exceto placas grossas	1

Por fim, na equação 23, o coeficiente de calibração kc para pavimentos de concreto apresenta o valor de 1,5.

As solicitações internas (tensões) induzidas no pavimento pela passagem da carga de referência são calculadas com base em uma modelagem multicamadas, lineares, elásticas, isotrópicas e semi-infinitas. A caracterização da rigidez dos materiais das camadas é feita por meio dos valores de módulos de elasticidade e pelo coeficiente de Poisson.

O cálculo é feito para a carga de referência correspondente a um semieixo com rodas duplas de 65 kN. Essa carga é representada por duas áreas circulares de raio 0,125 m, cujos centros estão distantes 0,375 m entre si, aplicando uma pressão vertical uniforme e estática na superfície do pavimento igual a 0,662 MPa.

A norma sugere calcular as tensões internas empregando qualquer programa que permita adequadamente representar as hipóteses de projeto. Nesse sentido, a norma indica que a resposta do programa deve, garantir, em comparação com a solução analítica de Burmister, uma exatidão relativa de meio centésimo (0,5 %). No caso de concreto ou materiais tratados com cimento, é calculado o valor de tensão máxima longitudinal ou transversal em tração na flexão (no fundo da camada).

Nos pontos predefinidos da estrutura, considerados os mais críticos, as solicitações internas calculadas no pavimento devem ser inferiores ou iguais, em valor absoluto, às tensões admissíveis nos materiais que compõem o pavimento. Nessa condição, a combinação de espessuras das camadas, ***a priori***, permite a determinação da solução para receber o volume de tráfego de projeto durante a vida de serviço.

A verificação mecanicista do desempenho do pavimento também inclui avaliação dos efeitos do ciclo de gelo e desgelo na estrutura. Essa verificação baseia-se no cálculo do índice de congelamento atmosférico admissível (I_A) que deve ser superior ou igual ao índice de congelamento atmosférico (I_R) do inverno de referência (Equação 27).

$$I_A \geq I_R \qquad \text{(Equação 27)}$$

2.4 HOLANDA

A primeira versão do método holandês de dimensionamento de pavimentos de concreto foi apresentada em 1982 pela *Vereniging Nederlandse Cementindustrie* (VNC, Associação da Industria do Cimento Nederlandesa). Tal versão considerava unicamente os casos de PCS, modelando as tensões produzidas pelo tráfego, mediante a primeira equação proposta por Westergaard em 1926, qual sabe-se estava incorreta, sendo a equação de borda ajustada pelo autor apenas em 1938.

Além disso, as tensões geradas por gradientes de temperaturas eram calculadas empregado o procedimento proposto pelo Prof. Eisenmann (Universidade de Munique, Alemanha), quem desenvolveu o conceito de comprimento crítico da placa para o cálculo das tensões de empenamento em placas de concreto (Houben, 2009a)[10].

Em 1993 a VNC atualizou o método para o projeto de PCS. A segunda versão corrige as equações de Westergaard para cálculo de tensões devidas ao tráfego. Além disso, ao procedimento de cálculo de tensões térmicas de Eisenmann foi modificado.

No ano de 2005 foi oficializada a versão atual do método mecanicista de dimensionamento de pavimentos de concreto, atinente ao software de projeto VENCON 2.0. Os motivos da atualização da metodologia foram a existência de novas evidências sobre comportamento do concreto, modelos para cálculo de tensões e, naturalmente, o avanço computacional.

[10] O termo é definido como o comprimento da placa de concreto que, ao ser aquecida uniformemente em sua superfície, resulta em preservação de contato com a subestrutura apenas nos seus quatro cantos (ou na área central, se diferencial térmico negativo).

O método inclui pavimentos de tipo PCS e CRCP (*Continuously Reinforced Concrete Pavement* ou Pavimentos de Concreto Com Armadura Contínua – PCAC -). Adicionalmente, baseado em medições realizadas nos anos 2000 e 2001[11], o método considera distribuições (horárias e sazonais) de frequência de cargas por eixos e distribuição de frequências de gradientes de temperatura (Houben, 2009a).

A sequência de projeto consiste em definir como dados de entrada, as condições de tráfego, climáticas, as características do subleito e do concreto, para que sejam realizados os cálculos de tensões produzidas pelo tráfego solicitante e pelos diferenciais térmicos horários (cargas ambientais). A espessura do pavimento é definida pautando-se por critério de fadiga específico e nacional na Holanda. Na Figura 5 é apresentado um fluxograma atinente ao método de projeto da VNC.

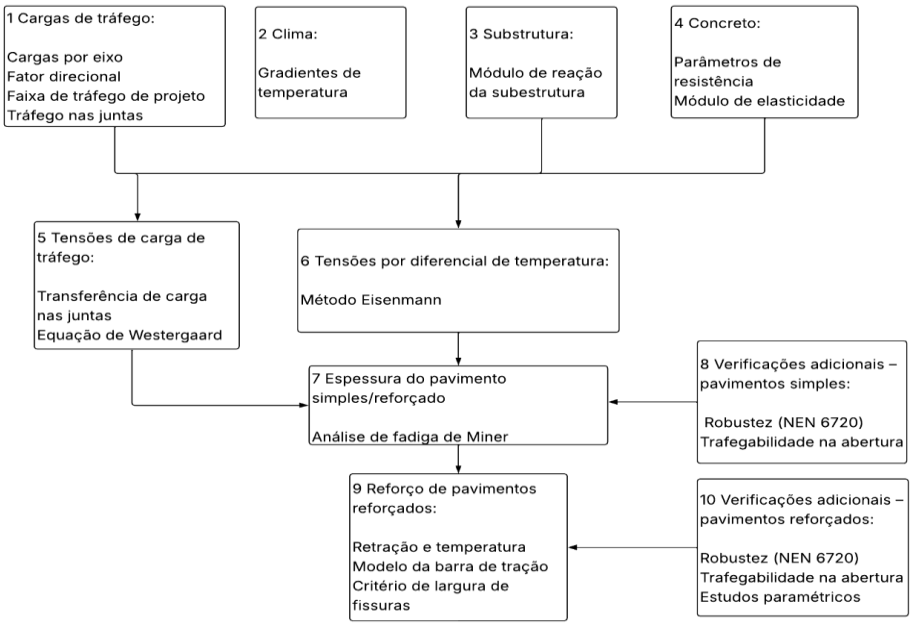


Figura 5 – Fluxograma para o projeto para pavimentos de concreto (*software* VENCON 2.0)

[11] Concomitantemente à Holanda, entre 1999 e 2001 foram realizadas medidas sistemáticas de diferenciais e gradientes térmicos em placas de concreto, com financiamento estatal pela FAPESP, em pista experimental com PCS no campus da USP na Capital, Butantã. (Balbo, 2009).

A estrutura de pavimento é modelada como um sistema de placas conectadas e apoiadas sobre uma base elástica. Além disso, a resposta da estrutura é avaliada quando a carga está posicionada na junta transversal[12], próxima à borda livre bem como no centro tangenciando juntas longitudinais entre as faixas de tráfego.

Unicamente as cargas de eixos de veículos pesados são consideradas (> 20 kN). Adicionalmente, o método divide os grupos de cargas por eixo em relação ao porcentual de veículos pesados que transitam pela faixa de projeto em função do tipo de rodovia (Tabela 33).

Tabela 33 – Distribuição de frequência de carga por eixo (%) para diferentes tipos de rodovias

Grupo de carga por eixo (kN)	Carga média por eixo (kN)	Autoestrada muito carregada	Autoestrada carga normal	Rodovia provincial muito carregada	Rodovia provincial carga normal	Via arterial urbana	Rua rural	Faixa de transporte público de ônibus
20 – 40	30	20,16	14,84	26,62	24,84	8,67	49,38	-
40 – 60	50	30,56	29,54	32,22	32,45	40,71	25,97	-
60 – 80	70	26,06	30,22	18,92	21,36	25,97	13,66	-
80 – 100	90	12,54	13,49	9,46	11,12	13,66	8,05	-
100 – 120	110	6,51	7,91	6,50	6,48	8,05	2,18	100
120 – 140	130	2,71	3,31	4,29	2,70	2,18	0,38	-
140 – 160	150	1,00	0,59	1,64	0,83	0,38	0,38	-
160 – 180	170	0,31	0,09	0,26	0,19	0,38	0,00	-
180 – 200	190	0,06	0,01	0,06	0,03	0,00	0,00	-
200 – 220	210	0,03	0,01	0,03	0,00	0,00	0,00	-
Número médio de eixos por veículo pesado	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,1	2,5	

Em relação aos tipos de rodagem, o método VENCON 2.0 considera rodas simples e rodas duplas convencionais, além de rodas de base larga e rodas de base extralargas.

[12] Cuidado específico com empenamento de inverno, negativo.

Em todos os casos, a área de contato de uma roda é representada com geometria retangular. Porém, para o cálculo de tensões de tráfego empregando a equação de Westergaard (equação corrigida de 1948), é assumida uma área circular.

A distribuição de gradiente de temperatura considerada como padrão pelo método é originária de medições em pavimentos de concreto continuamente armado (CRCP) com 250 mm de espessura (Tabela 34)[13].

Tabela 34 – Distribuição de frequências de gradiente de temperatura padrão

Classe de gradiente de temperatura (°C/mm)	Gradiente de temperatura médio Δt (°C/mm)	Distribuição de frequência (%)
0,000 – 0,005	0,0025	59,0
0,005 – 0,015	0,01	22,0
0,015 – 0,025	0,02	7,5
0,025 – 0,035	0,03	5,5
0,035 – 0,045	0,04	4,5
0,045 – 0,055	0,05	1,0
0,055 – 0,065	0,06	0,5

No que tange às propriedades da subestrutura (de apoio às placas de concreto), seu módulo de reação (módulo de Westergaard) é calculado por meio da Equação 28:

$$k = 2{,}7145 \cdot 10^{-4}(C1 + C2 \cdot e^{C3} + C4 \cdot e^{C5}) \qquad \text{(Equação 28)}$$

Os coeficientes $C1$, $C2$, $C3$, $C4$ e $C5$ do modelo consideram, em sua definição, a espessura da camada (h_b) e módulo dinâmico da camada em consideração (E_b) (Tabela 35).

[13] No Brasil os dados disponíveis de finais dos anos 1990 e início dos anos 2000, em sua grande maioria referem-se a medidas contínuas realizadas em PCS, em São Paulo e em Votorantim.

O cálculo do módulo de reação da superestrutura apresenta as seguintes condições de fixas:

- Espessura mínima da camada: hf ≥ 150 mm (material aderido) ou $h1$ ≥ 200 mm (material não aderido)
- Rigidez relativa entre camadas: cada camada em consideração deve ter Er maior que o Er da camada subjacente.
- Restrição logarítmica: $-log(k) \leq 0{,}73688 \cdot log(E_1) - 2{,}82055$
- Limite para k: $k \leq 0{,}16$ N/mm3

Tabela 35 – Descrição de coeficientes $C1 - C4$

Coeficiente	Descrição
C_1	$C1 = 30 + 3360 \cdot ko$
C_2	$C2 = 0{,}3778 \cdot (h - 43{,}2)$
C_3	$C3 = 0{,}5654 \cdot ln(ko) + 0{,}4139 \cdot ln(Ef)$
C_4	$C4 = -283$
C_5	$C5 = 0{,}5654 \cdot ln(ko)$
k_o	Módulo de reação do subleito/subestrutura no topo da camada subjacente (N/mm³)
h	Espessura da camada em consideração (mm)
E	Módulo dinâmico de elasticidade da camada em consideração (N/mm²)
k	Módulo de reação da subestrutura no topo da camada em consideração (N/mm³)

Os principais dados de entradas relacionados ao concreto são o modulo de elasticidade e a resistência à tração na flexão do material. O módulo de elasticidade é definido a partir da resistência à compressão medida em cubos, com idade de 28 dias ($f_{cc,k,o}$) (Equação 29).

$$E_c = 2250 + 250 \cdot f_{cc,k,o} \text{ com } 15 \leq f_{cc,k,o} \leq 65 \qquad \text{(Equação 29)}$$

A resistência à tração na flexão ($f_{ct,fl,o}$) é definida como função da espessura da placa de concreto[14] e a resistência à compressão do cubo de concreto ($f_{cc,k,o}$), segundo indicado a Equação 30 a seguir.

$$f_{ct,fl,o} = 1{,}3\left[\left(\frac{1600-h}{1000}\right)\right]\frac{\left[1{,}05+0{,}05\left(f_{cc,k,o}+8\right)\right]}{1{,}2} \quad \text{(Equação 30)}$$

Para considerar o efeito da transferência de cargas entre placas de concreto, o método aplica uma redução na carga da roda[15]. A nova carga P é calculada considerando a carga original (P_{act}) e a eficiência de transferência de carga (W), que é um valor fixo (dentro de uma faixa de 20 % a 90 %) a ser definido segundo o tipo de base, o sentido da junta (posição de análise) e a presença ou ausência de barras de transferência de carga (Tabela 36). O valor da nova carga P é definido pela Equação 31.

Tabela 36 – Valores W empregados nos cálculos

Posição na placa de concreto	W (%)
Junta de retração longitudinal com barras de ligação	70
Junta longitudinal – base granular	20
Junta longitudinal – base aderida	35
Junta de retração transversal sem barras de transferência de cargas	35
Junta de retração transversal com barras de transferência de cargas	80
Borda de placa em base alargada	70
Junta terminal sem barras de transferência de cargas	20
Junta terminal com barras de transferência de cargas	60

$$P = \left(1 - \frac{W}{200}\right)P_{act} \quad \text{(Equação 31)}$$

[14] Note que indiretamente se está considerando um efeito da escala geométrica na correção da resistência padrão, pois os cubos são cubos de 15 cm x 15 cm x 15 cm e as placas, por sua vez, são placas.

[15] Hipótese de cálculo abalizada por simulações analíticas e numéricas.

A equação 32, proposta por Westergaard na década de 1920, é empregada para definir a tensão (σ) produzida pela carga de roda P no fundo da placa de concreto, ao longo de uma borda livre, de uma junta longitudinal ou de uma junta transversal.

$$\sigma = \frac{3(1+v)P}{\pi(3+v)h^2}\left\{ln\left(\frac{Eh^3}{100ka^4}\right) + 1{,}84 - \frac{4}{3}v + \frac{1-v}{2} + 1{,}18(1+2v)\frac{a}{l}\right\} \quad \text{(Equação 32)}$$

Onde υ representa o coeficiente de Poisson, E o módulo de elasticidade do concreto, h a espessura da placa de concreto, k o módulo de reação da subestrutura (de apoio), a o raio equivalente da área de contanto circular da roda e l o raio de relativa rigidez da placa de concreto, dado pela (Equação 33).

$$l = \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(1-v^2)k}} \quad \text{(Equação 33)}$$

As tensões de origem térmica (devida ao diferencial térmico entre topo e fundo da placa) é calculada em base no método desenvolvido por Eisenmann[16] para gradientes positivos de temperatura em placa de concreto, considerando duas situações (Houben, 2009a). Na primeira condição, quando a placa apresenta contato completo com a fundação, as tensões por temperatura são definidas pela Equação 34.

$$\sigma_t = \frac{h \cdot \Delta t}{2}\alpha E \quad \text{(Equação 34)}$$

[16] O impacto do modelo de Eisenmann para a determinação de tensões de natureza térmica se expandiu pelos países do norte da Europa ainda nos anos 1990.

Quando a placa apresenta uma curvatura côncava em relação à fundação, as tensões geradas por temperatura (σt) são definidas para as bordas longitudinais e transversais, pelas Equações 35 e 36, respetivamente17.

$$\sigma_t = 1{,}8X10^{-5}\frac{\left(L-3*\sqrt{\frac{h}{\Delta t*k}}\right)^2}{h} \quad \text{(Equação 35)}$$

$$\sigma_t = 1{,}8X10^{-5}\frac{\left(W-3*\sqrt{\frac{h}{\Delta t*k}}\right)^2}{h} \quad \text{(Equação 36)}$$

Os parâmetros de entrada para a definição da tensão causada pelo diferencial térmico são apresentados na Tabela 37.

Tabela 37 – Parâmetros de entrada para cálculo de tensões por temperatura

Símbolo	Parâmetro
h	Espessura da placa (mm)
Δt	Gradiente de temperatura (°C/mm)
α	Coeficiente de expansão térmica (1/ °C)
E	Módulo de elasticidade do concreto (MPa)
L	Comprimento da placa (m)
W	Largura da placa (m)
k	Módulo de reação da subestrutura (N/mm³)

O valor de tensão térmica para projeto, nas juntas transversais e longitudinais, deve ser o menor valor dentre os calculados pelas Equações 35 e 36. No caso da análise de pavimentos de concreto simples, com duas faixas de rolamento, as tensões são

[17] Embora não explorado nesse texto, no Japão também foram desenvolvidas equações para empenamento de bordo (no início doas anos 1990) quando da ocorrência de diferencial térmico negativo, bastante comum no clima temperado insular local. Os estudos mostraram que o modelo de Nishizawa e Fukuda geravam tensões térmicas isoladamente de magnitudes similares às tensões causadas por veículos pesados.

avaliadas para a carga da roda posicionada junto à borda livre longitudinal da placa, para a carga da roda posicionada junto à junta longitudinal entre as faixas de tráfego, e para a carga posicionada imediatamente antes da junta transversal.

No caso de uma estrada com múltiplas faixas, a análise de tensões é também realizada para a carga da roda posicionada junto a cada uma das juntas longitudinais entre as faixas de tráfego, bem como para a carga da roda posicionada junto à junta longitudinal entre a faixa de entrada ou saída e a faixa adjacente.

O dimensionamento estrutural do pavimento de concreto simples (PCS) é baseado em uma análise de fadiga para todas as posições de análise mencionadas, mediante a Equação 37.

$$logN_i = \frac{12{,}903(0{,}995-\sigma_{max_i}/f_{ct,fl,o})}{1{,}000-0{,}7525\sigma_{min_i}/f_{ct,fl,o}} \qquad \text{(Equação 37)}$$

A equação 37 é restrita à faixa 0,5 ≤ $s_{max}/\ f_{ct,fl,o}$ ≤ 0,833. Nela, Ni representa o número de repetições admissíveis da carga de roda Pi, i.e., à fadiga, a tensão causada pela carga de tráfego (σ_{vi}) até a falha (primeira fissura). Quando há uma tensão adicional provocada por gradiente de temperatura (σ_{ti}), o que depende do horário do dia, a menor tensão de tração atuante é representada por σ_{mini} (e corresponde a tensão por temperatura σ_{ti}), e a maior tensão de tração na flexão atuante (σ_{maxi}) corresponde à soma de σ_{vi} e σ_{ti}.

O critério de dimensionamento do PCS exige os cálculos para cada uma das posições na placa mencionadas. A placa de concreto falhará quando as contribuições de dano cumulativo causadas pelas várias combinações de cargas de roda e gradiente de temperatura atingirem o montante de 100 % (van Leest *et al*., 2005). Esse princípio segue a hipótese de dano linear contínuo de Palmgren-Miner, dado pela Equação 38).

$$\sum \frac{n_i}{N_i} = 1 \qquad \text{(Equação 38)}$$

Onde n_i representa o número de repetições reais da carga de eixo L_i e N_i representa o número admissível de repetições da mesma carga de eixo L_i.

Após a determinação da espessura do PCS, o método ainda solicita verificar a robustez e a trafegabilidade para a abertura do pavimento ao tráfego, com base em dois conceitos que se seguem:

i. A robustez é verificada para a condição de carregamento último, ou seja, a tensão de tração causada pela carga de roda última (P_{uwl}).
ii. A trafegabilidade refere-se à determinação da carga de roda que não causa nenhum dano por fadiga na abertura do PCS. O cálculo é feito para o caso de carregamento próximo à junta transversal.

A robustez é avaliada para a condição de carga de borda da placa. A verificação consiste em definir a tensão à tração na flexão considerando a carga última (P_{UWL}), conforme a Equação 39.

$$P_{UWL} = \left(1 - \frac{W}{200}\right) \cdot P_{act} \cdot \gamma_l \cdot DLF \qquad \text{(Equação 39)}$$

Onde P_{act} representa a carga da roda em kN, W corresponde à porcentagem de transferência de carga para borda longitudinal, γ_l é um fator de carga de roda com valor de 1,2 e DLF é o fator de carga dinâmico.

A tensão de tração à flexão σ_{UWL} é calculada por meio da equação de Westergaard, para a carga última da roda P_{UWL}, devendo ser inferior à resistência à tração à flexão média para cargas de longa duração ($f_{ct,fl,\infty}$) (Equação 40).

$$s_{UWL} \leq f_{ct,fl,\infty} \rightarrow s_{UWL} \leq 0.9 \left[\left(\frac{1600-h}{1000}\right)\right] \frac{[1{,}05+0{,}05(f_{cc,k,o}+8)]}{1{,}2} \qquad \text{(Equação 40)}$$

A verificação da trafegabilidade consiste na determinação da carga da roda que não causa danos por fadiga após a abertura do pavimento de concreto. A avaliação emprega a resistência média à tração na flexão para cargas de curta duração ($f_{ct,fl,o}$), ajustada por um fator de fadiga λ (Equação 41).

$$f_{ct,fl,o} = \frac{1,3}{\lambda}\left[\left(\frac{1600-h}{1000}\right)\right]\frac{[1,05+0,05(f_{cc,k,o}+8)]}{1,2} \quad \text{(Equação 41)}$$

O valor do fator λ para concretos submetidos a mais de 2 x10^6 ciclos de carregamento é de 1,4.

Considerando a tensão por gradiente de temperatura (σ_t), a tensão de carga por tráfego (σ_v) é definida pela Equação 42.

$$\sigma_v = (f_{ct,fl,o} - \sigma_t)/\left[1,2 \cdot Safefactor \cdot \left(1 - \frac{W}{200}\right)\right] \quad \text{(Equação 42)}$$

Com base na tensão de carga do tráfego σ_v, a carga de roda permitida P para tráfego é calculada.

3 AUSTRÁLIA

Na Austrália, o primeiro registro de aplicação de concreto remonta à pavimentação da *King Street*, em Sydney, no ano de 1880. Originalmente, a via foi construída com madeira moldada em blocos (*wood block paving*). No entanto, os cavalos escorregavam sobre os blocos de madeira durante épocas de clima úmido, razão pela qual os blocos de madeira foram substituídos por concreto. Este é o primeiro registro conhecido de uma rua pavimentada em concreto na Austrália. Após 50 anos, a superfície de concreto continuava em uso (RTA, 2002).

Nas décadas de 1920 e 1930 foram construídas as primeiras rodovias de concreto de maior relevância. Entre os projetos, destacam-se a *Parramatta Road* (final dos anos 1920), *Marulan* (1929) e *Ulmarra* (1939). Esses projetos coincidem com a criação do *Main Roads Board* do estado de New South Wales (NSW), que eventualmente se tornaria a agência *Transport for NSW,* que passaria anos depois a integrar o Austroads[18].

Desde a sua formação em 1934, Austroads trabalha no desenvolvimento e na aplicação de normas nacionais para o desenvolvimento do transporte em todo o país. Entre 1970 e 1992, o principal método de dimensionamento de pavimento de concreto na Austrália era aquele proposto pela *Portland Cement Association* em 1966 (placas sem barras de transferência de cargas e tensões críticas no topo junto à borda transversal), que não se tratava de um método oficial da *Federal Highway Administration* ou da AASHTO, nos EUA.

[18] É uma associação transnacional de agências rodoviárias abrangendo Austrália e Nova Zelândia.

Em 1989, a Austroads criou um grupo técnico com o objetivo de revisar métodos de projeto utilizados em outras partes do mundo[19]. Como resultado desse trabalho, foi publicado o guia de projeto de 1992, que incorporou o procedimento proposto pela *Portland Cement Association* (PCA, EUA) em 1984, e não o da AASHTO (empírico). Era o que se melhor dispunha na época posto que o guia da PCA-84 se pautava por um modelo teórico justificável (por Elementos Finitos, programa J-SLAB), muito embora possuísse, além de um critério de fadiga, um critério empírico de degradação por erosão de base e subleito em épocas de desgelo na primavera, o que não se aplicava de maneira inconteste na Austrália e em nenhum outro país cujo clima não fosse exatamente aquele temperado no Estado de Illinois, EUA (assim, nem mesmo para a Flórida).

O guia de projeto australiano foi atualizado periodicamente, até a publicação da versão *Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design*, edição 4.4 de abril do 2024 (Austroads, 2024). O método de dimensionamento continua tendo fundamentos do método PCA 1984, com revisões para se adequar às condições australianas.

O método de projeto prevê que a espessura a da placa seja tal que os percentuais de dano a fadiga e erosão sejam limitados, preservando a integridade estrutural durante o horizonte de projeto. Na Tabela 38 são indicados os critérios de ruptura avaliados para pavimentos de concreto na metodologia em discussão.

[19] Observe-se que no presente projeto, como suporte conceitual e filosófico para o desenvolvimento de um critério nacional para dimensionamento de pavimentos de concreto, o Instituto de Pesquisas em Transporte do DNIT-MT, sabiamente, partiu de conceito metodológico semelhante e salutar, quando se pode com evidências insofismáveis compreender o que é relevante para engenheiros de diversos países desenvolvidos, em termos de parametrização das estruturas de pavimentos de concreto simples.

Tabela 38 – Critérios de danificação para pavimentos de concreto

Tipo de dano	Causas associadas ao tráfego	Causas não associadas ao tráfego
Fissuras	Carregamento repetitivo (fadiga). Movimento excessivo da placa.	Tensões térmicas. Reflexão de fissuras por retração de materiais subjacentes. Expansão dos materiais do subleito.
Deflexão em juntas	Perda de finos sob a placa	Deformação da placa Variação de umidade (retração/expansão do subleito), Assentamento por consolidação
Desagregação		Deficiência do material

Para o dimensionamento das espessuras das camadas de pavimento são considerados como parâmetros de entrada o volume e a composição do tráfego (eixos e cargas) previstos ao longo do período de projeto (de 30 a 40 anos para pavimentos de concreto), a resistência do subleito definido em termos de ISC (índice de suporte californiano) e a resistência à tração na flexão do concreto. Na análise é assumido que o concreto e a base sobre a qual se apoia não estão aderidos. Adicionalmente, um valor de nível de confiança na estatística de tráfego para projeto (R) deve ser introduzido (Tabela 39).

Tabela 39 – Designação de nível de confiança (R) de projeto segundo categoria da rodovia e seu volume diário médio anual (VDM)

Categoria de estrada	Confiabilidade do projeto (%)
Autoestrada	95 – 97,5
Rodovia com VMD > 2.000	90 – 97,5
Rodovia com VMD ≤ 2.000	85 – 95
Via principal com VMD > 500	85 – 95
Outras vias com VMD ≤ 500	80 – 90,4

Para a projeção do tráfego durante o período de projeto é considerado a categorização de grupos de eixos e realizada análise de cargas de cada grupo. Para tanto é estimado o volume diário inicial de veículos pesados na faixa mais carregada (VDM); também é estimado o crescimento do tráfego ao longo do horizonte de projeto e calculado o número médio de grupos de eixos por veículo. Esses dados são combinados para determinar volumes por cargas totais acumuladas que compõem o tráfego comercial, a distribuição dos tipos de grupos de eixos e suas respectivas cargas.

Para o ordenamento dos veículos pesados, o documento identifica os seguintes tipos de eixos: eixo simples com rodas simples (SAST), eixo simples com rodas duplos (SADT), eixo tandem com rodas simples (TAST), eixo tandem com rodas duplas (TADT), eixo triaxial com rodas duplas (TRDT) e eixo quadrieixo com rodas duplas (QADT). Todos esses conjuntos utilizam pneus convencionais (não extra-largos).

Em relação à camada de base, o procedimento de projeto caracteriza os materiais a empregar em termos de ISC. Para pavimento de concreto simples (PCS), o guia da Austroads recomenda o uso de base de concreto aderida (material granular estabilizado com cimento, mistura asfáltica) ou de concreto magro, pelos seguintes motivos: resistir à erosão e limitar o bombeamento de finos; fornecer suporte uniforme sob as placas de concreto; reduzir a deflexão nas juntas e melhorar a transferência de carga; auxiliar no controle da retração e expansão de solos com grande variação volumétrica[20].

Na Tabela 40 são apresentadas as espessuras mínimas para camadas de base associadas ao nível de tráfego, em termos de número acumulado de grupos de eixos de veículos pesados (HVAG). A espessura da camada de base para o projeto é definida pelo nomograma apresentado na Figura 6.

[20] Note-se que não faz referências aos impactos de rigidez de bases nas tensões oriundas de diferenciais térmicos na placa de concreto acima da base rígida.

Tabela 40 – Espessuras mínimas para camada de base

Tráfego de projeto (HVAG)	Espessura recomendada
< 10^6	125 mm base aderida.
< 5 × 10^6	150 mm base aderida ou 125 de concreto magro.
< 1 × 10^7	170 mm base aderida ou 125 mm de concreto magro.
> 1 × 10^7	150 mm de concreto magro.

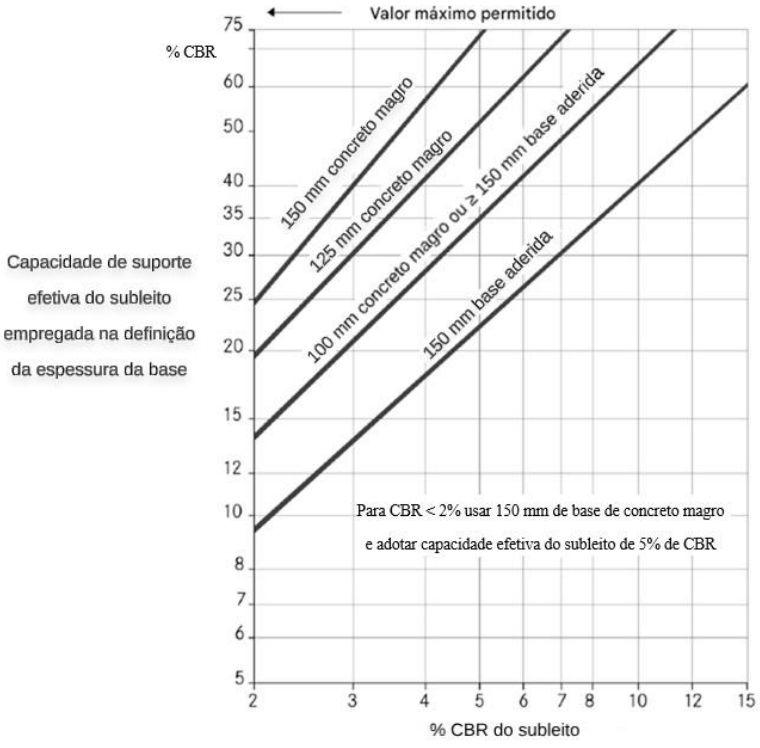


Figura 6 – Nomograma para fixação de espessura de camada de base

Outros tipos de base que possam ser adequadamente construídas podem ser utilizadas, desde que sejam realizadas investigações especiais para a avaliação do ISC efetivo do subleito de projeto.

Quando o subleito, no metro abaixo à face inferior da base, caso apresente estratificação, a determinação do ISC de projeto deve ser baseada em um sistema de subleito em múltiplas camadas. A Equação 41 fornece um modelo a ser utilizado para determinar essa resistência equivalente de projeto para o subleito (ISC_E).

$$ISC_E = \left[\frac{\sum_i (h_i \cdot ISC_i^{0.333})}{\sum_i h_i}\right]^3 \quad \text{(Equação 41)}$$

Na qual ISC_i representa o valor de ISC da camada i do subleito e h_i corresponde a espessura da camada i do subleito.

Para a definição da espessura de placas de concreto, deve ser avaliada inicialmente uma 'espessura semente' de concreto. Para essa condição é calculado o dano por fadiga e também o dano por erosão da estrutura, para todo o volume e composição de tráfego, durante o período de projeto.

Quando o dano por fadiga ou por erosão exceder 100 %, empregada a hipótese de Palmgren-Miner, a espessura de prova é aumentada e o processo de cálculo é repetido. A espessura de projeto corresponde ao valor para o qual a menor espessura testada apresenta um dano total por fadiga menor ou igual a 100 % e, simultaneamente, um dano total por erosão menor ou igual a 100 %, como se procede normalmente com o método da PCA-84.

Para o cálculo do número repetições de cargas admissíveis à fadiga ou erosão (N_f) são empregadas as Equações 42 a 44, que retratam o modelo de fadiga convencional da PCA[21].

[21] O método da Austroads, portanto, admite que o modelo de fadiga determinado nos anos 1960 pela PCA é válido para os concretos empregados nas rodovias australianas, porém sem justificar tal assumpção.

$$log_{10}N_f = \left(\frac{0{,}9719 - S_r}{0{,}0828}\right) \quad \text{onde } S_r > 0{,}55 \qquad \text{(Equação 42)}$$

$$N_f = \left(\frac{4{,}258}{S_r - 0{,}4325}\right)^{3{,}268} \quad \text{onde } 0{,}45 \leq Sr \leq 0{,}55 \qquad \text{(Equação 43)}$$

$$S_r = \frac{S_e}{0{,}944.f_{cf}} \left(\frac{P \cdot L_{SF}}{4{,}45F_1}\right)^{0{,}94} \qquad \text{(Equação 44)}$$

Na equação acima, S_r (*stress-strenght ratio*) representa a relação entre a tensão aplicada em razão da carga e a tensão de ruptura do concreto, e f_{cf} representa à resistência característica à tração na flexão do concreto aos 28 dias. Adicionalmente, a carga aplicada pelo grupo de eixos (P) deve ser ajustada por meio de fatores de segurança de carga (L_{SF}) definidos na Tabela 41. No modelo proposto, a vida útil à fadiga (N_f) é considerada ilimitada (o concreto jamais romperia por fadiga) quando S_r é inferior a 0,45.

Tabela 41 – Fator de segurança de carga (LSF) em função do nível de confiança adotado para o projeto

Tipo de PCS	Confiabilidade do projeto				
	80 %	85 %	90 %	95 %	97,50 %
PCS sem barras de transferência de cargas	1,15	1,15	1,20	1,30	1,35
PCS com barras de transferência de cargas	1,05	1,05	1,10	1,20	1,25

Quanto ao fator F_1 da equação 44, na Tabela 42 são apresentados valores em função do tipo de grupo de eixo.

Tabela 42 – Valor de fator F1 segundo tipo de eixo

Tipo de eixo	Fator F1
Eixo simples de rodas simples, SAST	9
Eixo simples de rodas duplas, SADT	18
Eixo tandem de rodas simples, TADT	18
Eixo tandem de rodas duplas, TADT	36
Eixo triaxial de rodas duplas, TRDT	54
Eixo de rodas quadrieixo duplas, QADT	72

O parâmetro Se correspondente à tensão equivalente no concreto, sendo definido pela Equação 45.

$$Se = a + \frac{b}{D} + c \cdot lnln(E_f) + \frac{d}{D^2} + e \cdot [lnln(E_f)]^2 + f \cdot \frac{lnln(E_f)}{D} + \frac{g}{D^3} + h[lnln(E_f)]^3 + \frac{i[lnln(E_f)]^2}{D} + \frac{jlnln(E_f)}{D^2} \quad \text{(Equação 45)}$$

Onde $a, b, c, d, e, f, g, h, i$ e j são coeficientes definidos nas Tabelas 43 a 45, D correspondendo à espessura da placa de concreto e E_f representando o ISC de projeto efetivo do subleito.

Tabela 43 – Coeficientes $a, b, c, d, e, f, g, h, i$, e j para cálculo de fadiga para pavimentos sem barras de transferência de cargas

Coeficiente	Sem acostamento de concreto para pavimentos sem barras de transferência e carga				Com acostamento de concreto para pavimentos sem barras de transferência e carga			
Tipo de eixo	SAST e TAST	SADT	TADT	TRDT e QADT	SAST e TAST	SADT	TADT	TRDT e QADT
a	0,118	0,56	0,219	0,089	-0,051	0,33	0,088	-0,145
b	125,4	184,4	399,6	336,4	26	206,5	301,5	258,6
c	-0,2396	-0,6663	-0,3742	-0,134	0,0899	-0,4684	-0,1846	0,008
d	26.969	44.405	-38	-10.007	35.774	28.661	4.418	1.408
e	0,0896	0,2254	0,168	0,083	-0,0376	0,165	0,0939	0,0312
f	0,19	19,75	-71,09	-83,14	14,57	2,82	-59,93	-61,25
g	-352.174	-942.585	68.381	1.215.750	-861.548	-686.510	280.297	488.079
h	-0,0104	-0,0248	-0,0218	-0,012	0,0031	-0,0186	-0,0128	-0,0058
i	-1,2536	-4,6657	3,6501	5,2724	1,3098	-1,9606	4,1791	4,7428
j	-1.709	-4.082	2.003	4.400	-4.009	-2.717	1.768	2.564

Tabela 44 – Coeficientes $a, b, c, d, e, f, g, h, i$, e j para cálculo de erosão para pavimentos sem barras de transferência de cargas

Coeficiente	Sem acostamento de concreto para pavimentos com barras de transferência e carga				Com acostamento de concreto para pavimentos com barras de transferência e carga			
Tipo de eixo	SAST	SADT	TADT e TAST	TRDT e QADT	SAST	SADT	TADT e TAST	TRDT e QADT
a	0,745	1,33	1,907	0,345	0,345	0,914	1,564	2,104
b	533,8	537,5	448,3	534,6	534,6	539,8	404,1	245,4
c	-0,2071	-0,1929	-0,1749	-0,1711	-0,1711	-0,1416	-0,1226	-0,2473
d	-42.419	-43.035	-35.827	-36.194	-44.908	-44.900	-32.024	-15.007
e	0,0405	0,0365	0,0382	0,0673	0,0347	0,0275	0,0256	0,0469
f	27,27	26,44	0,64	15,77	20,49	16,37	-9,79	8,86
g	1.547.570	1.586.100	1.291.870	1.315.330	1.676.710	1.654.590	1.150.280	518.916
h	-0,0044	- 0,0039	-0,006	-0,0084	-0,0038	-0,0032	-0,0052	-0,0075
i	-1,4656	-1,4547	1,0741	-1,2068	-1,3829	-0,9584	2,1997	1,5517
j	-1.384	-1.344	50	-625	-913	-765	469	-599

Tabela 45 – Coeficientes $a, b, c, d, e, f, g, h, i$, e j para cálculo de fadiga e erosão para pavimentos com barras de transferência de cargas

Coeficiente	Sem acostamento de concreto				Com acostamento de concreto			
Tipo de eixo	SAST	SADT	TADT & SABOR	TRDT e QADT	SAST	SADT	TADT & SABOR	TRDT e QADT
a	0,072	0,643	1,41	2,089	-0,184	0,44	0,952	1,65
b	679,9	684,5	498,9	351,3	602,3	609,8	544,9	359,4
c	-0,0789	-0,0576	-0,168	-0,3343	-0,0085	-0,0484	-0,0404	-0,1765
d	-58.342	-58.371	-39.430	-25.576	-50.996	-52.519	-47.500	-28 901
e	0,0179	0,0128	0,0322	0,0723	-0,0122	0,0017	0,0179	0,0435
f	6,7	4,61	13,8	29,58	8,99	9,62	-31,54	-15,97
g	2.139.330	2.131.390	1.437.580	923.081	1.874.370	1.949.350	1.719.950	1.085.800
h	-0,0021	-0,0017	-0,0044	-0,0086	0,0008	-0,0007	-0,0051	-0,0084
i	-0,5199	-0,2056	-0,038	-1,6301	-0,4759	-0,6314	3,3789	3,2908
j	-187	-185	-697	-1 327	-374	-326	1.675	758

O modelo de erosão é aquele apresentado na Equação 46.

$$log_{10}(F_2 N_e) = 14{,}524 - 6{,}777\left[max\left(0, \left(\frac{PL_{SF}}{4{,}45F_4}\right) x \frac{10^{F_3}}{041{,}35} - 9{,}0\right)\right]^{0{,}103}$$

(Equação 46)

No modelo acima, os fatores F_2, F_3 e F_4 correspondem a fatores de ajustes. O fator F_2 representa o ajuste devido à presença ou ausência de acostamento de concreto, sendo 0,06 para bases sem acostamento e 0,94 para bases com acostamento de concreto. F_3 corresponde ao fator de erosão, definido pela Equação 47.

$$F_3 = a + \frac{b}{D} + c \cdot lnln(E_f) + \frac{d}{D^2} + e \cdot [lnln(E_f)]^2 + f \cdot \frac{lnln(E_f)}{D} + \frac{g}{D^3} + h[lnln(E_f)]^3 + \frac{i[lnln(E_f)]^2}{D} + \frac{jlnln(E_f)}{D^2}$$

(Equação 47)

Os coeficientes $a, b, c, d, e, f, g, h, i,$ e j foram apresentados nas Tabelas 44 e 45 anteriores.

O fator F_4 ajusta a carga para efeitos de erosão causados pelo grupo de eixos. Os valores de F_4 variam conforme o tipo de eixo (Tabela 46).

Tabela 46 – Valor de fator F_4 segundo tipo de eixo

Tipo de eixo	Fator F4
Eixo simples de rodas simples, SAST	9
Eixo simples de rodas duplos, SADT	18
Eixo tandem de rodas simples, TADT	18
Eixo tandem de rodas duplos, TADT	36
Eixo triaxial de rodas duplos, TRDT	54
Eixo de rodas quadrieixo duplos, QADT	54

Independentemente da espessura de placa de concreto calculada, a espessura mínima da base de concreto a ser utilizada por veículos pesados está indicada na Tabela 47. Os valores mínimos de espessuras para tráfego de projeto superior ou igual a $1X10^7$ (grupos de eixos de veículos pesados acumulado, HVAG) têm como objetivo considerar indiretamente fatores ambientais, que redundam no empenamento das placas. Na Figura 7 é apresentado um fluxograma do processo de dimensionamento da estrutura de pavimento.

Tabela 47 – Espessuras mínimas para pavimentos de concreto

Tipo de pavimento (base)	$1\times10^6 \leq$ HVAG $< 1\times10^7$	$1\times10^7 \leq$ HVAG $< 5\times10^7$	HVAG $\geq 5\times10^7$
Pavimento com placa *sem* barras de transferência de cargas	150 mm	200 mm	250 mm
Pavimento com placa *com* barras de transferência de cargas	150 mm	180 mm	230 mm

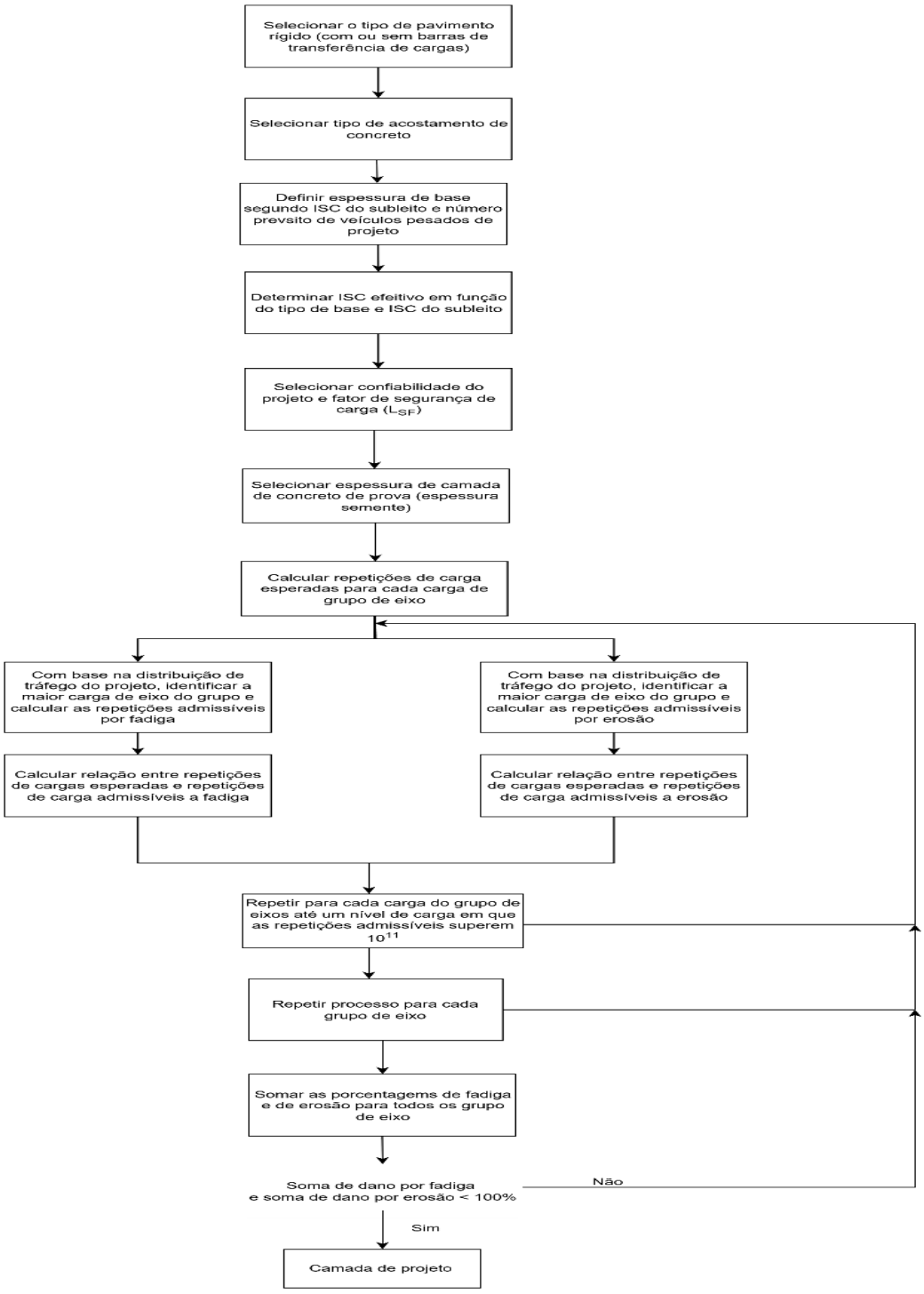


Figura 7 – Fluxograma para projeto de pavimentos de concreto, Austrália

4 INGLATERRA

A metodologia de projeto empregada na Inglaterra é uma síntese de análises empírica e racional. No ano 2020, o *National Highways* publicou o manual de projeto para estradas e pontes (*Design Manual for Roads and Bridges,* DMRB). O manual contém diversos documentos denominados por CD (*Construction Design*).

Para o dimensionamento de pavimentos rígidos, são de especial relevância os documentos CD224 (National Highways, 2020a) para avaliação do tráfego, CD 225 (National Highways, 2020b) para projeto de fundações de pavimentos novos e CD 226 (National Highways, 2021) para projeto de construção de pavimentos novos (Figura 8).

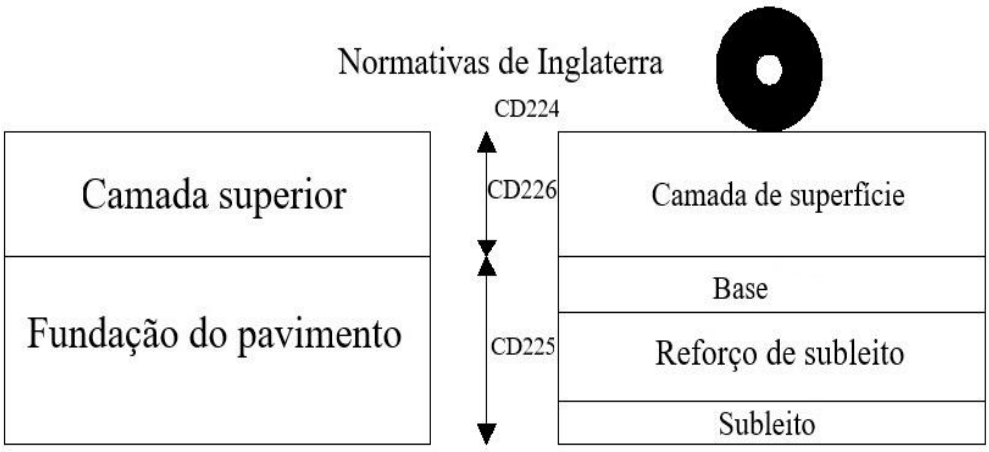


Figura 8 – Esquema elucidativo da aplicação de normativas de projeto (DMRB)

A volume de tráfego de projeto, determinado com base no CD 224, consiste em expressar o carregamento acumulado de veículos comerciais (Tabela 48) durante o período de projeto adotado, em termos de milhões de repetições de eixos equivalentes a $ESRD$ de 80 kN.

Tabela 48 – Veículos comerciais considerados na definição do tráfego

Tipo de veículo comercial	Classe de Veículo comercial
Ônibus e micro-ônibus	Veículo de Transporte Público
Caminhão rígido de 2 eixos	Outros Veículos de Carga (Tipo 1)
Caminhão rígido de 3 eixos	
Caminhão articulado de 3 eixos	Outros Veículos de Carga (Tipo 2)
Caminhão rígido de 4 eixos	
Caminhão articulado de 4 eixos	
Caminhão articulado de 5 eixos	
Caminhão articulado de 6 ou mais eixos	

Para tanto é calculado o tráfego anual ponderado para cada tipo de veículo comercial (Tc) (Equação 48). Na Tabela 49, Tabela 50 e na Tabela 51 são apresentados os significados dos parâmetros requeridos para cálculo do Tc.

$$T_c = 365 \cdot F \cdot G \cdot W \cdot 10^{-6} \quad \text{(Equação 48)}$$

Tabela 49 – Parâmetros para definição do Tc

Símbolo	Descrição
Tc	Tráfego anual ponderado para veículos comerciais de uma categoria
F	Fluxo de veículos comerciais de uma categoria para uma direção.
G	Fator de crescimento durante o horizonte de projeto (Tabela 50)
W	Fator de desgaste (Tabela 51)
* O período padrão de projeto definido pelo guia é de 40 anos	

Tabela 50 – Fator de crescimento anual para tráfego futuro (%)

Período de projeto (anos)	5	10	15	20	25	30	35	40
Outros Veículos de Carga (Tipo 1) + Veículo de Transporte Público	1,02	1,05	1,08	1,11	1,14	1,17	1,21	1,24
Outros Veículos de Carga (Tipo 2)	1,04	1,10	1,16	1,23	1,30	1,37	1,46	1,54
Todos os veículos comerciais				n/d				1,45

Tabela 51 – Fator de desgaste para projeto

Categoria de veículo	W_M	W_N
Ônibus e micro-ônibus	2,6	3,9
Caminhão rígido de 2 eixos	0,4	0,6
Caminhão rígido de 3 eixos	2,3	3,4
Caminhão rígido de 4 eixos	3,0	4,6
Caminhão articulado de 3 e 4 eixos	1,7	2,5
Caminhão articulado de 5 eixos	2,9	4,4
Caminhão articulado de 6 eixos	3,7	5,6
Outros Veículos de Carga (Tipo 1) + Veículo de Transporte Público	1,3	1,9
Outros Veículos de Carga (Tipo 2)	3,2	4,9
Todos os veículos comerciais (70 % OGV2)	2,7	4,0

Os fatores de desgaste para manutenção, W_M, devem ser usados para calcular o tráfego de projeto para todos os esquemas de manutenção, incluindo renivelamento.

Os fatores de desgaste para novos rodovias, W_N, devem ser usados para calcular o tráfego de projeto para as novas construções de rodovias.

Para autoestradas que requerem alargamento e renivelamento o uso de W_N e W_M pode ser aplicável.

O tráfego do projeto é definido pelo somatório de tráfego anual ponderado para veículos comerciais de uma categoria (T) (Equação 49). Na Tabela 52 e Tabela 53 são apresentados os parâmetros requeridos para cálculo do tráfego de projeto.

$$T = \sum T_c \cdot Y \cdot P \qquad \text{(Equação 49)}$$

Tabela 52 – Parâmetros requeridos para estimar o tráfego de projeto (T)

Símbolo	Descrição
Y	Período de vida de projeto (em anos)
P	Porcentual de veículos comerciais na faixa mais carregada (Tabela 55)
T	Tráfego de projeto

Tabela 53 – Porcentual de veículos comerciais na faixa mais carregada

Nº de faixas (no mesmo sentido)	Fluxo (F) (veículos comerciais/dia)	P (%)
2 ou 3	F ≤ 5.000	$P = 100 - (0{,}0036 \times F)$
	5.000 < F < 25.000	$P = 89 - (0{,}0014 \times F)$
	F ≥ 25.000	$P = 54$
4 ou mais	F ≤10.500	$P = 100 - (0{,}0036 \times F)$
	10.500 < F < 25.000	$P = 75 - (0{,}0012 \times F)$
	F ≥ 25.000	$P = 45$

A definição da espessura da base do pavimento é realizada a partir do tipo de subleito. Baseado no documento CD 225, o módulo de resiliência do subleito é estimado a partir do ISC, o qual deve apresentar valores entre 2 % e 12 %. (Equação 50).

$$E = 17{,}6ISC^{0{,}64}[MPa] \quad \text{(Equação 50)}$$

Para cada tipo de base, devem ser detalhadas as seguintes informações:

1) quilômetro inicial e final;

2) módulo de resiliência inicial da base (MPa);

3) módulo de resiliência da base no longo prazo (MPa); e

4) módulo de resiliência da base projetada (MPa).

Segundo o valor de módulo de resiliência (E), o subleito de fundação pode ser classificado nas categorias 1, 2, 3 ou 4, conforme especificado na Tabela 54. Para cada categoria de subleito o documento apresenta nomogramas para finalidades de definição da espessura da camada de base. Os nomogramas apresentados no documento CD 225 correspondem ao dimensionamento de bases de materiais granulares ou de materiais cimentados. Na Figura 9 é apresentado como exemplo o caso de base cimentada para fundação de categoria 3.

Tabela 54 – Categorias de fundação

Categoria de Fundação	Módulo da CFT confinada assumido a longo prazo (MPa)
Categoria 1	≥ 50
Categoria 2	≥ 100
Categoria 3	≥ 200
Categoria 4	≥ 400

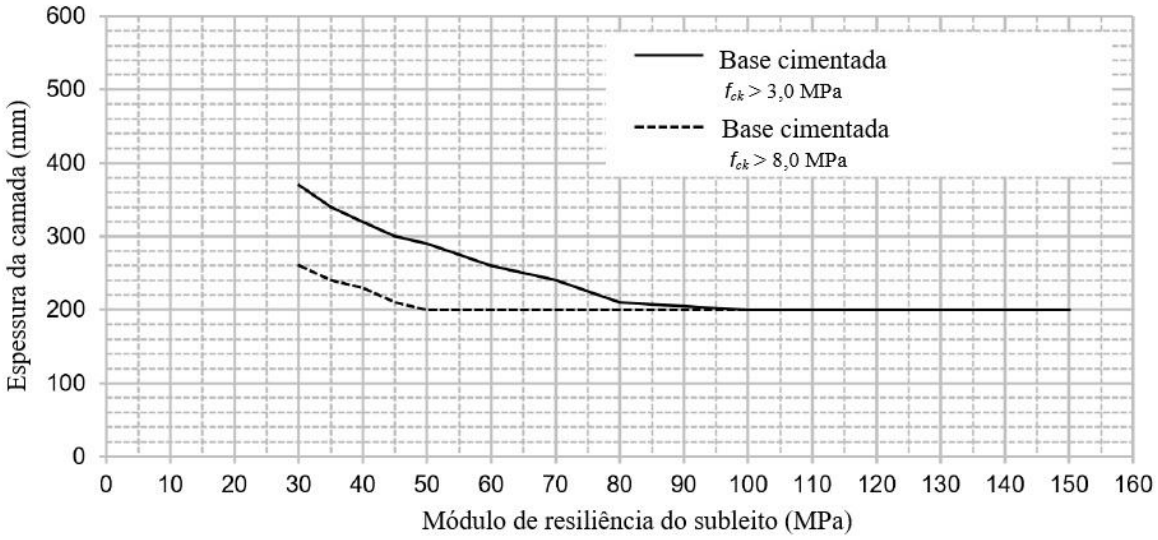


Figura 9 – Nomograma para definição de espessura de base categoria 3

Para a definição da espessura deve ser considerado que no caso de fundações categorias 1 e 2 a espessura mínima da camada é de 150 mm; para fundações categoria 3 e 4, a espessura mínima é de 180 mm e 200 mm, respetivamente. No caso de novos pavimentos de concreto (PCS), o documento CD 226 indica que as fundações devem cumprir com os requerimentos das categorias 3 ou 4. Quando o módulo de resiliência do subleito for igual ou inferior a 50 MPa, a fundação deverá consistir em camadas de reforço de subleito e de base sobre o subleito.

Quando o módulo de resiliência do subleito for inferior a 30 MPa, a capacidade de suporte não seria adequada para construções de pavimento. Portanto, deve ser realizado uma melhoria do subleito. Adicionalmente, as espessuras das camadas de projeto apresentadas no manual pressupõem que a fundação suporta até 1.000 eixos

padrão durante a construção. Nos casos quando previstos níveis mais elevados de tráfego de construção, a espessura da camada de projeto deve ser avaliada quanto à sua adequação em relação ao requisito limite de deformação vertical do subleito.

O manual indica que o dimensionamento da fundação pode ser realizado por meio de um enfoque de desempenho. A avalição consiste em uma análise multicamadas. O critério de desempenho é a deformação vertical no topo da base devido a cargas durante a construção, representadas por uma carga de 40 kN (carga de uma roda de eixo padrão de 80 kN) (Figura 10).

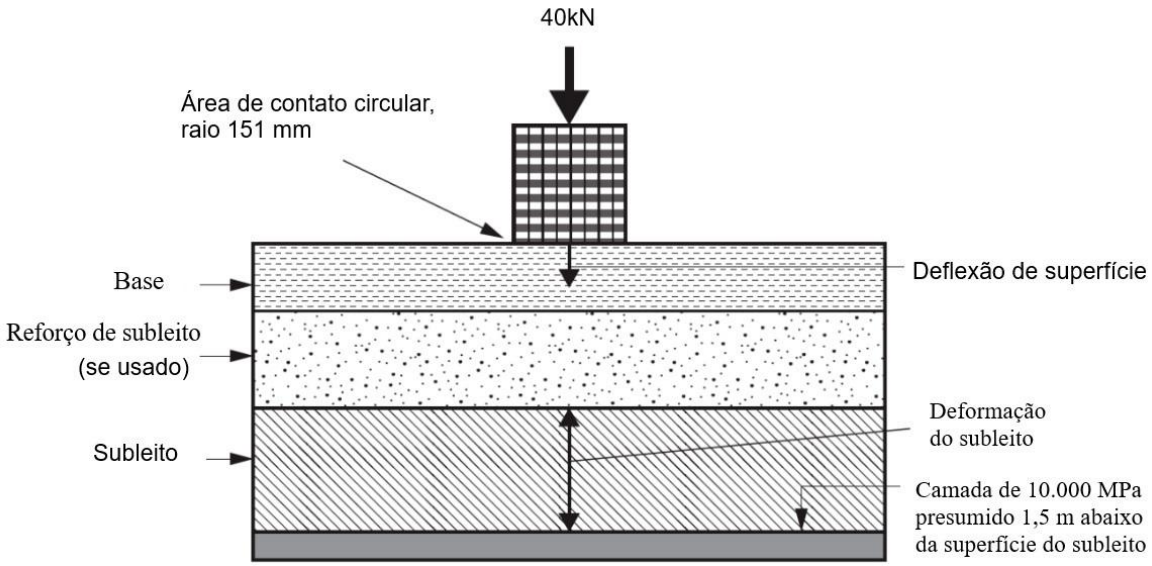


Figura 10 – Esquema de projeto de fundação considerando desempenho (observe-se o emprego de estrato rígido a uma profundidade abaixo do subleito – rocha não intemperizada)

A deformação vertical no subleito para o valor correspondente do módulo de resiliência do subleito não deve exceder os limites indicados na Figura 11 que se segue.

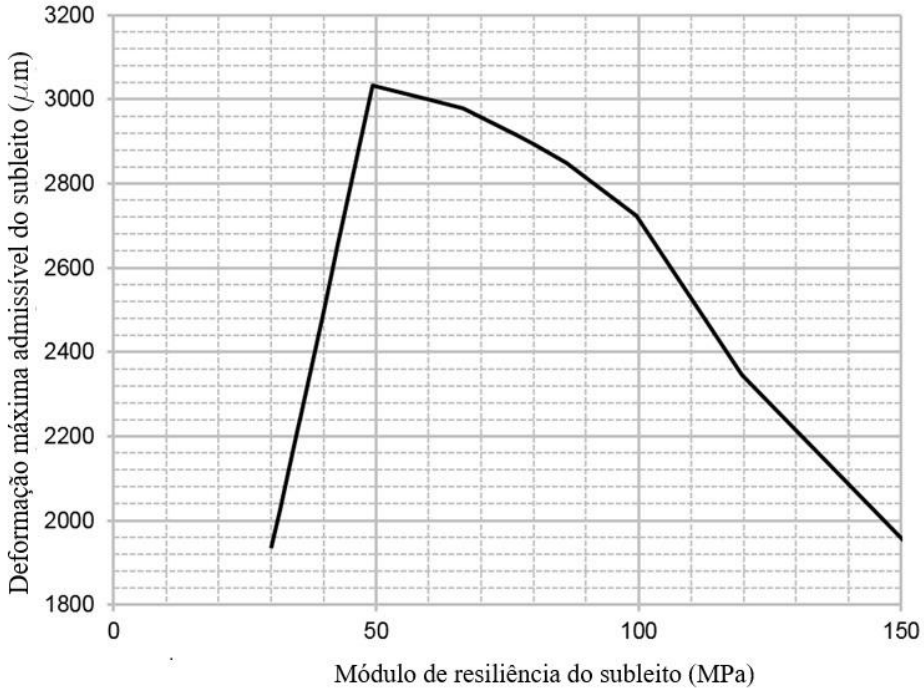


Figura 11 – Limites de deformação do subleito para projetos de fundações

A deflexão máxima da fundação, para cada categoria, sob uma carga padrão por roda (40 kN de carga sobre uma área carregada com raio de 151 mm) é apresentada na Tabela 55.

Tabela 55 – Deflexão limite para fundação

Categoria de Fundação	Valor máximo (mm)
Categoria 1	2,96
Categoria 2	1,48
Categoria 3	0,74
Categoria 4	0,37

Para rodovias novas com pavimentos rígidos, o guia indica se o tipo de pavimento deve ser concreto continuamente armado (CRCP, *continuously reinforced concrete pavement*), concreto continuamente armado mais delgado com camada mínima de 100 mm de misturas asfálticas sobrepostas (CRCB), ou ainda o concreto compactado com rolo (CCR).

Pavimentos de concreto simples são aplicáveis para a substituição de placas de concreto simples preexistentes e para alargamento da pista que possui PCS. Quando um pavimento existente com placas de concreto tem que ser reconstruído ou alargado, o dimensionamento de sua espessura é definido pela Equação 51.

$$ln(H_1) = \frac{ln(T) - 3{,}466 ln(R_C) - 0{,}484 ln(E) + 40{,}483}{5{,}094} \quad \text{(Equação 51)}$$

O cálculo da espessura considera que o acostamento não está amarrado (com barras de ligação) às placas da faixa de rolamento do pavimento, além de não considerar o efeito de bordas alargados[22]. Portanto, para representar o efeito da ligação do acostamento nas placas, a espessura é ajustada segundo Equação 52.

$$H_2 = 0{,}934 H_1 - 12{,}5 \quad \text{(Equação 52)}$$

Os parâmetros de entrada das Equações 51 e 52 são apresentados na Tabela 56.

Tabela 56 – Parâmetros para o cálculo da espessura de pavimento

Parâmetro	Definição
H_1	Espessura (mm) da placa de concreto *sem* faixa adjacente amarrada, nem faixa lateral de 1 m
H_2	Espessura (mm) da placa de concreto *com* faixa adjacente amarrada ou faixa lateral de 1 m
ln	Logaritmo natural
T	Tráfego de projeto em milhões de eixos equivalentes ao $ESRD$ de 80 kN
Rc	Resistência média à compressão do concreto (N/mm²) aos 28 dias, com amostras cúbicas (padrão europeu)
E	Módulo de resiliência da fundação (MPa), relacionado à classe da fundação: E = 200 MPa para fundação classe 3 E = 400 MPa para fundação classe 4.

[22] Essa prática é mais comum na Alemanha.

O documento especifica que H_1 deve ser, no mínimo, 150 mm. Adicionalmente, o tráfego de projeto não pode superar 400 milhões de eixos-padrão. Para os pavimentos onde a espessura da placa for inferior a 230 mm, o espaçamento máximo entre juntas transversais de contração transversais deve ser de 4,0 m[23]. Para o caso de espessuras maiores a 230 mm, é permitido um espaçamento entre juntas de até 5,0 m.

O documento *Road Note 31* (Otto *et al*., 2022) ocupa-se das regiões da *Commonwealth* localizadas em zonas tropicais e subtropicais. Nesse caso, a metodologia de dimensionamento para pavimentos de concreto corresponde ao procedimento definido na guia Austroads (2024) já aqui apresentado anteriormente.

[23] Essa exigência tem como pano de fundo reduzir os efeitos do empenamento térmico.

5. ESTADOS UNIDOS DA AMÉRICA

A história de pavimentação de concreto nos Estados Unidos (EUA) teve início em 1891, com o primeiro pavimento de concreto construído na *Main Street*, em Bellafontaine, Ohio. Esse fato é muito bem documentado, inclusive digitalmente. Desde então, o PCS começou a ter uma forte presença no país. De fato, até 1925, haviam sido construídos cerca de 70 mil km de rodovias em concreto, sendo tal número acima de todos os países ocidentais europeus (Balbo, 2009).

Com a introdução do concreto na construção de pavimentos, surgiram os primeiros desenvolvimentos teóricos voltados para a compreensão de seu comportamento mecânico. Esse avanço proporcionou aos engenheiros e pesquisadores estadunidenses as bases para a formulação teórica e o estudo fundamentado, em experimentações em pistas instrumentadas, com o objetivo de medir deformações e diversos parâmetros de importância para a compreensão do desempenho dos PCS.

De fato, em 1933 é introduzido pela primeira vez os conceitos de fadiga em projetos de pavimentação, com base nos resultados do programa experimental *Bates Test Road* (desenvolvido em Illinois). No modelo, o número de repetições de cargas de roda que causava dano da placa de concreto estava relacionado ao nível de tensão calculado (ACPA, 2025).

Anteriormente, durante as três primeiras décadas do século XX, o dimensionamento de espessuras de concreto para pavimentos do tipo PCS se apoiava sobre equações para determinação de momentos fletores de placas ou lajes em balanço. Na década de 1920, com a sequência de artigos publicados sobre o tema por Harald Malcolm Westergaard, o *Public Roads* decidiu pela construção da Pista Experimental denominada por *Arlington Experimental Farm* (anos 1930), nas proximidades de Washington, D.C, com o objetivo de verificação da aplicabilidade das equações de Westergaard para o cálculo de tenções de tração na flexão em placas de concreto simples.

Em 1934 o *Illinois Division of Highways* passa a empregar o primeiro modelo de fadiga em flexão para concretos de pavimentação[24] com vistas ao dimensionamento de espessuras de placa, considerado o tráfego de projeto. Iniciativas do gênero ocorrem em outras das unidades federativas.

O grande salto para o modelo de análise de PCS, mudando filosofias meramente estruturais de análise, surge com o advento da AASHO *Road Test*, motivo pelo qual nesse documento se concentram esforços para uma narrativa compreensiva da evolução dessas ideias de dimensionamento de PCS nos EUA, recordando que os modelos da AASHTO para pavimentação são essencialmente rodoviários e de valor infralegal nos EUA para projetos de pavimentos pelo FHWA e pelos Departamentos Estaduais de Transporte (DOTs).

5.1 AASHO *ROAD TEST*

O experimento rodoviário com maior destaque nos EUA, e no mundo, foi o *AASHO Road Test*. O programa iniciado em 1956 (concluído em campo apenas em 1962) e promovido pela Associação Americana de Autoridades Rodoviárias Estaduais (AASHO) considerava avaliar o desempenho de estruturas de pavimentos e pontes com características conhecidas, sob cargas móveis de magnitude e frequência também detalhadamente conhecidas (Highway Research Board, 1962).

O estudo, localizado em Otawa, Illinois, consistia em dois circuitos pequenos denominados por 1 e 2 e quatro circuitos grandes numerados de 3 a 6. As tangentes inferiores de cada circuito foram construídas com PCS (Figuras 12 e 13).

[24] Portanto a análise mecanicista analítica associada a modelo de degradação por fadiga surge na década de 1930 já em normativas para o projeto de pavimentos de concreto simples, coisa que apenas três décadas depois seria ampliada para os pavimentos flexíveis e semirrígidos.

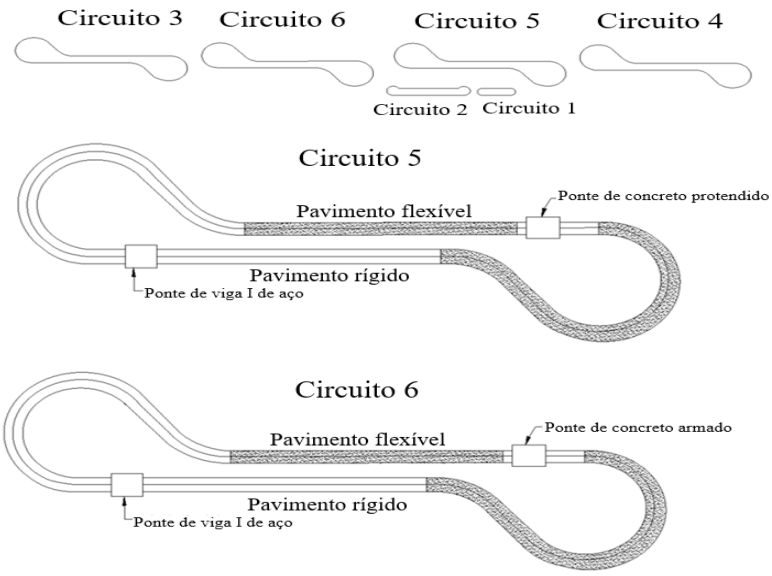


Figura 12 – Representação dos circuitos de provas da AASHO *Road Test*

Dentre os objetivos do programa experimental, preponderou a determinação da relação existente entre número de repetições de cargas, suas magnitudes e configuração de eixos, com o desempenho que seria observado em pavimentos de concreto compostos de diferentes espessuras (dentre outros tipos de pavimentos, em sua maioria abrangente flexíveis e asfálticos). Adicionalmente, os resultados da pesquisa visavam desenvolver técnicas de instrumentação, nomogramas e equações de desempenho para os diversos tipos de pavimentos, com a finalidade de sustentar tecnicamente aos futuros projeto de rodovias federais e estaduais, em especial, o *Dwight D. Eisenhower National System of Interstate and Defense Highways,* mais conhecido por *Interstate Highway System* ou *Eisenhower Interstate System*[25].

[25] *Federal Aid Highway Act of 1956* ou *National Interstate and Defense Highways Act*, Pub. L. 84–627.

Figura 13 – Algumas ilustrações sobre a AASHO *Road Test*

O primeiro circuito não foi submetido à carga de tráfego, sendo, porém, utilizado para estudos das condições de subleitos e o efeito das condições ambientais sobre os pavimentos. Nos circuitos 2 a 6, durante os dois anos do estudo, 1.114.000 eixos de veículo foram aplicados nos pavimentos. Na Tabela 57 são indicadas as cargas dos eixos dos veículos que transitavam sobre cada circuito.

Tabela 57 – Cargas dos veículos transitados nos circuitos do AASHO *Road Test*

		Cargas (em kips*)	
Circuito	**Veículos circulantes**	**Eixos dianteiros**	**Eixos Traseiros**
2	1	2	2
	2	2	6
3	1	4	12
	2	6	24
4	1	6	18
	2	9	32
5	1	6	22,4
	2	9	40
6	1	9	30
	2	12	48
*18 kips = 18.000 lbf = 8.125 kgf			

As condições geológicas do sítio local indicam que a área do estudo apresentava um solo com drenagem pobre, com rocha matriz (calcária) a uma profundidade entre 3 m a 9 m. Com a finalidade de uniformizar o subleito, aos primeiros 0,9 m do aterro abaixo dos pavimentos foi composto de material de áreas de empréstimo próximas ao sítio experimental. O clima da área pode ser classificado como temperado (Köppen *Cfa*), com temperaturas médias entre 76 °F (verão) e 27 °F (invernos). Na Tabela 58 são referidas as condições de solo e clima presentes no sítio de testes.

Tabela 58 – Condições do solo e de clima presentes no AASHO *Road Test*

Elemento	Parâmetro	Valor	Unidade
Solo	Profundidade do solo no terrapleno	3 pés (0,9)	pés (m)
	Índice de plasticidade	11 a 15	—
	Limite de liquidez	27 a 32	—
	Distribuição granulométrica:		
	- % mais fino que malha 200	80 a 85	%
	- % mais fino que 0,02 mm	58 a 70	%
	- % mais fino que 0,005 mm	34 a 40	%
	Densidade seca máxima	114 a 118 (1826 a 1890)	lb/pés³ (kg/m³)
	Teor ótimo de umidade	14 a 16	%
Clima	Tipo de clima	Temperado	—
	Precipitação anual média	34 (860)	pol (mm)
	Precipitação na forma de neve	2,5 (635)	pol (mm)
	Temperatura média no verão	76 (24,4)	°F (°C)
	Temperatura média no inverno	27 (-2,8)	°F (°C)
	Condição do solo de subleito no inverno	Solo geralmente congelado	—
	Profundidade média da penetração do gelo	28 (0,85)	pol (m)

As características e propriedades da mistura do concreto empregada na construção dos PCS são apresentadas na Tabela 59.

Tabela 59 – Características e propriedades do concreto

Característica	Valor
Tipo de cimento	Cimento Tipo I (ASTM)[a]
Consumo de cimento	~300 kg/m^3
Quantidade máximo de água	18 L por saco de cimento
Relação areia/agregado total (traço)	1:3
Teor médio de ar incorporado[b]	4%
Resistência à tração na flexão aos 14 dias	650 psi (4,5 MPa)
Resistência à compressão (T22-57) aos 14 dias	3.980 psi (27,4 MPa)
Tipo de agregado graúdo	Cascalho de rio não britado
Tamanhos de agregado graúdo	Tamanho A, máx. 2 ½ pol. (63,5 mm) Tamanho B, máx. 1 ¼ pol. (32 mm)
Usos dos tamanhos A	espessuras ≥ 5 pol. (125 mm)
Usos do tamanho B	Espessuras de camadas de 2 ½ pol (60 mm) e 3 ½ pol (90 mm)

[a] clínquer sem adições
[b] prática comum em climas temperados

Pela magnitude dos objetivos do programa, o AASHO *Road Test* é considerado o maior e mais abrangente estudo sobre pavimentação de rodovias já ocorrido na história da humanidade.

Uma das relevantes contribuições de estudo foi a introdução do conceito de serventia do pavimento para representar a capacidade desse equipamento em atender ao tráfego usuário, com conforto e segurança, em qualquer condição climática.

O desempenho do pavimento é representado pelo histórico de serventia em função do histórico de aplicações de carga. A Equação 53 apresenta a relação entre o nível de serventia e o número de aplicações do eixo padrão ao longo da vida de serviço do pavimento. O parâmetro p representa o valor da tendência de serventia, c_0 corresponde ao valor inicial da tendência de serventia (c_0 = 4.5 para pavimentos rígidos), c_1 corresponde ao nível de serventia no qual a seção de teste é considerada rompida e não é mais observada (considerado como p =1,5, nível de perda de trafegabilidade), e W representa o número acumulado de aplicações de carga do eixo padrão ($ESRD$ de 80 kN ou 18.000 lbf) quando p é observado.

$$p = c_O - (c_O - c_1)\left(\frac{W}{\rho}\right)^{\beta} \qquad \text{(Equação 53)}$$

Onde deve ocorrer $c1 \leq p \leq co$.

A serventia do pavimento é um parâmetro subjetivo, porém no estudo experimental buscou-se correlação entre esse parâmetro objetivo com as patologias que surgiam na superfície dos pavimentos (fatos objetivos), consideradas variações do perfil longitudinal, incrementos de quantidade de fissuras e remendos (Equação 54). Para pavimentos de concreto, o índice de serventia (p) apresentado em campo foi correlacionado com medições de fissuras (C), remendos na superfície do pavimento (P) e a média da variância da inclinação na trajetória das duas rodas (SV).

$$p = 5{,}41 - 1{,}8log(1 + SV) - 0{,}09\sqrt{C + P} \qquad \text{(Equação 54)}$$

Como nos pavimentos rígidos o valor de c_0 e de c_1 foram definidos como 4,5 e 1,5 respetivamente, a serventia (Equação 53) pode ser escrita na forma (Equação 55):

$$p = 4{,}5 - 3\left(\frac{W}{\rho}\right)^{\beta} \qquad \text{(Equação 55)}$$

Os coeficientes β e ρ são funções positivas das variáveis de projeto e de tráfego, sendo apresentadas na Tabela 60. As Equações 56 e 57 apresentam a definição dos coeficientes β e ρ para pavimentos de concreto, obtidos depois de análise de regressões com os resultados dos circuitos.

$$\beta = 1 + \frac{3{,}63(L_1+L_2)^{5{,}20}}{(D_2+1)^{8{,}46}L_2^{3{,}52}} \qquad \text{(Equação 56)}$$

$$\rho = \frac{10^{5{,}85}(D_1+1)^{7{,}35}L_2^{3{,}28}}{(L_1+L_2)^{4{,}62}} \qquad \text{(Equação 57)}$$

Portanto, para uma dada estrutura de pavimento o valor do número acumulado de aplicações de carga (W) pode ser estimado empregando-se a Equação 58.

$$loglogW = loglog\rho + \frac{log\frac{4{,}5-\rho}{3}}{\beta} \qquad \text{(Equação 58)}$$

Tabela 60 – Variáveis influentes dos coeficientes β e ρ

Variável	Descrição	Unidade
D_2	Espessura da placa	polegadas
L_1	Carga nominal por eixo	kips (mil libras-força)
L_2	Tipo de eixo	1 = eixo simples 2 = eixo tandem

Malgrado a espessura da base não tenha sido um parâmetro presente na definição de serventia, as equações foram definidas para uma faixa de espessuras de base entre 3 e 9 polegadas (0,07 a 0,22 m).

É relevante indicar que as constantes que aparecem nas equações de pavimentos rígidos obtidas do estudo em escala real poderiam ter valores significativamente diferentes, caso as condições do subleito, material de base ou as condições ambientais fossem substancialmente diferentes daquelas apresentadas no estudo. Por exemplo, as características do subleito na região plana do experimento praticamente não variavam (subleito muito uniforme em todos os circuitos). Portanto, foi recomendado que estudos posteriores se fizessem em zonas onde diferentes condições prevalecessem.

A pesquisa da AASHO considerou, adicionalmente, a análise de 18 seções de camadas superpostas de concreto executadas sobre pavimento asfáltico. Porém, devido à limitação de dados, os resultados obtidos foram considerados pouco confiáveis.

5.2 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLES

5.2.1 Guia Provisório de Projeto de 1962

Como resultado da experiência do AASHO *Road Test* foi publicado em 1962 o primeiro guia de dimensionamento de pavimentos rígidos e flexíveis, intitulado por AASHO *Interim Guide for Design of Pavement Structures* (Christopher *et al.*, 2006).

O guia provisório adota o enfoque de serventia, como critério de ruptura pautado pela opinião do usuário, desenvolvido durante o experimento da AASHO *Road Test,* propondo a Equação 59 para o dimensionamento de pavimentos de concreto. Os parâmetros de entrada do modelo são definidos na Tabela 61.

$$logW_{18} = 7{,}35log(D+1) + \frac{G_t}{\beta} - 0{,}06 \qquad \text{(Equação 59)}$$

Onde os termos G_t e β são definidos pelas Equações 60 e 61.

$$G_t = log\left(\frac{4,5-p_t}{4,5-1,5}\right)$$ (Equação 60)

$$\beta = 1 + \frac{1,624X10^7}{(D+1)^{8,46}}$$ (Equação 61)

Tabela 61 – Parâmetros de entrada das equações AASHO, 1962

Parâmetro de entrada	Descrição
D	Espessura de placa de concreto (polegadas)
p_t	Índice de serventia final (critério de ruptura)
W_{18}	Número de aplicações de cargas equivalentes ao eixo padrão de 18 kips (80 kN).

A equação, de natureza empírica e observacional, estatisticamente representando a variação de serventia em função de W, baseado nos resultados do AASHO *Road Test*, tem sua aplicabilidade limitada às condições avaliadas (e semelhantes) durante o período do estudo, o que limitava muito seu emprego por muitos DOTs do sul estadunidense. Esse fato motivou à revisão do guia e consequente desenvolvimento de outro guia provisório de projeto, lançado em 1972. A natureza empírica do método de 1962, por óbvio, não permitia extrapolar as equações para condições climáticas diversas como no meio oeste central e estados do Sul, como Flórida e Califórnia, de climas não exatamente temperados como seriam os casos de Montana ou Winsconsin.

Importante observar, realidade nem sempre compreendidas por usuários de métodos de dimensionamento de pavimentos de concreto, que as equações do critério visam determinar o desempenho do pavimento do ponto de vista do usuário, por meio do parâmetro de qualidade de rolamento denominado por serventia. O método verifica a perda de serventia de um valor pós-obra imediato para um valor que ocorre posteriormente à repetição do número (W_{18}) de eixos de rodas simples equivalentes ($ESAL$), que ocorrerá após se completar o horizonte de projeto.

O valor da espessura de placa é determinado tentativamente e iterativamente, para se garantir a premissa de ruptura ao final do período de serviço, em i anos, para p final < p inicial, conforme definido para cada projeto específico pela agência rodoviária. Assim, o projeto visa determinar o atendimento do critério de ruptura, sendo a espessura uma mera consequência da premissa de projeto, determinada sem nenhum viés de relação causa-efeito mecanicista[26].

5.2.2 Guia Provisório de Projeto de 1972

A guia provisional de projeto de pavimentos de 1972 visava ampliar a abrangência da equação de projeto proposta no guia original, de 1962. Características do subleito, materiais e condições de transferência de carga diferentes daquelas avaliadas durante o programa da AASHO *Road Test*, foram incorporadas (Christopher *et al*., 2006), para uma nova formulação estatístico-empírica do modelo de desempenho para a predição de serventia em função do acúmulo de repetições de carga dos $ESAL$.

Para os pavimentos de concreto foram adicionados novos parâmetros de entrada. A condição do solo de subleito foi caracterizada o módulo de reação do subleito (k). O módulo de ruptura (resistência à tração na flexão na linguagem técnica *yankee*) do concreto (Sc) e o módulo de elasticidade do concreto (E) foram também incluídos para representar as características estruturais do material. Adicionalmente, foi adicionado o parâmetro empírico J, como coeficiente que representava a transferência de carga nas juntas. A Equação 62 é aquela proposta pelo guia provisional de 1972.

[26] É notório verificar que a resistência à tração na flexão do concreto não tinha voz no guia de 1962, o que fatalmente redundava no emprego de um concreto repetidamente com 4,5 MPa para tal parâmetro, sem alternativas, o que parecia mesmo na época, sob o ponto de vista de tecnologias e de dosagem de concretos, medíocre.

$$logW_{18} = 7{,}3log(D+1) - 0{,}06 + \frac{G_t}{\beta} + (4{,}22 - 0{,}32p_t)\left[log\left(\frac{S_{c.}}{215{,}63J}\right)\left(\frac{(D^{0,75}-1{,}132}{\left(D^{0,75}-\frac{18{,}416}{(E_C/k)^{0,25}}\right)}\right)\right] \quad \text{(Equação 62)}$$

Onde os termos Gt e β acima foram anteriormente definidos pelas Equações 60 e 61. Os parâmetros de entrada da Equação 62 estão definidos na Tabela 62.

Tabela 62 – Parâmetros para as equações de dimensionamento AASHO, 1972

Parâmetro de entrada	Descrição
D	Espessura de placa de concreto (polegadas)
pt	Índice de serventia final
Wt	Número de aplicações de cargas equivalentes a um eixo padrão de 18 kips ($ESAL$)
Sc	Módulo de ruptura do concreto (psi) ou resistência à tração na flexão
Ec	Módulo de elasticidade do concreto (psi)
k	Módulo de reação do subleito (psi/pol=pci)
J	Coeficiente empírico de transferência de carga nas juntas transversais

Contudo, passados os anos ainda não havia consenso sobre os modelos empíricos desenvolvidos entre os DOTs estadunidenses.

5.2.3 Guia de Projeto AASHTO de 1986

No ano 1986 a AASHTO publica novo guia de projeto que apresentava proposituras mais consistentes, porém não consensuais. Nada surpreendente para artigos analisando o modelo de desempenho proposto com títulos sugerindo o modelo como peça de ficção[27]. Isso porque o acompanhamento de perda de serventia em pistas não atestava o modelo estatístico sugerido no guia de 1986.

[27] Coree, B J; White, T D (1990) *AASHTO Flexible Pavement Design Method: Fact Or Fiction?* Transportation Research Record, 1286, Transportation Research Board. *ISSN: 0361-1981.* Sinopse:

O documento mantém o enfoque proposto pela guia provisional de 1972. Porém, incorpora o conceito de confiabilidade de projeto, considera explicitamente a drenagem, aprimora o tratamento da influência ambiental no desempenho do pavimento e caracteriza o subleito em termos de módulo de resiliência (uma tendência já futurista nos anos 1980).

Neste último caso, a própria equação de 1972, ao ser simulada, denotava insignificantes efeitos do aumento do valor de k (k-*value*) nos resultados de desempenho: o desempenho estava muito mais atrelado às espessuras do concreto e suas juntas, e não ao subleito propriamente dito, desde que garantida drenagem adequada e suficiente às estruturas. Usa-se agora a rigidez relativa entre a placa e o sistema de apoio, designada pela relação Ec/k. Na equação é mantido o valor de k, porém correspondente ao módulo de resiliência ensaiado para o solo de subleito.

A Equação 63 é a equação proposta pela guia AASHTO de 1986. Na Tabela 63 são indicados os parâmetros empregados na equação 63.

$$logW_{18} = Z_R \cdot S_o + 7{,}35log(D+1) - 0{,}06 + \frac{\log\left(\frac{\Delta PSI}{4{,}5-1{,}5}\right)}{1+\frac{1{,}624X10^7}{(D+1)^{8{,}46}}} + (4{,}22 - 0{,}32p_t)\left[log_{10}\left(\frac{S_c \cdot C_d(D^{0{,}75}-1{,}132}{215{,}63J\left(D^{0{,}75}-\frac{18{,}416}{(E_C/k)^{0{,}25}}\right)}\right)\right] \quad \text{(Equação 63)}$$

"*In 1986 AASHTO published the "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures." This new publication incorporates the original development of the Road Test data combined with some extensions applying theoretical and empirical models. A review of this document, the superseded interim guides, technical literature, and the original Road Test reports revealed a number of opportunities for reexamining the Road Test results. These opportunities included an evaluation of the patterns of performance contained in the raw data, an examination of the mathematical formulation of the performance and design equations, and a probabilistic analysis of the Road Test results, treating the layer coefficient as a distributed random variable instead of as a uniquely determined number.*"

Tabela 63 – Parâmetros para dimensionamento de PCS da AASTHO (1986)

Parâmetro de entrada	Descrição
W_{18}	Número de aplicações de carga equivalente a um eixo padrão de 18 kips ($ESAL$)
Z_R	Desvio padrão em relação ao tráfego estimado
S_o	Desvio padrão combinado para o tráfego previsto e a previsão de desempenho
D	Espessura de placa de concreto (pol)
p_t	Índice de serventia final
S_c	Módulo de ruptura do concreto (psi), resistência à tração na flexão
E_c	Módulo de elasticidade do concreto (psi)
k	Módulo de reação do subleito (psi/pol = pci)
J	Coeficiente empírico de transferência de carga na junta, dependente da eficiência de transferência de carga: • 3,2 para juntas com barras de transferência de carga (> 90 %) • 4,1 para juntas sem barras de transferência de cargas (< 50 %)
ΔPSI	Perda da serventia ($p_{\text{inicial}} - p_{\text{final}}$)
Cd	Coeficiente empírico de drenagem (valor entre 0,7 e 1,25)

A perda de serventia ΔPSI é considerada explicitamente em função de suas causas: por ação do tráfego (ΔPSI_{TR}); 'inchamento' ou expansão (ΔPSI_{SW}); e expansão por ação do gelo (ΔPSI_{FH}), conforme a Equação 64[28]. A expansão se dá com o congelamento[29], mas também por descongelamento no início da primavera.

$$\Delta PSI = \Delta PSI_{TR} + \Delta PSI_{SW} + \Delta PSI_{FH} \qquad \text{(Equação 64)}$$

[28] Para que não ocorram dúvidas, durante a AASHO *Road Test*, o circuito 1 não carregado por caminhões circulantes, apresentou defeitos ao longo dos anos apenas em razão das ações climáticas. Apenas recordando que até mesmo pontes em concreto cedem pela ação inexorável do tempo.

[29] Umidade infiltrada nos poros e redes de capilares de estruturas de concreto, durante invernos úmidos típicos de climas temperados, associados a temperaturas abaixo de zero graus Celsius, expande, aumentando volume e mesmo deteriorando os concretos não dosados para enfrentar tais condições.

O processo para estimar o módulo de reação do subleito (k) incorpora a influência do tipo e espessura de base (E_{SB}), a presença de rocha aflorando no sistema de apoio e as variações sazonais do módulo de resiliência do subleito e da base. Trabalha-se aqui com um valor ponderado de condição de suporte relativo a variações sazonais na resiliência de ambas as camadas de apoio. Adicionalmente, incorpora o efeito do potencial perda de suporte decorrente da erosão da base e movimentos verticais diferenciais do solo por ação das cargas. O ajuste é feito aplicando um fator de perda de suporte (LS) no valor de módulo de reação do subleito (k), obtendo um módulo de reação do subleito efetivo (k').

5.2.4 Guia de Projeto AASHTO de 1993

A guia de projeto de 1993 (AASHTO, 1993) emprega, para pavimentos rígidos novos, a equação anteriormente apresentada no guia de 1986. Portanto, o dimensionamento da espessura da camada é realizado pela Equação 63.

O guia detalha o procedimento para realizar camadas superpostas de concreto sobre pavimento flexível existente (*whitetopping*). Para pavimentos asfálticos, a capacidade estrutural do pavimento (SCo), diminui ao longo do tempo e tráfego. Para pavimentos rígidos, a capacidade estrutural é dada pela espessura de concreto (D). Quando a avalição da camada superposta de concreto é realizada, a capacidade estrutural passa a ser considerada como uma espessura efetiva (D_{eff}).

A espessura requerida da camada de concreto (*overlay*) é função da capacidade estrutural requerida para atender as demandas futuras de tráfego, bem como do suporte oferecido pela estrutura asfáltica existente.

A determinação da espessura é realizada empregando-se a equação 63, considerando como dados de entrada as condições da estrutura do pavimento existente antes de receber a camada superposta de concreto. Portanto, deve ser estimado o valor do parâmetro k (módulo de reação do sistema de apoio, que se

constitui exatamente do pavimento existente[30]), sobre o pavimento existente, o valor de índice de serventia inicial no momento (pós) da reabilitação e o nível de tráfego futuro previsto em termos de repetições de eixos equivalentes de 18 kips (80 kN).

Antes da construção do pavimento de concreto, as áreas deterioradas da estrutura existente devem ser reparadas. Nos casos que a construção do pavimento seja crítica em termos de liberação ao tráfego, o guia permite o uso de misturas de concreto de alta resistência inicial, permitindo abertura do tráfego em 6 a 24 horas após a colocação em pista[31].

Adicionalmente, a guia estabelece condições para o pavimento existente em que a reabilitação por camadas superpostas (com placas de concreto) pode não ser uma alternativa viável. Particularmente, na presença de quantidades reduzidas de áreas deterioradas, quando o pavimento existente é suscetível a grandes elevações ou afundamentos, ou nas pontes com altura livre vertical inadequada para a espessura de revestimento requerida[32].

Devido à natureza empírica do procedimento de dimensionamento, o método de 1993 continuou sendo válido em condições semelhantes às apresentadas na pista experimental da AASHO *Road Test* (por exemplo, características de materiais,

[30] Observe-se firmemente que, antes de uma camada de *overlay* ou *whitetopping*, os pavimentos existentes devem ser restaurados com manutenção corretiva minimamente, sendo por vezes necessários trechos de restauração mais detalhada.

[31] Há infringente contradição nesse aspecto, pois concretos com cimentos de alta resistência inicial promovem resistências finais normalmente superiores, bem como maiores valores de módulo de elasticidade, concomitantemente com exigência de maior rigidez no controle de retração (juntas), o que gera inconsistências com o modelo empírico original com concretos convencionais.

[32] Altura livre em túneis, passagem sob viadutos e de sinalização suspensa, por exemplo, são afetadas por aplicação de *overlays* e *whitetoppings*, devendo ser criteriosamente avaliados trechos com gabaritos para passagens de veículos.

espessuras de camadas, nível de tráfego e condições climáticas). Portanto, o método não é representativo de novas tecnologias de pavimentação. Menos ainda de consideração de emprego cego em zonas tropicais secas ou úmidas. Adicionalmente, a metodologia não considera diretamente os mecanismos degradação dos pavimentos de concreto, como fadiga e escalonamento de juntas, além de perda paulatina de capacidade de transferência de cargas.

Particularmente, o guia de projeto AASHTO de 1993 foi considerado uma metodologia padrão de dimensionamento de pavimentos de concreto nos EUA. Críticas explícitas, comparando desempenho em rodovias de pavimentos rígidos com o desempenho previsto pelo método, pululavam em meados e finais dos anos 1990, como no caso da Flórida, que buscou estudar as razões para baixo desempenho dos pavimentos de concreto construídos havia poucos anos, concluindo pela maior responsável a ausência, ou negligência, de consideração de efeitos dos diferenciais térmicos nas placas de concreto (Tia *et al*., 1989).

As limitações da metodologia AASHTO 93, encaminharam o desenvolvimento de um novo método com capacidade de representar as características dos materiais e relacionar a estrutura de pavimento, abandonando o empirismo normalizado em 1962, 1972, 1986 e 1993, analisando a resposta mecânica das camadas sob carregamento por tráfego e de temperatura, bem como o comportamento à fadiga dos concretos.

5.2.5 Suplemento de Guia de Projeto AASHTO de 1998

Em 1998, AASHTO publica um documento suplementar[33] (que tinha um caráter de provisório[34]) como alternativa (mais racional) ao método de projeto de pavimentos rígidos apresentados no guia de projeto AASHTO 1993 (AASHTO, 1998). Não se falava explicitamente na inaplicabilidade ou incompletude do método de 1993. O método proposto em 1998 considerou a seleção de espessuras de placas de concreto e espaçamento entre juntas, buscando controlar o desenvolvimento de fissuras transversais (de fadiga) para uma dada combinação de tráfego, de clima, de materiais de base e de condições de subleitos.

O algoritmo de desenvolvimento de modelos continuou sendo baseado nos resultados do *AASHO Road Test* (bancos de dados originais e outros complementares com o LTPP). O processo de cálculo é determinado para a condição em que a carga (eixo rodoviário) está posicionada na metade da placa, próxima à junta longitudinal lindeira ao acostamento, considerada a localização crítica de dano por fadiga.

No caso em que o pavimento dispusesse de barras de transferência de carga, a espessura capaz de atender à combinação de diversos fatores simultaneamente, no período de projeto, era tomada como a espessura de projeto. Na condição em que as placas de concreto não tivessem barras de transferência de carga, avaliações de tensões na posição de carga próxima à junta transversal deveriam ser realizadas (Figura 14).

---

[33] *"Supplement to the AASHTO Guide for Design of Pavement Structures", Part II, Rigid Pavement Design and Rigid Pavement Joint Design.*

[34] Já se desenvolviam trabalhos contratados pela AASHTO e FHWA para a modelagem racional, com viés de calibração empírica, empregando os dados obtidos em centenas de seções de rodovias americanas em concreto, pelo *Long Term Pavement Performance*, uma pesquisa do *National Cooperative Highway Reserarch Program*, desde 1976.

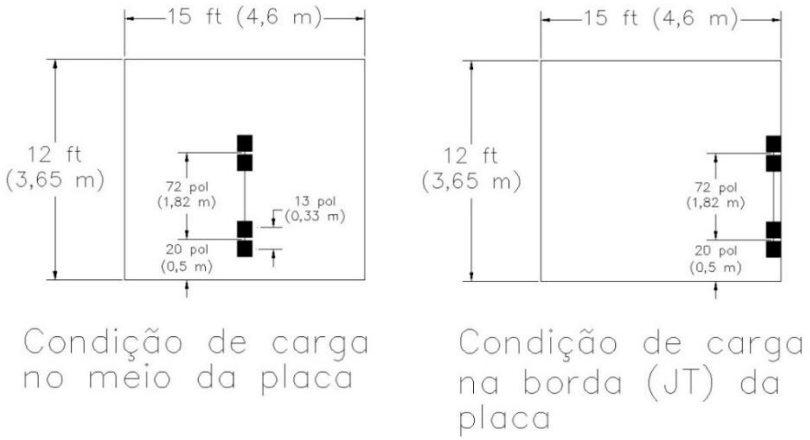


Figura 14 – Posições de carga avaliadas no guia suplementar de 1998

Na Tabela 64 são apresentados os parâmetros de entrada requeridos para o processo de cálculo.

Tabela 64 – Parâmetros de entrada das equações AASTHO (1998)

Parâmetro de entrada	Descrição
W_{18}	Número de aplicações de carga equivalente a um eixo padrão de 18 kips ($ESAL$)
Z_R	Desvio padrão em relação ao tráfego estimado
So	Desvio padrão combinado para o tráfego previsto e a previsão de desempenho
D	Espessura de placa de concreto (polegadas)
p_t	Índice de serventia final
Sc	Módulo de ruptura do concreto (psi), resistência à tração na flexão
Ec	Módulo de elasticidade do concreto (psi)
k	Módulo de reação do subleito (psi/pol = pci)
J	Coeficiente empírico de transferência de carga na junta, dependente da eficiência de transferência de carga: • 3,2 para juntas com barras de transferência de carga (> 90 %) • 4,1 para juntas sem barras de transferência de cargas (< 50 %)
ΔPSI	Perda da serventia (p inicial $-$ p final)
Cd	Coeficiente empírico de drenagem (valor entre 0,7 e 1,25)
L	Espaçamento entre juntas transversais (polegadas)
E	Módulo de elasticidade do material da base (psi)
f	Coeficiente de atrito entre placa e base
H_1	Espessura da camada de base (polegadas)
TD	Diferencial térmico positivo entre o topo e o fundo de placa (°F)
Afastamento dos veículos do bordo da faixa	Faixa com largura convencional de 12 pés (3,7 m) com bordos livres. Faixa com largura convencional de 12 pés (3,7 m) com acostamento de concreto. Faixa alargada com largura de tráfego convencional de 12 pés (3,7 m).

O documento define a equação de projeto para um nível 50 % de confiabilidade, como indicada na Equação 65.

$$logW' = logW + (5{,}065 - 0{,}03295P2^{2{,}4})\left[log\left(\frac{S_c'}{\sigma_t'}\right) - log\left(\frac{690}{\sigma_t}\right)\right]$$

(Equação 65)

O parâmetro W' representa o número de eixos equivalente de 18 kips previstos para a no horizonte de projeto, sendo o valor de W calculado empregando-se a Equação 66.

$$logW = logR + \frac{G}{Y} \quad \text{(Equação 66)}$$

Onde:

$$Y = 1 + \frac{3{,}63(L1+L2)^{5{,}2}}{(D+1)^{8{,}46}L2^{3{,}52}} \quad \text{(Equação 67)}$$

$$G = log\left(\frac{P1-P2}{P1-1{,}5}\right) \quad \text{(Equação 68)}$$

Os parâmetros de entrada das equações acima são apresentados na Tabela 65.

Tabela 65 – Descrição dos parâmetros empregados nas Equações 65 a 68

Parâmetro	Descrição
D	Espessura da placa de concreto (polegadas)
$L1$	Carga em um eixo simples ou tandem (kips)
$L2$	Código do eixo: 1 = eixo simples; 2 = eixo tandem
$P1$	Índice de serventia inicial
$P2$	Índice de serventia terminal
$(S')'$	Resistência à tração na flexão média aos 28 dias (psi)
σt	Tensão de tração na metade da placa (fundo) devido à carga e à temperatura (com constantes do AASHO *Road Test*) (psi)
$\sigma t'$	Tensão de tração na metade da placa (fundo) devido carga e à temperatura com parâmetros de entradas para o novo projeto do pavimento (psi)

As tensões σ_t (tensão de tração na flexão atuante) e σ_l são definidas pelas equações 69 e 70.

$$\sigma_t = \sigma_l EF\left[1 + 10^{(logb)}TD\right] \quad \text{(Equação 69)}$$

Sendo σ_l a tensão para carga apenas, posicionada no centro da placa junto à borda longitudinal, que foi desenvolvida por modelo de regressão linear múltipla após simulações computacionais de grande quantidade de dados teóricos, conforme a equação que se segue[35]:

$$\sigma_l = \frac{18.000}{D^2}\left\{4{,}227 - 2{,}381\left(\frac{180}{l}\right)^{0,2} - 0{,}0015\left[\frac{E_b H_b}{1{,}4k}\right]^{0,5} - 0{,}115\left[H_b\left(\frac{E_b}{E_c}\right)^{0,75}\right]^{0,5}\right\} \quad \text{(Equação 70)}$$

Onde l é o raio de rigidez relativa da placa:

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_c D^3}{12(1-\mu^2)k}} \quad \text{(Equação 71)}$$

A sequência de cálculo de tensões utiliza os parâmetros de entrada apresentados na Tabela 66.

[35] Basicamente mantendo formato analítico das expressões desenvolvidas por Westergaard.

Tabela 66 – Parâmetros para cálculo de tensões devido à carga de veículo

Parâmetro	Descrição
Ec	Módulo de elasticidade da placa de concreto (psi) (4.200.000 psi ou 28.959 MPa, para concretos empregados na AASHO *Road Test*)
Eb	Módulo de elasticidade da base (psi) (25.000 psi ou 172 MPa para as bases granulares empregadas na AASHO *Road Test*)
Hb	Espessura da base (polegadas), de 6 pol (152 mm) para as condições da AASHO *Road Test*
k	Módulo de reação do subleito efetivo (psi/pol), de 110 psi/in (30 MPa/m) para as condições da AASHO *Road Test*[36]
μ	Coeficiente de Poisson do concreto: 0,2 para a AASHO (senso comum)
E (fator de suporte de borda)	Fator de ajuste de suporte lateral da faixa (1 para a AASHO *Road Test*) 1,0 para faixa com largura convencional de 12 pés (3,7 m) 0,94 para faixa com largura convencional de 12 pés (3,7 m) e acostamento de concreto. 0,92 para faixa com largura incrementada de 2 ft (0,6 m) e largura convencional de pista de 12 pés (3,7 m)
F	Fator de atrito entre placa e base (Equação 71)

O valor de parâmetro F é calculado pela Equação 71 e considera o tipo de base para selecionar o coeficiente de atrito.

$$F = 1{,}177 - 4{,}3X10^{-8}DE_b - 0{,}01155542D + 6{,}27X10^{-7}E_b - 0{,}000315f \quad \text{(Equação 71)}$$

O valor de $log\ b$ é definido na Equação 72. Para o cálculo deve ser definido a distância entre juntas L (em polegadas).

$$logb = -1{,}944 + 2{,}279\frac{D}{l} + 0{,}0917\frac{L}{l} - 433080\frac{D^2}{kl^4} + \left(\frac{0{,}0614}{l}\right) * \left(\frac{E_b {H_b}^{1{,}5}}{1{,}4k}\right)^{0{,}5} - 438{,}642\frac{D^2}{kl^2} - 498{,}240\frac{D^3 L}{kl^6}$$

(Equação 72)

[36] Note-se que no experimento o suporte do subleito arenoso beirava o medíocre.

A estimativa do diferencial de temperatura (TD), empiricamente definido sobre a base de dados do *National Cooperativa Highway Research Program* (NCHRP) - *Long Term Pavement Performance* (LTPP), é tomado considerando-se a velocidade média anual do vento (WIND, em milhas por hora), a temperatura média anual (TEMP, em °F) e a precipitação média anual (PRECIP, em polegadas) (Equação 73).

$$TD = 0{,}962 - \frac{52{,}181}{D} + 0{,}341WIND + 0{,}184TEMP - 0{,}00836PRECIP$$

(Equação 73)

Em comparação com o método apresentado no guia de projeto AASHTO 93, a metodologia do documento suplementar apresenta notáveis diferenças, conforme expostas na Tabela 67.

Tabela 67 – Comparação entre os guias AASHTO 98 e AASHTO 93

Parâmetro	Comentário
Definição do módulo de reação do subleito (k)	k é definido como valor elástico obtido por teste de carga sobre placa, considerando apenas deformação elástica (versão de 1993 considerava-se deformação elástica + permanente).
Modificações no valor de k	k ainda é ajustado por presença de rocha superficial e por efeitos da solução de terraplanagem (1998).
Efeito da base no k	O valor efetivo de k não é alterado pela rigidez ou espessura da camada de base. A espessura e módulo de resiliência da base são incluídos diretamente na equação de projeto e não tratados como fator de incremento de k[37].
Coeficiente de drenagem (Cd)	Não foi incluído na equação de projeto de 1998.
Fator de perda de suporte (LS)	Não foi incluído na equação de projeto de 1998.
Inclusão de tensões por diferenciais térmicos	Efeitos de temperatura nas tensões foram incorporados à equação de projeto de 1998.

[37] Décadas de pesquisas foram pródigas em esclarecer que, para bases asfálticas ou cimentadas, não era lícito aplicar correção sobre o valor de módulo de reação do subleito (k).

5.2.6 Método Empírico-Mecanicista MEPDG (2004 e versões posteriores)

5.2.6.1 Introdução à Metodologia

Em primórdios dos anos 2000 foi publicado a guia de projeto empírico-mecanicista de pavimentos (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide*, MEPDG) da AASHTO[38].

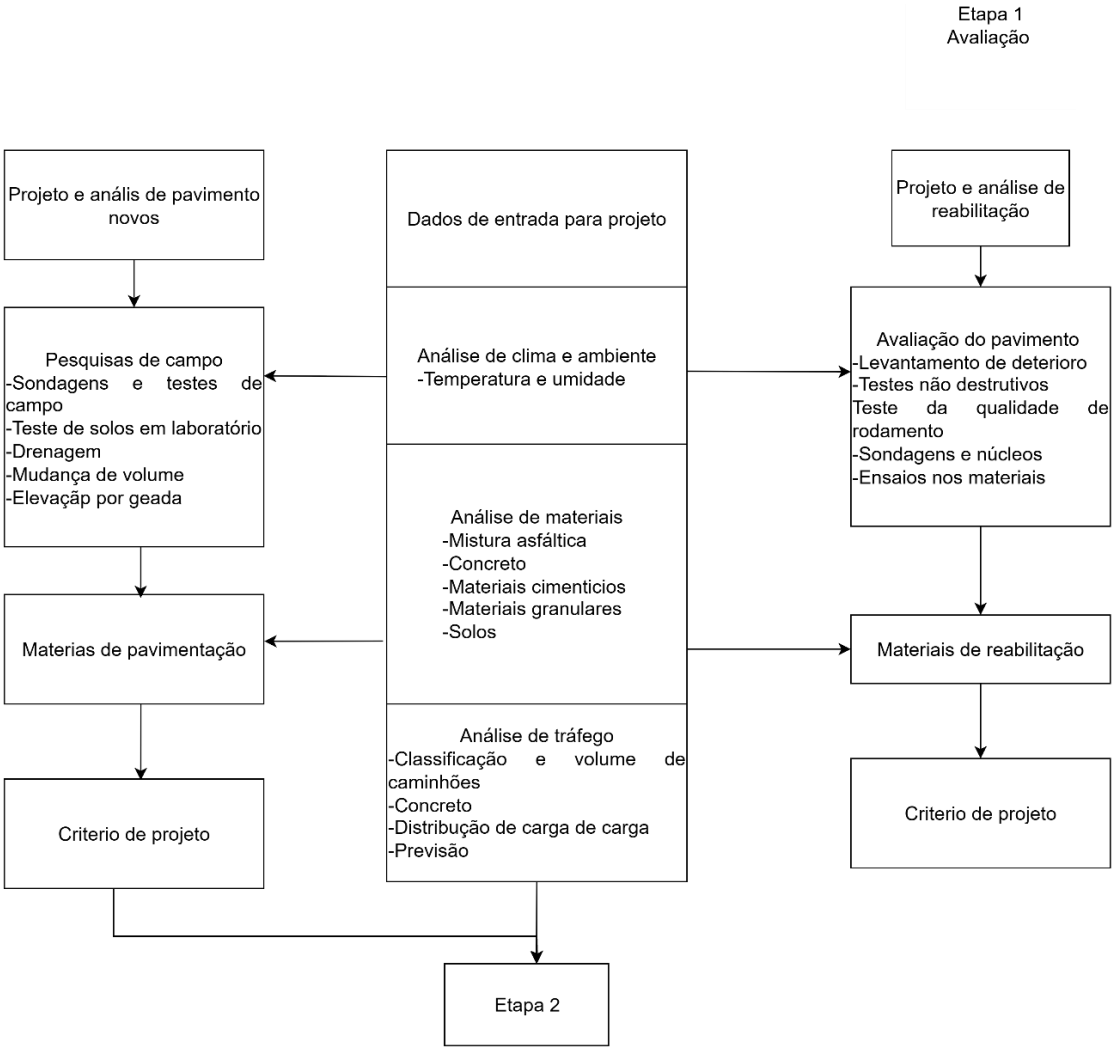
O objetivo geral do MEPDG é fornecer uma ferramenta para análise de estruturas de pavimento novas e reabilitadas, com base em princípios mecanicistas de estudo de estruturas de pavimentos. Isso significa que o procedimento de projeto e análise calcula as respostas do pavimento (como deflexões, deformações e tensões) e utiliza essas respostas para estimar os danos (trincas, afundamentos etc.) acumulados ao longo do tempo de uso do pavimento. O procedimento então relaciona empiricamente os danos cumulativos com a deterioração prevista no pavimento (AASHTO, 2008). O objetivo das funções e modelos implícitos nas rotinas de cálculo não tem como resultado final uma espessura ou resistência do concreto, mas sim, a evolução de parâmetros funcionais. Cabe ao projetista, analisadas as condições locais, estabelecer resistência do concreto adequada combinada com uma dada espessura que permita o desempenho desejado como meta de projeto. Espessura não é, portanto, a meta de análise[39].

[38] O novo método encontrava-se em discussão e desenvolvimento desde finais dos anos 1990.

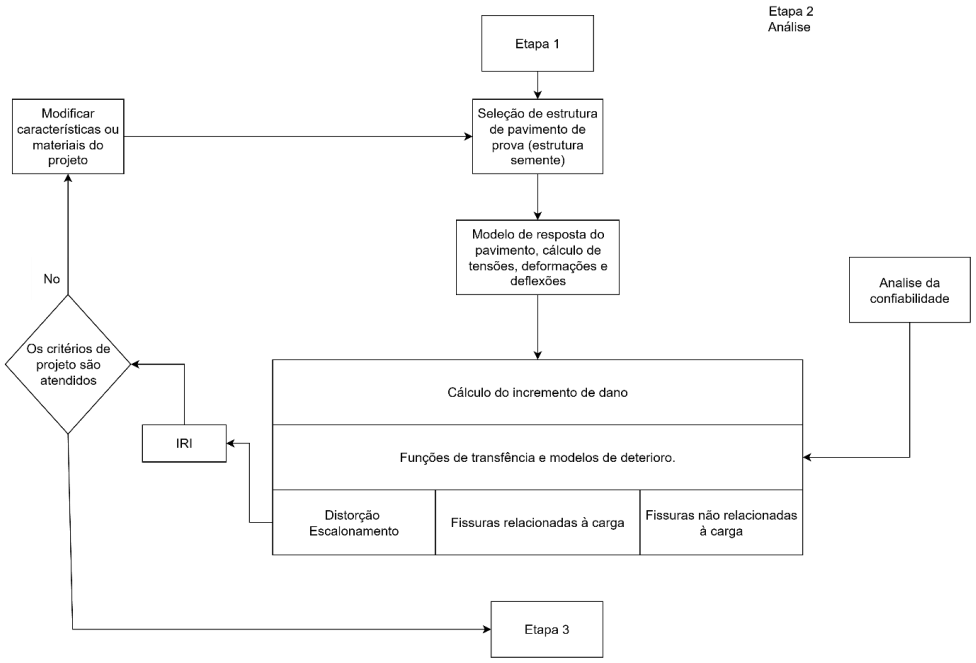
[39] Uso de resistências de 3,8 a 4 MPa são comuns em rodovias americanas, que por vezes explica algumas espessuras robustas associadas a tráfegos muito pesados em *Interstates*. O FHWA não tem uma regra rígida para especificar resistência do concreto, compreendendo que as empresas de projeto e seus engenheiros possuem maturidade suficiente para tomar decisões de projeto em função de circunstâncias econômicas e de disponibilidade de materiais locais, o que é inexoravelmente inerente a qualquer projeto de engenharia. Bons e refletidos projetos.

O procedimento iterativo requer espessuras “sementes” (valores tentativos empregando-se, evidente bom senso e conhecimento de engenharia) das camadas que integram a estrutura de pavimento. Essa estrutura é avaliada considerando os parâmetros de entrada (clima, tráfego e propriedades dos materiais), critérios de desempenho e valores de níveis de confiabilidade, por meio da previsão de deterioração (degraus em juntas; fissuras) e evolução da irregularidade superficial.

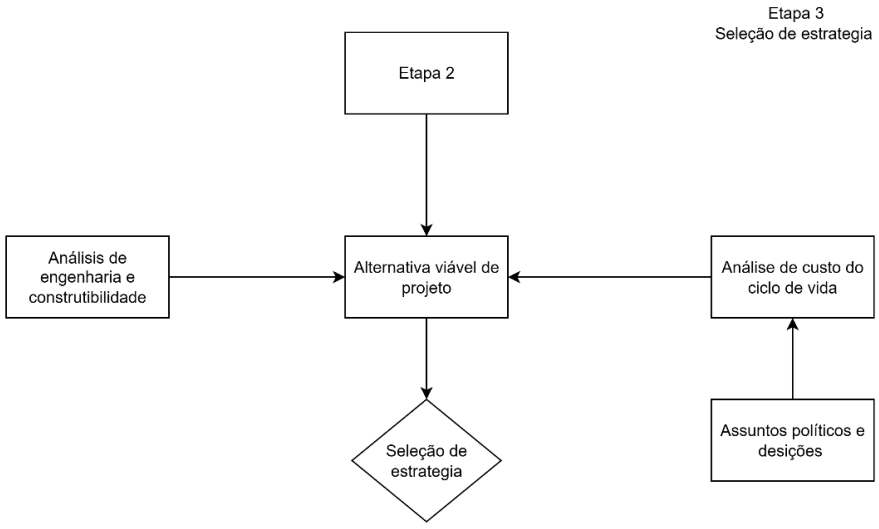
No caso de o projeto (tentativo) não atender os critérios e metas de desempenho para uma dada confiabilidade, os dados de entrada são revisados, ajustados e o procedimento repetido quantas vezes necessário para se atingir as metas de desempenho estabelecidas. Uma maneira evidente de se introduzir um projeto tentativo é o emprego do guia (da AASHTO) de 1998. Na Figura 15 é apresentado um fluxograma de análise de desempenho, para finalidades de projeto de pavimentos de concreto, pelo MEPDG.


Etapa 1
Avaliação
Projeto e anális de pavimento novos
Pesquisas de campo
-Sondagens e testes de campo
-Teste de solos em laboratório
-Drenagem
-Mudança de volume
-Elevaçãp por geada
Materias de pavimentação
Criterio de projeto
Dados de entrada para projeto
Análise de clima e ambiente
-Temperatura e umidade
Análise de materiais
-Mistura asfáltica
-Concreto
-Materiais cimenticios
-Materiais granulares
-Solos
Análise de tráfego
-Classificação e volume de caminhões
-Concreto
-Distribução de carga de carga
-Previsão
Projeto e análise de reabilitação
Avaliação do pavimento
-Levantamento de deterioro
-Testes não destrutivos
Teste da qualidade de rodamento
-Sondagens e núcleos
-Ensaios nos materiais
Materiais de reabilitação
Criterio de projeto
Etapa 2

(a)



(b)



(c)

Figura 15 – Fluxograma de projeto de pavimentos do MEPDG: (a) etapa 1; (b) etapa 2; (c) etapa 3

A abordagem empírico-mecanicista do MEPDG foi forjada sobre três pilares fundamentais:

1. Enfoque mecânico: utilização de teorias de previsão das respostas críticas do pavimento (deformações, tensões, deflexões, etc.), em função das cargas de tráfego e das condições climáticas (diferenciais térmicos variáveis ao longo dos dias e das estações climáticas). Para o caso de análise de pavimentos de concreto simples (PCS), o modelo de resposta estrutural utilizado foi concebido empregando-se o Método dos Elementos Finitos, com análises em duas dimensões[40].
2. Caracterização dos materiais: usando métodos de caracterização consistentes com as teorias empregadas.
3. Correlação empírica: relações entre os parâmetros das respostas críticas (mecânicas) e a degradação observada em campo (dados passados gerando modelos empíricos).

Em comparação com a metodologia AASHTO 93, a principal novidade do MEPDG está no vínculo direto entre materiais, projeto estrutural, construção, clima, tráfego e sistemas de gestão de pavimentos, além de ter a capacidade de predição de múltiplos indicadores de desempenho. Na Figura 16 são apresentadas as diferenças de enfoque entre o método empírico da AASHTO 93 e o MEPDG.

[40] O *software* ISLAB 2000 (FEA para placas) foi empregado, em detrimento de outras alternativas de *software* de análise de placas em 3D, o que impediu uma evolução para a modelagem de subleitos como sólidos elásticos, mantendo-se o arcaico método de equilíbrio da placa sob ação de cargas com as respostas do subleito contemporizadas por molas, que é incapaz de analisar tensões de cisalhamento em solos.

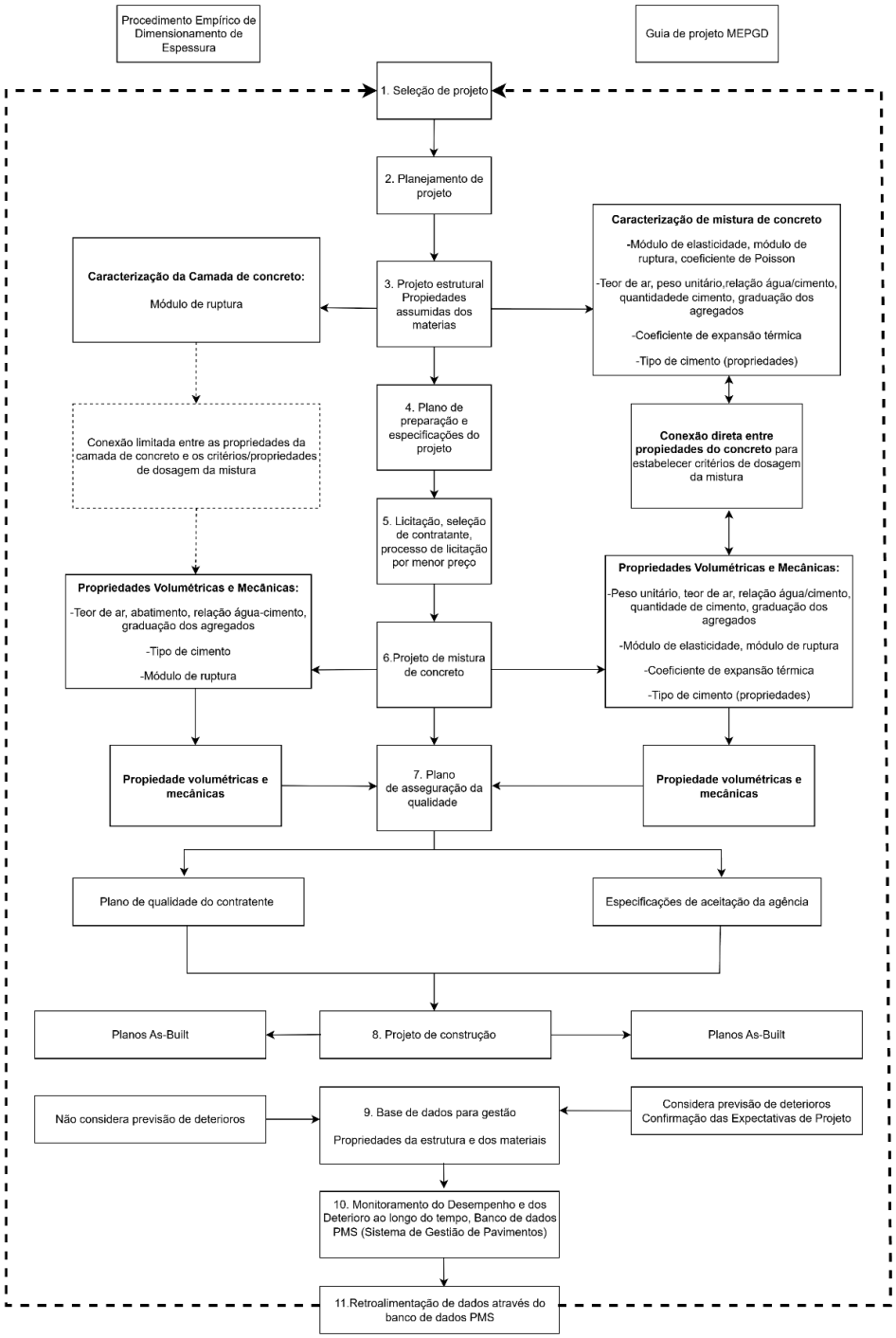


Figura 16 – Comparação entre processos de projeto: semiempírico (AASHTO 93) e empírico-mecanicista (MEPDG)

A abordagem empírico-mecanicista possibilita a otimização do projeto do pavimento, assegurando que os tipos específicos de deteriorações permaneçam abaixo dos níveis de aceitação ao longo da vida útil (de serviço) da estrutura. O processo de projeto pode ser dividido em 5 fases, conforme apresentadas na Tabela 68.

Tabela 68 – Fases de dimensionamento de pavimento MEPDG

Fases do processo de dimensionamento	Objetivo
Seleção da estratégia de projeto inicial	Definição de uma seção transversal 'semente' com base no método AASHTO 1993, ou em outras diretrizes específicas da agência rodoviária.
Definição dos critérios de desempenho e nível de confiabilidade	Definição dos indicadores de desempenho com respectivos valores limites que definem a necessidade de reabilitação ou de reconstrução.
Coleta de dados de entrada	Obtenção de informações para o projeto, organizadas em seis categorias: Dados gerais do projeto Critérios de projeto Dados de tráfego Dados de clima Estratificação da estrutura Propriedades dos materiais
Execução e análise do modelo via *software* MEPDG[41]	Análise das alterações nas propriedades das camadas, deterioração e Índice Internacional de Irregularidade (IRI) ao longo da vida útil do projeto. Além disso, é realizada a verificação do atendimento dos critérios de desempenho no nível de confiabilidade estabelecido.
Revisão e iteração do projeto*	Identificação de melhorias nos valores de entrada de materiais, camadas, espessuras ou outras características do projeto, com novas simulações, até que o desempenho desejado seja alcançado. A estrutura de pavimento final validada torna-se uma solução viável.[42]

*nessas simulações o projetista deve ter em conta critérios de economicidade.

[41] A norma de projeto estadunidense (AASHTO 2004 e versões posteriores) não fornece equações para o cômputo de tensões, sendo que o processo se dá via software que possui uma rede neural treinada para, em função dos dados de entrada, indicar a tensão de tração na flexão que ocorre na placa de concreto para uma dada condição específica. Assim, os engenheiros não tem como montar planilhas eletrônicas de cálculo para emprego do método, o que é uma necessidade gerada por outras normas (como AASHTO 1993 e ABNT PR 1011-2021).

[42] Note-se que não existe somente uma alternativa de solução ao se analisar um pavimento de concreto. Barras de transferência de carga, espessuras e resistências possuem diversas combinações em projeto que podem garantir o desempenho requerido como meta, fixado para valores finais de IRI, escalonamentos e fissuras.

O MEPDG emprega funções de transferência e equações de regressão para prever indicadores de desempenho considerados fundamentais em diversos programas de gerenciamento de pavimentos. Os indicadores são calculados com base em modelos calibrados a partir de dados empíricos extraídos do banco de dados do programa de estudo de desempenho do pavimento a longo prazo (LTPP-NCHRP) da Administração Federal de Rodovias (FHWA). Para o caso dos PCS, os indicadores de desempenho estruturais e funcionais são apresentados na Tabela 69.

Tabela 69 – Indicadores de degradação em PCS

Indicador	Descrição
Escalonamento médio na junta.	Considerada como a diferença de elevação ao longo da junta, medida a aproximadamente 1 pé (33 cm) da borda da placa O valor indicado pelo método é o escalonamento médio de todas as juntas transversais em um trecho homogêneo de pavimento. A unidade de medida do escalonamento calculado é em polegadas
Irregularidade superficial (IRI).	O parâmetro utilizado para quantificar a irregularidade superficial do pavimento é o Índice Internacional de Irregularidade (IRI) O IRI é derivado da simulação do deslocamento de um modelo de quarto de carro ao longo do perfil longitudinal da pista. O valor do IRI é calculado com base na média dos perfis longitudinais nas trilhas de roda do pavimento No MEPDG, o IRI é definido de modo empírico, em função da degradação do pavimento, fatores locais que representam a capacidade do subleito de sofrer expansão/contração volumétrica e expansão por congelamento. No processo de cálculo do IRI, a eficiência de transferência de carga (LTE) é calculada.
Fissuras transversais de baixo para cima	Produzidas pelas tensões de tração na flexão que ocorrem na face inferior das placas quando a carga dos eixos dos caminhões se encontra a meia distância das juntas transversais e próximos à borda longitudinal, em combinação com diferenciais térmicos (remontam à fadiga do concreto). Essa tensão é incrementada significativamente quando há um elevado gradiente de temperatura positivo ao longo da altura da placa, i.e., quando a parte superior da placa está mais aquecida do que a parte inferior. Carregamentos repetidos de eixos pesados nessas condições resultam em danos por fadiga ao longo da superfície inferior da placa, o que eventualmente leva à formação de uma fissura transversal que se propaga até a superfície do pavimento.
Fissuras transversais de cima para baixo	Produzidas pelo carregamento repetido por caminhões pesados, com determinados espaçamentos entre eixos, quando o pavimento está exposto a elevados gradientes negativos de temperatura (i.e., a parte superior da placa menos aquecida do que a parte inferior), resultando em danos por fadiga na parte superior, o que eventualmente leva à formação de uma fissura transversal iniciada na superfície do pavimento (*top-down cracks*). A condição crítica de carregamento de rodas para esse tipo de fissura envolve a combinação de eixos que carregam, simultaneamente, os extremos finais (juntas transversais) das placas. Na presença de elevado gradiente térmico negativo, tais combinações de carga geram elevada tensão de tração na parte superior, próxima à borda do pavimento. Esse tipo de carregamento é mais frequentemente causado pela combinação dos eixos direcional e de tração de caminhões-tratores e outros veículos. A fissura transversal de cima para baixo é calculada pelo MEPDG como uma porcentagem do número total de placas (% de placas fissuradas como critério de danificação). O parâmetro de saída (porcentagem de placas com fissuras transversais) combina tanto a porcentagem de placas com fissuras transversais de cima para baixo quanto de baixo para cima.

O MEPDG adota um esquema hierárquico de entrada de dados, que classifica o nível de conhecimento do projetista sobre os parâmetros de entrada utilizados no dimensionamento do pavimento. Esse sistema permite flexibilidade na obtenção das informações, equilibrando precisão, custo e disponibilidade de dados. A Tabela 70 são apresentados os níveis de parâmetro de entrada.

Tabela 70 – Nível hierárquicos dos parâmetros de entrada

Nível hierárquico	Descrição
Nível de Entrada 1	O parâmetro de entrada é diretamente medido, sendo específico para o local ou projeto. Este nível representa o maior grau de precisão e confiabilidade, porém com custos elevados de ensaio e coleta de dados. Recomendado para projetos com características atípicas de tráfego, materiais ou condições geotécnicas, fora do escopo das correlações utilizadas nos níveis inferiores.
Nível de Entrada 2	O parâmetro é estimado a partir de correlações ou equações de regressão, com base em outros dados do local que são mais simples e econômicos de obter. Também pode representar valores médios regionais não específicos ao projeto Oferece um nível intermediário de confiabilidade a custos moderados.
Nível de Entrada 3	O parâmetro é baseado em valores estimados ou padrões, originados de bancos de dados regionais ou nacionais. Representa o menor grau de conhecimento específico sobre o parâmetro para o projeto, mas é o nível com menor custo e esforço de coleta de dados. É indicado para estudos iniciais, projetos básicos de engenharia, projetos de menor porte, ou ainda quando recursos são limitados.

Os modelos e procedimentos de previsão de deterioração e de irregularidade não são alterados independentemente dos níveis de entrada empregados. Portanto, para um projeto específico, os dados de entrada podem ser obtidos usando uma combinação de níveis. Porém o guia recomenda empregar o maior nível disponível.

Os erros padrão apresentados para cada modelo de deterioração foram obtidos do processo de recalibração elaborado no projeto NCHRP *Project 1-40D* (Harrigan, 2006), baseado no emprego nos níveis mais elevados de cada seção de pavimento. Na Tabela 71 é apresentada a lista geral dos níveis predominantes de entrada utilizados no processo de recalibração.

Tabela 71 – Dados de entrada classificados por hierarquia

Grupo de entrada		Parâmetro de entrada	Nível de recalibração usado
	Tráfego	Distribuição de carga por eixo (simples, tandem, tridem)	Nível 1
		Distribuição de volume de caminhões	Nível 1
		Distribuição de caminhões por faixa e direção	Nível 1
		Pressão dos pneus	Nível 3
		Configuração de eixo, espaçamento dos pneus	Nível 3
		Desvio de caminhões	Nível 3
	Clima	Temperatura, velocidade do vento, cobertura de nuvens, precipitação, umidade relativa	Nível 1 de estações meteorológicas
Propriedades dos materiais	Camadas não ligadas e subleito	Módulo resiliente — todas as camadas não aderidas	Nível 1: retroanálise
		Classificação e propriedades volumétricas	Nível 1
		Relação umidade-densidade	Nível 1
		Relação características solo-água	Nível 3
		Condutividade hidráulica saturada	Nível 3
	Propriedades do concreto	Módulo de elasticidade	Nível 1
		Resistência à tração na flexão	Nível 1
		Resistência à tração indireta (somente para CRCP)	Nível 2
		Coeficiente de expansão térmica	Nível 1
	Peso unitário		Nível 1
	Coeficiente de Poisson		Níveis 1 e 3
	Outras propriedades térmicas: condutividade, capacidade térmica, absorvência de superfície		Nível 3
	Condição das camadas existentes		Níveis 1 e 2

Outros dados de relevância são o horizonte de projeto, a data de construção e abertura ao tráfego, nível de confiabilidade e critérios de projeto.

O período ou horizonte de projeto é o tempo desde a construção do PCS até a condição estrutural de deterioração especificada pelo projetista, indicando necessidade de reabilitação (manutenção importante). Para camadas superpostas de concreto (como é o caso do *whitetopping*, WT), a vida do projeto é o tempo considerado desde a colocação do WT até o requerimento de reabilitação significativa. O MEPDG considera horizontes de projeto de 1 ano até 5 décadas, sendo comum estabelecer-se para pavimentos de concreto valor mínimo de 30 anos. Projetos de maior duração são considerados pavimentos de longa vida.

A data de finalização de construção e abertura ao tráfego influencia a resposta dos modelos de deterioração. A informação relacionada às datas de construção da base/subleito, o mês de construção do pavimento e o mês de abertura ao tráfego podem ser estimadas do cronograma planejado para a obra. Essas datas estão relacionadas às cargas de tráfego mensais e aos dados climáticos mensais, que influenciam os valores mensais dos módulos de elasticidade das camadas e do subleito. Assim, tensões são determinadas sazonalmente, não apenas em função de temperaturas nas placas de concreto.

Para pavimentos de concreto, a data de abertura ao tráfego influencia o tempo de cura (tempo mínimo de 28 dias) e, consequentemente, a resistência e o módulo de elasticidade do material. Além disso, meses diferentes de construção podem impactar o desempenho do pavimento devido às condições climáticas específicas daquele período.

O critério de projeto e o nível de confiabilidade devem ser selecionados considerando um balanço entre ambos. De fato, para chegar-se a uma estrutura de pavimento com baixo nível de deterioração e alto nível de confiabilidade, os custos do projeto podem se tornar elevados.

Os critérios de projeto são similares aos empregados para definir os níveis de serventia iniciais e finais presentes na guia AASTHO 93. A Tabela 72 apresenta os critérios de projeto recomendados no MEPDG para pavimentos de concreto.

Tabela 72 – Critérios de projeto do MEPDG para PCS

Critério de Desempenho	Valor Máximo ao Final da Vida de Serviço
Escalonamento no meio das juntas	Rodovias interestaduais: 0,15 pol. Rodovias primárias: 0,20 pol. Rodovias secundárias: 0,25 pol.
Percentual de fissuras transversais nas placas	Rodovias interestaduais: 10 % Rodovias primárias: 15 % Rodovias secundárias: 20 %
IRI	Rodovias interestaduais: 160 pol./milha (2,5 m/km) Rodovias primárias: 200 pol./milha (3,2 m/km) Rodovias secundárias: 200 pol./milha

O conceito de nível de confiança nas variáveis de projeto está incorporado no MEPDG de maneira uniforme para todos os tipos de pavimentos. O nível de confiança de projeto (R) é definida como a probabilidade (P) de que o defeito previsto fique abaixo do nível crítico durante todo o período de projeto (Equações 73 e 74). A nível de confiabilidade pode ser estabelecido para cada tipo de deterioração e para o IRI.

$$R = P[Deterioraçãonoperiododeprojeto < ívelcríticodedeterioração] \quad \text{(Equação 73)}$$

$$R = P[IRInoperiododeprojeto < NívelcríticodeIRI] \quad \text{(Equação 74)}$$

A definição de confiabilidade difere das versões anteriores da guia AASHTO por considerar diretamente os tipos de processos de deterioração e o IRI. Os níveis de confiabilidade de projeto selecionados podem variar conforme o tipo de dano e o IRI, ou permanecer constantes para todos. Porém, é recomendado no MEPDG usar o mesmo nível de confiança para todos os indicadores de desempenho. A Tabela 73 apresenta os valores de níveis de confiança considerados balanceados em relação com os critérios de projeto.

Tabela 73 – Nível de confiança recomendados pela classificação de vias

Classificação Funcional	Nível de Confiança via Urbana (%)	Nível de Confiança via Rural (%)
Rodovias interestaduais/ Vias expressas	95	95
Arteriais principais	90	85
Coletoras	80	75
Locais	75	70

Para a caracterização do tráfego o MEPDG não utiliza o conceito de eixo padrão equivalente ($ESAL$) e não impõe o cálculo de fatores de equivalência de carga. O procedimento permite considerar o espectro total de cargas para cada tipo de eixo. Adicionalmente, o método permite considerar configurações especiais de eixos.

Para obtenção de dados é recomendado empregar informações a partir de balanças *Weighing-In-Motion* (WIM). Adicionalmente, o *software* MEPDG está integrado com o *software* do NCHRP 1-39, desenvolvido para fornecer ao MEPDG dados específicos de tráfego de caminhões, necessários ao projeto de pavimentos. Nas Tabelas 74 e 75 são apresentadas recomendações sobre tamanho mínimo de amostras necessário para estimar as distribuições normalizadas de carga por eixo e a distribuição de volume de caminhões.

Tabela 74 – Tamanho mínimo de amostras (número por dias, por ano)

	Nível de confiança ou significância (%)				
Erro padrão (± %)	**80**	**90**	**95**	**98**	**99**
20	1	1	1	1	1
10	1	1	2	2	3
5	2	3	5	7	10
2	8	19	30	43	61
1	32	74	122	172	242

Tabela 75 – Tamanho mínimo de amostras (número por dias por estação)

Erro padrão (± %)	Nível de confiança ou significância (%)				
	80	**90**	**95**	**97,5**	**99**
20	1	1	1	2	2
10	1	2	3	5	6
5	3	8	12	17	24
2	20	45	74	105	148
1	78	180	295	*	*

*Notas: é necessária amostragem contínua para essas condições, considerando a estação como o ano inteiro; se for necessário distinguir o volume de caminhões entre dias de semana e dias de finais de semana, o número de dias por estação deve ser medido separadamente para ambos; a estação mencionada nesta tabela é baseada nas variações nos padrões de tráfego de caminhões para definir a distribuição normalizada do volume com o nível de confiança e erro padrão especificados. Essa definição de estação é diferente daquela usada no *software* MEPDG (estações climáticas) para calcular respostas do pavimento e valores de dano incremental.

Os dados de entrada para análise referentes as condições de tráfego são apresentados na Tabela 76.

Tabela 76 – Parâmetros de entrada referentes ao tráfego

Volume médio diário anual inicial de caminhões em duas direções (AADTT)	O valor de AADTT refere-se ao volume médio diário anual de caminhões após a abertura da via ao tráfego ou após a conclusão da reabilitação.
Percentual de caminhões na faixa de projeto	O percentual de caminhões na faixa de projeto é estimado para cada classe de caminhão, sendo que a classe predominante é usada para determinar esse valor.
Percentual de caminhões na direção de projeto	Representa o percentual de caminhões na direção de projeto em relação ao total de caminhões que utilizam a via em ambas as direções.
Velocidade operacional	Velocidades baixas resultam em valores maiores de dano incremental.
Crescimento do tráfego de caminhões	O MEPDG tem a capacidade de usar diferentes taxas de crescimento para diferentes classes de caminhões, mas assume que a taxa de crescimento é independente ao longo do tempo.
Distribuições de carga por eixo	Eixo simples, tandem, tridem e quad
Distribuição Normalizada do volume de caminhões	A distribuição normalizada do volume de caminhões representa a porcentagem de cada classe de caminhão dentro da distribuição total do tráfego de caminhões.
Configurações de carga por eixo	Referido ao espaçamento e distância entre eixos.
Fatores de distribuição mensal	Os fatores de distribuição mensal são usados para distribuir o tráfego de caminhões de cada classe ao longo do ano.
Fatores de distribuição horária	Os fatores de distribuição horária são usados para distribuir o tráfego total de caminhões ao longo de um dia típico.
Espaçamento entre pneus duplos	O valor padrão de 12 polegadas (0,30 m) foi escolhido com base no espaçamento dos pneus usados pela maioria dos caminhões.
Pressão dos pneus	O *software* MEPDG assume uma pressão constante dos pneus para todas as condições de carga, representando a condição operacional.
Deslocamento lateral das cargas por eixo	O *software* MEPDG assume um deslocamento lateral (*lateral wander*) fixo para todos os caminhões.

A metodologia considera com especial relevância a influência do clima na resposta da deterioração dos pavimentos. Os dados climáticos empregados são procedentes de 851 estações climáticas no território dos EUA. Portanto, o MEPDG possui a capacidade de prever os impactos ambientais (climáticos) em praticamente qualquer local dos Estados Unidos. O tratamento dos dados climáticos é automatizado; introduzindo a latitude e a longitude da locação do projeto, o *software* seleciona seis estações climáticas mais próximas.

Os efeitos do clima no pavimento são estimados usando o *Modelo Climático Integrado* (ICM), uma ferramenta poderosa que simula os efeitos climáticos ao modelar a temperatura e a umidade em cada camada do pavimento e na fundação. Para a estimativas das temperaturas no pavimento (diferenciais térmicos), o modelo considera parâmetros numéricos de temperatura horaria, precipitação, velocidade do vento, umidade relativa do ar e a cobertura de nuvens.

A profundidade do lençol freático (*water table*) é considerado como um parâmetro climático. Em referência a essa condição, variações horizontais e verticais nos tipos de solo de fundação, teor de umidade, densidades, profundidade do lençol freático e localização das camadas rochosas, todos precisam ser considerados durante o processo de análise. Adicionalmente, devido aos seus efeitos prejudiciais no desempenho do pavimento, solos expansivos, solos suscetíveis ao congelamento e o fluxo de água, devem ser identificados e considerados no projeto.

O projeto e a análise de uma solução preliminar no MEPDG são baseados na acumulação de danos ao longo do tempo, considerando o tráfego de veículos pesados como principal agente de deterioração. A metodologia adotada segue uma abordagem de dano incremental, na qual as deteriorações ou danos são estimados e acumulados em intervalos de análise sucessivos. O intervalo padrão utilizado é de um mês, considerado a unidade básica para o cálculo do dano incremental.

Para considerar os períodos de congelamento e degelo, o intervalo é reduzido a uma base quinzenal. Isto permite avaliar as rápidas variações no módulo de resiliência das camadas granulares e não tratadas, causadas pelas mudanças nas condições de umidade e temperatura.

5.2.6.2 Fontes de dados para calibração dos modelos de degradação

Os modelos de predição de deterioração foram calibrados usando dados de seções de pavimentos existentes nos EUA (LTPP-NCHRP). A principal fonte de dados foi a base de dados do LTPP, complementada principalmente com os dados do experimento Mn/Road (projeto de pesquisa realizado em Minessota pelo *Minessota Department of Transportation*), bem como com dados de outros projetos de pesquisa, estaduais e federais. A base de dados representa uma ampla variedade de condições locais (de tipo de subleito, clima, tráfego), estrutura de pavimento e histórico de desempenho.

Em comparação com a metodologia de projeto adoptada no AASHTO 93, o volume de dados empregados é de longe superado pelo MEPDG. A esse respeito, os dados são considerados abrangentes e sem precedentes, conforme o número de seções de teste avaliadas em décadas, o que é apresentado na Tabela 77. O método permite a possibilidade de ajustar os modelos de deterioração baseados em ampla gama de dados locais e regionais.

Tabela 77 – Número de amostras para calibração dos modelos de deterioração de PCS

	Quantidade de amostras empregadas					
Modelo de deterioração	PCS	Erro padrão	PCS Overlay	Erro padrão	PCS Reabilitado	Erro padrão
Fissuras transversais	1.505	4,52 %	47	6,40 %	94	6,50 %
Escalonamento em juntas	1.239	0,03 %	45	0,08 %	40	0,02 %
Irregularidade superficial	163	17,1 in/mi	-	-	-	-

5.2.6.3 Modelos de deterioração para pavimentos rígidos e camadas super postas de concreto (*whitetopping*)

As funções de transferência concernentes a modelos de degradação, para pavimentos rígidos e camadas superpostas de concreto, foram recalibradas em concordância com o documento NCHRP 1-40D (Harrigan, 2006). Seguem-se esclarecimentos sobre os modelos de degradação empregados.

Fissuras transversais

O método considera que, em serviço, todas as placas possuem o potencial de apresentar fissuras iniciadas de baixo para cima (*bottom-up*) ou de cima para baixo (*top-down*), em ambos os casos consideradas como fissuras de fadiga. Assim, uma placa de concreto só pode fissurar por um único mecanismo. Portanto, a representação das fissuras transversais deve ser relatada pela combinação de ambos os modos de propagação de fissuras acima descritos.

A fissuração transversal é medida, em termos de porcentagem, da quantidade de placas com fissuras transversais em uma determinada faixa de tráfego. A Equação 75 logo abaixo apresentada define a fissuração global, tanto para fissuras de baixo para cima quanto fissuras de cima para baixo.

$$CRK = \frac{1}{1+(DI_F)^{-1,98}} \quad \text{(Equação 75)}$$

Onde CRK representa a quantidade de fissuras de baixo para cima ou de cima para baixo, enquanto DI_F corresponde ao dano por fadiga calculado pela Equação 76. Note que o DI_F representa o *consumo da resistência à fadiga* tomados todos os parâmetros que interferem no processo.

$$DI_F = \sum \frac{n_{i,j,k,l,m,n,o}}{N_{i,j,k,l,m,n,o}} \quad \text{(Equação 76)}$$

Onde $n_{i,j,k,l,m,o}$ representa o número de cargas *aplicadas* nas condições (i, j, k, l, m, n, o), enquanto $N_{i,j,k,l,m,n,o}$ faz referência ao número de *admissível* de aplicações de cargas nas condições (i, j, k, l, m, n, o).

Na Tabela 80 é apresentada a nomenclatura dos índices subscritos *i, j, k, l, m, n,* e *o*, referente às condições de carga avaliadas.

Tabela 78 – Descrição dos índices subscritos referentes às condições de carga

Subscrito	Descrição
i	Idade (leva em conta a variação no módulo de ruptura e no módulo de elasticidade do concreto, o atrito de contato entre placa e base, e a deterioração da eficiência de transferência de carga no acostamento).
j	Mês (considera a variação no módulo de elasticidade da base e no módulo dinâmico efetivo de reação do subleito).
k	Tipo de eixo (simples, tandem e tridem para fissuração de baixo para cima; entre eixos[43] curto, médio e longo para fissuração de cima para baixo).
l	Nível de carga (carga incremental para cada tipo de eixo).
m	Diferença de temperatura equivalente entre as superfícies superior e inferior do concreto (diferencial térmico).
n	Variação lateral do tráfego.
o	Fração horária do tráfego de caminhões.

[43] Observar que a determinação do processo de fadiga em um local “entre eixos” retrata a busca de uma combinação para tensão crítica, juntamente com diferencial térmico negativo, no topo da placa de concreto.

Portanto, o número aplicado de aplicações de carga ($n_{i,j,k,l,m,n}$) é o número real de eixos do tipo k, com nível de carga l, que passa pela faixa de tráfego n, sob cada condição (idade, estação do ano e diferencial de temperatura).

O número admissível de aplicações de carga ($N_{i,j,k,l,m,n}$) é o número de ciclos de carga no qual se espera que ocorra falha por fadiga (para fissuras transversais correspondente a 50 % de placas fissuradas[44]). O valor de $N_{i,j,k,l,m,n}$ é determinado pela Equação 77.

$$log\left(N_{i,j,k,l,m,n,o}\right) = C_1 \left(\frac{MR_i}{\sigma_{i,j,k,l,m,n,o}}\right)^{C_2} \quad \text{(Equação 77)}$$

Onde MR_i corresponde ao módulo de ruptura do concreto (resistência à tração na flexão) à idade i[45], enquanto $\sigma_{i,j,k,l,m,n,o}$ representa a tensão aplicada em condições $i, j, k, l, m, n, e\ o$. Por sua vez, C_1 e C_2 são constantes do modelo com valores de 2,0 e 1,22 respetivamente (modelo de fadiga semiempírico determinado a partir das seções-teste do LTPP).

[44] Admite-se, portanto, para o final do horizonte de projeto, 50 % das placas com danificações por fadiga. Entenda-se aqui que, assumindo tal liberdade de um modelo tolerante a tal nível, evidentemente há regras para manutenção da rodovia para se preservar os usuários de escalonamentos em fissuras transversais sem transferência de carga entre as partes isoladas pelas fissuras.

[45] A idade do concreto, concernente à sua resistência, não está circunscrita ao valor de 28 dias. Tal idade, a critério da programação de obras e das previsões de liberação de segmentos rodoviários, poderá ser muito mais curta (vias urbanas e *whitetopping*) bem como mais longas (90 a 180 dias, para exemplificar). Isso é provocativo para os envolvidos em projetos e obras sobre o questionamento de como dosar o concreto para execução em função do valor característico de resistência para a idade selecionada, definido em projeto. Tal consciência deixa claro que projetar pavimentos de concreto não se limita a estabelecer uma espessura de placa de concreto, um conceito retrô e arraigado em diversas culturas de engenharia em nações sem tradição forte na construção de rodovias em concreto.

O cálculo de dano a fadiga é o processo de adição de cada incremento de dano. Após definido os danos por fissuras de baixo para cima ($CRK_{bottom\text{-}up}$) e de cima para baixo ($CRK_{top\text{-}down}$), as fissuras combinadas totais são determinadas empregando a Equação 78.

$$TCRACK = (CRK_{bottom-up} + CRK_{top-down} - CRK_{bottom-up} \cdot CRK_{top-down})[\%]$$

(Equação 78)

O MEPDG faz o cálculo das respostas mecânicas críticas (tensões de tração na flexão) usando redes neurais (RN, ou NN em inglês), o exige que a placa e a camada de base sejam combinadas em uma seção equivalente, com base em tensões equivalentes (de carga e gradientes de temperatura/umidade), e no atrito de contato entre a placa e a base[46]. Esse processo é realizado mensalmente, pois esses parâmetros variam ao longo do tempo.

O erro padrão do percentual ($S_{e(CR)}$) de placas fissuradas, empregando a equação 78, é definido pela Equação 79.

$$S_{e(CR)} = -0{,}00198 \cdot CRACK^2 + 0{,}56857 CRACK + 2{,}76825 \quad \text{(Equação 79)}$$

Onde o termo CRACK corresponde à previsão de fissuras transversais com base em entradas médias (correspondentes a 50 % de nível de confiança na previsão), em porcentagem de placas fissuradas.

[46] Procedimento simplificado, bastante empregado em raros usos de bases cimentadas (ver Balbo, 2009), muito motivado possivelmente por emprego de modelo em 2D para a simulação de tensões previamente ao processo de aprendizagem de máquina para estabelecer a RN.

Escalonamento (degraus) em juntas

O escalonamento médio nas juntas transversais é estimado mensalmente empregando um enfoque incremental. O incremento do escalonamento é determinado a cada mês, sendo o nível de escalonamento atual influente na magnitude do incremento sucessivo.

O escalonamento de cada mês é definido como a soma dos incrementos de escalonamento de todos os meses anteriores já ocorridos durante uso do pavimento, para todo o período de projeto, a partir da data de abertura ao tráfego, utilizando as Equações 80 a 83.

$$Fault_m = \sum_{i=1}^{m} \Delta Fault_i \quad \text{(Equação 80)}$$

$$\Delta Fault_i = C_{34} * (FAULTMAX_{i-1} - FAULT_{i-1})^2 * DE_i \quad \text{(Equação 81)}$$

$$FAULTMAX_{i-1} = FAULTMAX_0 + C_7 * \sum_{j=1}^{m} DE_i * log(1 + C_5 * 5{,}0^{EROD})^{C_6} \quad \text{(Equação 82)}$$

$$FAULTMAX_0 = C_{12} * \delta_{curling} * \left[log(1 + C_5 * 5{,}0^{EROD}) * log\left(\frac{P_{200} * WetDays}{p_s}\right)\right]^{C_6} \quad \text{(Equação 83)}$$

Os significados dos termos e parâmetros presentes nas Equações 80 a 83 são apresentados na Tabela 79. Os parâmetros C_{12} e C_{34} são descritos como funções do índice de congelamento (FR), conforme se segue:

$$C_{12} = C_1 + C_2 * FR^{0,25} \quad \text{(Equação 84)}$$

$$C_{34} = C_3 + C_4 * FR^{0,25} \quad \text{(Equação 85)}$$

O termo FR corresponde ao índice de congelamento da base, definido como a porcentagem de tempo em que a temperatura da parte superior da base está abaixo do ponto de congelamento (32 °F = 0 ° C).

Tabela 79 – Termos dos parâmetros empregados nas Equações 80 a 83

Símbolo	Descrição	Unidade
$Fault_m$	Falha média nas juntas no final do mês *m*	pol.
$\Delta Fault_i$	Variação incremental (mensal) na falha média das juntas transversais durante o mês *i*	pol.
$FAULTMAX_i$	Falha máxima média nas juntas transversais para o mês *i*	pol.
$FAULTMAX_0$	Falha máxima média inicial nas juntas transversais	pol.
$EROD$	Fator de erosão da base/sub-base	—
DE_i	Densidade diferencial de energia de deformação do subleito acumulada durante o mês *i* (Equação 81)	—
$\delta_{curling}$	Deflexão ascendente máxima média mensal no canto da placa de concreto devido à curvatura por temperatura e deformação por umidade	—
p_S	Sobrecarga sobre o subleito	Lb.
P_{200}	Percentual do material do subleito que passa na peneira nº 200	%
WetDays	Número médio anual de dias úmidos (maior que 0,1 pol. de precipitação)	dias
C_1	Constante global de calibração = 1,29	—
C_2	Constante global de calibração = 1,1	—
C_3	Constante global de calibração = 0,001725	—
C_4	Constante global de calibração = 0,0008	—
C_5	Constante global de calibração = 250	—
C_6	Constante global de calibração = 0,4	—
C_7	Constante global de calibração = 1,2	—
C_{12}	Constante global de calibração definida pela Equação 84	—
C_{34}	Constante global de calibração definida pela Equação 85	—

Na estimativa do escalonamento (em juntas) é considerado que a passagem de um eixo pode gerar apenas uma ocorrência de carregamento crítico, correspondendo ao momento em que DEi atinge seu valor máximo. O maior desenvolvimento de escalonamento ocorre durante o período noturno, quando a placa de concreto se

encontra encurvada para cima[47], pois nesse período as juntas estão abertas e a eficiência de transferência de carga (LTE) é reduzida. Por essa razão, o MEPDG apenas considera as repetições de carga de eixos aplicadas entre 20 h e 8 h na modelagem do escalonamento[48].

Para cada mês do ano, é determinada o diferencial de temperatura linear equivalente noturna, obtida como a média da diferença entre as temperaturas das superfícies superior e inferior da placa de concreto nesse intervalo de tempo (das 20 h e 8 h)[49]. O gradiente de temperatura equivalente para cada mês é definido mediante Equação 84. As definições das distintas temperaturas DT são apresentadas na Tabela 80.

$$\Delta T_m = \Delta T_{t,m} - \Delta T_{b,m} + \Delta T_{sh,m} + \Delta T_{PCW} \quad \text{(Equação 84)}$$

Tabela 80 – Descrição de termos de temperatura empregados na Equação 84

Símbolo	Descrição	Unidade
ΔT	Diferencial térmico efetiva para o mês *m*	°F ou °C
$\Delta T_{t,m}$	Temperatura média noturna da superfície superior (*top*) do concreto (das 20 h às 8 h) para o mês *m*	°F ou °C
$\Delta T_{\beta,m}$	Temperatura média noturna da superfície inferior (*bottom*) do concreto (das 20 h às 8 h) para o mês *m*	°F ou °C
$\Delta T_{sh,m}$	Diferencial térmico equivalente devido à retração, reversível para o mês *m* em concreto antigo (i.e., retração já totalmente desenvolvida)	°F ou °C
ΔT_{PCW}	Diferença de temperatura equivalente devido à curvatura (empenamento)	°F ou °C

[47] Muito comum em climas temperados.

[48] Note-se aqui que tal consideração é inaplicável para climas diferenciados, como aqueles tropicais, quando os diferenciais térmicos negativos noturnos são de pequena magnitude ou mesmo inexistentes.

[49] Observe-se novamente uma simplificação do processo uma vez que tais diferenciais negativos variam hora a hora.

A temperatura na camada placa de concreto é calculada em 11 pontos igualmente espaçados ao longo de sua espessura, para cada hora, utilizando dados climáticos disponíveis. Essas distribuições de temperatura são convertidas em diferenças equivalentes de temperatura entre as superfícies superior e inferior da placa.

Com a diferença efetiva de temperatura para cada mês e os valores mensais do valor k (módulo de reação do subleito) efetivo, e do módulo de elasticidade (resiliente) da base, são calculadas as deflexões nas bordas da placa devido ao empenamento térmico e da deformação por retração[50]. Essas deflexões são determinadas por meio de uma metodologia expressa, baseada em redes neurais e elementos finitos, implementada no *software* MEPDG. O valor inicial de escalonamento máximo é obtido a partir das deflexões nas bordas e de equação específica (Equação 83).

O escalonamento máximo é ajustado considerando os danos acumulados pelo tráfego. Para esse processo, é empregada a energia diferencial acumulada por todas as aplicações de carga de eixos anteriores (Equação 82). Para cada incremento, tipo de eixo e nível de carga, as deflexões nos cantos carregados e sem cargas da placa são calculadas por rede neurais.

A magnitude das deflexões nas bordas, tanto em placas carregadas quanto descarregadas (quanto a eixos) é fortemente influenciada pela eficiência de transferência de carga (LTE) existente nas juntas. Para avaliar o LTE inicial transversal das juntas (LTE_{joint}), são consideradas as contribuições do intertravamento dos

[50] A retração de secagem, por si mesma, durante os dias inicias de execução do concreto, causa o empenamento dos bordos, estando a curvatura para baixo, portanto. Esse empenamento, que gera uma condição geométrica de superfície irreversível, é chamado de *empenamento construtivo*. Esse empenamento é tratado como inexorável. Para o emprego dessa formulação será futuramente necessária a existência de ampla base de dados, coletados durante obras, para se poder elaborar o cálculo de similar àquela apresentada no MEPDG.

agregados (LTE_{agg}[51]), das barras de transferência de cargas (LTE_{dowel}) e da base/apoio (LTE_{base}). A Equação 85 apresenta a definição do LTE_{joint}, onde todos os valores de transferência de carga são introduzidos em porcentagem. Os valores padrão do LTE da base (LTE_{base}) utilizados no MEPDG estão listados na Tabela 81.

$$LTE_{joint} = 100(1 - \left(1 - \frac{LTE_{dowel}}{100}\right) x \left(1 - \frac{LTE_{agg}}{100}\right) x \left(1 - \frac{LTE_{base}}{100}\right) \quad \text{(Equação 85)}$$

Tabela 81 – Valores de LTE efetivos assumidos para diferentes tipos de bases

Tipo de Base	LTE da Base (%)
Bases granulares	20 %
Bases asfálticas, BGTC ou solo-cimento	30 %
Base de concreto compactado com rolo	40 %

Para realizar o ajuste do escalonamento pelo dano acumulado do tráfego, o diferencial de energia acumulada a partir de aplicações de carga por eixo para todos os meses anteriores ao mês atual deve ser calculado (Equação 86). A definição do valor DE está baseada nas deflexões nos cantos carregados (L = *loaded*) e descarregados (U = *unloaded*) da placa, calculada por redes neurais para cada incremento, tipo de eixo e nível de carga.

Simultaneamente à definição do valor de DE, é calculado o esforço cortante no canto da placa (τ) (para os casos de juntas com barras de transferência de carga), bem como a tensão máxima suportada pelas barras (σb), conforme as equações 87 e 88. Os parâmetros empregados nas Equação 86 a 88 são descritos na Tabela 82.

[51] São esperados valores maiores para transferência de cargas devido ao intertravamento de agregados no períodos quentes do ano.

$$DE = \frac{k}{2}(\delta_L^2 - \delta_U^2) \quad \text{(Equação 86)}$$

$$\tau = \frac{AGG*(\delta_L^2 - \delta_U^2)}{h_{pcc}} \quad \text{(Equação 87)}$$

$$\sigma_b = \frac{\zeta_d*(\delta_L - \delta_U)}{d*dsp} \quad \text{(Equação 88)}$$

Tabela 82 – Descrição de termos empregados nas Equações 86 a 88

Símbolo	Descrição	Unidade
DE	Diferencial de energia	lb/pol.
δ_L	Deflexão do canto carregado	pol.
δ_U	Deflexão do canto sem carga	pol.
AGG	Fator de rigidez de travamento de agregado	—
k	Módulo de reação do subleito	psi/pol.
h_{PCC}	Espessura da placa de concreto	pol.
ζ_d	Fator de rigidez da barra de transferência de carga = $Jd * k * l * dsp$	—
d	Diâmetro da barra de transferência de carga	pol.
dsp	Espaçamento entre barras de transferência de carga	pol.
J_d	Rigidez adimensional da barra de transferência de carga no momento da aplicação da carga	—
l	Raio da rigidez relativa	pol.

A perda de capacidade ao cisalhamento (Δs) causada pelas aplicações repetidas de cargas de rodas é caracterizada em função da largura da junta transversal, utilizando uma função derivada da análise dos dados de testes de transferência de carga desenvolvidos pela *Portland Cement Association* (PCA). A perda de capacidade ao cisalhamento ocorre ao longo de cada incremento temporal (mensal), conforme descrito pela Equação 89.

$$\Delta s = \begin{cases} 0 \; quando \; w < 0{,}001 h_{PCC} \\ \sum_j \frac{0{,}005}{1{,}0+(jw/h_{PCC})^{-5{,}7}} \left(\frac{n_j}{10^6}\right)\left(\frac{\tau_j}{\tau_{ref}}\right) quando jw < 3{,}8 h_{PCC} \\ \sum_j \frac{0{,}068}{1{,}0+6{,}0*\left(\frac{jw}{h_{PCC}}-3\right)^{-1{,}98}} \left(\frac{n_j}{10^6}\right)\left(\frac{\tau_j}{\tau_{ref}}\right) quando jw > 3{,}8 h_{PCC} \end{cases}$$

(Equação 89)

Onde a n_j representa o número de aplicações de carga para o incremento atual, por grupo de carga j; w corresponde a abertura da junta (em *mils*, i.e., 0,001 polegada) e τ_j representa a tensão de cisalhamento na fissura da junta transversal, obtida pelo modelo de resposta para o grupo de carga j, em psi (Equação 90).

$$\tau_j = \frac{AGG*(\delta_L^2-\delta_U^2)}{h_{pcc}} \quad \text{(Equação 90)}$$

O valor de esforço cortante de referência (τ_{ref}) é derivado dos resultados de testes realizados pela PCA, definido pela Equação 91.

$$\tau_{ref} = 111{,}1 * exp\{-exp[0{,}9988 * exp\,(-0{,}1089 log J_{AGG}]\} \quad \text{(Equação 91)}$$

Sendo J_{AGG} a rigidez da junta na fissura transversal, calculada para o incremento de tempo.

O dano na interface concreto/barra de transferência de carga (DAM_{dow}) é calculado empregando-se a Equação 92.

$$DAM_{dow} = C_8 \sum_j \frac{J_d*(\delta_L-\delta_U)*dsp}{d*f_c'} \quad \text{(Equação 92)}$$

Na Tabela 83 são apresentas as definições para os termos empregados nas equações acima.

Tabela 83 – Descrição de termos empregados nas Equações 89 a 92

Símbolo	Descrição	Unidade
DAM_{dow}	Dano na interface entre concreto e barra de transferência de carga	—
C_8	Coeficiente igual a 400	—
n_j	Número de aplicações de carga no incremento atual para o grupo de carga *j*	—
J_d	Rigidez adimensional da barra de transferência de carga no momento da aplicação da carga	—
δ_L	Deflexão no canto da placa carregada induzida pelo eixo	pol.
δ_U	Deflexão no canto da placa sem carga induzida pelo eixo	pol.
dsp	Espaçamento entre barras de transferência de cargas adjacentes na trajetória da roda	pol.
$f'c$	Resistência à compressão do concreto	psi
d	Diâmetro da barra de transferência de carga	pol.

O valor do erro padrão no cálculo do escalonamento na junta transversal ($Se(F)$), empregando a equação global, é definido pela Equação 93 em função do escalonamento médio na junta transversal a um tempo dado t ($Fault(t)$), expresso em polegadas.

$$S_{e(F)} = ((0{,}00761 * Fault(t) + 0{,}00008099))^{0{,}445} \quad \text{(Equação 93)}$$

Irregularidade superficial (IRI)

A irregularidade do pavimento novo é uma função do perfil longitudinal inicial da construção; naturalmente ocorrem as variações nesse perfil ao longo do tempo, do tráfego, em função da deterioração e movimentos da fundação (Equação 94). O modelo do Índice de Irregularidade Internacional (IRI) foi calibrado e validado com dados de campo do programa *Long Term Pavement Performance* (LTPP), para

garantir resultados consistentes sob diversas condições climáticas e de campo. Na Tabela 84 são identificados cada termo empregado na Equação 94.

$$IRI = IRI_I + C1 * CRK + C1 * SPALL + C3 * TFAULT + C4 * SF \quad \text{(Equação 94)}$$

Tabela 84 – Descrição de termos empregados nas Equação 94

Símbolo	Descrição	Unidade
IRI	IRI previsto	pol./milha
$IRII$	Irregularidade inicial medida	pol./milha
CRK	% de placas com fissuras transversais (todas fissuras)	%
$SPALL$	% de juntas com esborcinamento (severidades média e alta)	%
$TFAULT$	Total acumulado de escalonamento nas juntas por milha	pol.
$C1$	Constante igual a 0,8203	—
$C2$	Constante igual a 0,4417	—
$C3$	Constante igual a 0,4929	—
$C4$	Constante igual a 25,24	—
SF	Fator do local	Equação 95

$$SF = AGE(1 + 0{,}5556 * FI)(1 + P_{200}) * 10^{-6} \quad \text{(Equação 95)}$$

Onde AGE representa a idade do pavimento em anos, FI corresponde ao índice de congelamento em °F (dias) e P_{200} corresponde ao percentual de material do subleito (solo) passante na peneira n° 200.

A fissuração transversal e o escalonamento em juntas são obtidos usando-se os modelos descritos anteriormente. O esborcinamento (*spalling*) transversal das juntas é determinado de acordo com a Equação 96 que foi calibrada empregando-se o banco de dados do LTPP (além de outras bases de dados).

$$SPALL = \left(\frac{AGE}{AGE+0{,}01}\right)\left(\frac{100}{1+1{,}005^{(-12*AE+SCF)}}\right) \quad \text{(Equação 96)}$$

O valor de esborcinamento ($SPALL$) é definido como o percentual de juntas que apresentam essa condição (de severidade média e alta). AGE representa a idade do pavimento desde a construção (em anos) e SCF é um fator de ajuste baseado em características locais, de projeto e clima, calculado pela Equação 97. Os significados de termos empregados da Equação 97 são descritos na Tabela 85.

$$SCF = -1400 + 350 * AC_{PCC}(0{,}5 + PREFORM) + 3{,}4f_c' * 0.4 - 0.2\left(FT_{cycles} * AGE\right) + 43H_{PCC} - 536WC_{PCC} \quad \text{(Equação 97)}$$

Tabela 85 – Descrição de termos empregados nas Equação 97[52]

Símbolo	Descrição	Unidade
AC_{PCC}	Teor de ar (incorporado) no concreto	%
AGE	Tempo decorrido da construção	anos
$PREFORM$	1 se juntas forem seladas 0 para juntas não seladas	—
f'_c	Resistência à compressão do concreto	psi
FT_{cycles}	Número médio anual de ciclos de gelo-degelo	ciclos/ano
H_{PCC}	Espessura da placa de concreto	pol.
WC_{PCC}	Relação água/cimento do concreto	—

[52] Observar que para emprego do modelo em fases de projeto há necessidades de conhecimentos prévios sobre tecnologias de concreto, já que teor de ar incorporado e a relação água/cimento interferem no desempenho de esborcinamento de juntas serradas (transversais).

O erro padrão da equação de previsão do IRI para PCS encontra-se abaixo descrito por meio da Equação 98. O erro padrão do IRI depende das variâncias das médias de deterioração estimadas (Tabela 86).

$$S_{e(IRI)} = \left(Var_{IRI} + C1^2 \cdot Var_{CRK} + C2^2 \cdot Var_{Spall} + C3^2 \cdot Var_{Fault} + S_e^2\right)^{0,5} \quad \text{(Equação 98)}$$

Tabela 86 – Descrição de termos empregados na Equação 98

Símbolo	Descrição	Unidade
$Se_{(IRI)}$	Desvio padrão do IRI no nível previsto do IRI médio	pol./milha
Var_{IRI_i}	Variância do IRI inicial (obtida do LTPP)	29,16 (pol./milha)²
Var_{CRK}	Variância de fissuração de placas	(porcentual de placas)²
Var_{Spall}	Variância de esborcinamento (obtida do modelo de esborcinamento	46,24 (porcentual de juntas)²
Var_{Fault}	Variância de escalonamento nas juntas	(pol./milha)²
Se^2	Variância do erro geral do modelo	745,3 (pol./milha)²

5.2.6.4 Considerações adicionais para camadas superpostas de concreto

Similar ao processo de projeto de pavimentos novos, o projeto de reabilitação de pavimentos com *whitetopping* (construção de placas de PCS sobre o antigo pavimento asfáltico existente), usando o MEPDG, é iniciado com a introdução de uma estrutura de teste inicial (semente). Para a definição da estrutura de teste, o método recomenda empregar o guia de projeto AASHTO 93, catálogos de projetos de reabilitação ou um procedimento mais específico da agência com jurisdição sobre a rodovia.

O programa de MEPDG analisa a estrutura e avalia sua deterioração futura em relação aos critérios de dano finais fixados em projeto[53]. Os projetos que atendem aos critérios de desempenho aplicáveis são então considerados elencáveis do ponto de vista

[53] Novamente insistindo nesse ponto, o alvo do projeto é a limitação dos danos futuros, para valores preestabelecidos, e não a determinação de espessuras ou resistências, que são resultados marginais, porém essenciais para a execução da obra.

estrutural e funcional, podendo ser avaliados posteriormente na análise de custo ao longo do ciclo de vida. Note-se que alternativas diferentes se refere a diferenças no emprego de materiais e espessuras de camadas de base e não apenas à espessura do concreto e de sua resistência.

No caso de reabilitações de pavimentos, os dados de entrada são similares aos requeridos para pavimentos novos. Porém, os valores podem apresentar diferenças devido ao dano gerado pelo tráfego e o clima. Nesse caso, devem ser avaliados os seguintes requisitos:

- Adequação estrutural (relacionada à carga).
- Adequação funcional (relacionada ao usuário).
- Adequação da drenagem subterrânea.
- Durabilidade dos materiais.
- Condição do acostamento.
- Extensão das atividades de manutenção realizadas anteriormente.
- Variação na condição ou desempenho do pavimento dentro de um horizonte de projeto.
- Restrições diversas na rodovia, como por exemplo, altura de pontes, espaço lateral e restrições de controle de tráfego.

Para obtenção dos dados, deve ser elaborado um plano de avaliação (incluindo avaliação em pista), relatando as atividades realizadas para definição dos parâmetros de entrada das camadas do pavimento existente. A atividades a serem realizadas podem ser classificadas segundo níveis de hierarquia (Tabela 87).

O método considera que camadas superpostas com PCS convencionais (espessura ≥ 6 pol.; ≥ 150 mm) sobre pavimentos flexíveis existentes apresentam um comportamento semelhante a um PCS novo, com uma camada de base asfáltica e

outras camadas subjacentes a essa. Adicionalmente, é considerado durante a vida útil do projeto, pleno atrito por contato entre o PCS e a superfície asfáltica preexistente. Porém, pequenas diferenças são consideradas na modelagem da degradação (Tabela 88).

Tabela 87 – Programa de avalição baseado nos níveis hierárquicos de entradas para o MEPDG para definição de dados de entrada referentes às camadas do pavimento existente

Atividade de Avaliação	Nível de Entrada para o Projeto de Reabilitação de Pavimento			Objetivo da Atividade
	Nível 1	Nível 2	Nível 3	
Avaliação Inicial: Revisão de arquivos e informações históricas.	Sim	Sim	Sim	Estimar a adequação estrutural geral e durabilidade dos materiais do pavimento existente. Segmentar o projeto em condições semelhantes de: Camadas existentes Acostamentos Sistemas de drenagem (superficial e subterrâneo) Identificar estratégias potenciais de reabilitação.
Levantamento de Características da Superfície: Medição de perfil, ruído e atrito da superfície existente.	Sim, apenas perfil	Sim, apenas perfil	Não	Determinar a adequação funcional da superfície. Selecionar a estratégia adequada de reabilitação; estimar o valor inicial do IRI após recapeamento; e verificar a adequação da restauração do pavimento de concreto.
Levantamento Detalhado das Condições: tipo, quantidade e severidade de danos existentes.	Sim	Sim	Não	Estimar a adequação estrutural ou vida remanescente, e a durabilidade dos materiais das camadas existentes. Selecionar uma estratégia de reabilitação.
Levantamento GPR Estimar espessura das camadas, anomalias etc.	Sim	Não	Não	Determinar adequação estrutural, características e anomalias subterrâneas, durabilidade dos materiais.
Deflexões: resposta do pavimento e fundação.	Sim	Sim	Não	Determinar adequação estrutural e módulos retroanalisados das camadas existentes e da fundação.
Avaliação Destrutiva: Sondagens para observação visual e testes laboratoriais.	Sim	Sim	Sim	Determinar adequação estrutural e durabilidade dos materiais. Classificação visual de materiais e solos Confirmar espessura das camadas e tipos de materiais Identificar anomalias subterrâneas Determinar profundidade da camada rígida ou rocha Determinar nível do lençol freático Identificar fissuras com fluxo lateral de água.

Atividade de Avaliação	Nível de Entrada para o Projeto de Reabilitação de Pavimento			Objetivo da Atividade
	Nível 1	Nível 2	Nível 3	
Inspeções: Sondagens e trincheiras áreas deterioradas.	Sim	Não	Não	Avaliar adequação estrutural e selecionar estratégia de reabilitação. Identificar onde as fissuras iniciaram e a direção da propagação das fissuras.
Testes DCP: camadas não aderidas	Sim	Não	Não	Determinar adequação estrutural. Estimar módulo *in situ* com base nos testes DCP realizados nas camadas não tratadas, em pontos de amostragem.
Inspeções: sistema de drenagem subterrâne a.	Sim	Não	Não	Avaliar adequação da drenagem subterrânea
Testes Laboratori ais: sobre os materiais de camadas	Sim	Sim	Não	Analisar camadas que permanecerão no local após a reabilitação

Tabela 88 – Diferenças a considerar entre projeto de PCS novos e *whitetopping*

Tema	Descrição
Modelos de Previsão de Desempenho	Os modelos calibrados globalmente para pavimentos novos também se aplicam ao projeto de reabilitação, com uma exceção ao modelo de previsão de escalonamento, que apresenta coeficientes ligeiramente diferentes do modelo para PCS novo.
Entradas de Materiais	A principal diferença entre o projeto novo e o de reabilitação é que o último considera as propriedades dos materiais *in situ* (camadas já existentes no local), além das propriedades da nova camada de concreto.
Seleção de Características de Projeto	As características de projeto para reabilitação são restritas às variáveis introduzidas no processo de reabilitação. Em geral, no PCS reabilitado, o projeto combina características existentes com as novas introduzidas.

Dentre as recomendações que o manual indica para reduzir a degradação nos *whitetopping,* destaca-se *o* incremento de 1 a 2 pés (0,30 a 0,60 m) na largura de placas. O incremento da largura desloca a carga da roda para longe do canto da placa, reduzindo significativamente a deflexão da placa e o potencial para erosão e bombeamento. Essa solução pode diminuir até 50 % a ocorrência de escalonamento.

6. AMÉRICA LATINA

Na América Latina (nos países de língua espanhola) as metodologias propostas pela AASHTO têm sido consideradas como método padrão de projeto de pavimentos de concretos. Particularmente, o guia da AASHTO 93, e em reduzida medida o procedimento da PCA de 1984, são considerados como referências para dimensionamento de PCS (Tabela 89). No Brasil, os métodos correntemente em vigência são pautados por modelagem de efeitos de cargas de veículos e ambientais com elementos finitos, visando a determinação de tensões de tração na flexão críticas em placas de PCS.

Tabela 89 – Métodos empregados para o projeto de PCS em alguns países da América Latina de língua espanhola[54]

País	Guia de projeto	Método de projeto	Referências
Argentina		AASHTO 93 e PCA	*Instituto del Cemento Portland Argentino*
Chile	*Manual de Carreteras*	AASHTO 98	*Dirección de Vialidad Ministerio de Obras Públicas de Chile (2024);*
Colombia	*INVIAS*	AASHTO 93 e PCA	*INVIAS (2008)*
Ecuador	*Manual de pavimentos rígidos*	AASHTO 93 e PCA	*Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, (2012)*
Panamá	*Manual de Requisitos y Normas Generales*	AASHTO 93	*Ministerio de Obras Públicas de Panamá (2002)*
Perú	*Manual de carreteras suelos, geología, geotecnia y pavimentos*	AASHTO 93	*Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú (2013)*

Quanto às perspectivas de uso de métodos mecanicistas para a América Latina, especificamente o MEPDG, Chang *et al.* (2013), identificam as alguns dos limitantes no emprego da guia estadunidense em outros países, o que se aplica a algumas realidades nacionais:

[54] Foram considerados aqui os países que possuem maior tradição no emprego de PCS (como o Chile) bem como outros que dispõem de documentação acessível sobre emprego de PCS.

- Desconhecimento do método.
- Calibração necessária local de modelos de previsão.
- Não se ter acesso ao *software* MEPDG 2008.
- Falta de equipamentos de laboratório para realizar os testes requeridos.
- Falta de informações climáticas detalhadas por hora.
- Falta de dados de tráfego para gerar espectros de carga.
- Falta de apoio de entidades governamentais para incluir o método como requisito em novos projetos de novas construções e de reabilitação.

Dentro da realidade latinoamericana, Colômbia e Chile são casos preferenciais de menção, com destaque para o Chile, país com longa tradição no emprego de PCS e *whitetoppings* (urbanos).

6.1 ARGENTINA

Em 2014, o *Instituto del Cemento Portland Argentino* (ICPA) publicou o Manual para projeto e construção de pavimentos de concreto (Calo *et al*., 2014). Em seu segundo capítulo, o documento apresenta as considerações quanto aos métodos de projeto estrutural de pavimentos de concreto. Nesse contexto, o manual descreve três métodos de dimensionamento. O primeiro corresponde ao método proposto pela *Portland Cement Association* em 1984, denominado simplesmente, tal como no Brasil, por PCA 84, que fundamenta sua análise em critérios de fadiga do concreto e de erosão da camada de apoio.

O segundo método mencionado foi desenvolvido pela *American Concrete Pavement Association* (ACPA), a partir do método PCA 84, elaborou o *software StreetPave*[55]. A principal diferença entre ambos consiste na introdução de um modelo aprimorado de resistência à fadiga, que incorpora aspectos probabilísticos e de confiabilidade associados à ocorrência de fissuração nas placas. O manual indica que essa metodologia de dimensionamento é direcionada principalmente a pavimentos urbanos, e no caso de pavimentos rurais, àqueles com baixos volumes de tráfego.

O terceiro método apresentado no documento analisado é aquele preconizado oficialmente pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) em 1993. Conforme descrito em seções anteriores, esse método tem como objetivo definir a estrutura do pavimento com base em modelos empíricos desenvolvidos a partir da experiência do AASHTO *Road Test*, considerando o conceito de índice de serventia ao longo da vida útil do pavimento.

O manual do ICPA tem como finalidade reunir e difundir as melhores práticas de projeto e execução, visando à otimização da produtividade e da durabilidade das obras. Nesse sentido, embora não indicar explicitamente que os métodos apresentados possuam caráter oficial no país[56], o documento constitui uma referência técnica relevante, ao identificar as principais tendências de projeto e construção de pavimentos de concreto e orientar a aplicação dos métodos de dimensionamento para Argentina.

[55] Observe que nos EUA a APCA não faz referência a pavimentos rodoviários, normalizados oficialmente pela AASHTO e FHWA, limitando-se ao caso de pavimentação urbana.

[56] Não foi encontrado documento oficial do Ministério dos Transportes na Argentina.

Entre os aspectos que merecem atenção, o manual reconhece que os gradientes de temperatura ao longo da profundidade do pavimento, influenciam a curvatura das placas, podendo gerar deformações côncavas ou convexas. A influência dessas condições ambientais resulta em variações significativas nos estados de tensão da estrutura do pavimento, conforme alerta o documento.

Também é destacado no documento que o aumento da largura da faixa de rolamento contribui para a redução das tensões e deflexões no pavimento, em função do deslocamento dos pontos de aplicação das cargas de tráfego para o interior das placas, mantendo-se inalteradas as demarcações viárias. Essa solução é recomendada para vias com tráfego pesado, sendo indicada uma ampliação mínima de 60 cm na largura da faixa de rolamento para pavimentos de concreto com espessura igual ou superior a 23 cm.

6.2 CHILE

O método chileno para dimensionamento de pavimento de concretos está baseado na guia AASHTO 1998, devidamente adaptado às condições locais. Consistente com o documento suplementar do AASHTO (1998), o processo de cálculo incorpora as tensões críticas geradas pelo efeito combinado de carga no bordo da placa, temperatura e condições de bordo (*Dirección de Vialidad Ministerio de Obras Públicas de Chile*, 2024).

O procedimento de trabalho consiste em calcular a resposta de tensão de uma dada espessura de pavimento com carga na borda. O valor de tensão é ajustado em função ao diferencial de temperatura positivo, da interação com a base e das dimensões das placas. Finalmente é definido um valor de espessura de placa e avaliado o nível de escalonamento futuro (Figura 17). A equação principal de projeto é apresentada na Equação 99. A descrição dos parâmetros de entrada, são apresentados na Tabela 90.

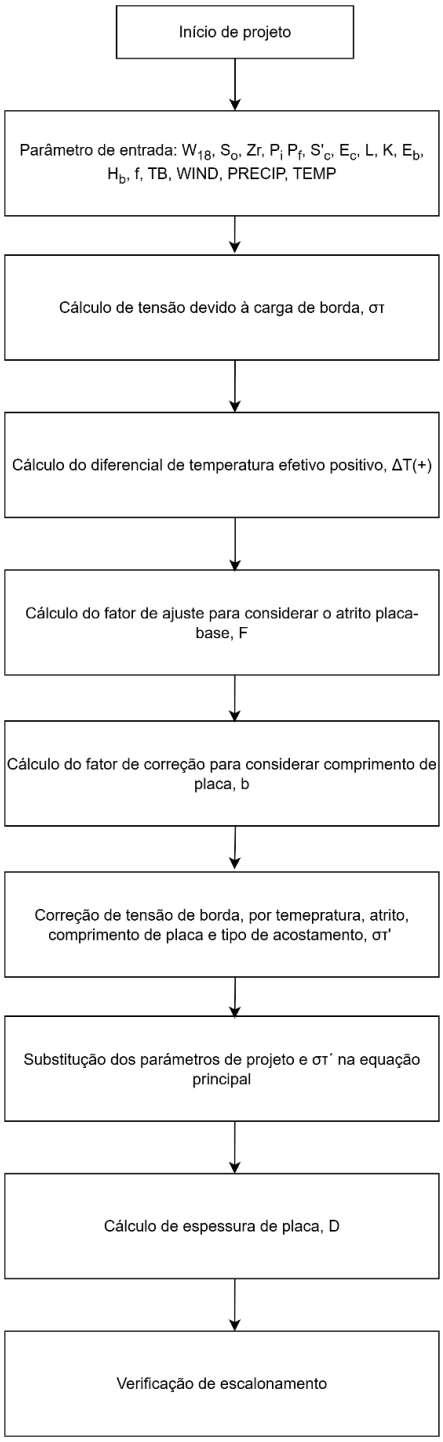


Figura 17 – Fluxograma metodologia AASHTO 98 adaptado às condições do Chile

Tabela 90 – Parâmetros de entrada método AASHTO adaptado a condições de Chile

Variável	Descrição
W_{18}	Eixos Equivalentes a $ESRD$ de 80 kN
k	Módulo de reação do subleito
pi	Serventia inicial
pf	Serventia final
So	Variabilidade (desvio padrão normal)
R	Confiabilidade (nível)
Zr	Coeficiente de *Student*
R_{mf}	Resistência à tração na flexão
C_d	Coeficiente de drenagem
E_h	Módulo elástico do concreto
μ	Coeficiente de Poisson
Eb	Módulo de elasticidade da base
L	Comprimento da placa
H	Espessura da base
TB	Fator de ajuste por confinamento
f	Coeficiente de atrito entre placa/base
$Wind$	Velocidade média anual do vento (nós)
$Temp$	Temperatura média anual (°C)
$Precip$	Precipitação média anual (mm)
—	Tipo de transferência de carga (sem / com barras)

$$logW_{18} = logR + \frac{G}{F} + \left(5{,}065 - 0{,}03295{p_f}^{2{,}4}\right)\left[log\left(\frac{S_c'}{\sigma_t'}\right) - log\left(\frac{4{,}754}{\sigma_t}\right)\right] + Z_R \cdot S_0$$

(Equação 99)

Onde os termos log R, F e G são definidos pelas Equações 100 a 102:

$$logR = 5{,}85 + 7{,}35 \cdot log\left(\left(\frac{D}{25{,}4}\right) + 1\right) - 4{,}62 \cdot log\left(\left(\frac{L_1}{4{,}45}\right) + L_2\right) + 3{,}28 \cdot log(L_2)$$

(Equação 100)

$$F = 1 + \frac{3{,}63\left(\left(\frac{L1}{4{,}45}\right)+L2\right)^{5{,}2}}{\left(\frac{D}{25{,}4}+1\right)^{8{,}46} L2^{3{,}52}}$$

(Equação 101)

$$G = log\left(\frac{P1-P2}{P1-1{,}5}\right)$$

(Equação 102)

Na Tabela 91 são descritos os parâmetros de entrada utilizados.

Tabela 91 – Parâmetros de entradas da equação principal

Parâmetro	Descrição
W_{18}	Eixo equivalentes a $ESRD$ de 80 kN acumulados ao longo da vida útil do projeto
Z_R	Coeficiente estatístico associado ao nível de confiança
S_o	Desvio padrão dos erros combinados de previsão de tráfego e dos erros gerais de previsão do comportamento do pavimento para um determinado nível de tráfego
D	Espessura de placa (mm)
Sc	Resistência média à tração na flexão do concreto aos 28 dias, com carga nos terços, (MPa)
L_1	Carga por eixo simples, 80 kN
L_2	Código de eixo simples = 1
p_i	Índice de serventia inicial
p_f	Índice de serventia final
s'_t	Tensão máxima de tração na placa para uma condição de carga na borda considerando o efeito da temperatura (MPa)
s_t	Tensão máxima de tração na placa para uma condição de carga na borda considerando o efeito da temperatura, sob condições de teste AASHO (MPa)

A tensão máxima de tração na placa é analisada para a condição de carga no bordo e efeitos de temperatura (σ'_t), sendo estimada, em MPa, pela Equação 103.

$$\sigma'_t = \sigma_l \cdot TB \cdot F \cdot \left(1{,}0 + \left(\frac{5}{9}\right) \cdot b \cdot \Delta T^{+}\right) \quad \text{(Equação 103)}$$

Onde σ_l corresponde à tensão a tração máxima na placa de concreto para condição de carga de bordo (Equação 104).

$$\sigma_l = \frac{80012{,}743}{D^2}\left[4{,}227 - 4{,}547 \cdot \left(\frac{180}{l}\right)^{0{,}2} - 0{,}00158 \cdot \left(\frac{E_b \cdot H_b}{k}\right)^{0{,}5} - 0{,}0308 \cdot \left(H_b \cdot \left(\frac{E_b}{E_c}\right)^{0{,}75}\right)^{0{,}5}\right] \quad \text{(Equação 104)}$$

Lembrando que o raio de rigidez relativo (l) é definido pela Equação 105.

$$l = 5{,}622 \cdot \sqrt[4]{\frac{E_c D^3}{12(1-\mu^2)k}} \quad \text{(Equação 105)}$$

Os parâmetros associados às equações para cálculo de tensões para carga no bordo são descritos na Tabela 92.

Tabela 92 – Parâmetros empregados no cálculo de tensões na borda

Parâmetro	Descrição
D	Espessura de placa (mm)
E_c	Módulo de elasticidade do concreto (utilizar 29.000 MPa, com exceção em condições para concretos especiais)
E_b	Módulo de elasticidade da base (MPa)
H_b	Espessura da base (mm)
k	Módulo de reação do subleito (MPa/m)
μ	Coeficiente de Poisson para concreto (usar 0,15, com exceção em condições especiais)
TB	Fator de ajuste para o tipo de acostamento
F	Fator de ajuste de atrito

O fator de ajuste por atrito é definido pela Equação 106.

$$F = 1{,}177 - 2{,}457X10^{-7}D \cdot E_b - 4{,}549X10^{-4}D + 9{,}100X10^{-5}E_b - 0{,}000315f$$

(Equação 106)

Onde o coeficiente de atrito entre placa e base é definido segundo o tipo de material de base (Tabela 93).

Tabela 93 – Módulos de elasticidade e coeficiente de atrito na base

Tipo de material de base do PCS	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coeficiente de atrito		
		Baixo	Médio	Alto
Solo fino (argiloso ou siltoso)	20,6 – 275,6	0,5	1,3	2
Areia	68,9 – 172,3	0,5	0,8	1
Granular	103,4 – 310,1	0,7	1,4	2
Manta de polietileno	—	0,5	0,6	1
Argila estabilizada com cal	137,8 – 482,3	3	5,3	8
Base tratada com cimento	(3,45 + fc') × 1000	34	63	—
Base asfáltica	2067 – 4134	3,7	5,8	10
Concreto magro sem composto curado	(3,45 + fc') × 1000	—	> 36	—
Concreto magro com composto de cura simples ou dupla	(3,45 + fo') × 1000	4,5	3,5	—

fc' = resistência a compressão com corpo de prova cúbico (MPa)

O fator de ajuste em função do comprimento de placa é definido conforme a Equação 107.

$$logb = -1{,}944 + 2{,}279\frac{D}{l} + 91{,}7\frac{L}{l} - 75718996{,}95\frac{D^2}{k \cdot l^4} + \left(\frac{0{,}731}{l}\right) * \left(\frac{E_b \cdot {H_b}^{1{,}5}}{k}\right)^{0{,}5} - 118{,}872\frac{D^2}{k \cdot l^2} - 8{,}711X10^{10}\frac{D^3 \cdot L}{k \cdot l^6}$$

(Equação 107)

O cálculo do diferencial de temperatura positivo (ΔT^{+}) é feito considerando a velocidade média anual do vento (WIND) em nós, a temperatura média anual (TEMP) em °C e a precipitação média anual (PRECIP) em mm, conforme indica a Equação 108.

$$\Delta T^{+} = 12{,}33 - \frac{2385{,}715}{D} + 0{,}707\,WIND + 0{,}596\,TEMP - 5{,}924X10^{-4}\,PRECIP$$

(Equação 108)

Para a definição dos parâmetros de entrada coerente com diversas regiões, foi elaborada uma divisão regional do país, considerando o histórico das condições climáticas para um período de 10 anos. O resultado foi a identificação dos parâmetros climáticos para 13 zonas do Chile (Tabela 94). O método indica que para zonas diferentes daquelas apresentadas na Tabela 94, informações precisas devem ser obtidas pelo projetista.

Tabela 94 – Condições climáticas para diferentes zonas do Chile

Localização	Estação Sinótica	Temp. média anual (°C)	Precipitação média anual (mm)	Vel. Vento média anual (nós)	Dias com precipitação > 5 mm
La Serena	La Florida	13,6	84	5,9	3
Longotoma	Longotoma	13,5	247	1,3	13
Valparaíso	Lago Peñuelas	13,5	649	1,3	28
Santiago	Quinta Normal	14,5	320	2,8	18
Curicó	General Freire	13,3	658	4,4	35
Chillán	Bernardo O'Higgins	12,7	1.163	5,6	56
Concepción	Carriel Sur	12,4	1.087	9,1	78
Los Ángeles	María Dolores	12	1.675	5,4	78
Temuco	Maquehue	11,2	1.278	5,2	70
Valdivia	Pichoy	11	1.874	5	111
Osorno	Cañal Bajo	10,4	1.390	6	110
Coyhaique	Carlos Ibáñez	8,8	1.485	6,6	94
Punta Arenas	Teniente Vidal	6,3	413	14	64

Para o cálculo da tensão a tração na flexão máxima na placa, para a condição de carga de bordo, considerando os efeitos de temperaturas e condições da AASHO, a metodologia adoptada emprega as Equações 109 a 113.

$$\sigma_t = \sigma_{l(AASHO)} \cdot F_{(AASHO)} \left(1{,}0 + \left(\frac{5}{9}\right) \cdot b_{AASHO} \cdot \Delta T_{(+)AASHO}\right) \quad \text{(Equação 109)}$$

$$\sigma_l = \frac{80012{,}743}{D^2}\left[4{,}125 - \left(\frac{7{,}286}{D^{0{,}15}}\right)\right] \quad \text{(Equação 110)}$$

$$F_{(AASHO)} = 1{,}192 - 0{,}000497 \cdot D \quad \text{(Equação 111)}$$

$$log_{b(AASHO)} = -1{,}944 + 0{,}134 \cdot D^{0{,}25} - 0{,}0137 \cdot D^{0{,}5} + \frac{29{,}0679}{D^{0{,}75}} - \frac{30{,}15}{D} - \frac{546{,}368}{D^{1{,}5}} \quad \text{(Equação 112)}$$

$$\Delta T_{(+)AASHO} = 25{,}308 - \frac{2527{,}859}{D} \quad \text{(Equação 113)}$$

Definido os valores regionais de temperatura, dá-se continuidade ao processo de avaliação de escalonamento em juntas, conforme o guia da AASHTO 1998 (Figura 18). Por exemplo, para o caso de pavimentos de concreto com barras de transferência de carga, o cálculo do escalonamento médio das juntas transversais ($FAULTD$) é realizado pela Equação 114.

$$FAULTD = 2{,}54 \cdot CESAL^{0{,}25} \cdot \left(0{,}0628 - 0{,}0628 \cdot C_d + 7{,}7245023 \cdot 10^{-5} \cdot {B_{stress}}^2 + 4{,}424617 \cdot 10^{-11} \cdot Jtspace^2 + 1{,}4814 \cdot 10^{-10} \cdot (1{,}8 \cdot FI + 32)^2 \cdot PRECIP^{0{,}5} - 0{,}009503 \cdot Basetype - 0{,}01917 \cdot Widenlane + 0{,}0009217 \cdot Age\right)$$

(Equação 114)

Os parâmetros de entrada empregados na equação de escalonamento são descritos na Tabela 95.

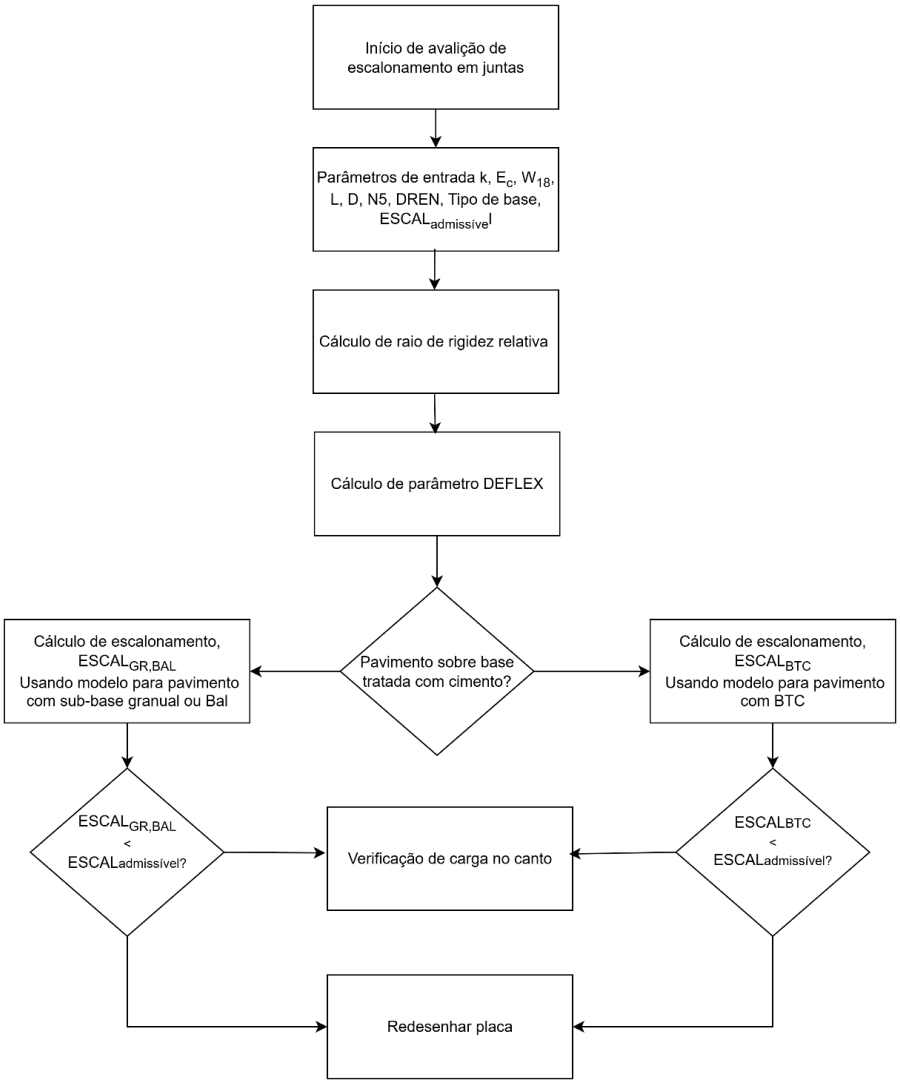


Figura 18 – Fluxograma de avalição de escalonamento em juntas

Tabela 95 – Parâmetros de entrada para estimativa de escalonamento

Parâmetro	Descrição
$FAULT$	Escalonamento médio das juntas transversais (mm)
CESAL	Eixos equivalentes cumulativos para período de projeto (milhões)
Cd	Coeficiente de drenagem
JTspace	Comprimento médio de placa
FI	Índice de congelamento médio anual °C (dias)
PRECIP	Precipitação anual, mm
Basetype	0 para base não estabilizada, 1 para base estabilizada
Widenlane	0 para pista largada, 1 para pista não largada
Age	Idade do pavimento, anos

O coeficiente B_{stress} é definido segundo as Equações 115 a 119.

$$B_{stress} = 32{,}560631 \cdot f_d \cdot P \cdot T \cdot \left(\frac{k_d \cdot \left(2 + BETA \cdot \frac{OPENING}{2{,}54}\right)}{4 \cdot E_s \cdot \mathrm{I} \cdot BETA^3} \right) \quad \text{(Equação 115)}$$

$$BETA = 4{,}5188379 \cdot \sqrt[4]{\frac{k_d \cdot DOWEL}{4 \cdot E_s \cdot \mathrm{I}}} \quad \text{(Equação 116)}$$

$$f_d = \frac{2 \cdot 12}{\frac{\mathrm{I}}{2{,}54} + 12} \quad \text{(Equação 117)}$$

$$\mathrm{I} = 0{,}25 \cdot \pi \cdot \left(\frac{DOWEL}{2}\right)^4 \quad \text{(Equação 118)}$$

$$OPENING = 0{,}9997 \cdot CON \cdot Jtspace \cdot \left(\frac{1{,}08 \cdot 10^{-5} \cdot TRANGE + 1{,}92 \cdot 10^{-4}}{2 + e} \right)$$

(Equação 119)

Onde *OPENING* representa a abertura média da junta transversal, sendo CON um fator de ajuste devido ao atrito entre base/placa (0,65 para base estabilizada; 0,80 para base granular) e *TRANGE* a faixa de variação da temperatura anual (em °C).

Em caso de emprego de barras de transferência de carga, o método estabelece que a avalição das tensões por carga no canto não é requerida. No caso de pavimentos sem barras de transferência de cargas, a avaliação de escalonamento é realizada pelos modelos desenvolvidos pela *Dirección de Vialidad de Chile*.

Para o caso de pavimentos com base tratada com cimento, é empregada a Equação 120.

$$ESCAL_{BTC} = {W_{18}}^{0,434729} \cdot (0,009539 \cdot N5 + {DEFLEX}^{0,378606} + 0,058668 \cdot DREN - 0,150972)$$

(Equação 120)

Onde $ESCAL_{BTC}$ representa o escalonamento médio em juntas transversais para pavimentos com base tratada com cimento; $N5$ considera os números de dias com precipitação maior a 5 mm; $DREN$ é um fator que considera presença ($DREN$ = 0) ou ausência de dreno ($DREN$ = 1).

O parâmetro $DEFLEX$ é definido pela Equação 121, derivada da Teoria de Westergaard.

$$DEFLEX = \left(\frac{P}{k \cdot l^2}\right) \cdot \left(1,1 - \frac{0,88 \cdot a \cdot \sqrt{2}}{l}\right) \quad \text{(Equação 121)}$$

Onde P consiste na carga de roda (40 kN), a é o raio de carga de roda (considerado como 0.1437 m) e l é o raio de rigidez relativa, calculado para um módulo de elasticidade do concreto (Ec) de 29.000 MPa e coeficiente de Poisson de 0,15, conforme a Equação 122.

$$l = 0{,}562 \sqrt[4]{\frac{E_c \cdot D^3}{12 \cdot (1-\mu^2) \cdot k}}$$ (Equação 122)

Para o caso de pavimentos com base granulares é empregada a Equação 123.

$$ESCAL_{GR} = W_{18}{}^{0{,}461188} \cdot (0{,}006742 \cdot N5 - 0{,}125288 \cdot GR - 0{,}148135 \cdot BAL + DEFLEX^{0{,}369655} + 0{,}457194 \cdot DREN - 0{,}373423)$$

(Equação 123)

Onde $ESCAL_{GR}$ representa o escalonamento médio em juntas transversais para pavimentos com base granular; $N5$ considera os números de dias com precipitação maior a 5 mm; $DREN$ é um fator que considera presença ($DREN$ = 0) ou ausência de dreno ($DREN$ = 1); GR considera a presença (CR = 1) ou ausência de base granular (GR = 0); e BAL considera a presença (BAL = 1) ou ausência de base aberta aderida (BAL = 0). Para que o projeto seja aceitável o escalonamento não pode superar 5 mm.

No caso de não se empregar barras de transferência de carga, deve ser realizada uma avaliação para carga de canto. Para tanto, é calculada a tensão na borda da placa e o diferencial térmico negativo (ΔT^-), conforme se segue:

$$\Delta T^- = -28.62 + \frac{2377{,}897}{D} + 0{,}817 \cdot WIND + 0{,}227 \cdot TEMP + 2{,}884 \cdot 10^{-4} \cdot PRECIP$$

(Equação 124)

Onde ΔT^- é função da velocidade média anual do vento (WIND) em nós, da temperatura média anual (TEMP) em °C e da precipitação média anual (PRECIP) em mm, junto com a espessura (D) de placa (em mm).

Definido ΔT^{-}, é calculada a tensão de tração na flexão máxima de bordo na placa por efeito de carga e temperatura. O método no estabelece a expressão analítica para cálculo de tensões de canto. O manual apresenta um pacote de nomogramas para definição de tensões de borda em função do tipo de base, subleito, e espessura da placa e base.

A tensão obtida é comparada com a tensão gerada no bordo da placa. Nos casos em que a tensão de bordo for superior, deve ser ajustada espessura do pavimento considerando esse valor de tensão como o mais crítico.

6.3 COLÔMBIA

O *Instituto de Vias de Colombia* publicou em 2008 um manual de projeto de pavimentos de concreto para vias de baixo, médio e alto volume de tráfego (INVIAS, 2008). O método apresentado foi resultado de análises de 70.000 projetos elaborados com as metodologias AASHTO 93 e PCA (1984).

A espessura de pavimento é selecionada em função do nível de tráfego (em eixos de cargas equivalentes de 80 kN), classificação do subleito segundo a capacidade de suporte, existência ou ausência de barras de transferência de cargas, existência de acostamento, tipo de suporte e resistência do concreto definida por seu módulo de ruptura (resistência à tração na flexão).

O tráfego foi estabelecido a partir dos espectros de cargas de diferentes tipos de eixos pesados, em diversas praças de pedágio em rodovias em operação na Colômbia. A estimativa do tráfego é transformada em um número de eixos equivalentes ao $ESRD$ de 80 kN. Adicionalmente, o tipo de via é classificado segundo sua função e o volume diário médio (Tabela 96).

Tabela 96 – Classificação de tipos de vias

Categoria	Tipo de via	VDM	$\sum ESRD$ de 80 kN
T0	Via terciaria - Estreita	0 a 200	< 1.000.000
T1	Via Secundaria – Média ou Alargada – Rodovia dupla	201 a 500	100.000 a 1.500.000
T2	Via Secundaria – Alargada – Rodovia dupla	501 a 1.000	1.500.000 a 5.000.000
T3	Estrada principal – Alargada – Autoestrada – Rodovia Múltiplas –Rodovias duplas	1.001 a 2.500	5.000.000 a 9.000.000
T4	Estrada principal – Alargada – Autoestrada – Rodovia Múltiplas – Rodovias duplas	2.501 a 5.000	9.000.000 a 17.000.000
T5	Estrada principal – Alargada – Autoestrada – Rodovia Múltiplas – Rodovias duplas	5.001 a 10.000	17.000.000 a 25.000.000
T6	Estrada principal – Alargada – Autoestrada – Rodovia Múltiplas – Rodovias duplas	maior que 10.000	25.000.000 a 100.000.000

O catálogo considera cinco tipos de subleitos definidos pelo valor de ISC. Adicionalmente, o ISC é correlacionado com o módulo de resiliência do subleito (Tabela 97).

Tabela 97 – Classificação de subleito

Tipo de subleito	ISC (%)	Módulo de resiliência (N/mm^2)
S1	< 2	< 20
S2	2 - 5	20 - 50
S3	5 - 10	50 - 100
S4	10 - 20	100 - 200
S5	> 20	> 200

Três tipos de camada base de pavimento são admitidos (Tabela 98). O manual define a espessura de base com o valor fixo em 150 mm (independentemente do tipo do material).

Tabela 98 – Classificação do tipo de suporte

Identificação	Descrição
SN	Solo
BG	Base granular
BEC	Base estabilizada com cimento

No desenvolvimento do guia, quatro tipos de concreto foram diferenciados, pelo nível de resistência à tração na flexão referido aos 28 dias de idade do concreto (Tabela 99).

Tabela 99 – Classificação de concretos pela resistência à tração na flexão

Tipo de concreto	Resistência à tração na flexão (MPa)
MR1	3,8
MR2	4,0
MR3	4,2
MR4	4,5

A presença ou ausência de barras de transferência de cargas e de acostamentos influi na definição da espessura do pavimento. Portanto, essas características foram consideradas na elaboração do método (Tabela 100).

Tabela 100 – Condição de transferência de carga e acostamento

Identificação	Descrição
D1	Com barras de transferência de carga
B1	Com acostamento
D2	Sem barras de transferência de carga
B2	Sem acostamento

Para algumas condições consideradas, com qualidade de suporte ruim, ou com nível de tráfego elevado, não são especificadas espessuras de placas para PCS sem barras de transferência de carga.

Na Tabela 101 são apresentas espessuras para placas de concreto para pavimentos sujeitos aos níveis de tráfego T0 a T6.

Tabela 101 – Catálogo para espessuras de placas de concreto (cm)

		Nível de Tráfego T0																			
		S1				S2				S3				S4				S5			
		D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2
SN	MR1	X	X	24	28	23	27	23	27	21	24	21	24	20	24	20	24	20	23	20	23
	MR2	X	X	23	27	22	26	22	26	20	24	20	24	20	23	20	23	19	22	19	22
	MR3	X	X	23	26	21	25	21	25	20	23	20	23	19	22	19	22	19	22	19	22
	MR4	X	X	21	24	20	24	20	24	19	22	19	22	18	21	18	21	18	21	18	21
BG	MR1	X	X	23	26	22	26	22	26	21	24	21	24	20	23	20	23	20	23	20	23
	MR2	X	X	22	25	21	25	21	25	20	23	20	23	19	22	19	22	19	22	19	22
	MR3	X	X	21	24	20	24	20	24	29	22	19	22	19	22	19	22	18	21	18	21
	MR4	X	X	20	23	19	23	19	23	28	21	18	21	18	21	18	21	17	20	18	20
BEC	MR1	X	X	20	23	19	22	19	22	18	21	18	21	18	20	18	20	17	20	17	20
	MR2	X	X	19	22	19	21	19	21	17	20	17	20	17	20	17	20	17	19	17	19
	MR3	X	X	18	21	18	21	18	21	17	19	17	19	16	19	17	19	16	19	17	19
	MR4	X	X	18	20	17	20	18	20	16	19	17	19	16	18	17	18	15	18	17	18

Nível de Tráfego T1																					
		S1		S2						S3				S4				S5			
		D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2
SN	MR1	X	X	24	28	23	27	23	27	21	25	21	25	21	24	21	24	20	23	20	23
	MR2	X	X	23	27	22	26	22	26	21	24	21	24	20	23	20	23	20	23	20	23
	MR3	X	X	22	26	22	25	22	25	20	23	20	23	19	22	19	22	19	22	19	22
	MR4	X	X	20	25	21	24	21	24	19	22	19	22	18	21	19	21	18	21	19	21
BG	MR1	X	X	23	26	22	26	22	26	21	24	21	24	20	24	20	24	20	23	20	23
	MR2	X	X	22	26	22	25	22	25	20	23	20	23	20	23	20	23	19	22	19	22
	MR3	X	X	21	25	21	24	21	24	19	23	19	23	19	22	19	22	19	22	19	22
	MR4	X	X	20	24	20	23	20	23	18	22	19	22	18	21	19	21	18	21	19	21
BEC	MR1	X	X	20	23	20	23	20	23	18	21	18	21	18	21	18	21	18	20	18	20
	MR2	X	X	19	22	19	22	19	22	18	20	18	20	17	20	18	20	17	20	18	19
	MR3	X	X	19	22	18	21	19	21	17	20	18	20	17	19	18	19	16	19	18	19
	MR4	X	X	19	21	17	20	19	20	16	19	18	19	16	18	18	19	15	18	18	18

Nível de Tráfego T2

		S1			S2				S3				S4				S5			
		D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2
SN	MR1	25	29	25	29	24	28	24	28	22	26	22	26	22	25	22	25	21	25	22	25
	MR2	24	28	25	28	24	27	24	27	22	25	22	25	21	24	22	24	21	24	22	24
	MR3	24	27	25	27	24	28	26	28	21	24	22	24	20	23	22	23	19	22	22	23
	MR4	22	26	25	26	23	27	26	27	20	23	22	24	19	22	22	23	19	22	22	23
BG	MR1	24	28	24	28	23	27	23	27	22	25	22	25	21	25	22	25	21	24	21	24
	MR2	23	27	23	27	23	26	23	26	21	24	22	24	21	24	22	24	20	23	21	23
	MR3	22	26	23	26	23	27	25	27	20	24	22	24	20	23	22	23	20	23	21	23
	MR4	21	25	23	25	22	26	25	26	19	23	22	23	19	22	22	23	19	22	21	23
BEC	MR1	21	24	21	24	21	24	21	24	19	22	21	22	19	22	20	22	19	21	20	22
	MR2	20	23	20	23	20	23	21	23	19	21	21	22	18	21	20	22	18	20	20	22
	MR3	19	23	21	23	20	23	23	24	18	20	20	22	18	20	20	22	17	20	20	22
	MR4	18	22	21	23	19	22	23	24	17	20	21	22	17	19	20	22	17	19	20	22

		Nível de Tráfego T3																			
		S1				S2				S3				S4				S5			
		D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2
SN	MR1	29	34	31	X	28	32	30	X	26	30	27	30	25	29	26	29	24	28	26	28
	MR2	28	32	31	X	27	31	30	X	25	29	24	29	24	28	26	28	24	27	26	27
	MR3	27	31	31	X	26	30	30	X	24	28	27	28	23	27	26	28	23	26	26	27
	MR4	26	30	31	X	25	29	30	X	23	26	27	28	22	25	26	28	22	25	26	27
BG	MR1	27	32	29	X	27	31	28	X	25	29	26	29	24	28	26	27	24	28	25	28
	MR2	26	31	29	X	26	30	28	X	24	28	26	28	24	27	26	27	23	27	25	27
	MR3	26	30	29	X	25	29	28	X	23	27	26	28	23	26	26	27	22	26	25	27
	MR4	24	28	29	X	24	27	28	X	22	26	26	28	22	25	26	27	21	25	25	27
BEC	MR1	24	28	25	28	24	27	25	27	22	25	24	26	22	25	24	25	21	24	23	25
	MR2	23	27	25	27	23	26	25	26	21	24	24	26	21	24	24	25	21	23	23	25
	MR3	22	26	25	27	22	25	25	26	21	24	24	26	20	23	24	25	20	23	23	25
	MR4	21	24	25	27	21	24	25	26	20	22	24	26	20	22	24	25	19	22	23	25

		Nível de Tráfego T4																			
		S1				S2				S3				S4				S5			
		D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2
SN	MR1	30	X	X	X	29	X	X	X	26	30	29	X	26	29	28	30	25	29	27	30
	MR2	29	X	X	X	28	X	X	X	25	29	29	X	25	28	28	30	24	28	27	30
	MR3	28	X	X	X	27	X	X	X	25	28	29	X	24	27	28	30	23	27	27	30
	MR4	26	30	X	X	25	29	X	X	23	27	29	X	23	26	28	30	22	26	27	30
BG	MR1	28	X	X	X	28	X	X	X	26	30	28	30	25	29	28	30	25	28	27	29
	MR2	27	X	X	X	27	X	X	X	25	29	28	30	24	28	28	30	24	27	27	29
	MR3	26	X	X	X	26	30	X	X	24	28	28	30	23	27	28	30	23	26	27	29
	MR4	25	29	X	X	24	28	X	X	23	26	28	30	22	26	28	30	22	25	27	29
BEC	MR1	25	28	X	X	24	28	27	29	23	26	26	28	22	25	25	27	22	25	25	27
	MR2	24	27	X	X	23	27	27	29	22	25	26	28	21	24	25	27	21	24	25	27
	MR3	23	26	X	X	22	26	27	29	21	24	26	28	21	24	25	27	21	23	25	27
	MR4	22	25	X	X	22	25	27	29	21	24	26	28	21	24	25	27	21	23	25	27

		Nível de Tráfego T5																			
		S1				S2				S3				S4				S5			
		D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2
SN	MR1	30	X	X	X	29	X	X	X	27	X	30	X	26	30	29	X	25	29	29	X
	MR2	29	X	X	X	28	X	X	X	26	30	30	X	25	29	29	X	24	28	29	X
	MR3	28	X	X	X	27	X	X	X	25	29	30	X	24	28	29	X	24	27	29	X
	MR4	27	X	X	X	26	30	X	X	24	27	30	X	23	26	29	X	23	26	29	X
BG	MR1	29	X	X	X	28	X	X	X	26	30	29	X	25	29	29	X	25	29	28	X
	MR2	28	X	X	X	27	X	X	X	25	29	29	X	25	28	29	X	24	28	28	X
	MR3	27	X	X	X	26	X	X	X	24	28	29	X	24	27	29	X	23	27	28	X
	MR4	25	29	X	X	25	29	X	X	24	27	29	X	23	26	29	X	23	26	28	X
BEC	MR1	25	29	28	X	25	28	28	30	23	26	27	29	23	26	26	29	22	25	26	28
	MR2	24	29	29	X	24	27	28	30	22	25	27	29	22	25	26	29	21	24	26	26
	MR3	23	27	29	X	23	26	28	30	22	25	27	29	21	25	26	29	21	24	26	28
	MR4	23	25	28	X	23	25	28	30	22	25	27	29	21	25	26	29	21	24	26	28

		Nível de Tráfego T6																			
		S1				S2				S3				S4				S5			
		D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2	D1 e B1	D1 e B2	D2 e B1	D2 e B2
SN	MR1	32	X	X	X	X	X	X	X	28	X	X	X	27	X	X	X	27	30	X	X
	MR2	30	X	X	X	29	X	X	X	27	X	X	X	26	30	X	X	26	30	X	X
	MR3	30	X	X	X	29	X	X	X	27	30	X	X	26	30	X	X	26	30	X	X
	MR4	30	X	X	X	29	30	X	X	27	30	X	X	26	30	X	X	26	30	X	X
BG	MR1	30	X	X	X	29	X	X	X	27	X	X	X	27	X	X	X	26	30	X	X
	MR2	29	X	X	X	28	X	X	X	26	30	X	X	26	30	X	X	25	29	X	X
	MR3	29	X	X	X	28	X	X	X	26	30	X	X	26	30	X	X	25	29	X	X
	MR4	29	X	X	X	28	X	X	X	26	30	X	X	26	30	X	X	25	29	X	X
BEC	MR1	26	30	X	X	26	29	X	X	24	29	X	X	24	X	29	X	24	28	29	X
	MR2	25	29	X	X	25	29	X	X	24	29	X	X	24	28	29	X	24	28	29	X
	MR3	25	29	X	X	25	29	X	X	24	29	X	X	24	28	29	X	24	28	29	X
	MR4	25	29	X	X	25	29	X	X	24	29	X	X	24	28	29	X	24	28	29	X

O manual indica que as placas devem apresentar comprimento e largura, respectivamente, de 5,0 e 3,6 metros, ou respeitando uma relação comprimento e largura entre 1 e 1,3. Adicionalmente, afirma o guia colombiano que placas quadradas apresentam melhor comportamento estrutural.

6.4 BRASIL

No Brasil, até o ano de 2024, existiam três métodos de projeto de pavimentos de concreto, oficiais em termos de diretrizes normativas, direcionados aos PCS urbanos, a saber:

- MD-2 da Prefeitura do Município de São Paulo, editado normativamente em 1967.
- IP-07 da Prefeitura do Município de São Paulo, editado normativamente em 2004. Este método está para ser descontinuado e a PMSP assumirá como método normatizado a PR 1011/2021 da Associação Brasileira de Nomas Técnicas.
- A PR 1011/ABNT, editado como prática recomendada em 2021.

As modernas metodologias de projeto, incluindo projetos de pavimentação, têm empregado a técnica de *machine learning* (IA – inteligência artificial) para a otimização do número de experiências necessárias para a criação do banco de dados básico para tal aprendizado. O MEPDG (*Mechanistic Empirical Pavement Design Guide*) da AASHTO empregou o uso de redes neurais (NN) para que fossem definidos valores de parâmetros de projeto, em especial as tensões atuantes por tipo de carga, o que torna o trabalho computacional mais eficiente. No Brasil, os métodos da PMSP (2004) e da ABNT (2021) para dimensionamento de pavimentos urbanos de concreto, empregaram técnicas convencionais (estatísticas baseadas em experimentos teóricos) para a modelagem de tensões em PCS.

Nesse documento faz-se um breve relato desses métodos, facilmente obtidos em páginas da *web* no caso da PMSP. Para o caso da PR 1011/ABNT a Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem (ABESC) oferece uma homepage para uso on line das soluções indicadas no método; contudo, tal solver não foi certificado.

6.4.1 Método MD-2, PMSP, 1967

O Método de Dimensionamento de Pavimentos Rígidos da PMSP de 1967 (descontinuado em 2004) pautou-se por tabular um catálogo de soluções a partir do critério preconizado pela PCA em 1966, nos EUA. Assim, o dimensionamento considera placas de bordos livres; porém específica, após a definição da espessura de concreto, o emprego de barras de transferência de cargas em juntas transversais, independentemente da incompletude das premissas de projeto. As soluções eram basicamente simplificadas, indicando:

- A resistência à tração na flexão característica do concreto deveria ser exatamente (inalterável) de 4,5 MPa aos 28 dias.
- Para tráfego leve, com até 50 caminhões e ônibus por dia, espessura de PCS de 160 mm (com base de CCR de 100 mm) ou de 180 mm (com base de macadame hidráulico com 100 mm).
- Para tráfego médio, entre 50 a 400 caminhões e ônibus por dia, espessura de 200 mm (com base de CCR de 100 mm) ou de 180 mm (com base de macadame hidráulico com 100 mm).
- Para tráfego pesado, entre 400 a 2.000 caminhões e ônibus por dia, com espessura de 220 mm (com base de CCR de 100 mm).
- Para tráfego muito pesado, superior a 2.000 caminhões e ônibus por dia, com espessura de 240 mm (com base de CCR de 100 mm).
- Carga máxima legal para $ESRD$ de 100 kN.

Observe-se que, na atualidade, são comumente empregadas espessuras de 240 mm de concreto sobre bases de CCR de 100 mm, para VDM monodirecional de ônibus e caminhões, gerando valores de repetições de eixos de 5 x 107, por exemplo. O método apresentava condições específicas para áreas de paradas de ônibus, não levando em conta as condições de subleito. Esse método esteve vigente até o ano de 2004.

6.4.2 Instrução de Projeto IP-07, PMSP, 2024

O método ainda vigente no ano de 2024, da PMSP, conhecido por Instrução de Projeto 07 (IP-07), de 2004, foi resultado de análise e simulações de cerca de 48.000 rodadas para diferentes condições de placas de concreto simples, solicitadas por eixos rodoviários para o caso urbano, para a geração de um grande banco de dados, empregando-se o programa para análise por elementos finitos ILSL2 da Universidade de Illinois, Urbana-Champaign, devidamente licenciado para a USP na época[57].

Em tese, bastaria um mecanismo de busca no banco de dados, estabelecidos os valores para os parâmetros de projeto, para a interpolação de tensões. Todavia, há mais de duas décadas, soava inverossímil um método que a solução fosse resolvida em uma caixa preta. Mais por razões de usos e costumes, prepararam-se regressões lineares múltiplas de dados numéricos dos parâmetros de projeto, cujos coeficientes polinomiais foram fornecidos em forma de tabelas, pois não se encontravam coeficientes de determinação adequados para o modelo único gerado, englobando todos os parâmetros pertinentes. Uma planilha eletrônica foi então crida para a facilitação das análises por empresas de projeto (DIMPAV), que foi distribuída amplamente na forma de CDrom.

[57] Esse *software* foi desenvolvido, com sucessivas melhorias, a partir de finais dos anos 1970, sob a tutela e orientação do Professor Ernest J. Barenberg, na Universidade de Illinois em Urbana-Champaign, nos EUA. A versão empregada foi aquela referente ao ano de 1994, alterada sob tutela do Prof. Anastasios Ioannides, da UIUC, obtida em 2001 durante pós-doutorado sob supervisão do cedente em 2001.

Na IP-07/PMSP, os parâmetros básicos para a obtenção da espessura da placa de concreto simples são:

- Resistência característica à tração na flexão do concreto, em MPa, aos 28 dias (fct,f); esta data de referência para o valor de fct,f tem caráter exclusivamente indicativo posto que o projetista poderá optar por emprego de concretos de rápida liberação ao tráfego, podendo ser, portanto, tal data menor que a indicada (por exemplo, 24 horas, 3 dias ou 7 dias[58]).

- Resistência característica à tração na flexão da base cimentada, em MPa, aos 28 dias[59] (ou data de liberação ao tráfego de obra).

- Valor do módulo de reação do subleito ou do sistema de apoio (apenas para o caso de placa apoiada sobre base granular), em MPa/m.

- Volume de tráfego diário de veículos comerciais, aferido em campo ou estimado, na faixa de projeto do pavimento (faixa mais carregada em um sentido), distribuído por tipo de eixo e carga por eixo; quando não disponível pesagem, são consideradas por eixo a carga máxima legal vigente no território nacional; os volumes, quando não disponíveis, deverão ser caracterizados com base nos tipos de vias apresentados na norma específica.

[58] Portanto, normativamente, se rompe de fato com uma regra antiquada de fixar a resistência à tração na flexão do concreto em 4,5 MPa, coisa que fazia sentido em uma época incipiente da tecnologia de concretos, não fazendo mais sentido desde os anos 1990 com o advento dos *high performance concretes*.

[59] O método passa a exigir a escolha racional do binômico espessura-resistência também para bases cimentadas sujeitas à fadiga.

- A distribuição horária, em termos de frequência, dos veículos comerciais (ônibus ou caminhões), que quando não disponíveis com base em séries históricas, devem ser elemento de investigação na fase de projeto;

- Todas as vias serão dotadas de meio-fio, com a finalidade de se minimizar o processo de erosão em virtude da proteção que ele proporciona à borda do pavimento.

Para pavimentos com base de concreto compactado com rolo (CCR) ou brita graduada tratada com cimento (BGTC) são apresentados três modelos de fadiga pertinentes, desenvolvidos no Brasil.

O significado de cada parâmetro dos modelos apresentados na sequência está indicado na Tabela 102. As equações são apresentadas na forma de modelos gerais na Tabela 103, sendo que as constantes indicadas nos modelos por 'I' e 'xi' são fornecidas nas Tabelas 104 e 105. O projetista deve especificar os materiais para as placas de concreto e bases cimentadas, bem como empregar os valores para os parâmetros caracterizadores dos materiais, de forma consistente com suas especificações.

Tabela 102 – Significado das variáveis e parâmetros dos modelos

Variável	Símbolo
Espessura de placa (m)	$e1$
Espessura de base (m)	$e2$
Carga no eixo simples – $\boldsymbol{ESRD}$ (kN)	Q
Módulo de elasticidade da base (MPa)	$E2$
Módulo de reação do subleito (MPa/m)	k
Diferencial térmico linear na placa (ºC)	DT

Tabela 103 – Formato geral dos modelos para cálculo de tensões

Tensão máxima (σ_{tf})	**Equação de cálculo (MPa)**
Placa de Concreto	$\sigma = I + x_1 Q + x_2 e_{1^2} + x_3 e_1 + x_4 e_{2^2} + x_5 e_2 + x_6 E_{2^2} + x_7 E_2 + x_8$DT (Eq.125)
(Base, DT > zero	$\sigma = I + x_1 Q^2 + x_2 Q + x_3 e_1^2 + x_4 e_1 + x_5 e_2^2 + x_6 e_2 + x_7 k + x_8$DT (Eq.126)
Base, DT = zero	$\sigma = I + x_1 Q^2 + x_2 Q + x_3 e_{1^2} + x_4 e_1 + x_5 e_{2^2} + x_6 e_2 + x_7 k$ (Eq.127)

Observações:

(1) Observar os períodos com DT = zero prescritos nesta norma.

(2) Quando DT > zero a posição de carga crítica para tensão na base cimentada se altera, motivo de duas equações diferentes para o cálculo de tensões na base.

(3) As constantes numéricas (I, x_1, ..., x_8) foram deduzidas numericamente e ajustadas experimentalmente com base nas relações entre medidas físicas de tensões obtidas em pista por instrumentação e tensões calculadas por técnicas de elementos finitos.

Tabela 104 – Coeficientes de regressão para placa não aderida à base cimentada, para emprego na equação de cálculo de tensão na placa de concreto

Coeficiente x_i	Espessura da placa		
	0,15 m ≤ e1 ≤ 0,19 m	0,19 m < e1 ≤ 0,25 m	0,25 m < e1 ≤ 0,35 m
Para k = 30 MPa/m			
I	4,10362621	3,80362684	3,85045145
$X1$	0,02077157	0,01655751	0,01183868
$X2$	7,27389717	17,09277691	15,64638342
$X3$	-13,87550922	-17,53452816	-16,72887780
$X4$	-9,97859979	-12,31086609	-4,99510587
$X5$	-5,57482517	-0,12427686	0,42062064
$X6$	4,867e-10	1,546e-10	2,675e-11
$X7$	-4,203e-05	-1,707e-05	-4,342e-06
$X8$	0,13261709	0,11824599	0,08909905
Para k = 80 MPa/m			
I	3,32392285	2,91231875	2,87354438
$X1$	0,01702394	0,01364354	0,00990845
$X2$	6,54530993	11,30316645	9,68042933
$X3$	-10,88306827	-12,64297727	-11,78235280
$X4$	-8,87459500	-11,02877833	-5,12969983
$X5$	-4,50133709	0,02312292	0,57095931
$X6$	3,972e-10	1,289e-10	2,360e-11
$X7$	-3,479e-05	-1,461e-05	-4,097e-06
$X8$	0,14026183	0,13434529	0,11441742
Para k = 130 MPa/m			
I	3,01795328	2,52896212	2,44587291
$X1$	0,01538057	0,01238978	0,00912744
$X2$	7,63316235	9,17847635	7,45401434
$X3$	-10,08437876	-10,63791487	-9,74106648
$X4$	-8,00564590	-10,06212380	-4,95133795
$X5$	-4,07623291	0,00909903	0,59301764
$X6$	3,540e-10	1,154e-10	2,166e-11
$X7$	-3,121e-05	-1,325e-05	-3,851e-06
$X8$	0,14165006	0,13910398	0,12359238

Tabela 105 – Coeficientes de regressão para placa não aderida à base cimentada, para emprego na equação de cálculo de tensão na base de CCR ou BGTC

Coeficiente x_i	Módulo de elasticidade da base cimentada			
	$E2$ = 10 GPa	$E2$ = 15 GPa	$E2$ = 20 GPa	$E2$ = 25 GPa
Para DT maior que zero				
I	0,52236279	0,55356928	0,52769292	0,47258354
$X1$	1,822e-05	2,540e-05	3,184e-05	3,773e-05
$X2$	-0,00117014	-0,00160185	-0,00198638	-0,00234108
$X3$	6,52470527	7,18126469	7,12112298	6,64935434
$X4$	-4,95771966	-5,77252497	-6,09151638	-6,10532529
$X5$	-7,65363544	-13,66400187	-19,84697807	-25,88454805
$X6$	4,11867050	6,33360793	8,40526372	10,29017821
$X7$	-0,00035270	-0,00048124	-0,00058975	-0,00068281
$X8$	0,02285844	0,03265152	0,04168056	0,05008151
Para DT igual a zero				
I	1,30171225	1,64847191	1,90806300	2,11345977
$X1$	-6,268e-06	-8,738e-06	-1,093e-05	-1,292e-05
$X2$	0,00411338	0,00579956	0,00732677	0,00872901
$X3$	15,61519329	19,51917593	22,20666434	24,09888454
$X4$	-10,44463121	-13,30471424	-15,40020799	-16,98334988
$X5$	-6,70228010	-11,50273826	-16,13197676	-20,38905825
$X6$	3,36658494	5,06091464	6,55558488	7,83600559
$X7$	-0,00077283	-0,00109245	-0,00138377	-0,00165285

Observação: na ausência de dados experimentais para o projeto, considerar que a BGTC possui 10.000 MPa < E < 15.000 MPa e que o CCR possui 15.000 MPa < E < 25.000 MPa, conforme o caso desejado

Observe-se que as equações para cálculo de tensões apresentadas nas Tabela 103 (Equações 125, 126 e 127) foram desenvolvidas para eixos simples de rodas duplas ($ESRD$), sendo que para o cálculo de tensões devidas a eixos tandem duplos (ETD) ou a eixos tandem triplos (ETT), são calculadas com base nas equivalências de carga estabelecidas pela AASHO *Road Test*, conforme se seguem:

- O eixo tandem duplo de 135 kN e o eixo tandem triplo de 215 kN causam efeitos de tensão de tração na flexão semelhantes ao eixo padrão ($ESRD$) de 80 kN; as tensões causadas por tais eixos são denominadas por “tensões de referência” (σ_{ref}).

- A tensão causada por um eixo qualquer (σ_q) que não equivalente ao padrão (i.e., diferente de 135 kN para caso de ETD e diferente de 215 kN para caso de ETT) é calculada, conforme o tipo de eixo, mantendo-se critério de linearidade entre tensão e carga, conforme se segue:

$$\sigma_q = \sigma_{\text{ref}} \times \left(\frac{Q_q}{Q_{\text{ref}}}\right) \qquad \text{(Equação 125)}$$

Onde Q_p é a carga qualquer sobre o eixo (diferente da carga de referência) e Q_{ref} é a carga de referência (135 kN para caso de ETD e 215 kN para caso de ETT).

Para o caso de emprego de bases granulares, permitido apenas para tráfego leve e médio, a tensão de tração na flexão máxima na placa de CCP (σ_{tf}) é calculada de acordo com o seguinte modelo, que não considerava diferenciais térmicos no PCS[60]:

$$\sigma_{\text{tf}} = C_1.e^{C_2}.k^{C_3} \qquad \text{(Equação 126)}$$

cujas constantes de regressão (C_1, C_2 e C_3) são apresentadas na Tabela 106. Observe-se que, nesse caso, trata-se dos modelos originalmente propostos pela *Portland Cement Association*, que não consideram, portanto, o empenamento térmico sofrido pelas placas de CCP.

[60] Uma das razões pelas quais os modelos da IP-07 da PMSP, estabelecidos normativamente em 2004, necessitavam de atualização e complementação.

Tabela 106 – Constantes de regressão para tensões em placas sobre bases granulares

Tipo de eixo	C_1	C_2	C_3
ESRD	5.984	-1,40297	-0,18299
ETD	2.274	-1,18982	-0,25884
ETT	1.915	-1,21596	-0,25005

O procedimento de verificação por consumo à fadiga do concreto e de bases cimentadas é realizado tendo-se por hipótese a regra de *Palmgren-Miner,* de dano linear e cumulativo contínuo por fratura, conforme a expressão:

$$\text{CRF} = \sum_{i=1}^{n} \frac{N_{P,i}}{N_{f,i}} \leq 1 \qquad \text{(Equação 127)}$$

Onde $N_{p,i}$ = número de repetições previsto para a carga j e $N_{f,j}$ = número de repetições admissíveis para a carga j.

Os modelos de adotados na IP-07 para os cálculos, a princípio são aqueles indicados na Tabela 107, todos desenvolvidos no Brasil para materiais nacionais, cabendo ressalvar que é facultado ao projetista a utilização de outros modelos de fadiga para os materiais. É também facultado ao projetista o emprego de outros fatores de correção laboratório-campo para ajuste no número de repetições de cargas permissíveis pelo modelo de fadiga empregado em cada camada do pavimento, desde que disponível com base em pesquisas genuinamente nacionais e plenamente justificado e aprovado pela fiscalização.

Tabela 107 – Modelos experimentais de fadiga a serem adotados no dimensionamento

Material	Modelos
Concreto de cimento Portland (convencional)	$N_f = 10^{(25{,}858 - 25{,}142 \times RT)}$ (Eq.128)
Concreto de alto desempenho (CAD)	$N_f = 10^{(14{,}13 - 12{,}41 \times RT)}$ (Eq.129)
Concreto compactado com rolo (CCR)	Para consumo de cimento de 120 kg/m³: $N_f = 10^{(14{,}911 - 15{,}074 \times RT)}$ (Eq.130) Para consumo de cimento de 200 kg/m³: $N_f = 10^{(14{,}310 - 13{,}518 \times RT)}$ (Eq.131)
Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC)	$N_f = 10^{(17{,}137 - 19{,}608 \times RT)}$ (Eq.132)

No caso dos concretos de cimento Portland (de alto desempenho e convencional) o seguinte fator de calibração laboratório-campo poderá ser empregado, a menos de apresentação de outro fator mais adequado e metodologicamente comprovado:

$$N\ campo\ =\ (\ 1\ /\ RT\ )\ -\ 4{,}20231\ x\ N\ laboratório \qquad \text{(Equação 133)}$$

Recordando que os valores de N_f obtidos com emprego das expressões indicadas na Tabela 107 (Equações 128 a 132) são de valores de repetições de carga atingidos por concretos em testes laboratoriais, necessitando de devida conversão para as condições de pista.

6.4.3 Prática Recomendada PR 1011, ABNT, 2021

No caso da Associação Brasileira de Normas Técnicas, foi empregada, para a consolidação de um método de projeto de PCS (ou WT), previamente, uma análise multivariada de dados, para melhor compreensão da interdependência e do significado prático de cada variável envolvida no cálculo de tensões críticas de projeto. Além disso, para a geração dos modelos de determinação de tensões, foi empregado o parâmetro dimensional conhecido por 'raio de rigidez relativa', que compreende simultaneamente o módulo de elasticidade do concreto, sua espessura, o módulo de reação do subleito e o coeficiente de Poisson do concreto.

A grande simplificação obtida permitiu a determinação de modelo para cálculo de tensões com um banco de dados reduzido, que requereu à época apenas 1.800 simulações por elementos finitos, um salto significativo em relação aos vinte anos anteriores[61]. Assim, em apenas duas tabelas de coeficientes para dois modelos de cálculo de tensões, foram obtidos coeficientes de determinação próximos da unidade (R^2~1).

Em seu preâmbulo, a PR 1011 apresenta o contexto de seu desenvolvimento, conforme reproduzido abaixo.

> *"O conceito de norma técnica engloba a diversidade do grupo que perfaz seus estudos, a abrangência dos participantes em vista da cadeia construtiva, bem como a consulta aberta à comunidade técnica (no caso de Engenharia) para discussões, esclarecimentos e amadurecimento, em um processo de experiência acumulada e mesmo de tentativa e erro.*
>
> *"Não existe normalização para o território nacional, com a abordagem normativa acima descrita, para o projeto de pavimentos de concreto simples, nem em nível federal, nem nas unidades federativas. Embora a NBR 6118 trate das estruturas de concreto armado, as peculiaridades de projeto dos pavimentos de concreto armado são meritórias também de especial atenção, até mesmo pelas similaridades com os pavimentos de concreto simples.*
>
> *"Torna-se mister, em decorrência desse estado, que a comunidade brasileira de engenharia civil dedicada às construções em concreto de cimento Portland, tomar ação para que possam ser oferecidas boas práticas de projeto de pavimentos de concreto para engenheiros civis brasileiros. A ABESC - Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem, juntamente com o IBTS - Instituto 'Brasileiro de Telas Soldadas, com apoio do IBRACON - Instituto Brasileiro do Concreto e da ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland oferecem, à ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas e a ABECE – Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural como contribuição para projetos de sistemas viários de municípios brasileiros, a presente Prática Recomendada.*
>
> *'Nesse contexto, seria insensato desprezar a experiência contemporânea de agências rodoviárias de elevada relevância que se debruçaram, há décadas, no ajuste paulatino e melhoria dos preceitos e concepções de projetos de pavimentação em concreto, com destaque para a estadunidense American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), que nos anos recentes concretizou o Guia Empírico-Mecanicista de Projeto de Pavimentos, de longe, a melhor e mais abrangente referência nestes primórdios do século XXI.*

[61] Esse procedimento normativo da ABNT foi conduzido pela ABESC e do IBTS em termos de consultoria técnica de especialistas para a elaboração do método de projeto.

'Não por se dizer que não existam referências para projetos de pavimentos de concreto urbanos no Brasil. Basta recordar que em 1967 a Prefeitura do Município de São Paulo publicara decreto que estabeleceu critérios técnicos para pavimentos de concreto, denominado por "Método de Dimensionamento – MD 2", pautando-se pelo método da PCA (1966) para definição de seções-tipo de pavimento a serem empregadas em obras viárias urbanas.

'Naquele contexto, o limite de tráfego pesado para muito pesado era de 2.000 caminhões ou ônibus diários, adotando-se a carga de 100 kN como máxima legalmente então permitida, sem considerar outros eixos rodoviários. Os materiais para base de PCS limitavam-se aos então denominados concretos magros e aos macadames hidráulicos (raramente empregados na atualidade), muito limitados diante das inúmeras alternativas hoje disponíveis para materiais de base de pavimentos. As espessuras de placas para tráfego muito pesado eram no máximo de 240 mm e a resistência do concreto era obrigada (com base na tradição europeia) aos 4,5 MPa em tração na flexão.

'Barras de transferência de carga eram exclusividade para tráfego pesado ou muito pesado, quando então se especificava o aço CA-32. A definição da espessura de placa de concreto empregava então um procedimento exótico não oficial de agência rodoviária relevante, com modelo de fundo completamente analítico, desenvolvido simplificadamente para placas semi-infinitas (com um canto apenas), carga do veículo na borda e não existência de barras de transferência de cargas em juntas. Assim, o método oficial de pavimentação urbana apresentava algumas contradições e omissões, como o efeito de temperaturas no estado tensional de placas de concreto.

'Passados 50 anos, as condições de tráfego são sobejamente diferenciadas daqueles românticos anos 1960 (o método da AASHTO na década de 1960 considerava como tráfego acumulado pesado um milhão e meio de repetições do eixo padrão de 80 kN, coisa que ocorre hoje em um prazo de um ano em corredores de transporte público em metrópol.es). Também os projetos viários, pois faixas exclusivas de transporte público raramente possuem, na atualidade, larguras com dimensões de 3,5 – 3,6 m, sendo geralmente estreitas por razões econômicas. Os métodos de análise de estruturas se alteraram dramaticamente em 50 anos, não sendo possível na atualidade um processo de análise de deformações e tensões no concreto sem o recurso a modelagem numérica; o método atual da AASHTO nos dá vivo testemunho dessa dependência: modelagem de pavimentos de concreto por elementos finitos, uso de rede neurais para determinação de tensões de tração na flexão em placas de concreto sujeitas a diferenciais térmicos combinados com cargas de eixos de veículos.

'Os países desenvolvidos tecnologicamente, em especial na área rodoviária, não ficaram estáticos nesses aspectos. Basta recordar que na Franca, Alemanha, Holanda, Bélgica, Itália, Espanha, Áustria, Japão, dentre outros, muito se evoluiu, inclusive na busca de entendimento do comportamento à fadiga de materiais locais, criando suas próprias tecnologias de análise, sem a necessidade de recorrência a modelos exóticos que muito imperfeitamente representariam as especificidades de seus materiais nacionais.

'O documento que se apresenta, se propõem como Prática Recomendada exatamente por buscar experiências conceituais novas e adequadas ao mundo contemporâneo e às realidades das comunidades urbanas brasileiras. Com o objetivo de proporcionar maior segurança e agilidade no uso das equações e rotinas de cálculo indicadas na presente prática recomendada é disponibilizado aos engenheiros e demais projetistas um software dedicado (e fechado) na forma de aplicativo, que é acessível online no sítio:

http://www.pavimentourbanodeconcreto.com.br"

No tocante ao material concreto para as placas de PCS, as seguintes condições são estabelecidas em norma:

O concreto para os pavimentos simples deve atender aos mesmos requisitos impostos pela norma ABNT NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto Armado – Procedimento, com as seguintes ressalvas:

- Resistência à compressão: $35MPa \leq f_{ck} \leq 50MPa$.
- Resistência à tração na flexão: $f_{ctf} \geq 3{,}8MPa$ (vias com tráfego de veículos comerciais); admitem-se, todavia, valores inferiores de resistência à tração na flexão para concretos empregados em PCS para aplicações em ciclovias, passeios e parques, conforme indicado nesta prática recomendada.
- Resistência ao desgaste[62]: o pavimento de concreto é submetido a solicitações abrasivas elevadas. Como não há ensaios de resistência ao desgaste apropriados para a avaliação dessa propriedade, deve-se empregar meios indiretos para a mitigação do desgaste abrasivo, como: (a) resistência a compressão superior a 35 MPa – a resistência ao desgaste é diretamente proporcional à resistência do concreto, para valores de até 45 MPa; (b) consumo de cimento superior a 300 kg/m^3; (c) exsudação inferior a 2 % – tem como objetivo reduzir a relação a/c na superfície do pavimento; (d) emprego de agregados de maior dureza – concretos produzidos com granito ou basalto são mais resistentes ao desgaste do que aqueles que empregam arenito ou mesmo alguns tipos calcário.

[62] Essa imposição está relacionada diretamente ao caso de pavimentos de concreto armado que, normalmente, empregam concretos com fck próximo de 30 MPa, não cabendo aos PCS e WT rodoviários comumente empregados no Brasil.

- Retração máxima[63]: $\varepsilon = 500\,\frac{\mu m}{m}$ (medida de acordo com a ABNT NBR 16834 – Concreto: determinação da variação dimensional); é importante que em pavimentos reforçados, nos quais as dimensões das placas são superiores à dos que empregam concreto simples, a retração do concreto seja baixa para reduzir a abertura excessiva das juntas e combater o empenamento da placa. Em casos específicos, é permitido o emprego de aditivos compensadores de retração (CR) que atendam aos requisitos da norma ABNT NBR 11768 – 1: Aditivos químicos para concreto de cimento Portland – Parte 1: requisitos (item 5, Tabela 6 da norma em questão).
- Coeficiente de expansão térmica: embora a ABNT NBR 6118 indique $\alpha = 10^{-5}/℃$, mas dependendo do agregado, o valor de α pode variar de 0,9 a $1{,}4 \times 10^{-5}/℃$; devido a sua influência nos esforços de origem térmica, deve-se levar em consideração a composição do concreto para a sua adoção.

Admitem-se, todavia, valores inferiores de resistência à tração na flexão para concretos empregados em PCS para aplicações em ciclovias, passeios e parques, conforme indicado nesta prática recomendada.

O dimensionamento dos PCS se dá para a quantidade de eixos de veículos comerciais (ônibus e caminhões), para a faixa de tráfego mais carregada na pista. O horizonte de projeto (vida de serviço) deverá situar-se no intervalo entre 20 e 40 anos.

Os efeitos dos carregamentos de veículos comerciais sobre os pavimentos são computados para eixos simples de rodas simples e duplas ($ESRS$ e $ESRD$), eixos tandem duplos (ETD) e eixos tandem triplos (ETT) sendo observadas as seguintes regras:

[63] É fundamental que se ganhe experiência no meio rodoviário para se praticar a exigência de concretos pouco retráteis ou com retração controlada ou compensada.

- A posição crítica de eixos traseiros simples de rodas duplas ($ESRD$) sobre as placas é, longitudinalmente, centralizada na placa, ou seja, na metade de seu comprimento.
- A posição crítica do mesmo eixo, transversalmente, é tal que o par de rodas externas tangencia a junta longitudinal da placa; esta condição é bastante pertinente ao caso de corredores e faixas exclusivas de transporte público (ônibus) com faixas reduzidas, sendo algo conservadora para faixas de rolamento mais largas, de até 3,6 m.
- Eixos simples de rodas simples ($ESRS$), caso entrem nos cálculos, devem ser avaliados como $ERSD$.

O modelo fundamental de cálculo de tensões necessita a avaliação da tensão para o $ESRD$ de 80 kN. Para qualquer outra carga (Q_j) de $ESRD$ é empregada a expressão:

$$\sigma_{tf,j}=\sigma_{tf,80kN}\times\frac{Q_j}{Q_{80kN}}=\sigma_{tf,80kN}\times\frac{Q_j}{80} \quad \text{(Equação 134)}$$

Para o cômputo de tensões causadas por eixos tandem duplos (ETD) indica-se o emprego da equação considerando-se as tensões equivalentes ao eixo padrão para carga de 135 kN, ou seja:

$$\sigma_{tf,j-ETD}=\sigma_{tf,80kN}\times\frac{Q_j}{Q_{135kN}}=\sigma_{tf,80kN}\times\frac{Q_j}{135} \quad \text{(Equação 130)}$$

A carga de 135 kN do eixo tandem duplo causa o mesmo efeito no pavimento que o $ESRD$ de 80 kN.

Para o cômputo de tensões causadas por eixos tandem triplos (ETT) indica-se o emprego da expressão abaixo considerando-se as tensões equivalentes ao eixo padrão para carga de 215 kN.

$$\sigma_{tf,j-ETT}=\sigma_{tf,80kN}\times\frac{Q_j}{Q_{215kN}}=\sigma_{tf,80kN}\times\frac{Q_j}{215} \quad \text{(Equação 135)}$$

A carga de 215 kN do eixo tandem triplo causa o mesmo efeito no pavimento que o $ESRD$ de 80 kN.

As cargas ambientais, traduzidas pelos diferenciais térmicos (ΔT) entre topo e fundo de placas (diferencial térmico positivo), devem ser consideradas, conforme padrões de referência observados na Tabela 110, a menos face a melhor juízo do projetista para as condições específicas e conhecidas na região de projeto, para a qual seja cabível, justificadamente, condições diferenciadas.

Os valores deverão ser tratados, por simplicidade, de hora em hora, por meio de interpolação linear, entre o primeiro horário matinal e 14 h e, vespertinamente, entre 14 h e o último horário mencionado, conforme exemplo apresentado na Tabela 110. Valores devem ser interpolados para cada horário (cada meia-hora). Devem ser estimados linearmente valores de diferenciais térmicos positivos, entre o início do efeito pela manhã e o horário de pico, e também entre o pico e o horário de cessação do efeito.

No PCS, como as fibras mais solicitadas à tração ocorrem no fundo da placa, a consideração do diferencial térmico negativo, em ambiente tropical, é pouco relevante, até onde era conhecido até o momento de elaboração da norma, sendo tomados (arbitrariamente) valores nulos de diferenciais para horários em que a temperatura de fundo da placa supera aquela de seu topo.

Os valores de referência apresentados na Tabela 108 dizem respeito às condições ambientais nas coordenadas de referência explicitamente indicadas. Tais valores foram determinados para ampla combinação de parâmetros ambientais variando nas seguintes faixas: Temperatura atmosférica entre 6 °C e 36 °C; Umidade relativa do ar entre 10 % e 100 %; número de horas de radiação solar (insolação)entre o amanhecer e o pico de temperatura (observado de zero a nove horas).

Tabela 108 – Diferenciais térmicos de referência (São Paulo, SAD-69, 23°33'44"S; 46°43'39"W)

Estação Climática	Horários com ΔT (ºC) nulos	Horário de pico do ΔT (ºC)	Valor do ΔT (ºC) no pico
Primavera	18 h às 8 h	14 h	12,5
Verão	19 h às 8 h	14 h	11,5
Outono	18 h às 9 h	14 h	8,0
Inverno	17 h às 9 h	14 h	10,0

A resistência característica do concreto ficará sempre ao critério do projetista[64], em função de materiais e métodos construtivos, devendo sempre ser recordado que ela é, conjuntamente com a espessura, uma resposta de dimensionamento estrutural[65]. Os valores de referência para projeto, considerando uma gama razoável de possíveis concretos, serão de 3,8 a 6,5 MPa (sem rigidez).

Para o cálculo à fadiga do concreto pode, a critério do projetista, ser adotado o modelo da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Offcials*), cuja documentação é a mais robusta para justificar seu uso como modelo de comportamento em pista, para tráfego 100 % canalizado, por meio da expressão:

$$logN_{k,l,m} = 2 \times \left(\frac{f_{ct,f}}{\sigma_{k,l,m}}\right)^{1,22} + 0{,}4371 \qquad \text{(Equação 136)}$$

[64] Como na IP-07 da PMSP. Engenheiros devem fazer o concreto que melhor aprouver à obra e à economia.

[65] O conceito de binômio espessura-resistência é o mínimo desejado, sendo que o conceito de dimensionamento por desempenho (empírico) é um alvo muito mais amplo.

No modelo acima, $N_{k,l,m}$ é o número de repetições admissíveis para o eixo tipo k, com peso l e para a condição de diferencial térmico m; $f_{ct,f}$ é a resistência à tração na flexão do concreto - neste modelo estadunidense a tensão de tração na flexão (σ) é dependente do tipo e carga do eixo e do diferencial térmico -. O modelo considera um nível de fissuração atingido em 50 % das placas[66].

Alternativamente para as análises, pode-se empregar o modelo de fadiga para o concreto, elaborado com alguns materiais específicos disponíveis no Brasil:

$$log_{10}N_{k,l,m} = 25{,}858 - 25{,}142 \times \left(\frac{\sigma_{k,l,m}}{f_{ct,f}}\right) \quad \text{(Equação 137)}$$

É necessário nesse caso sua conversão para desempenho em pista por meio de fator de calibração laboratório-pista (FLC), calculado da pela expressão:

$$FLC\left(\frac{\sigma_{k,l,m}}{f_{ct,f}}\right)^{4,2} = \frac{N_{k,l,m}^{pista}}{N_{k,l,m}^{laboratório}} \quad \text{(Equação 138)}$$

O método de dimensionamento trabalha com o modelo de Winkler para fundações (subleitos). As bases cimentadas e asfálticas são tratadas separadamente, como placas em flexão. Vários tipos de bases são permitidos para o projeto de PCS, sendo indicadas suas características resilientes e modelos de fadiga dos materiais, quando pertinentes. Enquadram-se aqui as bases de misturas asfálticas. Bases asfálticas e cimentadas são tomadas como não aderidas, porém em pleno contato (fricção) com as placas de concreto superpostas.

[66] Não pé o modelo de fadiga mais rigoroso existente, pois poder-se-iam adotar critérios de limitar o número de placas fissuradas no horizonte de projeto a 10 %, por exemplo (rodovias de elevado desempenho).

O dimensionamento de PCS sobre bases cimentadas e asfálticas tem como premissa a tomada da rigidez dessa base no cômputo de tensões. O raio de rigidez relativa (l_{camada}) da camada cimentada de base, assumida como uma placa, é inicialmente determinado pela expressão:

$$\ell_{\text{camada}} = \sqrt[4]{\frac{E_{\text{camada}} \cdot h_{\text{camada}^3}}{12 \times k_{\text{apoio}} \times (1 - \mu_{\text{camada}^2})}} \qquad \text{(Equação 139)}$$

Onde E é o módulo de elasticidade da camada (MPa), h a espessura da camada (m), k o módulo de reação (MPa/m) no topo do sistema de apoio flexível (solo de fundação e eventuais camadas granulares sobre si) e μ o coeficiente de Poisson da camada (base cimentada).

As tensões de tração na flexão nos PCS são calculadas em consonância com o tipo de base do pavimento: cimentada ou granular. Todas as tensões determinadas em placas de concreto devem ser multiplicadas pela constante de correção 0,85 que estabelece a calibração entre tensões numericamente determinadas e tensões aferidas em pistas experimentais, em estudos nacionais e estrangeiros, para ajuste dos modelos apresentados.

O modelo de cálculo de tensões de tração na flexão máxima, para PCS sobre base cimentada não aferida, para uma dada condição – a carga é posicionada tangenciando a borda longitudinal livre e a meia distância das juntas transversais –, é:

$$\sigma_{\text{tf},i} = [(C_1\ell^4 + C_2\ell^2 + C_3) \times H^2 + (C_4\ell^4 + C_5\ell^2 + C_6) \times H + (C_7\ell^4 + C_8\ell^2 + C_9)] \times \left[\begin{array}{c}(C_{10}\ell^4 + C_{11}\ell^2 + C_{12}) \times H^2 \times \Delta T + (C_{13}\ell^4 + C_{14}\ell^2 + C_{15}) \times H \times \Delta T \\ +(C_{16}\ell^4 + C_{17}\ell^2 + C_{18}) \times \Delta T + 1\end{array}\right]$$

(Equação 140)

No qual ℓ é o raio de rigidez relativa da base cimentada (m) calculado conforme Equação 143, H é a espessura da placa de concreto (m) e ΔT o diferencial térmico entre o topo e o fundo da placa de concreto (ºC). Os coeficientes C_i (funções numéricas) a serem empregados são oferecidos na Tabela 109, na forma de funções implicitamente dependentes do módulo de reação do apoio sob a base cimentada, calculados da seguinte maneira:

$$C_i = C_{i,1} \cdot k^2 + C_{i,2} \cdot k + C_{i,3} \qquad \text{(Equação 141)}$$

Sendo k o módulo de reação do subleito ou do apoio granular sobre o subleito (módulo de reação do sistema de apoio subleito + base granular).

Tabela 109 – Coeficientes para o modelo de placa sobre base cimentada

C_i	$C_{i,1}$	$C_{i,2}$	$C_{i,3}$	C_i	$C_{i,1}$	$C_{i,2}$	$C_{i,3}$
C_1	-0,00252	2,217	13,585	C_{10}	0,000044	0,0335	-0,162
C_2	0,00542	-1,921	-121,44	C_{11}	-0,0000683	0,0285	0,609
C_3	0,001114	-0,356	89,90	C_{12}	0,0000377	-0,00608	-1,287
C_4	0,001513	-1,321	-7,929	C_{13}	-0,0000307	-0,0281	0,1873
C_5	-0,003388	1,2023	75,21	C_{14}	0,0000326	-0,01567	-0,4056
C_6	-0,000789	0,247	-61,86	C_{15}	-0,0000345	0,008453	0,6752
C_7	-0,00022	0,1916	1,123	C_{16}	0,0000068	0,00675	-0,0465
C_8	0,000528	-0,1886	-11,73	C_{17}	-0,0000026	0,002216	0,06294
C_9	0,000162	-0,04921	12,01	C_{18}	0,0000028	-0,000788	-0,0451

As equações acima permitem a determinação de tensão, sem extrapolações, para as seguintes faixas de variação dos parâmetros:

i. espessura do PCS entre 150 e 300 mm;
ii. E do concreto entre 28e 32 GPa;
iii. base cimentada com espessura entre 100 e 300 mm;
iv. E da base de 10 a 30 GPa;
v. módulo de reação do subleito entre 30 MPa e 130 MPa;
vi. diferencial térmico positivo entre 0 e 25 ºC.

O modelo de cálculo de tensões de tração na flexão máxima no fundo da placa de concreto (PCS), quando essa está apoiada sobre uma base granular, é dado por:

$$\sigma_{tf,i} = 10^{C_1} \times H^{C_2} \times k^{C_3} \times \times \left[\begin{matrix} C_4 \times H^2 \times k^2 \times \Delta T + C_5 \times H^2 \times k \times \Delta T + C_6 \times H^2 \times \Delta T + C_7 \times H \times k^2 \times \Delta T + \\ + C_8 \times H \times k \times \Delta T + C_9 \times H \times \Delta T + C_{10} \times k^2 \times \Delta T + C_{11} \times k \times \Delta T + C_{12} \times \Delta T + 1 \end{matrix} \right]$$

(Equação 142)

Na equação acima H é a espessura da placa de concreto (m), k o módulo de reação do subleito ou do sistema de apoio (MPa/m) e ΔT o diferencial térmico (ºC) entre o topo e o fundo da placa. os coeficientes C_i a serem empregados são oferecidos na Tabela 110. As equações acima foram concebidas para o $ESRD$ de 80 kN sendo que para outros carregamentos ou tipo de eixos a tensão $\sigma_{tf,i}$ deve ser corrigida conforme indicadas anteriormente.

Tabela 110 – Coeficientes de regressão para o modelo de placa sobre base granular

Coeficiente	Valor	Coeficiente	Valor
C_1	-0,384	C_7	-3,62E-05
C_2	-1,482	C_8	8,94E-03
C_3	-0,174	C_9	4,72E-01
C_4	3,90E-05	C_{10}	3,58E-06
C_5	-7,00E-03	C_{11}	-8,75E-04
C_6	-9,60E-01	C_{12}	-1,66E-02

Os limites de validade dos parâmetros, sem extrapolações, para emprego seguro dos modelos acima apresentados, são:

i. espessura do PCS entre 150 e 350 mm;
ii. E do concreto de 30 GPa;
iii. módulo de reação do subleito entre 20 MPa e 140 MPa;
iv. diferencial térmico positivo entre 0 e 25 ºC.

Tensões críticas de tração na flexão nas bases cimentadas, para finalidades de verificação à fadiga, são determinadas pela expressão:

$$\{\sigma_2\} = \left(\frac{E_2}{E_1}\right).\left(\frac{h_2}{h_1}\right).\{\sigma_1\} \qquad \text{(Equação 143)}$$

Sendo σ_2 a tensão na base, σ_1 a tensão na paca determinada conforme anteriormente apresentado para o caso de bases cimentadas, E_2 o módulo de elasticidade da base cimentada, E_1 o módulo de elasticidade do concreto da placa, h_2 a espessura da base e h_1 a espessura da placa de concreto. Não há necessidade de aplicação de fator de calibração (redutor) de tensão para pista caso no valor de σ_1 já tenha sido imputado tal redutor.

7. REQUISITOS DOS MÉTODOS DE PROJETO

A Tabela 111 são apresentadas as metodologias empregadas em diversos países para o dimensionamento de pavimentos de concreto, sob o aspecto conceitual de sua fundamentação básica.

Tabela 111 – Tipos de método de projeto por países

País	Guia de projeto	Ano	Abordagem
Austrália	*Austroads Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design*, edição 4.4	2024	Empírico-Mecanicista
Alemanha	*RStO 12*	2012	Empírico-Mecanicista (para elaboração de catálogo)
Alemanha	*RDO Beton 24*	2024	Empírico-Mecanicista
Brasil	PR 1011 ABNT	2021	Mecanicista
Bélgica	*Vademecum Standaardstructuren*	2023	Empírico-Mecanicista (para elaboração de catálogo)
Chile	*Manual de Carreteras* Volume 3	2024	Empírico-Mecanicista
Colômbia	INVIAS	2008	Empírico
Estados Unidos	MEPDG-AASHTO	2004	Empírico-Mecanicista
França	NF P98-086	2019	Empírico-Mecanicista
Holanda	VENCON 2,0	2005	Empírico-Mecanicista
Inglaterra	DMRB	2021	Empírico-Mecanicista

A evidência indica uma preferência global por métodos de projeto com enfoque empírico-mecanicista. De fato, em países onde o processo de projeto é simplificado (como no caso dos catálogos de Alemanha e Bélgica), as ferramentas de projeto apresentam uma abordagem de desempenho do pavimento. Adicionalmente, no caso de Alemanha, é exigido o uso de um método racional em presença de tráfego exigente (a partir de 100 milhões de aplicações para categoria Bk 100).

Fora do espectro, os EUA têm influenciado mundialmente o desenvolvimento de metodologias de projeto de PCS. Isto é visível no caso da Austrália (baseando sua abordagem de projeto na técnica preconizada pela PCA 1984) e particularmente, na América Latina (de língua espanhola), adotando a metodologia oferecida pelo guia da AASHTO de 1993 como método de projeto padrão.

De fato, apesar de que países como Colômbia desenvolveram catálogos de estrutura de projeto pensadas nas condições locais, o processo de cálculo seguiu o estabelecido nos critérios AASHTO 93 e PCA 1984. Nesse contexto, o Chile é um caso digno de menção, adaptando o método AASHTO 98 (quando efeitos térmicos não são negligenciados) e integrando suas condições regionais de temperatura locais dentro do procedimento de projeto.

Algumas descrições relacionadas às características das metodologias de projeto nos países pesquisado são apresentadas na Tabela 112.

Tabela 112 – Considerações para projeto de pavimentos de concreto

País	Abordagem do tráfego	Período de projeto padrão (anos)	Efeitos térmicos	Critério de projeto	Comentário
Austrália	Espectro de cargas	30 a 40	Sim	Fadiga com base na resistência à tração na flexão. Erosão do subleito ou base.	Baseado em PCA 1984. Considera temperatura por fatores de ajuste.
Alemanha (*RStO*)	Eixos equivalentes a $ESRD$ de 100 kN	30	Não	Definição por nomogramas de projeto.	Espessuras definidas por catálogo de projeto.
Alemanha (*RDO Beton*)	Eixos equivalentes a $ESRD$ de 100 kN	A definir caso a caso	Sim	Estados limite último de utilização e fadiga em juntas transversais e longitudinais.	Temperatura considerada segundo teoria de Eisenmann. Existência de programa de projeto de código aberto baseado na metodologia $RDO\ Beton$.
Bélgica	Eixos equivalentes a $ESRD$ de 100 kN	30	Não	Definição por nomogramas de projeto.	Para as classes de construção B1 a B7 deve ser colocada uma camada betuminosa de 5 cm entre as placas e a camada de base. PCS aplicável até categoria de tráfego B4 (< 16 milhões de eixos de 100 kN).
Chile	Eixos equivalentes a $ESRD$ de 80 kN	30	Sim	Serventia. Escalonamento.	Baseado em AASHTO 1998. Temperaturas consideradas de base de dados locais.
Colômbia	Eixos equivalentes a $ESRD$ de 80 kN	20	Não	Definição por nomogramas de projeto.	Baseado em AASHTO 1993 e PCA 1984.

País	Abordagem do tráfego	Período de projeto padrão (anos)	Efeitos térmicos	Critério de projeto	Comentário
EUA	Espectro de cargas	30	Sim	Fadiga a flexão. Escalonamento. IRI.	Utiliza redes neurais na análise de tensões baseados em modelagens com ISLAB 2000. Emprega modelo climático integrado para estimar o efeito das condições climáticas no pavimento por hora.
França	Eixos equivalentes a $ESRD$ de 130 kN	10 a 30	Sim	Fadiga com base na resistência à tração na flexão.	Período de projeto em função ao nível de investimento. Emprega valores de ajuste que consideram o risco e efeito de suporte, descontinuidade de placas e calibração. Considera temperatura por fatores de ajuste (kd). Considera o emprego de qualquer programa que permita representar as hipóteses de projeto baseadas na solução analítica de Burmister.
Holanda	Espectro de cargas	20 a 40	Sim	Fadiga a flexão	Utiliza software de projeto VENCON 2.0. Temperatura considerada segundo teoria de Eisenmann.
Inglaterra	Eixos equivalentes a $ESRD$ de 80 kN	40	Não	Comparação das tensões por carga de canto e borda da placa	Considera o emprego de programa de multicamada elástica linear. PCS são empregados para reabilitação ou ampliação de PCS existentes com N < 400 milhões de eixo de 80 kN.

Na Tabela 113 são descritos os requisitos mínimos e as principais características dos elementos que compõem a infraestrutura de pavimento para cada país analisado.

Tabela 113 – Requerimentos e características gerais da estrutura de PCS

	Subleito	Base			Placa de concreto		
País	Módulo de elasticidade mínimo (MPa)	Tipos de base empregáveis	Módulo de elasticidade mínimo da base (MPa)	Espessura mínima de base (mm)	Resistência do concreto (MPa)	Módulo de elasticidade de placa (GPa)	Espessura de placa (mm)
Austrália	Não especificado Esb correlacionado com ISC	Brita estabilizada com cimento Mistura asfáltica densa Concreto magro	Não especificado	HVAG ≤ 10^6 125 → brita estabilizada ou mistura asfáltica HVAG ≤ 5 X 10^6 150 → brita estabilizada ou mistura asfáltica 125 → concreto magro HVAG ≤ 10^7 170 → brita estabilizada ou mistura asfáltica 125 → concreto magro HVAG ≥ 10^7 150 → concreto magro	Tração na flexão aos 28 dias 4,5	Não especificado	Pavimentos sem barras de transferência de cargas 10^6 ≤ HVAG ≤ 10^7 150 10^7 ≤ HVAG ≤ 5 X 10^5 200 HVAG ≥ 5 X 10^5 250 Pavimentos com barras de transferência de cargas 10^6 ≤ HVAG ≤ 10^7 150 10^7 ≤ HVAG ≤ 5 X 10^5 180 HVAG ≥ 5 X 10^5 230

	Subleito	Base			Placa de concreto		
Alemanha	45 MPa	Betuminosa Cimentada Solo	Não especificado	80 a 300 com 30 a 440 de camada granular contra geada.	Compressão aos 28 dias 35	Não especificado	200 a 290
Bélgica	Não especificado	Material granular Material estabilizado Concreto magro	Não especificado.	200→ Material granular 250→ Material estabilizado 250→ Concreto magro.	Tração na flexão de estudo preliminar aos 28 dias	Não especificado	180 a 210
Chile	Não especificado Emprega ISC e módulo de reação do subleito	Solo fino Areia Materiais estabilizados com cal Materiais tratados com cimento ou asfalto Concreto magro	20,6	150	Tração na flexão de estudo preliminar aos 28 dias 4,8 a 5,4 MPa	29	180 a 300

	Subleito	Base			Placa de concreto		
Colômbia	20 Esb correlacionado com ISC	Solo Material granular Material estabilizado	Não considerado no projeto	150	Tração na flexão de estudo preliminar aos 28 dias	Não especificado	210 a 320
Estados Unidos	70	Material granular Material estabilizado com cimento ou asfalto Concreto magro Concreto triturado Pavimento asfalto reciclado	A definir caso a caso	A definir caso a caso	A definir caso a caso	A definir caso a caso	150 a 430 →PCS 150→ mínimo para whitetopping

	Subleito	Base				Placa de concreto	
França	50	Betuminosa Cimentada Solos	50	$N \geq 10^6$ Para concreto magro ou concreto de cimento rodoviário 180 → 50 MPa < Esb <80 MPa 160 → 80 MPa < Esb <120 MPa 150 →120MPa < Esb <200 MPa 0,12→Esb ≥ 200MPa Para brita tratada: 200 → 50 MPa < Esb <80 MPa 190 → 80 MPa < Esb <120 MPa 180 → 120 MPa < Esb < 200 MPa 150 → Esb ≥ 200MPa Para solos tratados: 200 m $N < 10^6$ Para concreto magro, concreto de cimento rodoviário ou brita tratada: 150 → 50 MPa < Esb <80 MPa Para solos tratados: 200 m	Tração na flexão aos 28 dias 3,3 → Concreto BC5 4,0 → Concreto BC6	35→ Concreto BC5 40 → Concreto BC6	120 a 450

	Subleito		Base		Placa de concreto			
Holanda	25 Esb correlacionado com ISC	Material granular Material cimentado	25	200 a 300 →Material granular 150 a 250 →Material cimentada	Compressão aos 28 dias	35 → Concreto [illegible] 31 → Concreto C28/35 33,5 → Concreto		180 a 270
Reino Unido	50 MPa	Não especificado	Não especificado	Não especificado	Não especificado	Não especificado		150

No XV Congresso de tráfego e segurança viária, Houben (2009b) indicava que na Europa os métodos de projeto de PCS variavam de país a país. Em termos gerais, o tráfego pode ser tratado desde uma perspectiva de carga de eixos acumulados (ESAL) ou por distribuição de frequências de cargas. Para o primeiro enfoque, existem divergências sobre o considerado eixo padrão de projeto (variando entre 80 kN a 130 kN; por exemplo, na Alemanha, 100 kN como eixo padrão).

Houben (2009b) apresenta os diferentes enfoques dos países europeus em relação a consideração de resistência do concreto nos métodos de projeto juntamente com as espessuras necessárias para PCS (Tabela 114). É interessante indicar que sete dos 10 países incluídos apresentem espessuras de PCS superiores a 25 cm em suas obras rodoviárias.

Tabela 114 – Consideração da resistência do concreto em projeto e espessuras de PCS em países da Europa

País	Idade (dias)	fc, Compressão (MPa)	fct,f (MPa)	fct,sp, tração indireta (MPa)	Espessura da placa (mm)
Áustria	28	35 a 40	5,5	-	280
Bélgica[a]	90 (fc) 28 (fct,f)	70 (N ≥ 8 X 10^6) 60 (N < 8 X 10^6)	6,0 (N ≥ 8 X 10^6) 5,0 (N < 8 X 10^6)	-	230
República Tcheca	28	25 a 35	3,5 a 4,5	-	250
França	28	-	-	2,7	260
Alemanha	28	35	-	-	260
Holanda[b]	28	35 (C28/35) 45 (C35/45)	-	-	290
Polônia	28	-	4,0 a 6,0	-	270
Espanha	28	-	3,5 a 4,5	-	290
Suíça	28	30	5,5	-	220
Reino Unido	28	-	4,5 a 6	-	31

[a] em função do nível de tráfego
[b] em função do tipo de concreto

Em comparação com os EUA, existem diferenças de projeto que também devem ser mencionadas. Particularmente, a geometria da placa pode produzir efeitos significativos no desempenho do pavimento. Sobre isso, entende-se que pavimentos com placas alargadas têm sido mais amplamente empregados na Europa, com nos casos da Alemanha e da França, onde a largura adicional adotada é de aproximadamente 0,50 m. Além disso, na Bélgica tem sido realizados estudos sobre o incremento na largura das placas. Os três países indicam melhorias no desempenho dos PCS por conta de placas com largura aumentada (Yu *et al.*, 1998).

Na Austrália, como parte das decisões de projeto, foi introduzida no final da década de 1980 a prática de estabelecer uma faixa alargada para caminhões, com juntas longitudinais posicionadas fora da trilha usual das rodas desses veículos. Esta postura foi influenciada pela prática adotada na Europa (particularmente na Alemanha) e em alguns estados dos EUA. O objetivo era afastar ainda mais as juntas longitudinais dos trajetos típicos das rodas dos caminhões. Hodgkinson (2016) indica que esta técnica demonstrou ser um detalhe construtivo simples, sem custo adicional para a obra.

Sobre o alargamento das dimensões das placas, a versão 4.4 da guia do projeto de Austroads (2024), indica o seguinte:

1. O alargamento deve ter rigidez semelhante com a do pavimento existente para evitar trincas na junta longitudinal.
2. As permeabilidades e espessuras das camadas do alargamento e do pavimento existente devem ser semelhantes, a fim de facilitar a drenagem da umidade para a borda externa (não alterar o tipo de base). Também é desejável que o nível do subleito do alargamento esteja no mesmo nível ou abaixo do subleito do pavimento existente.
3. Como pode ocorrer fissuração ao longo da junta longitudinal, é recomendada a instalação de dreno abaixo do subleito para remover essa umidade.

4. É preferível localizar as juntas longitudinais fora das trilhas de roda. Deve-se considerar posicionar as juntas longitudinais a até 300 mm da posição planejada das faixas de tráfego, ou a até 300 mm do centro de uma faixa de tráfego.
5. O uso de geotêxtil ou SAMI (intercamada asfáltica com absorção de tensões) pode ser útil para retardar o aparecimento de trincas longitudinais ao longo da junta.

Para balizamento das técnicas empregadas em países onde pavimentação rodoviária em PCS abarca um montante relevante de projetos e obras, ficam consolidados diversos aspectos e realidades diferenciadas, conforme se seguem.

- Diferenciais térmicos: na Alemanha o projeto de PCS embute obrigatoriamente a consideração dos efeitos de diferenciais térmicos nas tensões de cálculo, empregando-se frequências de distribuição de temperaturas diária. De forma semelhante, tais variáveis de projeto são consideradas na Bélgica, na Holanda, nos EUA e no Chile.
- O emprego de tratamento do subleito por um módulo de resiliência, já abrange a Inglaterra, a Alemanha e a França.
- Uso de faixas alargadas de tráfego, ou seja, maiores larguras de placas, são corriqueiros na Alemanha, Holanda e na Austrália, bem como em alguns estados americanos.
- A resistência do concreto para PCSA não é geralmente fixada em 4,5 MPa, encontrando-se uma tendência na Europa de emprego de resistências superiores com concretos de elevado desempenho. Isso implica, quando ocorre, na reconsideração no módulo de elasticidade do concreto, como na França se trabalha entre 30 GPa e 40 GPa. Resistências de projeto (em tração na flexão) superiores a 5,5 MPa não são incomuns na Europa. Contudo, essa evolução acompanhando novos conceitos para concretos de alto desempenho caminham a passos lentos ainda nas Américas.

- Espessuras de PCS são, na atualidade, comumente compreendidas na faixa entre 26 cm e 30 cm em países Europeus, bem como nos EUA. Na Bélgica, apesar da restrição para emprego de PCS em vias de tráfego muito pesado, as espessuras de PCS são fixadas em valores mínimos de 20 e 12 cm, o que é amplamente compensado com o emprego de 5 cm de base asfáltica e de sub-bases de 40 cm de BGS, ou de 30 cm de BGTC, ou de 25 cm de CCR. Na América Latina, espessuras entre 23 e 30 cm são encontradas no Chile e na Colômbia.

A análise do MEPDG-AASHTO deixa claro que a metodologia mais moderna existente não se autoconsidera como um método de dimensionamento estrutural (binômio resistência+espessura do concreto), e sim, uma metodologia de análise de desempenho de vários parâmetros funcionais e estruturais, o que a torna mais consistente e moderna que as demais analisadas. No Brasil tivemos um caso de metodologia para projeto de reforços de pavimentos asfálticos com filosofia semelhante, embora menos abrangente, que foi o DNER PRO 159/85.

No Brasil, em que pese a não normatividade do método da PCA-84, é ainda empregado com frequência em projetos rodoviários, com raras exceções. Nesse método historicamente o projetista fixa a resistência do concreto (fct,f) em 4,5 MPa e determina a espessura à fadiga necessária à placa de concreto, que também é verificada sob o aspecto de degradação por erosão, infelizmente, com um modelo de clima temperado que implicitamente acomoda os fenômenos de gelo-desgelo em pavimentos. As práticas de espessuras em rodovias federais no Brasil tem sido, de longa data, entre 21 a 24 cm.

Por outro lado, para o caso de vias urbanas (para tráfego similarmente rodoviário), no Brasil são empregadas as normativas IP-07/2004 da Prefeitura do Município de São Paulo e a PR 1011/2021 da Associação Brasileira de Normas Técnicas. Em ambos os casos é possível o projeto de PCS com diversas alternativas de resistências para o concreto, bem como sendo realizada a verificação mecanicista à fadiga de bases cimentadas (IP-07 e PR 1011) e de bases asfálticas (PR 1011). Em ambos os casos os efeitos climáticos são levados em consideração empregando-se diferenciais térmicos com diferentes frequências horárias.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO. (1993). *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*.

AASHTO. (1998). *Supplemental version of the AASHTO Guide, Part II, section 3.2 rigid pavement design for design of pavement structures and section 3.3 rigid pavement joint desing.*

AASHTO. (2008). *Mechanistic-empirical pavement design guide: a manual of practice*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

ACPA. (2025). *Evolution of design*. Disponível em: Https://Overlays.Acpa.Org/Concrete_Pavement/About_Concrete/Evolution_of_Design/Index.Asp (acceso em 15.08.2025)

AFNOR. (2019). *NF P98-086 Dimensionnement structurel des chaussées routières — Application aux chaussées neuves*. www.afnor.org

Agentschap wegen & verkeer. (2023). *Vademecum Standaardstructuren versie 2023*.

Austroads. (2024). *Guide to Pavement Technology Part 2: Pavement Structural Design: Vol. 4.4* (M. Moffat, Ed.). www.austroads.com.au

Balbo, J. T. (2009). *Pavimentos de concreto* (Oficina de textos, Ed.).

Barjot, D. (1987). Advances in road construction technology in France. In t*he Economic and Social Effects of the Spread of Motor Vehicles: An International Centenary Tribute* (pp. 291–312).

Calo, D., Souza, E., & Marcolini, E. *Manual de diseño y construcción de pavimentos de hormigón*. Instituto del Cemento Portland Argentino, 1a ed., Buenos Aires, 2014.

Chang Albitres, C. M., Vidal Valencia, J., Loria Salar, L. G., Bustos, M., & Delgadillo, R. (2013). *Aplicabilidad del método de mecanístico- empírico de diseño de pavimentos (MEPDG) AASHTO 2008 en Latinoamérica*. 1–10.

Christopher, B. R., Schwartz, C., & Boudreau, R. (2006). *Geotechnical Aspects of Pavements*.

Corine, F. (1947). *Scienza e tecnica delle construzioni stradali e ferroviarie*. Milano: Editore Ulrico Hoelpi.

Corté, J.-F., & Goux, M.-T. (1996). Design of pavement structures: the French technical guide. *Transportation Research Record.*, *1539*(1), 116–124.

Dirección de Vialidad Ministerio de Obras Públicas de Chile. (2024). *Manual de Carreteras volumen N°3*.

FGSV. (2009). *Additional technical conditions of contract and directives for earthworks in road construction ZTV E-StB 09*.

FGSV. (2015). *Guidelines for the standardisation of pavement structures of traffic areas*.

FGSV. (2024). *RDO Beton 2024 Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen*.

Harrigan, E. T. (2006). *Changes to the Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Software Through Version 0.900 NCHRP RRD 308*.

Highway Research Board. (1962). *Special Report 61E The AASHO Road Test Report 5 Pavement Research*.

Hodgkinson, J. (2016). Plain Concrete Highway Pavements in New South Wales Australia 1983-2015. *11th International Conference on Concrete Pavements*.

Houben, L. (2009a). *CT 4860 Structural Design of Pavements*.

Houben, L. (2009b, October). European Practice on Design and Construction of Concrete Pavements Road and Railway Engineering. *XV Argentine Congress on Road Safety and Traffic*.

INVIAS. (2008). *Manual de diseño de pavimentos de concreto para vías con bajos, medios y altos volúmenes de tránsito*.

Kathmann, Thorsten., Hermes, Thorsten., Kucera, Uwe., Stöver, J., Neumann, Johannes., Lehmkuhl, Jan., & Pfeifer, J. Mirco. (2022). *Entwicklung eines aktuellen Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung gemäss den RDO Beton*. Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG.

Mahyar, M. (2021). *Texture characterization of roller compacted concrete pavements by an in-house developed optical surface profiler*. Middle East Technical University.

Ministerio de Obras Públicas de Panamá. (2002). *Manual de requisitos y normas generales actualizadas para la revisión de planos*.

Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador. (2012). *Manual de pavimentos rígidos*.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú. (2013). *Manual de carreteras suelos, geología, geotecnia y pavimentos*. www.construccion.org

National Highways. (2020a). *Design Manual for Roads and Bridges Pavement Design CD 224 Traffic assessment (formerly HD 24/06) Revision 0*. https://www.standardsforhighways.co.uk

National Highways. (2020b). *Design Manual for Roads and Bridges Pavement Design CD 225 Design for new pavement foundations*. https://www.standardsforhighways.co.uk

National Highways. (2021). *Design Manual for Roads and Bridges Pavement Design CD 226 Design for new pavement construction*. https://www.standardsforhighways.co.uk

Otto, A., Rolt, J. ;, Hughes, D., Bishop, E. C., Geddes, R., Bofinger, H., Mills, S., & Barham, P. (2022). *Road Note 31: A Guide to the Structural Design of Surfaced Roads in Tropical and Sub-Tropical Regions*.

Renken, L., Lehmkuhl, J., Neumann, J., Liu, C., & Ulrich, M. (2025). *Anpassung der Dimensionierung an den Klimawandel*. https://doi.org/10.60850/bericht-s219

RTA. (2002). *Developments in concrete pavements*.

Spilker, A. (2025). *Zur experimentellen Bestimmung der Wärmedehnzahl von Beton im Straßenbau*. https://doi.org/10.18419/opus-14381

Springenschmid, R., Reimer, B., & Fleischer, W. (1988). Construction of concrete pavements in West Germany. *Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board*, *1182*, 12–17.

Tia, M.; Wu, C-L.; Ruth, B.E.; Bloomquist, D.; Choubane, B. Field evaluation of rigud pavements for the development of a rigid pavement design system - Phase IV. Florida DEpartment of TRansportation & UNiversity of Floriuda. Project # 4910450424912. Gainsville, 1989.

US Tech. (1992). *Report on the 1992 U.S. tour of European concrete highways*.

van Leest, A. J., Stet, M. J., & Frénay, J. W. (2005). Van Leest, Stet and Frénay VENCON 2.0: a Fast and Reliable Design Tool for Concrete Road Pavements (jointed and continuously reinforced applications). *8th International Conference on Concrete Pavements*, 1303–1321.

Villaret, S., Kiehne, A., Riwe, A., & Villaret, K. (2019). *Entwicklung eines Finite Elemente Modells für die rechnerische Dimensionierung von Straßen gemäß RDO Beton*. http://bast.opus.hbz-nrw.de

Yu, H. T., Smith, K. D., Darter, M. I., Jiang, J., & Khazanovich, L. (1998). *Performance of Concrete Pavements, Volume III: Improving Concrete Pavement Performance*.