

PROJETO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS E DE PISOS INDUSTRIAIS DE CONCRETO

PATRÍCIA LIZI DE OLIVEIRA

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos, da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do
Título de Mestre em Engenharia de Estruturas

Orientador: **Prof. Dr. Libânio Miranda Pinheiro**

São Carlos

2000

Ao meu pai, Otávio

AGRADECIMENTOS

Ao orientador, professor Libânio Miranda Pinheiro, pelo cuidado e atenção com que me apontou caminhos e me ajudou a encontrar soluções.

À CAPES, pela bolsa de estudos.

Aos professores Glauco Tulio Pessa Fabbri e Manoel Henrique Alba Soria, do Departamento de Transportes da EESC-USP, que forneceram bibliografia e ajudaram no desenvolvimento do trabalho.

Ao professor José Tadeu Balbo, do Laboratório de Transportes da Escola Politécnica da USP, pela atenção e pela gentileza de ter enviado sua Tese de Livre Docência.

Aos professores da Escola de Engenharia de São Carlos, especialmente aos do Departamento de Estruturas, responsáveis pela minha formação profissional.

Às bibliotecárias Nadir e Eliana, pela colaboração na pesquisa bibliográfica e pela revisão das referências bibliográficas indicadas neste trabalho.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas que, cada um em sua função, tornaram possível a conclusão do mestrado.

Aos profissionais da ABCP, que contribuíram na pesquisa bibliográfica e viabilizaram a participação em cursos e seminários.

À Eng. Manuela Marqueño, da Prefeitura Municipal de Curitiba, pelas informações.

Ao Eng. Wagner Gasparetto, pela atenção e pelo fornecimento de bibliografia.

Ao amigo Yuri, que com carinho e paciência, ouviu, apoiou, opinou e fez companhia durante todo o tempo, nesses dois últimos anos.

Aos amigos de turma: Alio, Ana Cláudia, Edna, Eduardo, George, Gerson, Marcelo, Palmira, Patrícia, Rejane, Roberto, Rodrigo, Valentim, e agregados, pelos momentos que passamos juntos.

Aos amigos que fiz em São Carlos, pelo convívio.

A todos aqueles que, embora não citados nominalmente, contribuíram direta ou indiretamente para a execução deste trabalho.

À minha sobrinha Dayane, que apesar da pouca idade, me mostrou a importância de aprender, descobrir e vencer desafios.

Finalmente, aos meus pais que me incentivaram a prosseguir nos estudos, mesmo sabendo que isso me levaria a morar longe deles. Em especial à minha mãe, que com sua energia e vibração torna cada vitória mais importante.

SUMÁRIO

| | |
|--|------|
| Sumário | i |
| Lista de figuras | vi |
| Lista de tabelas | xiv |
| Lista de siglas | xvi |
| Lista de símbolos | xvii |
| Resumo | xxiv |
| <i>Abstract</i> | xxv |
| Introdução | 1 |
| 1.1 Objetivos | 2 |
| 1.2 Etapas do trabalho | 3 |
| Pavimentos rígidos | 5 |
| 2.1 Pavimento de concreto simples | 5 |
| 2.2 Pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua | 9 |
| 2.3 Pavimento de concreto continuamente armado | 11 |
| 2.4 Pavimento de concreto estruturalmente armado | 12 |
| 2.5 Pavimento de concreto rolado | 14 |
| 2.6 Pavimento de concreto com fibras | 15 |
| 2.7 Pavimento de concreto protendido | 17 |
| 2.8 Whitetopping | 17 |
| 2.9 Considerações gerais | 19 |
| Ações | 20 |
| 3.1 Ações diretas | 20 |
| 3.1.1 Ações móveis | 21 |
| 3.1.2 Carregamento distribuído | 29 |

| | |
|--|----|
| 3.1.3 Forças concentradas | 29 |
| 3.2 Ações indiretas | 30 |
| 3.2.1 Retração | 30 |
| 3.2.2 Dilatação térmica | 32 |
| 3.2.3 Empenamento | 32 |
| 3.3 Considerações gerais | 34 |
| Modelos e teorias | 35 |
| 4.1 Fundação | 35 |
| 4.1.1 Modelo líquido denso | 37 |
| 4.1.2 Modelo sólido elástico | 37 |
| 4.1.3 Outros modelos | 38 |
| 4.1.4 Determinação do Coeficiente de Recalque | 39 |
| 4.2 Materiais | 40 |
| 4.2.1 Concreto | 40 |
| 4.2.2 Aço | 43 |
| 4.3 Teoria de Westergaard | 44 |
| 4.4 Teoria de Bradbury para determinação de tensões de empenamento | 50 |
| 4.5 Análise numérica | 52 |
| 4.6 Considerações gerais | 57 |
| Fadiga em pavimentos de concreto | 58 |
| 5.1 Tipos de ações cíclicas | 58 |
| 5.2 Comportamento do concreto à fadiga | 59 |
| 5.3 Comportamento à fadiga do aço para concreto armado | 62 |
| 5.4 Regra de palmgren-miner | 63 |
| 5.5 Modelos de fadiga aplicados a pavimentos de concreto | 66 |
| 5.6 Critérios de segurança | 69 |
| 5.7 Considerações gerais | 70 |
| Métodos de dimensionamento da espessura | 71 |
| 6.1 Método da aashto | 72 |
| 6.1.1 Número de eixos equivalentes | 72 |
| 6.1.2 Fórmula geral | 73 |
| 6.1.3 Determinação do coeficiente de recalque da fundação | 75 |
| 6.2 Método da pca / 66 | 78 |

| | |
|---|-----|
| 6.2.1 Critério de fadiga | 78 |
| 6.2.2 Determinação das tensões | 79 |
| 6.2.3 Segurança | 81 |
| 6.2.4 Procedimento de cálculo | 81 |
| 6.3 Método da pca / 84 | 82 |
| 6.3.1 Critério de fadiga | 83 |
| 6.3.2 Critério de erosão e escalonamento | 84 |
| 6.3.3 Procedimento de cálculo | 86 |
| 6.4 Método de packard (1976) | 87 |
| 6.4.1 Ações móveis | 88 |
| 6.4.2 Carregamento de montantes | 91 |
| 6.4.3 Carregamento distribuído | 95 |
| 6.5 Considerações gerais | 96 |
| Dimensionamento da armadura | 98 |
| 7.1 Armadura de retração | 98 |
| 7.2 Armadura positiva | 102 |
| 7.2.1 Determinação da área de aço, para o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura | 102 |
| 7.2.2 Estado limite último de fadiga do aço | 103 |
| 7.3 Detalhamento da armadura | 104 |
| 7.3.1 Cobrimento | 104 |
| 7.3.2 Emenda | 105 |
| 7.4 Considerações gerais | 107 |
| Juntas | 108 |
| 8.1 Mecanismo de aparecimento de fissuras | 108 |
| 8.2 Juntas transversais | 109 |
| 8.3 Juntas longitudinais | 111 |
| 8.4 Barras de transferência | 111 |
| 8.5 Barras de ligação | 117 |
| 8.6 Juntas de encontro | 118 |
| 8.7 Eficiência de uma junta | 119 |
| 8.8 Considerações gerais | 122 |
| Exemplos | 123 |

| | |
|---|-----|
| 9.1 Pavimento rodoviário de concreto simples _____ | 123 |
| 9.1.1 Dados do problema _____ | 124 |
| 9.1.2 Método da AASHTO _____ | 125 |
| 9.1.3. Método da PCA/66 _____ | 133 |
| 9.1.4. Método da PCA/84 _____ | 136 |
| 9.1.5 Considerações sobre os resultados _____ | 140 |
| 9.2 Piso industrial de concreto simples _____ | 141 |
| 9.2.1 Dados do problema _____ | 142 |
| 9.2.2 Dimensionamento pelo método de PACKARD _____ | 143 |
| 9.2.3 Verificação da punção, segundo Revisão da NB-1 (1999) _____ | 147 |
| 9.2.4 Verificação da punção, segundo ACI _____ | 147 |
| 9.3 Piso industrial de concreto com armadura distribuída descontínua ____ | 148 |
| 9.3.1 Segundo PACKARD (1973) _____ | 148 |
| 9.3.2 Segundo RODRIGUES e CASSARO (1998) _____ | 149 |
| 9.3.3 Segundo Revisão da NB-1 (1999) _____ | 149 |
| 9.3.4 Segundo Corps of Engineers _____ | 150 |
| 9.3.5 Considerações sobre os resultados _____ | 150 |
| 9.4 Piso industrial de concreto estruturalmente armado _____ | 151 |
| 9.4.1 Determinação da altura útil _____ | 151 |
| 9.4.2 Dimensionamento da armadura de flexão para estado limite último de esgotamento da capacidade resistente _____ | 151 |
| 9.4.3 Verificação da armadura de flexão para estado limite último de fadiga do aço _____ | 152 |
| 9.4.4 Verificação da punção, segundo Revisão da NB-1 _____ | 153 |
| 9.4.5 Determinação do comprimento de transpasse _____ | 154 |
| 9.4.6 Determinação da armadura de retração _____ | 155 |
| 9.4.7 Detalhamento _____ | 156 |
| 9.5 Dimensionamento das barras de ligação _____ | 158 |
| 9.6 Dimensionamento das barras de transferência _____ | 159 |
| Considerações finais _____ | 161 |
| 10.1 Conclusões _____ | 161 |
| 10.1.1 Capacidade de suporte da fundação _____ | 161 |
| 10.1.2 Área de contato entre pneu e pavimento _____ | 162 |

| | |
|---|-----|
| 10.1.3 Empenamento | 162 |
| 10.1.4 Influência entre as rodas dos eixos | 163 |
| 10.1.5 Distribuição de esforços em placas isoladas | 163 |
| 10.1.6 Eficiência das juntas | 164 |
| 10.1.7 Fadiga em pavimentos de concreto | 164 |
| 10.1.8 Métodos de dimensionamento | 165 |
| 10.1.9 Análise numérica | 166 |
| 10.1.10 Punção em pavimentos de concreto | 166 |
| 10.2 Sugestões para novas pesquisas | 166 |
| 10.2.1 Efeitos climáticos | 167 |
| 10.2.2 Pavimento de concreto estruturalmente armado | 167 |
| 10.2.3 Juntas | 167 |
| Tabelas e ábacos | 168 |
| Análises numéricas | 196 |
| B.1 Análise de placas isoladas sob carregamento de eixos rodoviários com carga máxima permitida pelo dner | 196 |
| B.1.1 Eixo simples de rodagem simples | 196 |
| B.1.2 Eixo tandem duplo | 198 |
| B.1.3 Eixo tandem triplo | 199 |
| B.2 Análise da variação dos esforços máximos de acordo com a posição do carregamento em placas isoladas | 201 |
| B.3 Análise da influência entre as rodas de eixos rodoviários | 203 |
| B.3.1 Eixo simples de rodagem simples | 203 |
| B.3.2 Eixo simples de rodagem dupla | 204 |
| B.3.3 Eixo tandem duplo | 206 |
| B.3.4 Eixo tandem triplo | 207 |
| B.4 Análise da influência entre as rodas de eixo de empilhadeira | 209 |
| Referências bibliográficas | 212 |
| Bibliografia complementar | 216 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1 – Perfil de um pavimento de concreto simples, sem barra de transferência | 6 |
| Figura 2.2 – Trecho da Rodovia dos Imigrantes, fonte: http://www.abcp.com.br (08/11/1999) | 9 |
| Figura 2.3 – Trecho da Via Dutra, fonte: ABCP (1999) | 9 |
| Figura 2.4 – Perfil típico de pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua | 10 |
| Figura 2.5 – Perfil de pavimento continuamente armado | 11 |
| Figura 2.6 – Perfil de um pavimento de concreto estruturalmente armado | 13 |
| Figura 2.7 – Seção de pavimento de concreto com fibras de aço | 15 |
| Figura 2.8 – Perfil de whitetopping | 18 |
| Figura 2.9 – Exemplo de whitetopping ultradelgado | 19 |
| Figura 3.1 – Dimensões da área de contato entre o pneu e a placa de concreto | 23 |
| Figura 3.2 – Momento fletor, na direção x, para força de 70,56 kN, aplicada no interior da placa de 10 cm de espessura. | 24 |
| Figura 3.3 – Veículo rodoviário com eixos simples e tandem triplo | 25 |
| Figura 3.4 – Veículo rodoviário com eixo tandem duplo | 25 |
| Figura 3.5 – Chassi de ônibus rodoviário | 26 |
| Figura 3.6 – Eixo simples de rodagem simples | 26 |
| Figura 3.7 – Eixo simples de rodagem dupla | 26 |
| Figura 3.8 – Eixo tandem duplo | 26 |
| Figura 3.9 – Eixo tandem triplo | 26 |
| Figura 3.10 – Chassi de ônibus urbano | 27 |
| Figura 3.11 – Chassi de ônibus urbano articulado | 27 |

| | |
|---|----|
| Figura 3.12 – Biarticulado _____ | 27 |
| Figura 3.13 – Empilhadeira industrial de rodagem simples _____ | 28 |
| Figura 3.14 – Empilhadeira industrial de rodagem dupla _____ | 28 |
| Figura 3.15 - Eixo de empilhadeira de rodagem simples _____ | 28 |
| Figura 3.16 – Eixo de empilhadeira de rodagem dupla _____ | 28 |
| Figura 3.17 - Corredor de circulação entre forças uniformemente distribuídas, em planta _____ | 29 |
| Figura 3.18 - Montantes de prateleiras industriais _____ | 29 |
| Figura 3.19 – Reação à tendência de retração da placa de concreto _____ | 31 |
| Figura 3.20 – Tendência de empenamento das placas de concreto, durante o dia _____ | 33 |
| Figura 3.21 – Tendência de empenamento das placas de concreto, durante a noite _____ | 33 |
| Figura 4.1 – Comportamento real do solo _____ | 36 |
| Figura 4.2 – Comportamento de líquido denso _____ | 37 |
| Figura 4.3 – Comportamento de sólido elástico _____ | 38 |
| Figura 4.4 – Diagrama tensão-deformação do concreto, na tração, NB-1 (1999) | 42 |
| Figura 4.5 – Diagrama tensão-deformação do concreto, na compressão, NB-1 (1999) _____ | 42 |
| Figura 4.6 – Diagrama tensão-deformação do aço, NB-1 (1999) _____ | 43 |
| Figura 4.7 – Posições de configurações de carregamentos analisadas por Westergaard, em 1926 _____ | 44 |
| Figura 4.8 – Representação de ℓ _____ | 46 |
| Figura 4.9 – Coeficientes para as tensões de empenamento devidas ao gradiente de temperatura BRADBURY (1938) _____ | 51 |
| Figura 4.10 – Posições de carregamento _____ | 52 |
| Figura 4.11 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para carregamento na borda da placa – eixo simples de rodagem dupla _____ | 54 |
| Figura 4.12 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para carregamento na borda da placa – eixo simples de rodagem dupla _____ | 54 |
| Figura 4.13 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla _____ | 54 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.14 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla | 55 |
| Figura 4.15 – Variação do momento fletor máximo, em função da posição da força, borda – interior, semi-eixo simples de rodagem dupla | 55 |
| Figura 4.16 – Variação do momento fletor máximo positivo, em função da posição da força, canto – centro da junta transversal, semi-eixo simples de rodagem dupla | 56 |
| Figura 4.17 – Variação do momento fletor máximo negativo, em função da posição da força, canto – centro da junta transversal, semi-eixo simples de rodagem dupla | 56 |
| Figura 5.1 – Solicitações repetidas | 59 |
| Figura 5.2 – Solicitações alternadas | 59 |
| Figura 5.3 – Solicitações onduladas | 59 |
| Figura 5.4 – Solicitações por ondas quaisquer | 59 |
| Figura 5.5 – Curva S-N para o concreto simples, adaptado de LARANJEIRAS (1990) | 61 |
| Figura 5.6 – Resistência do concreto à fadiga, adaptado de ACI 215R-81 (1992) | 62 |
| Figura 5.7 – Curvas S-N, do aço para concreto armado, traçadas a partir de valores fornecidos pelo CEB-FIP/90 (1991) | 63 |
| Figura 5.8 – Regra linear para acúmulo de dano por fadiga | 64 |
| Figura 5.9 – Curvas S-N, para pavimentos de concreto | 66 |
| Figura 6.1 – Critério de fadiga adotado pela PCA/66 | 79 |
| Figura 6.2 – Distribuição percentual do carregamento nas posições em relação à placa | 80 |
| Figura 6.3 – Critério de fadiga adotado pela PCA/84 | 83 |
| Figura 6.4 – Ruína por punção a 2d da área de aplicação da força | 93 |
| Figura 6.5 – Ruína por punção na face da área de aplicação da força | 93 |
| Figura 8.1 – Fissuras transversais de retração | 109 |
| Figura 8.2 – Fissuras devidas ao empenamento | 109 |
| Figura 8.3 – Pavimento de concreto com juntas transversais inclinadas | 110 |
| Figura 8.4 – Junta serrada, de contração | 110 |

| | |
|--|-----|
| Figura 8.5 – Junta de dilatação _____ | 110 |
| Figura 8.6 – Junta longitudinal com encaixe tipo macho-fêmea _____ | 111 |
| Figura 8.7 – Junta transversal com barra de transferência _____ | 112 |
| Figura 8.8 – Distribuição da força nas barras de transferência _____ | 112 |
| Figura 8.9 – Deformação de barra de aço mergulhada em concreto, sob carregamento perpendicular ao comprimento, fonte YODER & WITCZAK (1975) _____ | 114 |
| Figura 8.10 – Junta longitudinal serrada, com barra de ligação _____ | 117 |
| Figura 8.11 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla, eficiência da junta: 100% _____ | 120 |
| Figura 8.12 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla, eficiência da junta: 100% _____ | 120 |
| Figura 8.13 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla, eficiência da junta: 45% _____ | 121 |
| Figura 8.14 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla, eficiência da junta: 45% _____ | 121 |
| Figura 9.1 – Geometria do pavimento _____ | 124 |
| Figura 9.2 – Detalhamento da armadura de flexão _____ | 156 |
| Figura 9.3 – Detalhamento da armadura de retração para placas de 16,29 metros _____ | 156 |
| Figura 9.4 – Distribuição das placas _____ | 157 |
| Figura 9.5 – Detalhamento da armadura de retração para placas de 19,60 metros _____ | 158 |
| Figura A.1 – Relação entre índice de suporte Califórnia e coeficiente de recalque, adaptado de PITTA (1990) _____ | 168 |
| Figura A.2 – Aumento de k devido à sub-base granular, adaptado de PCA (1984) _____ | 169 |
| Figura A.3 – Aumento de k devido à sub-base de solo-cimento, adaptado de PCA (1984) _____ | 169 |

| | |
|---|-----|
| Figura A.4 – Aumento de k devido à sub-base de solo melhorado com cimento, _____ | 170 |
| adaptado de PITTA (1990) _____ | 170 |
| Figura A.5 – Aumento de k devido à sub-base de concreto rolado, _____ | 170 |
| adaptado de PITTA (1990) _____ | 170 |
| Figura A.6 – Aumento de k devido à presença de sub-base, adaptado de AASHTO (1986) _____ | 171 |
| Figura A.7 – Modificação de k devido à de extrato rígido, adaptado de AASHTO (1986) _____ | 171 |
| Figura A.8 – Dano relativo, adaptado de AASHTO (1986) _____ | 172 |
| Figura A.9 – Redução de k devido à perda de serventia, adaptado de AASHTO (1986) _____ | 172 |
| Figura A.10 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos simples), DNER (1989) _____ | 173 |
| Figura A.11 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos tandem duplos), DNER (1989) ____ | 173 |
| Figura A.12 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos tandem triplos), DNER (1989) ____ | 174 |
| Figura A.13 – Número admissível de repetições de carga em função do fator de fadiga, DNER (1989) _____ | 174 |
| Figura A.14 – Análise de erosão: número admissível de repetições de carga em função do fator de erosão (sem acostamento de concreto), DNER (1989) _ | 175 |
| Figura A.15 – Análise de erosão: número admissível de repetições de carga em função do fator de erosão (com acostamento de concreto), DNER (1989) _ | 175 |
| Figura A.16 – Área de contato efetiva _____ | 176 |
| Figura A.17 – Ábaco para dimensionamento de pisos industriais, para empilhadeiras de rodagem simples, adaptado de PACKARD (1976) ____ | 176 |
| Figura A.18 – Ábaco para determinação do fator de redução para empilhadeiras de rodagem dupla, adaptado de PACKARD (1976) _____ | 177 |
| Figura A.19 – Ábaco para dimensionamento de pisos industriais, para cargas de montantes, $k = 13,8 \text{ MPa/m}$, adaptado de PACKARD (1976) _____ | 177 |
| Figura A.20 – Ábaco para dimensionamento de pisos industriais, para cargas de montantes, $k = 28 \text{ MPa/m}$, adaptado de PACKARD (1976) _____ | 178 |

| | |
|--|-----|
| Figura A.21 – Ábaco para dimensionamento de pisos industriais, para cargas de montantes, $k = 55,4$ MPa/m, adaptado de PACKARD (1976) | 178 |
| Figura A.22 – Ábaco para determinação da armadura de retração, segundo método da Corps of Engineers, fonte: RODRIGUES e CASSARO (1998) | 179 |
| Figura B.1 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo tangente à borda da placa – eixo simples de rodagem simples | 196 |
| Figura B.2 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo tangente à borda da placa – eixo simples de rodagem simples | 197 |
| Figura B.3 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo no canto da placa – eixo simples de rodagem simples | 197 |
| Figura B.4 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo no canto da placa – eixo simples de rodagem simples | 197 |
| Figura B.5 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo tangente à borda da placa – eixo tandem duplo | 198 |
| Figura B.6 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo tangente à borda da placa – eixo tandem duplo | 198 |
| Figura B.7 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo no canto da placa – eixo tandem duplo | 199 |
| Figura B.8 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo no canto da placa – eixo tandem duplo | 199 |
| Figura B.9 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo tangente à borda da placa – eixo tandem triplo | 199 |
| Figura B.10 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo tangente à borda da placa – eixo tandem triplo | 200 |
| Figura B.11 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo no canto da placa – eixo tandem triplo | 200 |
| Figura B.12 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo no canto da placa – eixo tandem triplo | 200 |
| Figura B.13 – Variação do momento fletor máximo, em função da posição da carga, borda – interior, semi-eixo simples de rodagem simples | 201 |
| Figura B.14 – Variação do momento fletor máximo positivo, em função da posição da carga, canto – centro da junta transversal, semi-eixo simples de rodagem simples | 202 |

- Figura B.15 – Variação do momento fletor máximo negativo, em função da posição da carga, canto – centro da junta transversal, semi-eixo simples de rodagem simples _____ 202
- Figura B.16 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo tangente à borda da placa – eixo simples de rodagem simples 203
- Figura B.17 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no interior da placa – eixo simples de rodagem simples _____ 203
- Figura B.18 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo no canto da placa – eixo simples de rodagem simples _____ 204
- Figura B.19 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo tangente à junta transversal– eixo simples de rodagem simples _____ 204
- Figura B.20 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo tangente à borda da placa – eixo simples de rodagem dupla __ 205
- Figura B.21 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo no interior da placa – eixo simples de rodagem dupla _____ 205
- Figura B.22 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo no canto da placa – eixo simples de rodagem dupla _____ 205
- Figura B.23 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo tangente à junta transversal– eixo simples de rodagem dupla 205
- Figura B.24 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo tangente à borda da placa – eixo tandem duplo _____ 206
- Figura B.25 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no interior da placa – eixo tandem duplo _____ 206
- Figura B.26 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no canto da placa – eixo tandem duplo _____ 207
- Figura B.27 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo tangente à junta transversal– eixo tandem duplo _____ 207
- Figura B.28 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo tangente à borda da placa – eixo tandem duplo _____ 208
- Figura B.29 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no interior da placa – eixo tandem duplo _____ 208

- Figura B.30 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no canto da placa – eixo tandem duplo _____ 208
- Figura B.31 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo tangente à junta transversal– eixo tandem duplo _____ 208
- Figura B.32 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo tangente à borda– empilhadeira de rodagem simples _____ 210
- Figura B.33 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo no interior da placa – empilhadeira de rodagem simples _____ 210
- Figura B.34 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no interior da placa – empilhadeira de rodagem simples _____ 210
- Figura B.35 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo de empilhadeira de rodagem simples, com uma das rodas tangente à borda _____ 211
- Figura B.36 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo de empilhadeira de rodagem simples, com uma das rodas tangente à borda _____ 211

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|-----|
| Tabela 4.1 – Dados do problema | 53 |
| Tabela 4.2 – Força e área de contato adotados no problema | 53 |
| Tabela 7.1 – Cobrimento nominal em função da classe de agressividade do meio | 104 |
| Tabela 9.1 – Tráfego da rodovia | 125 |
| Tabela 9.2 – Número de eixos equivalentes | 126 |
| Tabela 9.3 – Número de eixos equivalentes | 130 |
| Tabela 9.4 – Número de eixos equivalentes | 132 |
| Tabela A.1 – Coeficiente de atrito, fonte: MOURA (1999) | 179 |
| Tabela A.2 – Fatores de equivalência de carga por eixo simples, para índice de serventia final igual a 2,0 | 180 |
| Tabela A.3 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem duplo, para índice de serventia final igual a 2,0 | 181 |
| Tabela A.4 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem triplo, para índice de serventia final igual a 2,0 | 182 |
| Tabela A.5 – Fatores de equivalência de carga por eixo simples, para índice de serventia final igual a 2,5 | 183 |
| Tabela A.6 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem duplo, para índice de serventia final igual a 2,5 | 184 |
| Tabela A.7 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem triplo, para índice de serventia final igual a 2,5 | 185 |
| Tabela A.8 – Fatores de equivalência de carga por eixo simples, para índice de serventia final igual a 3,0 | 186 |

| | |
|--|-----|
| Tabela A.9 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem duplo, para índice de serventia final igual a 3,0 _____ | 187 |
| Tabela A.10 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem triplo, para índice de serventia final igual a 3,0 _____ | 188 |
| Tabela A.11 – Nível de confiabilidade, R, DNER (1989) _____ | 189 |
| Tabela A.12 – Coeficiente de Student e fator de segurança de carga, DNER (1989) _____ | 189 |
| Tabela A.13 – Coeficiente de drenagem, C_d , DNER (1989) _____ | 189 |
| Tabela A.14a – Faixa de valores da perda de suporte para diferentes tipos de sub-bases, DNER (1989) _____ | 189 |
| Tabela A.14b – Faixa de valores da perda de suporte para diferentes tipos de sub-bases, adaptado de AASHTO (1986) _____ | 190 |
| Tabela A.15 – Coeficiente de transferência de carga, J, DNER (1989) _____ | 190 |
| Tabela A.16 – Coeficientes de segurança de carga, F_{sc} , PCA (1966) _____ | 190 |
| Tabela A.17 – $R_T \times N$, PCA (1966) _____ | 191 |
| Tabela A.18 – Tensão equivalente – Sem acostamento de concreto, PITTA (1996) _____ | 191 |
| Tabela A.19 – Tensão equivalente – Com acostamento de concreto, , PITTA (1996) _____ | 192 |
| Tabela A.20 – Fatores de erosão – juntas transversais com transferência de carga por entrosagem de agregados – sem acostamento de concreto, PITTA (1996) _____ | 192 |
| Tabela A.21 – Fatores de erosão – juntas transversais com barras de transferência – sem acostamento de concreto, PITTA (1996) _____ | 193 |
| Tabela A.22 – Fatores de erosão – juntas transversais com entrosagem de agregados – com acostamento de concreto, PITTA (1996) _____ | 193 |
| Tabela A.23 – Fatores de erosão – juntas transversais com barras de tranferência – com acostamento de concreto, PITTA (1996) _____ | 194 |
| Tabela A.24 – Coeficientes de segurança devido à fadiga, PACKARD (1976) _____ | 194 |
| Tabela A.25 – Valores de k_c e k_s , adaptado de PINHEIRO (1993) _____ | 195 |
| Tabela A.26 – Barras de transferência, adaptado de: RODRIGUES e CASSARO (1998) e PITTA (1987) _____ | 195 |
| Tabela B.1 – Dados do problema _____ | 209 |

LISTA DE SIGLAS

| | |
|--------|--|
| AASHO | American Association of State Highway Officials |
| AASHTO | American Association Of State Highway And Transportation Officials |
| ABCP | Associação Brasileira de Cimento Portland |
| ABNT | Associação Brasileira de Normas Técnicas |
| ACI | American Concrete Institute |
| CBR | California Bearing Test – Índice de Suporte Califórnia |
| CEB | Comite Euro-International du Beton |
| DNER | Departamento Nacional de Estradas de Rodagem |
| EESC | Escola de Engenharia de São Carlos |
| FAA | Federal Aviation Administration |
| NB | Norma Brasileira |
| NBR | Norma Brasileira Registrada |
| PCA | Portland Cement Association |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|---------------|--|
| A | área de aplicação da força; área de contato entre o pneu e o pavimento |
| A' | área corrigida |
| a | maior semi-eixo da elipse de contato; raio da área circular de contato entre pneu e pavimento |
| a_1 | distância entre o centro de uma área de carregamento circular aplicada no canto de uma placa e o canto da placa |
| a_d | raio da área circular de contato de roda dupla |
| A_s | área de aço |
| $a_{s,bl}$ | área de aço de barras de ligação por unidade de comprimento |
| $a_{s,bl,ef}$ | área de aço efetiva, de barras de ligação por unidade de comprimento |
| $A_{s,cal}$ | área de aço calculada |
| $A_{s,ef}$ | área de aço efetiva |
| $A_{s,ret}$ | área de aço de retração |
| B | largura da placa; largura da seção |
| b | largura da área de contato entre pneu e pavimento; menor semi-eixo da elipse de contato; raio equivalente da área de distribuição de pressão |
| b_i | coeficiente de cada barra de transferência |
| b_o | perímetro crítico a $d/2$ da face do pilar |
| c | comprimento da área de contato entre pneu e pavimento |

| | |
|---------------|--|
| C_1 | constante de ajustamento relacionada ao tipo de sub-base |
| C_2 | coeficiente de distribuição de tráfego |
| c_1 e c_2 | lados da área retangular de apoio de montante |
| C_d | coeficiente de drenagem da sub-base |
| c_{jb} | distância entre a junta e a borda livre |
| C_{total} | consumo total da resistência à fadiga |
| C_x e C_y | coeficientes de Bradbury |
| D | dano |
| d | altura útil |
| d_l | distância livre entre barras emendadas |
| D_{total} | dano total por erosão |
| E | módulo de elasticidade |
| e | espaçamento entre as rodas de um semi-eixo duplo de empilhadeira; espessura da sub-base |
| E_c | módulo de elasticidade secante do concreto |
| E_{ci} | módulo de elasticidade inicial do concreto |
| F | fator de segurança de tráfego |
| $F_{at,max}$ | força de atrito máxima |
| f_{cd} | resistência de cálculo do concreto |
| f_{cj} | resistência do concreto à compressão, aos j dias |
| f_{ck} | resistência característica do concreto à compressão |
| f_{ctd} | valor de cálculo da resistência do concreto à tração |
| $f_{ct,eq}$ | resistência equivalente do concreto |
| $f_{ctm,d}$ | resistência de cálculo do concreto à tração na flexão |
| $f_{ctm,j}$ | resistência do concreto à tração na flexão, aos j dias |
| $f_{ctm,k}$ | resistência característica do concreto à tração na flexão |

| | |
|----------------|--|
| F_d | força de cálculo atuante na armadura |
| $F_{\Delta T}$ | força devida à variação de comprimento impedida |
| f_1 e f_2 | coeficientes determinados em função da probabilidade de ruptura |
| F_{ps} | fator de perda de suporte |
| f_{fad} | fator de fadiga |
| f_{red} | fator de redução |
| F_{ret} | força devida à retração impedida |
| F_S | fator de segurança |
| f_{yd} | resistência de cálculo do aço |
| f_{yk} | resistência característica do aço |
| F_Z | fator de correção devido à presença de estrato rígido |
| h | espessura da placa |
| h_{arm} | espessura do pavimento com armadura de retração |
| h_s | espessura do pavimento simples |
| J | coeficiente de transferência de carga |
| K | módulo de suporte da barra de transferência |
| K e S | coeficientes de área |
| k | módulo de reação da fundação |
| k_1 | coeficiente de recalque corrigido pela presença de sub-base |
| k_2 | coeficiente de recalque corrigido pela presença de estrato rígido a uma profundidade z |
| k_3 | coeficiente de recalque efetivo |
| k_c e k_s | coeficientes dimensionais |
| k_d | coeficiente de recalque corrigido por perda de suporte |
| k_r | fator que leva em conta a rigidez do pneumático |
| L | comprimento da placa |

| | |
|----------------|--|
| ℓ | raio de rigidez relativa |
| ℓ_{b1} | comprimento de ancoragem para o caso de $A_{s,cal} = A_{s,ef}$ |
| ℓ_b | comprimento de ancoragem |
| $\ell_{b,nec}$ | comprimento de ancoragem necessário |
| ℓ_{lig} | comprimento das barras de ligação |
| ℓ_t | comprimento do transpasse |
| m | média entre os lados da área de aplicação da força |
| M_{adm} | momento admissível |
| M_b | momento na borda do pavimento |
| M_d | momento de cálculo |
| $M_{j\ell}$ | momento fletor próximo à junta longitudinal |
| M_{jt} | momento fletor próximo à junta transversal |
| M_{max} | momento máximo |
| M_o | momento fletor na barra |
| M_R | módulo de ruptura do concreto |
| MR | módulo resiliente, módulo de resiliência ou módulo de deformação resiliente |
| $M_{R,28}$ | módulo de ruptura do concreto aos 28 dias |
| $M_{R,90}$ | módulo de ruptura do concreto aos 90 dias |
| N | força normal; número admissível de ciclos |
| n | número de barras carregadas |
| $N_{adm,i}$ | número admissível de repetições para a relação de tensões i |
| N_{eq} | número de eixos equivalentes resultante da contagem e da projeção de tráfego |
| $N_{eq,adm}$ | número admissível de eixos equivalentes |

| | |
|-------------|--|
| N_i | número de ciclos que produz ruptura para uma variação de tensão |
| n_i | número de ciclos com variação de tensão $\Delta\sigma_i$ |
| $N_{sol,i}$ | número de repetições previstas para a relação de tensões i |
| N_{total} | número total de eixos equivalentes de projeto |
| P | força aplicada; fator de erosão; peso do eixo mais carregado |
| p | pressão vertical exercida na fundação sob o canto da placa |
| P_a | força na barra mais carregada |
| P_{cor} | peso do eixo, corrigido |
| P_{mont} | peso do montante |
| P_r | peso atuante em uma roda |
| p_s | perda de suporte, que depende do tipo de sub-base |
| Q | tensão de trabalho |
| q | pressão de enchimento dos pneus |
| q_{adm} | carregamento uniformemente distribuído admissível |
| Q_{cor} | tensão de trabalho corrigida |
| r | coordenada polar |
| R | relação entre tensão mínima e tensão máxima |
| R_T | relação de tensões (solicitante e admissível) |
| s | distância entre rodas de eixo de empilhadeira |
| s_i | índice de serventia inicial |
| s_f | índice de serventia final |
| s_o | desvio padrão |
| u | perímetro crítico a $2d$ da face do pilar; fator de dano |
| \bar{u} | fator de dano médio |
| x | distância da junta até o ponto considerado; distância entre as barras de transferência; distância entre o ponto considerado e o canto da placa |

| | |
|---------------------|--|
| y_0 | deslocamento da barra na face da junta |
| Z | profundidade do estrato rígido em relação ao nível do subleito |
| z | deslocamento vertical do lado carregado da junta |
| z' | deslocamento vertical do lado descarregado da junta |
| z_j | abertura da junta |
| z_c | deslocamento máximo para força no canto da placa |
| Z_R | coeficiente de Student |
| α | coeficiente de dilatação térmica do concreto |
| α_1 | coeficiente de redução devido a barras transversais soldadas |
| α_2 | coeficiente de majoração devido à presença de várias barras emendadas na mesma seção |
| α_s | constante de posição de carregamento |
| β | rigidez relativa da barra mergulhada em concreto |
| β_c | razão entre os lados mais longo e mais curto do pilar |
| $\Delta f_{sd,fad}$ | variação de tensão admissível, no aço |
| Δs | perda de serventia |
| $\Delta \sigma_s$ | variação de tensão no aço |
| Δt | variação de temperatura |
| δT | gradiente de temperatura |
| ϵ_{junta} | eficiência da junta |
| ϵ_{cc} | coeficiente de retração |
| ϕ | diâmetro da barra |
| γ_c | coeficiente de segurança do concreto |
| γ | peso específico do concreto armado |
| γ_e | coeficiente de segurança da força devida à retração |
| γ_{fad} | coeficiente de segurança devido à fadiga |

| | |
|--------------------------|--|
| γ_s | coeficiente de segurança do aço |
| μ | coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base |
| θ | coordenada polar |
| ρ | taxa de armadura de flexão |
| ρ_x | taxa de armadura de flexão, na direção x |
| ρ_y | taxa de armadura de flexão, na direção y |
| σ | tensão solicitante |
| σ_{adm} | tensão admissível |
| σ_b | tensão máxima de tração para força na borda da placa |
| σ_e e σ_e' | tensões nos dois lados da junta sem transferência de carga |
| σ_{eq} | tensão equivalente |
| σ_i | tensão de tração máxima para força no interior da placa |
| σ_j e σ_j' | tensões nos dois lados da junta com transferência de carga |
| σ_{max} | tensão máxima |
| σ_{min} | tensão mínima |
| σ_{xb} | tensão de tração na borda da placa, devida ao empenamento |
| $\sigma_{x,i}$ | tensão de tração no interior da placa, na direção do comprimento |
| $\sigma_{y,i}$ | tensão de tração no interior da placa, na direção da largura |
| ν | coeficiente de Poisson |
| τ_{bu} | tensão máxima de aderência |
| τ_{Sd} | tensão cisalhante solicitante de cálculo |
| τ_{Rd} | tensão cisalhante resistente de cálculo |

RESUMO

OLIVEIRA, P. L. (2000). *Projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto*. São Carlos, 216 p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Neste trabalho são estudados os principais parâmetros do projeto estrutural de pavimentos rodoviários e de pisos industriais de concreto. Faz-se um levantamento bibliográfico, apresentando as características estruturais de diversos tipos de pavimentos rígidos. São discutidas as ações diretas e as indiretas em pavimentos de concreto e analisadas as formas de consideração das forças aplicadas. São apresentados modelos para representação da fundação, do pavimento e dos materiais. É feito um resumo da teoria de Westergaard, para determinação de tensões devidas ao tráfego, e da teoria de Bradbury, para determinação de tensões devidas ao empenamento. O comportamento dos pavimentos rígidos sob diversas configurações de carregamento são analisadas com auxílio de software com base no método dos elementos finitos. Apresentam-se os métodos indicados pelo DNER para determinação da espessura de pavimentos de concreto simples. São discutidas equações para determinação da área de aço para combate à retração e desenvolvido um procedimento para dimensionamento da armadura de flexão, com base na Revisão da NB-1. São analisados os mecanismos de formação de fissuras e a importância das juntas. São apresentadas equações para dimensionamento das barras de transferência e das barras de ligação e analisada a influência da eficiência da junta nos esforços das placas. São desenvolvidos exemplos numéricos sobre dimensionamento de pavimentos de concreto simples e de concreto armado, e sobre detalhamento das juntas.

Palavras-chave: pavimento; pavimento de concreto; pavimento rígido; pavimentação

ABSTRACT

OLIVEIRA, P. L. (2000). *Structural design of highway and industrial floors concrete pavements*. São Carlos, 216 p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

In this work are studied the main parameters of the structural project of concrete highway and industrial pavements. A bibliographical rising is made presenting the structural characteristics of several types of rigid pavements. Direct and indirect actions in the concrete pavements are discussed and the procedures of load consideration are analyzed. Models for represent the foundation, the pavement and the materials are showed. A summary of Westergaard's theory for determination of stresses owed to the traffic and of Bradbury's theory for determination of stresses owed to the curling is presented. The behavior of rigid pavements under several loading configurations is analyzed, with a software based on finite elements method. The thickness design methods for concrete pavement indicated by DNER are presented and discussed. The equation for determination of shrinkage reinforcement is showed and a procedure for design of positive steel is developed, based on the Brazilian Code. The cracking mechanism and the importance of joints are analyzed. Design equations for dowels and tie bars are studied. Numeric design examples are developed for plain concrete pavements, for reinforced concrete pavement, and for design of the joints.

Keywords: pavement; concrete pavement; rigid pavement.

INTRODUÇÃO

Durante a concepção de uma estrutura devem ser avaliadas diversas possibilidades, a fim de determinar a melhor solução para o projeto estudado. Os principais fatores que influenciam a decisão são: disponibilidade de materiais, de equipamentos e de mão de obra; segurança; durabilidade; economia e tempo. Para que seja possível escolher a melhor opção, é necessário o amplo conhecimento sobre as várias tecnologias existentes. Neste trabalho serão apresentados os pavimentos rígidos, que constituem alternativas viáveis na construção de rodovias, vias urbanas e pisos industriais, além das aplicações em pátios e pistas de aeroportos, entre outros.

A principal diferença estrutural entre pavimento rígido e pavimento flexível é a distribuição de tensões nas camadas subjacentes. O pavimento flexível, executado com concreto asfáltico, também conhecido como asfalto, funciona como camada de rolamento. Neste caso, quem absorve os esforços devidos ao tráfego é a fundação, normalmente composta por três camadas: base, sub-base e reforço do subleito. No pavimento de concreto de cimento, ou apenas pavimento de concreto, a camada de rolamento também funciona como estrutura, redistribuindo os esforços e diminuindo a tensão imposta à sub-base, que, normalmente, é a única camada executada entre as placas de concreto e o subleito.

Uma das principais vantagens do pavimento de concreto de cimento portland é a durabilidade. O concreto não deteriora com a ação da chuva, de óleos ou de combustíveis e não deforma a ponto de formar as trilhas de rodas.

Dessa forma, o pavimento rígido pode funcionar mais de 20 anos sem sofrer intervenções para reparos ou manutenção.

Testes realizados pela *Federal Highway Administration* (EUA) mostram que um veículo de passeio a 95 km/h, em superfície seca e sem deformações, precisa de 16% menos distância de frenagem em pistas de concreto em relação às de pavimentos asfálticos. Em condições adversas essa diferença é de 40%. A coloração cinza-claro do concreto de cimento melhora a visibilidade à noite, possibilitando uma diminuição de 30% na iluminação, conforme estudo da *General Electric* (EUA).

Um projeto bem elaborado contribui para garantir as vantagens apresentadas pelos pavimentos de concreto. O dimensionamento conservador pode inviabilizar a construção por aumentar demasiadamente seu custo. O subdimensionamento pode causar problemas estruturais e diminuir a vida útil do pavimento, obrigando a execução de reparos e reforços que aumentam os custos e provocam transtornos aos usuários.

Atualmente os projetos de estruturas devem incorporar conceitos como vida útil e estados limites. Esses conceitos se aplicam também aos pavimentos. Um projeto deve ser realizado não apenas para garantir a segurança à ruptura, mas para atender às condições de serviço, por um determinado período de tempo.

Para dimensionar um pavimento, é necessário conhecer a categoria e o volume do tráfego que solicitará a estrutura. É importante estabelecer o período de projeto e realizar os cálculos, considerando não apenas o efeito do carregamento estático, mas também o fenômeno da fadiga.

1.1 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivos principais: avaliar o comportamento estrutural das placas de concreto e das juntas de pavimentos rodoviários, de vias urbanas e de pisos industriais, e apresentar métodos de dimensionamento

de pavimentos de concreto simples e de concreto armado, incorporando os conceitos preconizados pela norma brasileira de concreto.

Procura-se diferenciar os diversos tipos de pavimentos rígidos e estudar os principais fatores que influenciam o dimensionamento, como as ações, os modelos de cálculo e o comportamento sob carregamento cíclico.

1.2 ETAPAS DO TRABALHO

O trabalho será dividido em 10 capítulos.

No capítulo 1 são mostradas as vantagens dos pavimentos rígidos e a importância do estudo de seu comportamento estrutural, a fim de se obter um dimensionamento seguro e econômico.

No capítulo 2 são tratados os diversos tipos de pavimentos rígidos. São discutidas as principais características de cada um e citados exemplos de aplicação.

No capítulo 3 são apresentadas as ações que atuam nos pavimentos de concreto utilizados em rodovias, em vias urbanas e em pisos industriais. São analisadas as características do tráfego, das cargas permanentes e das variações volumétricas.

No capítulo 4 são apresentados modelos que representam a fundação e os materiais utilizados na construção de pavimentos rígidos. É realizada uma revisão bibliográfica sobre as principais teorias que deram origem aos atuais métodos de dimensionamento. São apresentados resultados de análises de placas sobre apoio elástico, realizadas com auxílio de software com base no método dos elementos finitos.

No capítulo 5 é discutido o comportamento de estruturas submetidas a carregamento cíclico e apresentados métodos de consideração da fadiga no dimensionamento de pavimentos de concreto.

No capítulo 6 são apresentados métodos de dimensionamento da espessura de pavimentos rígidos rodoviários e de pisos industriais de concreto.

No capítulo 7 trata-se da determinação da área de aço e do detalhamento da armadura dos pavimentos de concreto armado.

No capítulo 8 são estudados a formação de fissuras e o comportamento estrutural das juntas dos pavimentos de concreto. É avaliada a influência da eficiência das juntas nos esforços gerados nas placas.

No capítulo 9 são desenvolvidos exemplos numéricos que elucidam os assuntos tratados nos capítulos anteriores.

No capítulo 10 são apresentadas as conclusões obtidas do trabalho e sugestões para novas pesquisas.

Os pavimentos rígidos podem ser construídos com concreto simples, armado, protendido, com adição de fibras, com concreto rolado ou com concreto de alta resistência. Podem ser apoiados sobre o solo, sobre a sub-base, ou sobre pavimentos antigos, de concreto ou de asfalto. Neste capítulo são discutidas as principais características dos pavimentos de concreto simples e de concreto armado. Faz-se ainda um breve comentário sobre o comportamento dos pavimentos de concreto protendido, de concreto rolado e de concreto com fibras.

2.1 PAVIMENTO DE CONCRETO SIMPLES

É o pavimento constituído de placas de concreto de cimento portland, apoiados sobre a fundação, nos quais os esforços, tanto os de compressão quanto os de tração, são resistidos apenas pelo concreto. As placas são separadas por juntas moldadas ou serradas, que controlam a fissuração devida à retração, ao empenamento e à dilatação térmica.

Os pavimentos de concreto simples podem ser divididos em:

- Sem barras de transferência;
- Com barras de transferência.

As barras de aço, que podem ser empregadas com a função de transferir esforços entre placas, não são consideradas armaduras, portanto não descaracterizam o pavimento de concreto simples. Um pavimento de concreto

simples pode ainda apresentar armadura em poucas placas isoladas, eventualmente exigidas pelo projeto, para combater a fissuração por retração ou devido à geometria irregular da placa. A figura 2.1 mostra um perfil de pavimento de concreto simples, sem barra de transferência.

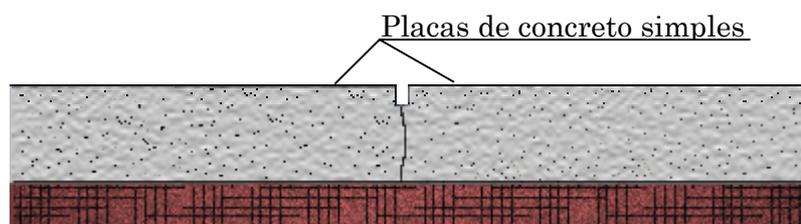


Figura 2.1 – Perfil de um pavimento de concreto simples, sem barra de transferência

Atualmente, no Brasil, os pavimentos rígidos com barras de transferência têm sido utilizados com maior frequência, ficando os pavimentos de concreto, sem barras de transferência, restritos a vias de baixo volume de tráfego e cargas de pequena intensidade. Quando não são utilizadas as barras de transferência, o pavimento têm entre 15 a 20 cm de espessura e as dimensões das placas são de 4 a 6 metros de comprimento e de 3 a 4 metros de largura. Neste caso deve ser executada sub-base tratada com cimento ou em concreto rolado, a fim de minimizar os efeitos de erosão na região de encontro entre duas placas. Os pavimentos de concreto simples com barras de transferência têm, em média, de 16 a 45 cm de espessura e suas dimensões em planta podem chegar a 7 metros.

Como possui uma grande área exposta ao ar, as placas de concreto estão sujeitas a grandes variações de umidade e de temperatura. Deve-se portanto procurar um concreto que sofra a menor retração possível, e que tenha resistência suficiente para absorver os esforços impostos por estas condições. No caso do pavimento de concreto simples, os esforços de tração devem ser resistidos apenas pelo concreto. Portanto ele deve apresentar elevada resistência à tração na flexão, a fim de suportar o momento fletor. Aumentar a resistência do concreto à tração, e, conseqüentemente, sua resistência à compressão, implica em maior consumo de cimento. Além de aumentar o custo do material, quanto maior a quantidade de cimento mais retrátil é o concreto. Dessa forma deve-se buscar um consumo que proporcione resistência adequada,

sem acentuar demasiadamente o problema da retração. Assim sendo, o ideal é utilizar baixo fator água/cimento. As condições de concretagem normalmente exigem um concreto duro, de consistência seca, mas com uma certa trabalhabilidade que garanta homogeneidade, densidade e impermeabilidade adequadas. A realização de dosagem experimental é a melhor forma de garantir a qualidade do concreto, as características necessárias e a economia de materiais.

A NBR-7583 (1984) – "Execução de pavimentos de concreto simples por meio mecânico" estabelece as exigências para a construção dos pavimentos de concreto simples, por processo mecânico, aplicados em estradas, aeródromos, vias urbanas, pátios de estacionamento, pisos industriais e docas portuárias. Esta norma apresenta os materiais e os equipamentos utilizados e descreve o procedimento de execução. Os pavimentos executados com pavimentadora de formas deslizantes não estão incluídos na Norma Brasileira. PITTA (1989) apresenta uma prática recomendada para construção de pavimentos de concreto simples, que descreve os métodos de execução com três tipos de equipamentos diferentes:

- Equipamento reduzido;
- Equipamento sobre fôrmas-trilho;
- Equipamento de fôrmas deslizantes.

Segundo SENÇO (1997), os precursores dos pavimentos rígidos foram os ingleses, que iniciaram a sua construção em 1865. O primeiro pavimento de concreto construído nos Estados Unidos data de 1891 e hoje funciona como calçada para pedestres. Foi executado na cidade de Bellefontaine, no estado de Ohio. Em diversos países, principalmente Alemanha e Estados Unidos, o pavimento de concreto passou a ter preferência para auto-estradas, antes da Segunda Guerra Mundial. Nessa época a Alemanha tinha cerca de 92% de suas auto-estradas em concreto. No fim dos anos 50 os Estados Unidos tinham cerca de 89% das grandes vias urbanas e 79% das vias rurais pavimentadas com concreto. No Brasil, o primeiro pavimento de concreto foi executado no Caminho do Mar – ligação de São Paulo a Cubatão –, em 1925. Em seguida foi realizada,

em concreto, a pavimentação da travessia de São Miguel Paulista, da antiga estrada Rio-São Paulo, em 1932.

Diversos fatores podem conduzir à escolha de pavimento rígido. Um exemplo recente é a construção da canaleta de ônibus biarticulados, na cidade de Curitiba, na rua Presidente Faria. Inaugurada em agosto de 1995, os principais fatores que levaram a Secretaria de Obras da cidade a optar pelo pavimento de concreto foram: menor tempo de execução e menor espessura de escavação. Segundo MARQUEÑO (1999)¹, se o pavimento fosse executado com asfalto, seria necessária uma escavação de 1,80 metros, o que poderia prejudicar as fundações dos edifícios da Universidade Federal do Paraná e do Correio Antigo, além de obrigar um remanejamento das redes de luz, água e telefone. Com o pavimento rígido, foi necessário escavar apenas 31 centímetros. A sub-base foi executada com 10 centímetros de concreto rolado e o pavimento com 21 centímetros de concreto simples. Foram utilizadas placas de 3,5 por 5 metros e juntas com barras de transferência. O período de projeto é de 20 anos.

Os pavimentos de concreto simples foram os pavimentos rígidos mais utilizados no Brasil até hoje. A rodovia dos Imigrantes, que liga São Paulo à Baixada Santista (figura 2.2), inaugurada em junho de 1976, é um exemplo de sua aplicação e do bom desempenho desse tipo de pavimento. Segundo ABCP (1998), dos 32 quilômetros executados em pavimento rígido, apenas uma extensão de 35 metros necessitou de reparos, por problemas de drenagem.

A figura 2.3 mostra um trecho da marginal da Via Dutra, em Guarulhos, inaugurado em 1999, onde foi utilizado pavimento de concreto simples.

Na Alemanha, país com tradição na construção de estradas com pavimento rígido, o concreto de pavimentos antigos é triturado e reutilizado como agregado, na construção de novos pavimentos. Comumente se executa uma camada de aproximadamente 8 centímetros de concreto simples sobre uma camada de cerca de 20 centímetros de concreto reciclado.

¹ MARQUEÑO, Manuela do Amaral (1999). (Secretaria Municipal de Obras Públicas da Prefeitura Municipal de Curitiba). *Informação pessoal*.

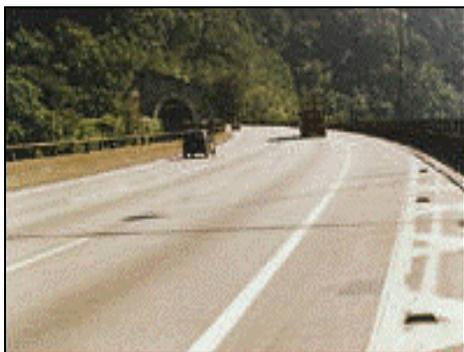


Figura 2.2 – Trecho da Rodovia dos Imigrantes, fonte: <http://www.abcp.com.br> (08/11/1999)

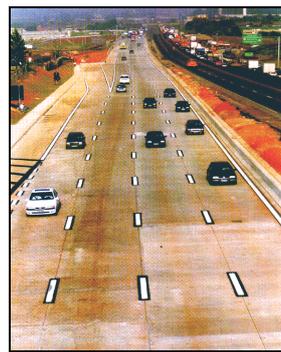


Figura 2.3 – Trecho da Via Dutra, fonte: ABCP (1999)²

2.2 PAVIMENTO DE CONCRETO COM ARMADURA DISTRIBUÍDA DESCONTÍNUA

Este tipo de pavimento é constituído por um conjunto de placas de concreto armado apoiadas sobre a fundação. As placas são dotadas de malhas de aço posicionadas acima do plano médio da seção, mantendo-se ao menos 5 cm de cobertura. A armadura tem a função de inibir a propagação de fissuras que ocorrem por efeito das variações de volume devidas à retração por secagem e às mudanças de temperatura. A malha funciona como dispositivo de controle das fissuras, mantendo as faces fortemente ligadas. Com esse tipo de aplicação é possível reduzir consideravelmente o número de juntas. O pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua possibilita a execução de placas de até 30 metros de comprimento e mais de 6 metros de largura. É mais usual a construção de placas com cerca de 15 metros de comprimento.

A malha pode ser composta por barras de aço amarradas no local da obra, mas, hoje em dia, é mais comum a aplicação de telas soldadas. Essas telas são armaduras pré-fabricadas, constituídas por fios de aço longitudinais e transversais, sobrepostos e soldados por caldeamento em todos os pontos de cruzamento.

² ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (1999). Via Dutra já está rodando. *Cimento Hoje – Informativo da ABCP*, v. 3, n. 22, junho de 1999.

A figura 2.4 ilustra uma seção de pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua.

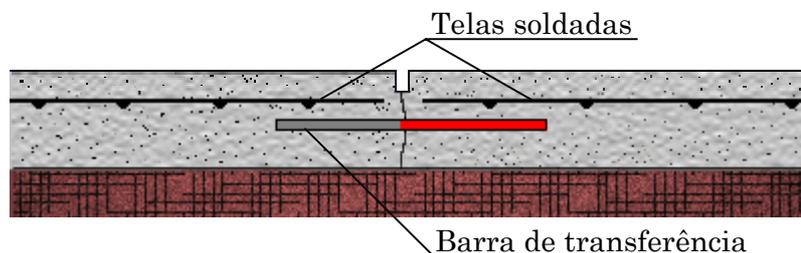


Figura 2.4 – Perfil típico de pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua

No Brasil já existem diversas aplicações deste tipo de pavimento. Citam-se alguns exemplos de pisos industriais (GASPARETTO, 1999)³:

- Santa Marina, em São Paulo, 1985;
- Cofap, em Itajubá – MG, 1985, 1987 e 1992;
- Yakult, em São Bernardo do Campo, 1985;
- Coca-cola, em diversas cidades, desde 1989;
- Volkswagen do Brasil, em São Bernardo do Campo – SP, 1987;
- Kaiser, em várias cidades, a partir de 1990;
- Schincariol, em Itu – SP, 1990 e em Alagoinhas – BA, 1998;
- Cia Siderúrgica de Tubarão, em Tubarão – SP, 1991;
- Brahma, em Jacareí – SP, 1993, em Lajes – SC, 1995, em Estância – SE e em São Paulo, 1998;
- Samsung, em Manaus – AM, 1995;
- Monange, em Barueri – SP, 1997;
- Honda, em Sumaré – SP, 1997;
- Motorola, em São Paulo, 1997;
- Natura, em Cajamar – SP, 1999.

Além de pisos industriais, esse tipo de pavimento também foi utilizado em Hangar no Campo de Marte, em São Paulo, 1997/1998.

³ GASPARETTO, Wagner (1999). (Gerdau Aço para Construção Civil). *Informação Pessoal*

2.3 PAVIMENTO DE CONCRETO CONTINUAMENTE ARMADO

O pavimento de concreto continuamente armado possui armadura distribuída em toda sua extensão, com o objetivo de ligar fortemente as faces das fissuras, que surgem pelo fato de não serem executadas juntas, a não ser as de construção. A distância entre a armadura e a face superior é de aproximadamente $1/3$ da espessura da placa. Assim como no caso dos pavimentos de concreto com armadura distribuída descontínua, o aço tem função de controlar a fissuração devida às variações volumétricas. Este tipo de pavimento apresenta a vantagem de não apresentar juntas transversais e, dependendo do método de execução, também não apresenta juntas longitudinais. São necessárias apenas as juntas de construção, executadas ao término de um ciclo de trabalho, ou quando as faixas de rolamento são construídas separadamente. A figura 2.5 ilustra um perfil de pavimento continuamente armado.

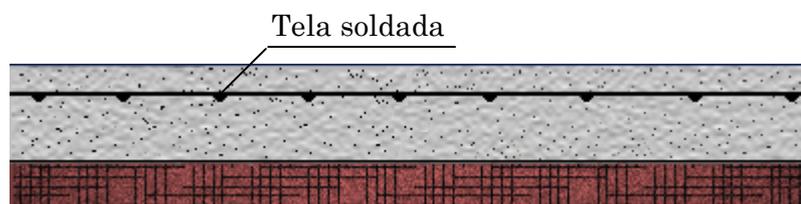


Figura 2.5 – Perfil de pavimento continuamente armado

O pavimento de concreto continuamente armado frequentemente apresenta fissuras de retração regularmente espaçadas. Estas fissuras são fortemente fechadas pela malha de aço.

Este tipo de pavimento nunca foi executado no Brasil, devido ao elevado custo de construção, mas é largamente empregado no Texas (EUA) e também já foi construído em Portugal, na França e na Inglaterra.

2.4 PAVIMENTO DE CONCRETO ESTRUTURALMENTE ARMADO

Este tipo de pavimento de concreto é formado por placas armadas na parte inferior, onde se desenvolvem as maiores tensões de tração. O aço tem função de resistir a essas tensões, diminuindo, assim, a espessura de concreto. É importante frisar que os pavimentos com armadura distribuída, colocada apenas acima da linha média da seção, não devem ser considerados como sendo de concreto estruturalmente armado, pois a armadura absorve pouco esforço gerado pela ação do carregamento (RODRIGUES e PITTA, 1997). No projeto de um pavimento estruturalmente armado procura-se determinar as posições das diversas tensões atuantes, armando a placa nesses pontos específicos, obtendo assim maior eficiência da estrutura. Os pavimentos de concreto estruturalmente armados têm como principais vantagens, em relação aos pavimentos de concreto simples:

- Redução da espessura de concreto;
- Maior espaçamento entre juntas.

Embora esse tipo de pavimento seja composto por diversas placas, é comum a utilização de dispositivos eficazes de transferência de esforços nas juntas, como no caso das barras de transferência, de modo que se possa considerar, para fins estruturais, como sendo uma placa de grandes dimensões.

O pavimento de concreto estruturalmente armado possui duas malhas de armadura: uma abaixo do plano médio, para resistir à tração provocada pelo momento fletor, e outra acima, para controlar a fissuração por retração. A figura 2.6 ilustra uma seção de pavimento de concreto estruturalmente armado. As placas de concreto estruturalmente armado possuem, em média, 15 metros de comprimento e de 14 a 16 centímetros de espessura.

No Brasil, o primeiro trecho de estrada de concreto estruturalmente armado foi executado pela Cimento Itambé, em 1998, nos 3100 metros da rodovia de acesso à sua fábrica, na região metropolitana de Curitiba. Neste trecho foram empregadas placas de concreto estruturalmente armadas, e placas de concreto simples, executadas sobre camada de concreto compactado a rolo.

Os pavimentos de concreto estruturalmente armados vêm sendo utilizados com maior frequência, no Brasil, a partir de 1998. Sua maior aplicação tem sido em parques industriais, podendo-se citar:

- Parque industrial da Armafer, no Rio de Janeiro;
- Piso industrial da Ferramentas Gerais, na região metropolitana de Porto Alegre;
- Piso do depósito da Madeireira Herval, em Dois Irmãos, RS.

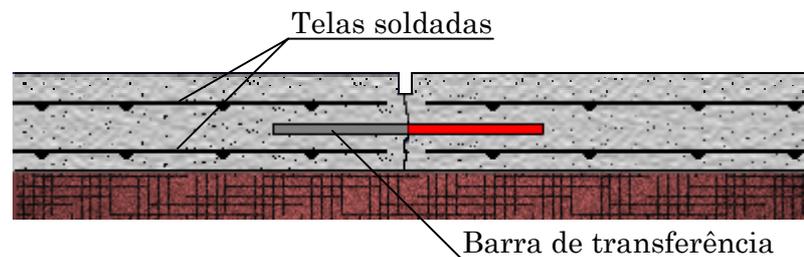


Figura 2.6 – Perfil de um pavimento de concreto estruturalmente armado

Recentemente foi utilizado este tipo de pavimento na construção do pavilhão de exposições Sierra Park, em Gramado, RS. A tecnologia do pavimento de concreto estruturalmente armado também está sendo empregada na construção do “Domo do Milênio”, localizado no marco zero do relógio mundial, na península de Greenwich. O “Millenium Dome”, construído pelos ingleses, em comemoração à entrada do terceiro milênio, será um centro de negócios e lazer, com 154.000 m². Estão sendo utilizadas placas de concreto de 15 por 25 metros.

Outra aplicação dos pavimentos de concreto estruturalmente armado são as vias urbanas de grande tráfego. Em Curitiba, foi implantada essa tecnologia, em 1998, no corredor de ônibus da rua Luiz Gasparin. Nesta obra foi utilizada sub-base de 10 centímetros de concreto rolado. A espessura do pavimento é de 14 centímetros. A opção por este tipo de pavimento tem base em fatores como:

- Custo, que depende das condições da obra;
- Limitações de espessura, como por exemplo as devidas às instalações subterrâneas (água, esgoto, drenagem) e à necessidade de concordância com outras vias;
- Qualidade e durabilidade do pavimento;
- Disponibilidade dos materiais.

2.5 PAVIMENTO DE CONCRETO ROLADO

O concreto rolado ou CCR – Concreto Compactado a Rolo constitui um material seco, de consistência dura, com baixo consumo de cimento, de trabalhabilidade tal que possa ser compactado com rolos compressores. O teor de cimento é muito menor que nos concretos tradicionais, portanto é mais econômico. Associando o baixo consumo de cimento à pouca quantidade de água, consegue-se reduzir consideravelmente a retração.

A resistência do CCR à tração na flexão é de 2 a 4 vezes maior que a do solo-cimento e, aproximadamente, 2 vezes menor que a do concreto simples.

As principais aplicações do concreto compactado a rolo, no Brasil, são a pavimentação e a construção de barragens. Na pavimentação, o CCR pode ser aplicado como camada de rolamento, base revestida com concreto asfáltico ou sub-base para pavimentos rígidos.

A maioria dos concretos rolados atuais tem teor de cimento entre 1:12 e 1:24. As misturas mais ricas podem apresentar fissuras e trincas e os teores mais baixos, normalmente, acarretam em heterogeneidade da mistura do cimento com o agregado, criando pontos de enfraquecimento.

Conforme o Manual de pavimentos de concreto rolado, do DNER (1992), a primeira notícia histórica do uso de um material semelhante ao atual CCR é datada de 1891. A camada inferior do pavimento da cidade de Bellefontaine foi executada com concreto de baixo consumo de cimento e compactado por compressão. Modernamente, a experiência com o CCR aplicado à pavimentação teve início na Grã-Bretanha, por volta de 1944. O Manual do DNER (1992) cita como exemplos de aplicação as estradas de Crawley, com 70km, e a Londres-Birmingham, com 100km, executadas entre 1940 e 1944. Em 1910, em Grand Forks, Dakota do Norte, EUA, foram construídas vias urbanas com tecnologia semelhante. Em 1950, a rodovia US 441 foi construída como pista experimental em concreto rolado, no estado da Flórida, EUA. Ainda na década de 50 foram construídas diversas rodovias com essa tecnologia, nos estados do Texas, Carolina do Sul e outros, nos Estados Unidos, conforme apresentado no manual do DNER (1992). Este manual cita ainda que, no Brasil, foram construídas ruas em Porto Alegre, com CCR como base para pavimentos

asfálticos, desde 1972. Também foi utilizado o concreto rolado, em diversas aplicações para pavimentos, em Pelotas/RS e em Salvador/BA. Em Santa Catarina, a SC-438, estrada da Serra do Rio do Rastro, foi construída com sub-base de concreto rolado e pavimento de concreto simples. Também como sub-base de pavimento de concreto simples, foi utilizado o CCR na duplicação da SP-55, trecho Cubatão-Pedro Taques, em São Paulo. Entre 1986 e 1990 foram construídos diversos trechos experimentais em concreto rolado, na Argentina, Chile, Uruguai, África do Sul e outros.

2.6 PAVIMENTO DE CONCRETO COM FIBRAS

Este tipo de pavimento é composto de placas de concreto com adição de fibras. O concreto reforçado com fibras é um material relativamente recente, que tem sido muito estudado nas duas últimas décadas. Já foi comprovado que, em diversos aspectos, apresenta características superiores às do concreto simples. O concreto com fibras de aço ou outro tipo de fibra apresenta maior resistência a fissuração, impacto e desgaste, além de possuir maior ductilidade. Por essas razões o concreto com fibras está sendo cada vez mais utilizado em estruturas como: pavimentos de aeroportos, pavimentos de auto-estradas, leito de pontes, pisos industriais, estruturas de suporte de máquinas, dormentes e tanques de estocagem. A figura 2.7 ilustra uma placa de concreto com fibras de aço.

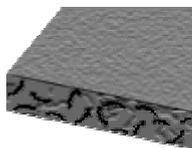


Figura 2.7 – Seção de pavimento de concreto com fibras de aço⁴

Apesar da crescente utilização do concreto reforçado com fibras e sua aplicação em estruturas submetidas a carregamento cíclico e dinâmico, o comportamento desse material à fadiga ainda não foi vastamente estudado.

⁴ DRAMIX (1999). *Fibras de aço para pisos industriais*. Hortolândia – SP. /folder/

ZHANG e STANG (1998) realizaram um estudo experimental com vigas de concreto com fibras de aço e de polipropileno, sujeitas a carregamento cíclico de amplitude constante, e concluíram que há uma melhora no comportamento à fadiga na flexão, para número de ciclos inferior a 1 milhão (limite do ensaio), nos concretos adicionados com 1 a 2% de fibras de aço. Verificou-se ainda que a utilização de fibras de polipropileno juntamente com as fibras de aço tem pouca influência no comportamento do concreto à fadiga. Utilizando emissão acústica, verificaram que o dano, na ruína, para concretos com fibras de aço, tanto para carregamento cíclico quanto para carregamento monotônico, é da ordem de duas vezes maior, se comparado com vigas de concreto simples. Verificou-se que o deslocamento por flexão, para vigas submetidas a fadiga, pode ser estimado através da curva obtida em ensaios estáticos, ou seja, o deslocamento máximo para carregamento cíclico é o mesmo que para carregamento estático. Apesar do deslocamento ser similar nesses dois estados, o dano acumulado é muito diferente.

CARNIO (1998) afirma que a adição das fibras de aço ao concreto tem por finalidade inibir a abertura das fissuras, bem como a sua propagação, e que, devido a esse controle de fissuração, o material apresenta capacidade de se deformar absorvendo esforço, característica esta de material com ductilidade. Portanto, nos elementos estruturais que apresentem possibilidade de redistribuição de esforços, como no caso de estruturas que têm interface com meio elástico (pisos, pavimentos, revestimentos de túneis e de taludes), é possível o uso das fibras em substituição às armaduras de flexão.

Quando se faz um dimensionamento considerando apenas o comportamento elástico do material, obtém-se um ganho qualitativo: o controle da fissuração; mas, de acordo com CARNIO (1998), estendendo a análise, considerando o comportamento plástico do concreto com fibras, é possível aproveitar sua ductilidade e obter também um ganho quantitativo: a redução da espessura.

2.7 PAVIMENTO DE CONCRETO PROTENDIDO

O pavimento de concreto protendido é utilizado, principalmente, quando há tráfego pesado. Sua maior aplicação são as pistas e os pátios de aeroportos. Já foi utilizado em diversos aeródromos, tanto no Brasil quanto no exterior.

Segundo SCHIMD (1996), no pavimento rígido de concreto protendido, a resistência do concreto à tração é controlada pela protensão que comprime previamente o concreto, criando nele uma reserva de tensão que permite uma redução sensível na espessura da placa. A placa comprimida é praticamente impermeável e sem trincas. Os pavimentos de concreto protendido apresentam ainda a vantagem das juntas poderem ser espaçadas de até 150 metros, porém a execução é mais sofisticada.

Os primeiros pavimentos construídos com concreto protendido, na Europa e nos Estados Unidos, datam de 1945. Na década de 60, essa solução foi utilizada na construção de pisos industriais, na Austrália. Como exemplo brasileiro pode ser citada uma das pistas do Aeroporto Internacional do Galeão, no Rio de Janeiro, que foi construída com a tecnologia da pós-tensão. O pátio de estacionamento de aviões do aeroporto Afonso Pena, na região metropolitana de Curitiba, reinaugurado em julho de 1996, é um exemplo recente de aplicação deste tipo de pavimento. Nesta obra foram concretadas e protendidas placas de 20 centímetros de espessura.

2.8 WHITETOPPING

O whitetopping é uma solução para reabilitação de pavimentos asfálticos já existentes. Constitui na construção de pavimento de concreto apoiado sobre o asfalto antigo. Normalmente o whitetopping é construído em concreto simples, mas podem ser utilizadas qualquer uma das alternativas anteriores. A espessura usual de whitetopping varia entre 12 e 15 centímetros.

O primeiro whitetopping foi construído em Terre Haute, Indiana, em 1918. Grande parte da tecnologia moderna do whitetopping foi desenvolvida no estado de Iowa, nos Estados Unidos, onde mais de 480 km de asfalto já foram sobrepostos com pavimento de concreto, desde 1960. A partir de 1977, esta tecnologia passou a ser utilizada com frequência, nesse país. Com o advento dos cimentos de cura acelerada e de alta resistência inicial, tornou-se ainda mais vantajoso, pois é possível a liberação do tráfego até 18 horas depois da concretagem. No Brasil, onde grande parte da malha viária é pavimentada com asfalto e apresenta sérios problemas de manutenção, o whitetopping pode vir a melhorar este panorama, aumentando a qualidade dos pavimentos e diminuindo os ciclos de manutenção. A figura 2.8 ilustra o perfil de um whitetopping.

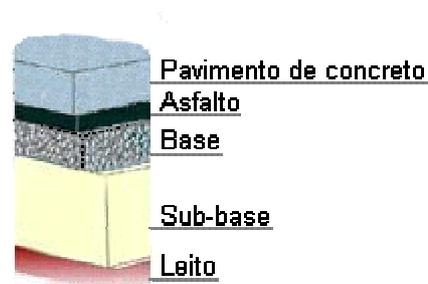


Figura 2.8 – Perfil de whitetopping

Perante o grande número de estradas asfaltadas, que necessitam de trabalhos de recuperação, o emprego do whitetopping, no Brasil, ainda é muito modesto. Um exemplo de utilização é um dos túneis da rodovia Carvalho Pinto, em São Paulo.

Em fase experimental, em todo mundo, mas com algumas obras já bem sucedidas, o "ultrathin whitetopping", ou whitetopping ultradelgado, é uma variação do whitetopping comum. Executado em concreto de alta resistência, permite a construção de placas de 5 a 10 centímetros de espessura. A fim de evitar a fissuração por retração, as juntas são menos espaçadas. Portanto, as placas possuem dimensões entre 60 e 180 centímetros. A abertura das juntas também é reduzida, e, normalmente, não é necessário o material selante. A figura 2.9 mostra um exemplo de whitetopping ultradelgado.



Figura 2.9 – Exemplo de whitetopping ultradelgado⁵

O whitetopping ultradelgado é indicado para quando não houver deterioração da base do pavimento existente, pois, no dimensionamento, é considerada aderência entre as placas de concreto e o pavimento antigo. As placas devem estar submetidas apenas a esforços de compressão. É executado com os equipamentos tradicionais, e também pode ser liberado ao tráfego em menos de 24 horas.

2.9 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Neste capítulo foram apresentadas características dos principais tipos de pavimentos rígidos. O conhecimento de cada um deles, quanto aos materiais empregados, aos equipamentos necessários, ao tempo e à tecnologia de execução, associado a um cálculo adequado, fornece subsídios para uma melhor decisão de projeto, alcançando a qualidade técnica, a durabilidade e a economia desejada, dentro da disponibilidade de equipamentos, de materiais e de mão-de-obra na região, e respeitando os fatores limitantes, como por exemplo a espessura máxima.

⁵ <http://www.moksacpa.com/concrete.html> – (19/02/1999)

AÇÕES 3

Os pavimentos de concreto são submetidos a ações diretas e indiretas. As ações diretas constituem-se de forças ou pressões aplicadas à estrutura. As ações indiretas são causadas por deformações impostas às placas. No caso dos pavimentos de concreto, as ações indiretas são:

- retração;
- dilatação térmica;
- empenamento.

As ações diretas são as forças impostas à estrutura pelo tráfego de veículos, ou pelo carregamento distribuído e concentrado aplicado em pisos, que variam conforme a finalidade do pavimento.

Neste capítulo são relacionadas as principais ações diretas e indiretas que solicitam os pavimentos. Procura-se dar uma visão geral sobre os tipos de ações em rodovias, vias urbanas e pisos industriais. São tratados os problemas da retração, da dilatação térmica, das variações volumétricas devidas a alterações de temperatura e do empenamento provocado pelo gradiente de temperatura na espessura das placas.

3.1 AÇÕES DIRETAS

Podem ser móveis, devidas aos veículos, distribuídas, como as decorrentes de material estocado, ou concentradas, como nos montantes de prateleiras.

3.1.1 Ações móveis

Nos pavimentos, não só o valor das ações, mas também o número de repetições, a velocidade de circulação dos veículos e a posição na placa influenciam os esforços gerados na estrutura. As solicitações móveis que atuam em pavimentos rodoviários, urbanos e industriais, são, por natureza, transientes, ou seja, de curta duração. Embora o intervalo entre as forças seja um fator que melhore a resistência do material, o fato dessas forças atuarem repetidamente provoca o fenômeno da fadiga, que pode romper uma estrutura submetida a tensões abaixo da tensão limite. A fadiga é tratada com mais detalhes no capítulo 5, deste trabalho.

Verifica-se que as faixas de pavimentos correspondentes às rampas apresentam mais defeitos que as de contra-rampa, o que é atribuído à maior velocidade dos veículos na descida. Quanto maior a velocidade do veículo menores são as tensões geradas. Segundo SOUZA (1980), esse efeito começa a se estabilizar a partir de velocidades da ordem de 60 km/h. Outro efeito, assim como a velocidade dos veículos, que normalmente é desprezado no dimensionamento de pavimentos rodoviários é o abaulamento da pista de rolamento, que faz com que o eixo externo do veículo seja mais carregado que o eixo interno.

SOUZA (1980) indica um coeficiente de majoração das ações de 1,2, com a finalidade de levar em conta o impacto que as ações móveis exercem sobre um pavimento rígido. Hoje em dia esse efeito é desprezado devido à verificação de que as ações móveis provocam esforços inferiores às solicitações estáticas, o que chega a compensar o aumento das tensões provocado pelo impacto.

Um fator importante no dimensionamento de pavimentos é o número de solicitações em uma determinada área. Visto que nem todos os veículos trafegam na mesma posição, não é necessário considerar que o ponto mais crítico do pavimento será solicitado pelo número total de repetições de força. Trabalhos estatísticos têm determinado a porcentagem de veículos que trafegam em cada posição do pavimento.

a. Área de contato do pneu

Para uma mesma força, áreas de aplicações diferentes geram esforços diferentes nas placas de concreto. Segundo SOUZA (1980), a área de contato entre um pneu carregado e um pavimento é aproximadamente elíptica, para pneumáticos novos com pressão de enchimento e peso máximo recomendado; para pneumáticos usados e com pesos além do máximo recomendado, a área de contato é aproximadamente retangular. A partir da força por roda e da pressão nos pneus é determinada a área de contato pneu-placa. A área é obtida, segundo SOUZA (1980), pela expressão:

$$A = \frac{P_r}{k_r \cdot q} \quad (3.1)$$

sendo:

- A: área de contato entre o pneu e o pavimento;
- P_r : peso atuante em uma roda;
- k_r : fator que leva em conta a rigidez do pneumático, variando de 1 a 3;
- q : pressão de enchimento dos pneus.

A fim de simplificar o problema, podem ser adotadas áreas circulares. As dimensões do pneu, no caso de consideração de área circular, são dadas por (SOUZA, 1980):

$$a = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (3.2)$$

sendo:

- a: raio de contato de um pneu;
- A: área circular de contato de um pneu.

Para consideração de área circular, no caso de roda dupla, o raio é determinado por (SOUZA, 1980):

$$a_d = 2,5 \cdot a \quad (3.3)$$

sendo:

- a_d : raio da área circular de contato de roda dupla;
- a : raio da área de contato de cada pneu.

As dimensões da área de contato do pneu, no caso de consideração de falsa elipse, composta por retângulo e semi-círculos, são dadas por (YODER & WITCZAK, 1975):

$$c = \sqrt{\frac{A}{0,5227}} \quad (3.4)$$

$$b = 0,6 \cdot c \quad (3.5)$$

As dimensões c e b estão indicadas na figura 3.1.

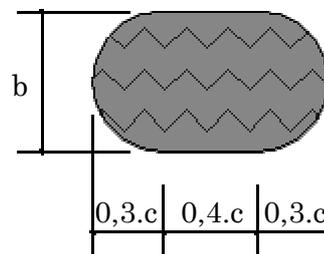


Figura 3.1 – Dimensões da área de contato entre o pneu e a placa de concreto

Neste trabalho serão realizadas análises com área retangular, adotando:

$$c = \sqrt{\frac{A}{0,65}} \quad (3.6)$$

$$b = \frac{A}{c} \quad (3.7)$$

sendo:

- c: comprimento da área de contato;
- b: largura da área de contato.

Através de análise numérica observou-se que a variação dos esforços, para força aplicada em área circular, retangular ou formada por retângulo e semi-círculos é inferior a 5%. A análise foi realizada com auxílio do programa Ansys 5.5, versão universitária. Foram analisadas placas isoladas com espessuras de 10, 15, 20 e 25 centímetros, apoiadas sob base elástica, com k igual a 50 MPa/m. As forças foram posicionadas na borda, no interior, no canto e tangente à junta.

Na figura 3.2 é mostrada a distribuição dos esforços para força de 70,56 kN, no interior da placa de 10 centímetros de espessura.

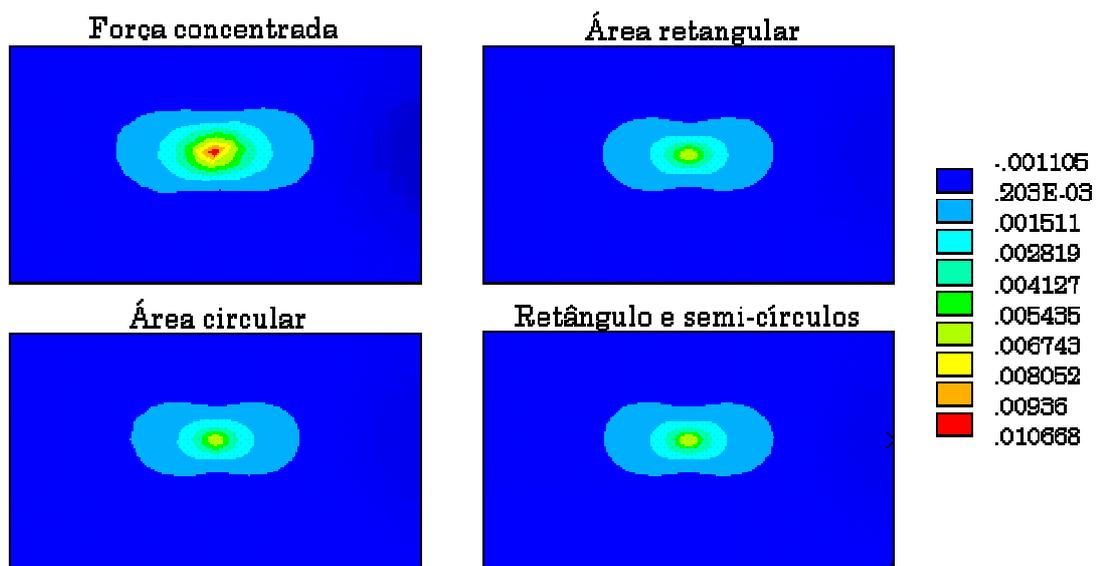


Figura 3.2 – Momento fletor, na direção x, para força de 70,56 kN, aplicada no interior da placa de 10 cm de espessura.

Verifica-se que a adoção de qualquer uma das configurações de área implica em pequena diferença nos esforços. A força concentrada provoca esforços cerca de 50% maiores que as forças distribuídas, portanto essa hipótese seria muito conservadora e não é recomendada.

b. Ações móveis em rodovias

Nas rodovias, circulam diversos tipos de veículos, desde motocicletas, com algumas dezenas de quilos, e carros de passeio com algumas centenas, até carretas que podem chegar a 50 toneladas. Para fins de dimensionamento estrutural, normalmente são desconsiderados os carros de passeio e as motocicletas, pois possuem peso muito inferior aos veículos de carga e de transporte coletivo. Verifica-se que, em rodovias de concreto dimensionadas para a passagem de veículos comerciais, é permitido um número infinito de repetições de veículos leves, com dano estrutural desprezível ao pavimento.

Dois veículos com o mesmo peso, mas com eixos de formas distintas, dão origem a diferentes esforços na placa de concreto. Os veículos rodoviários podem ter eixos de rodagem simples ou dupla, sendo os mais comuns:

- eixo simples de rodagem simples;
- eixo simples de rodagem dupla;
- eixo tandem duplo;
- eixo tandem triplo.

Na figura 3.3 é mostrado um veículo rodoviário com um eixo simples de rodagem simples (eixo de direção), um eixo simples de rodagem dupla e um eixo tandem triplo. O veículo da figura 3.4 possui, além do eixo de direção, eixo tandem duplo. A figura 3.5 mostra um tipo de chassi de ônibus rodoviário, com um eixo simples de rodagem simples e um eixo simples de rodagem dupla.



Figura 3.3 – Veículo rodoviário com eixos simples e tandem triplo ¹



Figura 3.4 – Veículo rodoviário com eixo tandem duplo ²

¹ fonte: http://www.mercedes-benz.com.br/veiculos_comerciais/caminhoes/extrapesados_ls1632.htm (31/05/99)

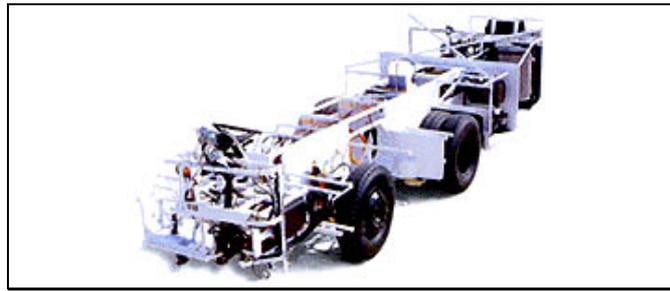


Figura 3.5 – Chassi de ônibus rodoviário ³

As dimensões dos eixos rodoviários estão esquematizadas nas figuras 3.6 a 3.9.

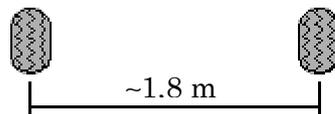


Figura 3.6 – Eixo simples de rodagem simples

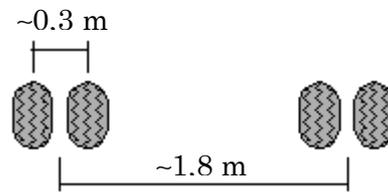


Figura 3.7 – Eixo duplos de rodagem dupla

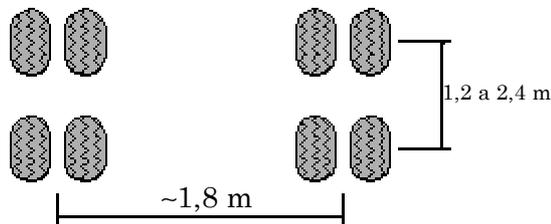


Figura 3.8 – Eixo tandem duplo

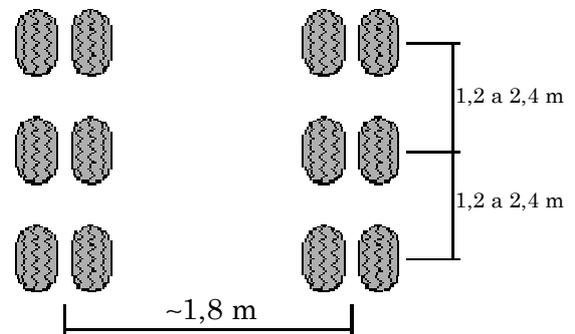


Figura 3.9 – Eixo tandem triplo

c. Ações móveis em vias urbanas

Em vias urbanas, a diversidade de veículos é menor que nas rodovias, sendo mais importantes os ônibus, destinados ao transporte coletivo. Algumas

² fonte: http://www.mercedes-benz.com.br/veiculos_comerciais/caminhoes/extrapesados_ls2638.htm (31/05/99)

³ fonte: http://www.mercedes-benz.com.br/veiculos_comerciais/onibus/rodoviario_o400rse.htm (31/05/99)

vias podem ser projetadas para veículos especiais. A figura 3.10 mostra um chassi de ônibus urbano, fabricado pela Mercedes Benz.

Algumas cidades como Curitiba e São Paulo desenvolveram projetos de vias exclusivas para ônibus articulados e biarticulados. Um exemplo de chassi de ônibus articulado está mostrado na figura 3.11. A figura 3.12 apresenta uma vista de ônibus biarticulados da cidade de Curitiba.

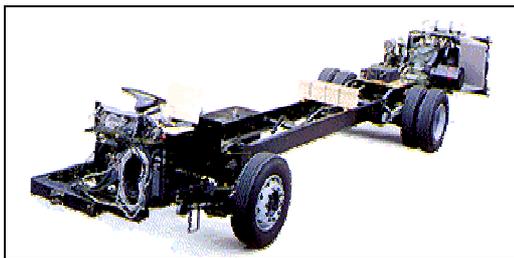


Figura 3.10 – Chassi de ônibus urbano ⁴

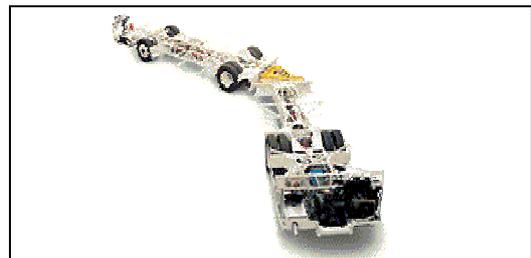


Figura 3.11 – Chassi de ônibus urbano articulado ⁵



Figura 3.12 – Biarticulado ⁶

d. Ações móveis em pisos industriais

As ações móveis que solicitam os pisos industriais normalmente são as empilhadeiras, que, segundo RODRIGUES e CASSARO (1998), pela sua

⁴ fonte: http://www.mercedes-benz.com.br/veiculos_comerciais/onibus/urbano_oh16281.htm (31/05/99)

⁵ fonte: http://www.mercedes-benz.com.br/veiculos_comerciais/onibus/urbano_o400upa.htm (31/05/99)

⁶ fonte: <http://www.curitiba.pr.gov.br/solucoes/transporte/index.html> (08/06/99)

frequência de solicitação e pesos por eixo, acabam por superar as solicitações de eventual trânsito de caminhões. No instante de carga máxima, quase todo peso está concentrado no eixo dianteiro, sendo o eixo traseiro considerado apenas como direcional. Além dos pneumáticos, algumas empilhadeiras possuem rodas rígidas. Nesse caso pode-se utilizar a aproximação de elevada pressão de enchimento. RODRIGUES e CASSARO (1998) citam o valor de 1,75 MPa.

As empilhadeiras podem ser de rodagem simples ou dupla. As figuras 3.13 e 3.14 ilustram os dois tipos de eixos de empilhadeiras industriais.



Figura 3.13 – Empilhadeira industrial de rodagem simples ⁷

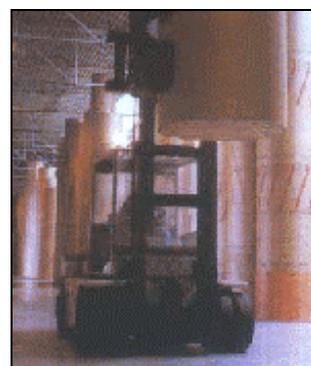


Figura 3.14 – Empilhadeira industrial de rodagem dupla ⁸

As figuras 3.15 e 3.16 indicam as dimensões dos eixos de empilhadeiras de rodagem simples e de rodagem dupla, respectivamente.

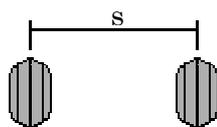


Figura 3.15 - Eixo de empilhadeira de rodagem simples

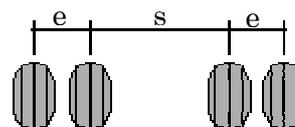


Figura 3.16 – Eixo de empilhadeira de rodagem dupla

O comprimento, s , varia em torno de 1 metro e o espaçamento, e , é de aproximadamente 40 centímetros.

⁷ fonte: <http://www.nordeste distribuidora.he.com.br/hlfhgf/hlfhgf.htm> (25/05/99)

⁸ fonte: <http://www.nordeste distribuidora.he.com.br/hlfhgf/hlfhgf.htm> (25/05/99)

3.1.2 Carregamento distribuído

Em indústrias é bastante comum existirem forças distribuídas, devidas a material estocado, entre os quais existem corredores de circulação. Um exemplo de configuração desse tipo de carregamento está mostrado na figura 3.17. O esforço máximo gerado por esse tipo de carregamento é um momento fletor que traciona a face superior da placa na área do corredor.

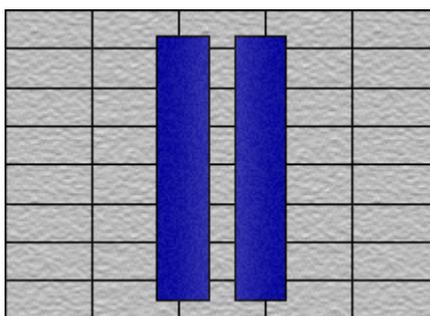


Figura 3.17 - Corredor de circulação entre forças uniformemente distribuídas, em planta

3.1.3 Forças concentradas

Os montantes de prateleiras aplicam forças distribuídas em pequenas áreas, que, por estarem próximas, produzem efeitos superpostos. Esse tipo de carregamento gera momento fletor, que traciona a face inferior do pavimento, e força cortante, que tende a puncionar a placa de concreto. Para o dimensionamento é importante conhecer a área dos apoios e as distâncias entre eles. A figura 3.18 ilustra uma configuração de prateleira industrial.

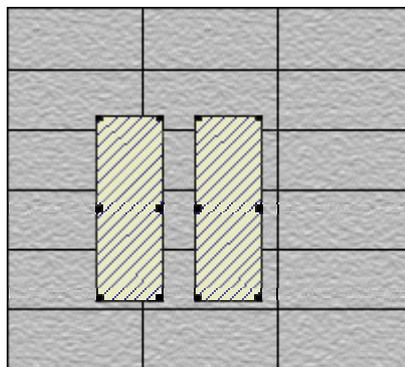


Figura 3.18 - Montantes de prateleiras industriais

3.2 AÇÕES INDIRETAS

Como já foi visto, as ações indiretas são: retração, dilatação térmica e empenamento.

3.2.1 Retração

A retração é um fenômeno de redução de dimensões que ocorre em peças de concreto devido à perda de água – retração por secagem –, devido à redução de volume dos produtos de hidratação – retração autógena –, ou ainda por retração plástica, que ocorre antes da pega. No caso dos pavimentos, a retração por secagem é mais significativa, pois nesse tipo de estrutura existe uma grande área exposta ao ar, por onde ocorre a troca de umidade com o meio. A retração é um fenômeno atribuído à peça, pois depende, além das características físicas do material, da geometria da estrutura: volume e área. O clima também influencia na retração, que aumenta com a redução da umidade do ar, com o crescimento da temperatura e com uma maior incidência de ventos. A retração por secagem só ocorre quando a umidade relativa do ar é inferior a 100%.

A importância da retração nas estruturas está associada à fissuração. O aparecimento de fissuras não depende apenas do valor da retração, mas também da deformabilidade do concreto, da sua resistência e do grau de restrição à deformação. A fim de se reduzir a fissuração por retração utilizam-se os procedimentos de cura, evitando a perda de água para o ar, nas primeiras idades do concreto. Se não for realizada uma cura adequada o material pode retrair antes de atingir a resistência mínima para resistir aos esforços introduzidos pelo fenômeno. Outra maneira de evitar a fissuração é restringir as dimensões da peça para que a deformação atinja, no máximo, um valor que introduza tensões inferiores à capacidade do material.

Se a retração fosse livre, não haveriam esforços, apenas redução de volume, porém, o atrito entre o pavimento e a sub-base impede a deformação, induzindo tensões de tração nas placas do pavimento. A peça de concreto tende

a se deformar no sentido das bordas para o centro. O atrito impede esse deslocamento, introduzindo um esforço na direção contrária. A figura 3.19, ilustra esse mecanismo.

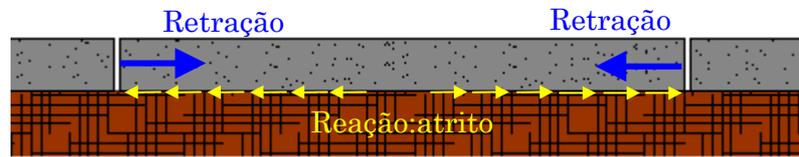


Figura 3.19 – Reação à tendência de retração da placa de concreto

O valor da força de reação à retração é dada por:

$$F_{\text{ret}} = E \cdot B \cdot h \cdot \epsilon_{\text{cc}} \quad (3.8)$$

sendo:

- F_{ret} – força devida à retração impedida;
- E – módulo de elasticidade do concreto;
- B – largura da placa, normalmente adotada igual a 1 (um), determinando-se a força por unidade de largura;
- h – espessura da placa;
- ϵ_{cc} – valor da retração, determinado em função da umidade relativa do ar, da consistência do concreto e da geometria da peça, segundo Revisão da NB-1 (1999).

A máxima força de atrito que a sub-base pode introduzir na placa é dada por:

$$F_{\text{at,max}} = \mu \cdot N \quad (3.9)$$

sendo:

- $F_{\text{at,max}}$ – força de atrito máxima;
- μ - coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base (tabela A.1, anexo A);
- N – força normal – para estrutura descarregada equivale ao peso de metade da placa.

A partir do valor de $F_{at,max}$ há deslocamento de pontos da face inferior da placa, não havendo acréscimo na força resultante.

3.2.2 Dilatação térmica

A dilatação térmica é um fenômeno semelhante à retração, pois se caracteriza por variações de volume. Nesse caso, as mudanças nas dimensões da peça são causadas por variações de temperatura. Quando há um acréscimo na temperatura, a placa tende a aumentar de volume, sofrendo uma ação contrária de compressão devida ao atrito, ao passo que, quando há uma queda na temperatura, ela tende a se retrair, sendo tracionada pela força de atrito.

Caso a reação decorrente da dilatação ou da retração não exceda a força de atrito máximo, a força resultante é dada por:

$$F_{\Delta T} = E \cdot B \cdot h \cdot \alpha \cdot \Delta t \quad (3.10)$$

sendo:

- $F_{\Delta T}$ – força devida à variação de comprimento impedida;
- α – coeficiente de dilatação térmica do concreto;
- Δt – variação de temperatura.

3.2.3 Empenamento

O empenamento é uma alteração que tende a ocorrer na forma das placas do pavimento, devida ao gradiente de temperatura na sua espessura. Durante o dia, o sol aquece a face superior do pavimento numa velocidade maior que as camadas inferiores, portanto a fibra externa tende a se dilatar mais que as internas, buscando a configuração da figura 3.20. Durante a noite a placa vai perdendo o calor absorvido. A fibra superior alcança a temperatura mais baixa, antes das demais, e tenta se retrair, provocando a tendência de configuração ilustrada na figura 3.21.

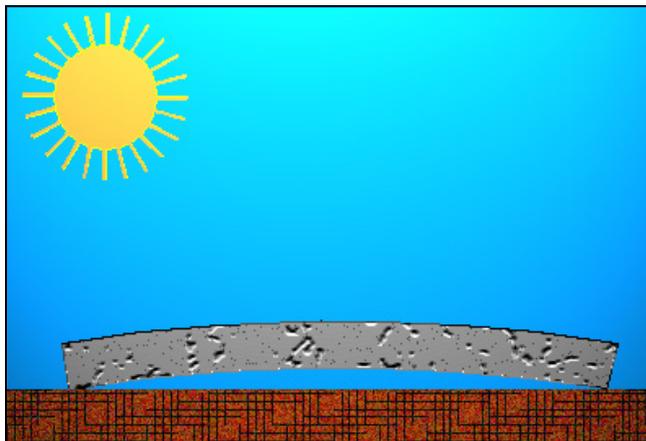


Figura 3.20 – Tendência de empenamento das placas de concreto, durante o dia

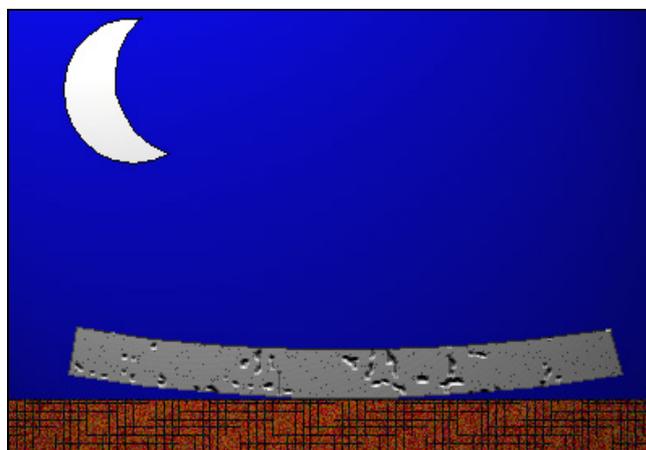


Figura 3.21 – Tendência de empenamento das placas de concreto, durante a noite

O impedimento de que essas deformações ocorram, devido ao peso próprio, provoca, durante o dia, tensões de tração na fibra inferior e de compressão na superior. No período da noite ocorre o inverso: compressão na fibra inferior e tração na fibra superior. Desta maneira, durante o dia há uma soma dos esforços introduzidos pelo tráfego com as tensões induzidas pelo empenamento da placa. Durante a noite, os dois efeitos se subtraem.

3.3 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Grande parte das ações que solicitam os pavimentos são dinâmicas. Portanto, é importante considerar, não apenas o esforço que atua sobre a estrutura, mas a fadiga que a repetição dessas ações pode provocar no material.

Os efeitos de retração, dilatação térmica e empenamento não são considerados nos métodos de dimensionamento da espessura. O comprimento e a largura da placa, ou, no caso de pavimentos de concreto armado, a área de aço superior são definidos em função desses efeitos. Caso a região seja sujeita a grandes variações de temperatura entre o dia e a noite, torna-se necessário superpor as ações devidas ao empenamento às solicitações de tráfego, no dimensionamento da espessura ou da área de aço da armadura inferior.

Para a determinação de esforços e deslocamentos, em qualquer tipo de estrutura, é necessária a utilização de modelos físicos e matemáticos que representem o comportamento dos materiais e da própria estrutura. Devido à complexidade da reologia dos materiais e da geometria das peças são adotadas simplificações que possibilitem a solução do problema. Neste capítulo são analisadas as características do solo e apresentados os modelos mais usuais para a representação da fundação e das placas de concreto.

A fim de determinar os esforços que as ações diretas ou indiretas provocam nas placas de concreto apoiadas sobre o solo, foram desenvolvidas diversas teorias. Os métodos de dimensionamento de pavimentos de concreto têm como base as equações desenvolvidas por Westergaard, que publicou artigos sobre determinação de deslocamentos, tensões e momentos fletores, em placas elásticas delgadas, apoiadas sobre líquido denso. Outros autores também propuseram equações com a finalidade de estabelecer valores aos esforços em placas de concreto. Neste trabalho será apresentado um resumo das teorias desenvolvidas por Westergaard e por Bradbury, devido a sua importância histórica. Serão mostradas, ainda, análises numéricas realizadas com auxílio do programa Ansys 5.5, desenvolvido com base no Método dos Elementos Finitos.

4.1 FUNDAÇÃO

O pavimento de concreto tem a característica de absorver os momentos impostos pelo carregamento, e transmitir à fundação esforços de

baixa intensidade, não exigindo, portanto, grande capacidade de suporte do subleito. Apesar de não exigir solo de grande resistência mecânica, os pavimentos rígidos podem apresentar problemas quando construídos sobre solos expansivos, ou sobre camadas espessas de argila mole. A ocorrência de variações bruscas nas características do subleito também pode prejudicar o comportamento do pavimento.

A adoção de sub-bases estáveis e não bombeáveis pode corrigir as deficiências do subleito, e proporcionar um melhor comportamento do pavimento. As funções da sub-base são:

- aumentar a capacidade de suporte da fundação;
- impedir o bombeamento de solos finos plásticos saturados, na passagem de cargas pesadas;
- uniformizar a fundação;
- evitar os efeitos dos solos expansivos sobre o pavimento.

Normalmente as sub-bases são executadas com material granular, solo-cimento, solo melhorado com cimento ou concreto rolado.

Quando submetido à pressão aplicada através de uma placa, a deformação, em cada ponto do solo, depende da tensão no próprio ponto e nos pontos vizinhos, devido aos esforços de cisalhamento. Esse comportamento está ilustrado na figura 4.1.

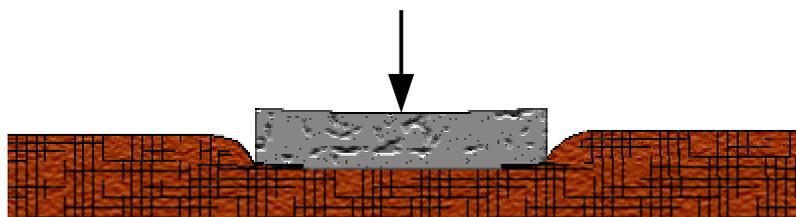


Figura 4.1 – Comportamento real do solo

As sub-bases têm comportamento semelhante ao do solo, com exceção do concreto rolado, que é melhor representado como material elástico, quando submetido a tensões de baixa intensidade.

Existem diversas maneiras de modelar o solo como camada de suporte de estruturas planas. As mais comuns são:

- líquido denso;
- sólido elástico.

4.1.1 Modelo líquido denso

O modelo líquido denso é composto por uma série de molas, de constante k , independentes. A tensão em um ponto depende da deformação no ponto e não é afetada pelas tensões nas regiões vizinhas. A constante de proporcionalidade das molas é conhecida como Coeficiente de Recalque ou Módulo de Reação da fundação. A figura 4.2 ilustra o modelo líquido denso.

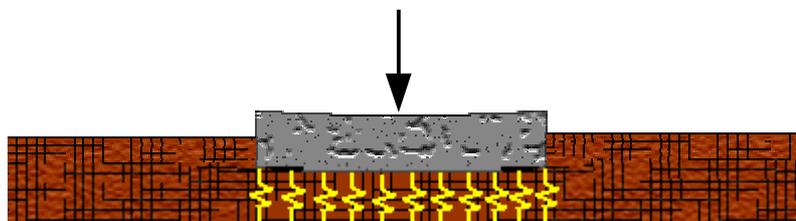


Figura 4.2 – Comportamento de líquido denso

4.1.2 Modelo sólido elástico

No modelo sólido elástico, o solo é caracterizado por suas propriedades elásticas: E – módulo de elasticidade e ν – coeficiente de Poisson. Apesar de ainda não representar exatamente o comportamento do solo, esse modelo se aproxima mais da realidade, se comparado com o modelo de líquido denso. O modelo de sólido elástico considera, além de reações normais, esforços cisalhantes entre as partículas do material. O deslocamento num ponto é influenciado pela tensão no ponto e pela tensão em pontos próximos, sendo essa influência inversamente proporcional à distância. O modelo de sólido elástico é de solução mais complexa, problema que tem perdido importância devido aos avanços dos programas computacionais. A determinação dos parâmetros necessários para utilização do modelo de líquido denso é mais simples do que os de sólido elástico, tendo em vista que é mais fácil determinar o coeficiente de recalque do terreno do que as constantes elásticas do solo. A figura 4.3 representa o comportamento do modelo sólido elástico.

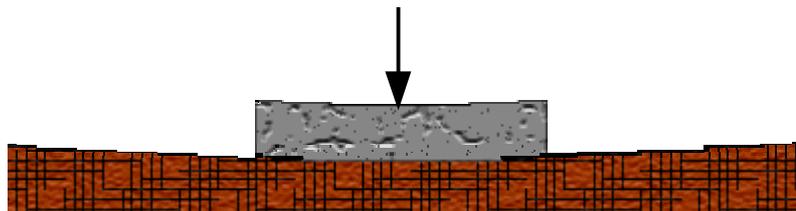


Figura 4.3 – Comportamento de sólido elástico

4.1.3 Outros modelos

O modelo de líquido denso considera a fundação como totalmente descontínua, enquanto o modelo de sólido elástico toma a fundação como perfeitamente contínua. O comportamento do solo está entre esses dois extremos. Modelos baseados em dois parâmetros foram desenvolvidos, tentando representar melhor as reações do solo. Segundo IOANNIDES¹ apud RUFINO (1997) um dos maiores problemas dessa modelagem é a falta de significado físico desses parâmetros.

No modelo Filonenko-Borodich, a fundação é considerada como uma membrana elástica sobre molas verticais, sujeita a uma tensão de tração T por unidade de comprimento. Dessa maneira a reação vertical das molas é representada pelo Coeficiente de Reação k , e a intensidade da interação das molas é função da tensão T .

O modelo de Pasternak considera a fundação como um conjunto de molas amarradas no topo. Esse modelo adota os parâmetros k – Coeficiente de Reação – e G – parâmetro de rigidez que representa o cisalhamento.

A resposta do solo, principalmente quando submetido a carregamento cíclico, é não-linear e até certo ponto irreversível. O modelo de sólido elástico não-linear procura representar esse comportamento. A resposta elástica do solo é, normalmente, medida através do módulo resiliente, determinado através de ensaios triaxiais de forças repetidas.

¹ IOANNIDES, A.M. (1984). *Analysis of Slabs-on-Grade for a Variety of Loading and Support Conditions*. Illinois. Dissertation (Ph.D.) – University of Illinois.

Também existem modelos de líquido denso não-lineares, nos quais o valor de k não é constante, ou seja, a curva pressão-deslocamento não é uma reta. Segundo IOANNIDES¹ apud RUFINO (1997), os modelos não-lineares mais utilizados são o modelo hiperbólico e o modelo de Ramberg-Osgood.

4.1.4 Determinação do Coeficiente de Recalque

Até hoje, a maioria dos métodos de dimensionamento de pavimentos de concreto utilizam a modelagem da fundação como líquido denso. Portanto, o parâmetro mais utilizado para representação da resposta estrutural do solo, ou do conjunto subleito – sub-base, é o Coeficiente de Recalque.

O Coeficiente de Recalque ou Módulo de Reação, representado pela letra k , tem unidade de tensão por unidade de comprimento (F/L^3) e é determinado através da tensão necessária para produzir uma determinada deformação no terreno ensaiado. O Manual de pavimentos rígidos do DNER (1989) descreve os procedimentos para realização de prova de carga estática para determinação do coeficiente de recalque do subleito e da sub-base. Apesar de se tratar de uma simplificação, o valor de k é amplamente utilizado, já que a determinação das características particulares de cada camada sob o bulbo de tensões, ou seja, sob a influência do carregamento do pavimento, exigiria ensaios mais complicados e onerosos.

O valor de k pode ser determinado através da correlação com o índice de suporte Califórnia – CBR, quando a experiência, para o local da obra, comprovar a validade deste procedimento. No gráfico da figura A.1 (Anexo A) está apresentada esta relação.

O valor de k é utilizado tanto para representar a capacidade de reação do subleito como do sistema subleito/sub-base. Portanto, quando se utiliza sub-base de solo melhorado, ou de concreto pobre, o valor de k no topo do sistema aumenta. Os valores do coeficiente de recalque no topo da fundação, para uma camada de espessura e de sub-base granular, solo-cimento, solo melhorado com cimento e concreto rolado, estão apresentados nos gráficos das figuras A.2 a A.5 (Anexo A).

4.2 MATERIAIS

O pavimento de concreto é composto de placas separadas por juntas longitudinais e transversais, devidamente espaçadas. O comportamento dos materiais utilizados na construção de pavimento de concreto simples e de concreto armado serão apresentados a seguir.

4.2.1 Concreto

Quando uma placa é carregada, são introduzidos esforços de compressão e de tração devidos à flexão. Como a resistência do concreto à compressão é muito maior que à tração, o parâmetro utilizado no dimensionamento da espessura de pavimentos de concreto simples, ou com armadura de retração, é a resistência à tração na flexão, f_{ctm} , determinada pelo módulo de ruptura, M_R , obtido no ensaio de corpos-de-prova prismáticos, preferencialmente carregados nos terços do vão (dois cutelos). Pode ser adotada a resistência característica, $f_{ctm,k}$, obtida aos 28 dias, ou a resistência aos j dias, $f_{ctm,j}$. Para casos em que a experiência e a importância da obra permitirem, é possível fazer correlações entre os valores obtidos em ensaios de compressão simples e os valores do módulo de ruptura. Segundo a Revisão da NB-1 (1999), o valor de f_{ct} pode ser determinado através da expressão:

$$f_{ct} = 0,3 \cdot f_{cj}^{2/3} \quad (4.1)$$

sendo:

- f_{ct} : resistência à tração, aos j dias, em MPa;
- f_{cj} : resistência à compressão, aos j dias, em MPa.

No dimensionamento de pavimentos de concreto é comum ser adotado o valor da resistência aos 28 dias, mas pode ser adotada a resistência aos 90 dias, tendo em vista que a maior parte do carregamento ocorrerá após esse

período. Quando for prevista uma rápida abertura ao tráfego, pode ser necessário o conhecimento e a verificação da resistência do concreto aos 7 dias.

A experiência tem mostrado que valores do módulo de ruptura entre 4 e 5 MPa proporcionam maior economia, se avaliadas a durabilidade e a variação da espessura em função da resistência do concreto. Valores de resistência muito baixos acarretam em espessuras elevadas, enquanto concretos com resistências muito altas são de difícil execução e de custo elevado, não compensado com a redução da espessura das placas.

O módulo de elasticidade secante a ser utilizado nas análises elásticas, caso não estejam disponíveis dados de ensaio, pode ser determinado, segundo a Revisão da NB-1 (1999), pela expressão:

$$E_c = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (4.2)$$

sendo:

- E_c : módulo de elasticidade secante;
- E_{ci} : módulo de elasticidade inicial, dado por:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (4.3)$$

sendo:

- f_{ck} : resistência característica à compressão, em MPa.

Para o concreto não fissurado, a Revisão da NB-1 (1999) apresenta o diagrama tensão-deformação bilinear da figura 4.4, para tração.

O diagrama tensão-deformação do concreto comprimido está mostrado na figura 4.5.

Ainda segundo a Revisão da NB-1 (1999), o coeficiente de Poisson do concreto, para tensões de tração inferiores à tensão admissível, deve ser tomado igual a 0,2. Segundo o mesmo projeto de norma o coeficiente de dilatação térmica do concreto pode ser adotado igual a $10^{-5}/^{\circ}\text{C}$ e as massas específicas do

concreto simples e do concreto armado são 2400kg/m^3 e 2500kg/m^3 , respectivamente.

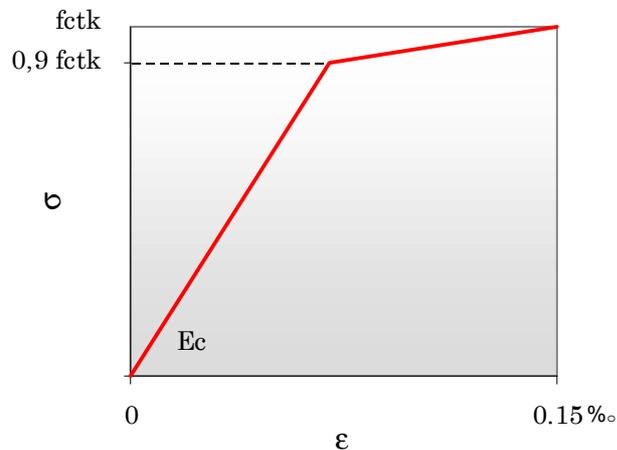


Figura 4.4 – Diagrama tensão-deformação do concreto, na tração, NB-1 (1999)

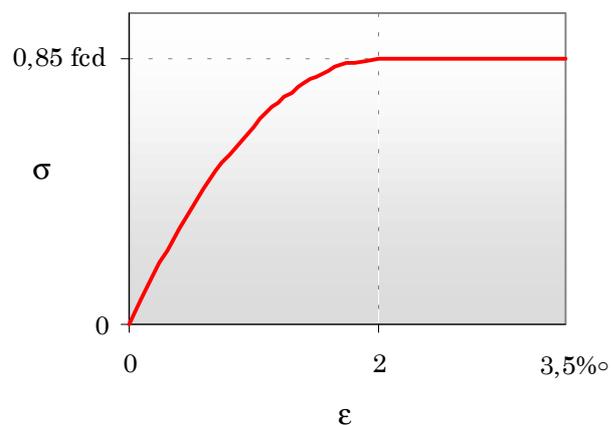


Figura 4.5 – Diagrama tensão-deformação do concreto, na compressão, NB-1 (1999)

A Revisão da NB-1 (1999) apresenta um procedimento semelhante ao CEB (1991) para determinação da retração do concreto, em função da umidade relativa do ar, da consistência do concreto, das dimensões da peça, da idade e do tempo de cura, ou seja, do início da retração.

O comportamento do concreto à fadiga é discutido no capítulo 5, deste trabalho.

4.2.2 Aço

O aço de armadura passiva possui coeficiente de dilatação térmica praticamente igual ao do concreto ($10^{-5}/^{\circ}\text{C}$), para temperaturas entre -20 e 150°C .

São utilizados, na pavimentação, aços CA-50, CA-60 e CA-25, com resistências iguais a 50kN/cm^2 , 60kN/cm^2 e 25kN/cm^2 , respectivamente.

Para o módulo de elasticidade, a Revisão da NB-1 (1999) indica o valor de 210000 MPa , na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante. Para cálculos no estado limite de serviço e no estado limite último, pode-se utilizar o diagrama tensão-deformação simplificado, mostrado na figura 4.6, tanto para aço tipo A quanto para tipo B.

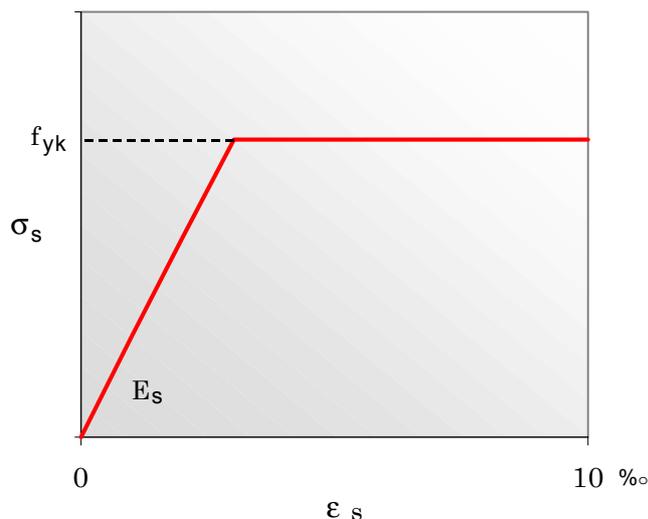


Figura 4.6 – Diagrama tensão-deformação do aço, NB-1 (1999)

O diagrama da figura 4.6 pode ser usado tanto na tração quanto na compressão.

Devido à facilidade de execução, tem-se adotado, ao invés de barras de aço, telas soldadas. As telas são malhas de aço pré-fabricadas, onde as barras transversais são soldadas, por caldeamento, às barras longitudinais, evitando assim o trabalho de amarração. As telas podem ser quadradas, quando possuem

a mesma área de aço por unidade de comprimento, nas duas direções; ou retangulares, quando apresentam áreas de aço diferentes.

O comportamento do aço para concreto armado quando submetido a carregamento cíclico é discutido no capítulo 5.

4.3 TEORIA DE WESTERGAARD

WESTERGAARD (1926), utilizando o método de Ritz das aproximações sucessivas, baseado no princípio de mínima energia, investigou os deslocamentos em placas delgadas, elásticas, sob forças distribuídas em áreas circulares e semi-circulares, apoiados em líquido muito denso, nas posições indicadas na figura 4.7.

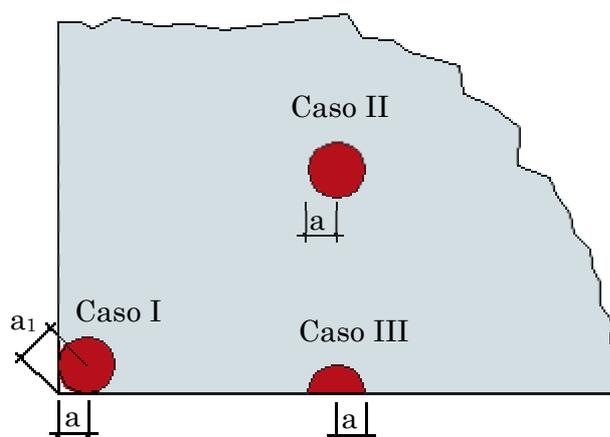


Figura 4.7 – Posições de configurações de carregamentos analisadas por Westergaard, em 1926

Foram consideradas as seguintes hipóteses:

- a placa é constituída de material homogêneo, isotrópico e elástico;
- as reações do subleito são verticais e proporcionais aos deslocamentos verticais da placa;
- a placa possui espessura constante;
- as forças no interior e no canto da placa são distribuídas uniformemente sobre áreas circulares;
- a força na borda da placa é distribuída uniformemente sobre área semi-circular.

Segundo WESTERGAARD (1926) os deslocamentos nos pontos próximos ao canto da placa são dados por:

$$z_c = \frac{P}{k \cdot \ell^2} \left(1,1 \cdot e^{-\frac{x}{\ell}} - \frac{a_1}{\ell} \cdot 0,88 \cdot e^{-\frac{2x}{\ell}} \right) \quad (4.4)$$

sendo:

- z_c : deslocamento máximo para força no canto da placa;
- a_1 : distância indicada na figura 4.7;
- ℓ : raio de rigidez relativa, dado pela equação (4.5);
- P : força aplicada;
- ν : coeficiente de Poisson;
- x : distância do ponto considerado do canto da placa;
- k : módulo de reação da fundação.

O raio de rigidez relativa, ℓ , ilustrado na figura 4.8, é a distância entre o ponto de aplicação da força e o ponto de momento nulo. Para placa apoiada em líquido denso é dado por:

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k}} \quad (4.5)$$

sendo:

- E : módulo de elasticidade da placa;
- h : espessura da placa.

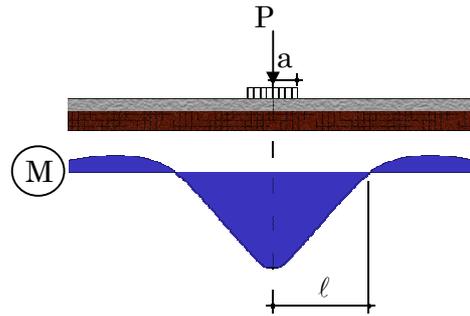


Figura 4.8 – Representação de l

O momento a uma distância $x_1 = 2 \cdot \sqrt{a_1 \cdot l}$ é dado por:

$$M = -\frac{P}{2} \cdot \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{0,6} \right] \quad (4.6)$$

A tensão na face superior, devida à força no canto, é dado por (WESTERGAARD, 1926):

$$\sigma_c = \frac{3 \cdot P}{h^2} \cdot \left[1 - \left(\frac{a_1}{l} \right)^{0,6} \right] \quad (4.7)$$

Para o caso de força no interior da placa, WESTERGAARD (1926) apresenta a seguinte equação:

$$\sigma_i = \frac{3 \cdot (1 + \nu) \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot h^2} \cdot \left(\ln \frac{l}{a} + 0,6159 \right) \quad (4.8)$$

sendo:

- σ_i : tensão de tração máxima para força no interior da placa;
- a : raio da área de aplicação da força.

Para força na borda da placa, módulo de elasticidade de 21360 MPa e coeficiente de Poisson 0,15, WESTERGAARD (1926) apresenta a equação:

$$\sigma_b = 0,572 \cdot \frac{P}{h^2} \cdot [\log h^3 - 4 \log b - \log k + 5,767] \quad (4.9)$$

sendo:

- σ_b : tensão máxima de tração para força na borda da placa;
- b : raio equivalente da área de distribuição de pressão, dado pela equação (4.10);

$$b = \sqrt{1,6 \cdot a^2 + h^2} - 0,675 \cdot h, \text{ para } a < 1,724 \cdot h \quad (4.10)$$

$$b = a, \text{ para } a \geq 1,724 \cdot h$$

Segundo WESTERGAARD (1926), o deslocamento, z_i , para carregamento circular no interior da placa é muito próximo ao deslocamento para força concentrada ($a=0$), dado por:

$$z_i = \frac{P}{8 \cdot k \cdot \ell^2} \quad (4.11)$$

No caso de força concentrada na borda, o deslocamento máximo, z_b , é dado por (WESTERGAARD, 1926):

$$z_b = \frac{1}{\sqrt{6}} \cdot (1 + 0,4 \cdot \nu) \cdot \frac{P}{k \cdot \ell^2} \quad (4.12)$$

Em 1933, Westergaard apresentou uma teoria suplementar, baseada na redistribuição de reações do subleito, em função de testes realizados para o carregamento no interior da placa.

Em 1939, Westergaard apresentou um trabalho sobre cálculo de tensões nos pavimentos de concreto para aeroportos.

WESTERGAARD (1948) apresentou novas equações, para determinação de tensões e deslocamentos em placas sobre apoio elástico, considerando três posições de carregamento: no interior da placa; próximo à borda ou a uma junta livre e próximo a uma junta com algum grau de

transferência de carga. No trabalho de 1948 a aplicação do carregamento é distribuído uniformemente em área elíptica.

As tensões principais, na face inferior da placa, com força no interior, são dadas por (WESTERGAARD, 1948):

$$\sigma_i = \frac{3 \cdot P}{8\pi \cdot h^2} \cdot \left[(1 + \nu) \cdot \log \frac{E \cdot h^3}{k \cdot \left(\frac{a+b}{2}\right)^4} \mp 2 \cdot (1 - \nu) \cdot \frac{a-b}{a+b} \right] \quad (4.13)$$

sendo:

- a: maior semi-eixo da elipse;
- b: menor semi-eixo da elipse;

WESTERGAARD (1948) estendeu os estudos para uma área qualquer de aplicação de força, com dois eixos de simetria: x e y. Desta forma a tensão no interior da placa é dada por:

$$\sigma_i = \frac{3 \cdot P}{2\pi \cdot h^2} \cdot \left[(1 + \nu) \cdot (K + 0,1159) \pm \frac{1 - \nu}{2} \cdot S \right] \quad (4.14)$$

sendo:

- K e S: coeficientes de área, dados pelas equações (4.15) e (4.16).

$$K = -\frac{1}{A} \int \log \frac{r}{\ell} dA \quad (4.15)$$

$$S = -\frac{1}{A} \int \cos(2\theta) dA \quad (4.16)$$

sendo:

- A: área de aplicação da força;
- r e θ : coordenadas polares.

A tensão no ponto de tangência da elipse com a borda é dada por (WESTERGAARD, 1948):

$$\sigma_b = \frac{3(1+\nu)P}{\pi(3+\nu)h^2} \left(\log \frac{Eh^3}{100k \left(\frac{a+b}{2}\right)^4} + 1,84 - \frac{4\nu}{3} + (1+\nu) \frac{a-b}{a+b} + 2(1-\nu) \frac{ab}{(a+b)^2} + 1,18(1+2\nu) \frac{b}{\ell} \right) \quad (4.17)$$

sendo:

- a: maior semi-eixo da elipse;
- b: menor semi-eixo da elipse;

Para área qualquer de carregamento, a tensão na borda, passa a ser (WESTERGAARD, 1948):

$$\sigma_b = \frac{3(1+\nu)P}{\pi(3+\nu)h^2} \left[4K - 0,28 - \frac{4}{3} \nu - \nu^2 + (1-\nu)S + 1,18(1+2\nu) \frac{\bar{y}}{\ell} \right] \quad (4.18)$$

sendo:

- \bar{y} : distância da borda ao centro de gravidade do carregamento;

No caso de juntas com transferência de carga, WESTERGAARD (1948) apresenta as seguintes equações:

$$\sigma_j = \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{junta} \right) \cdot \sigma_e + \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{junta} \cdot \sigma'_e \quad (4.19)$$

$$\sigma'_j = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{junta} \cdot \sigma_e + \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{junta} \right) \cdot \sigma'_e \quad (4.20)$$

sendo:

- σ_j e σ'_j : tensões nos dois lados da junta com transferência de carga;
- σ_e e σ'_e : tensões nos dois lados da junta sem transferência de carga;
- ε_{junta} : eficiência da junta.

Westergaard foi o primeiro a apresentar um desenvolvimento lógico para determinação de esforços em pavimentos rígidos. Seus trabalhos constituem a base dos métodos utilizadas atualmente para dimensionamento de pavimentos de concreto.

PICKETT e RAY (1951), propuseram um método gráfico, através de cartas de influência, para determinar as tensões, os momentos e os deslocamentos verticais, simplificando a aplicação das expressões de Westergaard. Os mesmos autores construíram ábacos equivalentes às cartas de influência, para eixos simples e tandem duplo, típicos dos Estados Unidos. PITTA (1978) apresenta ábacos semelhantes aos de Pickett e Ray, desenvolvidos para eixos tandem triplos, para eixos de 1,80 metros de comprimento, módulo de elasticidade do concreto igual a 28000 MPa, coeficiente de Poisson de 0,15 e raio de rigidez 25,4.

A utilização das equações de Westergaard é limitada, pois consideram apenas duas camadas: pavimento e fundação semi-infinita, desprezando a possibilidade da existência de camadas intermediárias, rígidas, ou semi-rígidas. Segundo IOANNIDES e outros², citados por RUFINO (1997), as soluções de Westergaard fornecem resultados próximos às observações de campo para força no interior, mas não fornecem bons resultados para carregamento na borda ou no canto da placa.

4.4 TEORIA DE BRADBURY PARA DETERMINAÇÃO DE TENSÕES DE EMPENAMENTO

BRADBURY (1938) considerou uma laje retangular, de lados l_x e l_y e de espessura h , e apresentou equações para o cálculo das tensões de

² IOANNIDES, A.M.; THOMPSON, M.R.; BARENBERG, E.J. (1985). Finite Element Analysis of Slabs-on-Grade Using a Variety of Support Models. In: International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, 3., 1985. *Proceedings*, Purdue University, p. 309-324.

empenamento, durante o dia (situação mais desfavorável). A rigor as tensões de empenamento deveriam ser combinadas às tensões devidas ao tráfego, no dimensionamento de pavimentos. As equações apresentadas por Bradbury são:

- tensão na borda da placa

$$\sigma_{x,b} = \frac{C_x \cdot E \cdot \alpha \cdot \partial T}{2} \tag{4.21}$$

- tensão no interior da placa

$$\sigma_{x,i} = \frac{E \cdot \alpha \cdot \partial T \cdot (C_x + \nu \cdot C_y)}{2 \cdot (1 - \nu^2)} \tag{4.22}$$

$$\sigma_{y,i} = \frac{E \cdot \alpha \cdot \partial T \cdot (C_y + \nu \cdot C_x)}{2 \cdot (1 - \nu^2)} \tag{4.23}$$

sendo:

- σ_{xb} – tensão de tração na borda da placa, devida ao empenamento;
- $\sigma_{x,i}$ – tensão de tração no interior da placa, na direção do comprimento;
- $\sigma_{y,i}$ – tensão de tração no interior da placa, na direção da largura;
- C_x e C_y – coeficientes determinados através do gráfico da figura 4.9;
- α - coeficiente de dilatação térmica do concreto;
- δT – gradiente de temperatura.

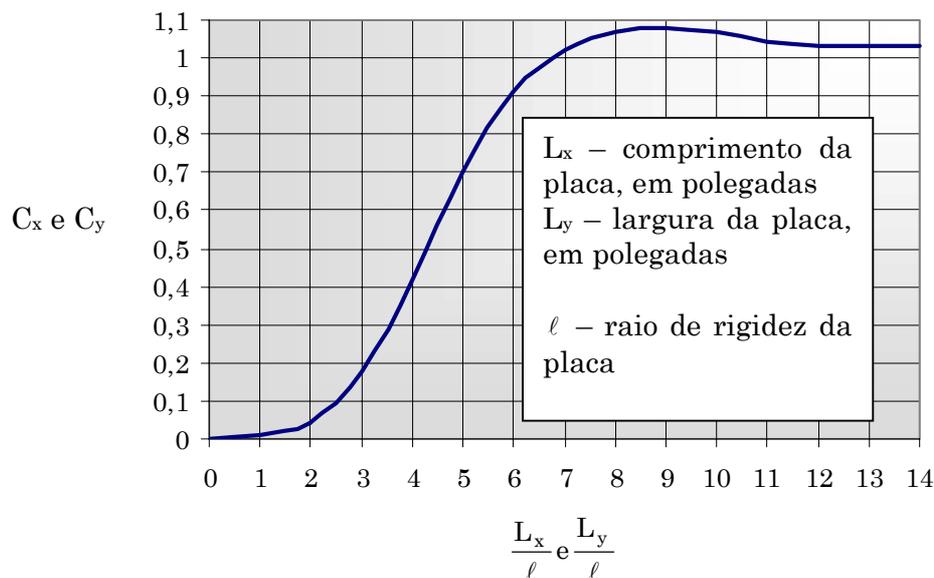


Figura 4.9 – Coeficientes para as tensões de empenamento devidas ao gradiente de

temperatura BRADBURY (1938)

É adotado o raio de rigidez da placa sobre líquido denso, definido pela expressão (4.5).

4.5 ANÁLISE NUMÉRICA

Atualmente, estão disponíveis *softwares* desenvolvidos através de processos numéricos como Elementos Finitos, Diferenças Finitas e Elementos de Contorno, que facilitam a aplicação da Teoria da Elasticidade, ou demais teorias, na determinação de esforços sob quaisquer configurações do carregamento, em diversas posições das placas. Podem ser adotados diversos modelos para o solo e a espessura das placas pode ser variável. É possível também, modelar, com certa facilidade, as várias camadas do pavimento.

A fim de estudar o comportamento das placas de pavimentos rígidos, foi realizada uma análise numérica, aplicando o modelo elástico de placa delgada, utilizando o *software Ansys 5.5*, versão universitária, que foi desenvolvido com base no processo dos elementos finitos. Verificou-se a distribuição das tensões em uma placa isolada apoiada sobre líquido denso, sob carregamento de eixos rodoviários, nas posições indicadas na figura 4.10.

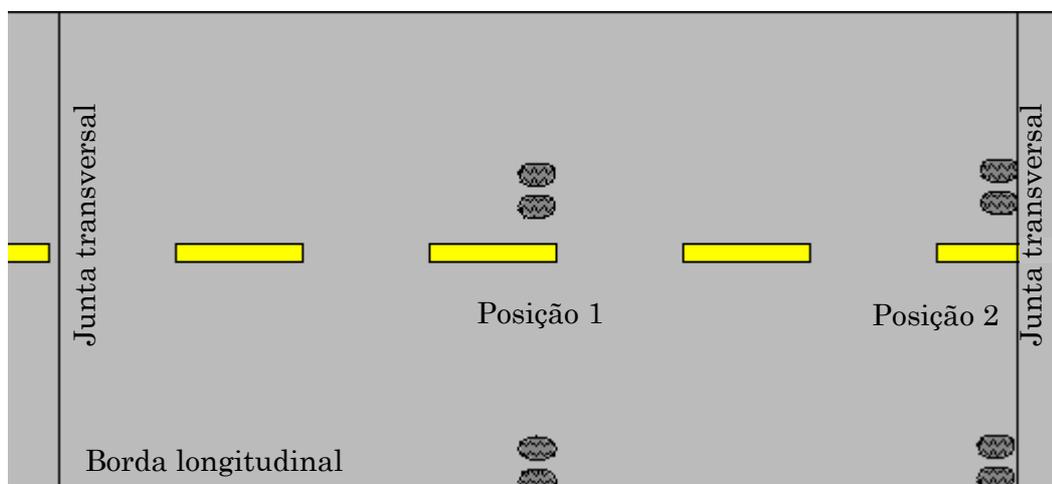


Figura 4.10 – Posições de carregamento

O elemento utilizado foi o SHELL63. Este elemento possui 6 graus de liberdade: translação e rotação na direção de três eixos coordenados. É composto por quatro nós, podendo ser quadrilátero ou triangular (superpondo dois nós). O SHELL63 é utilizado para análise elástico-linear, onde se fornece o módulo de elasticidade E e o coeficiente de Poisson ν do material. O próprio elemento admite base elástica, sendo necessário indicar apenas o valor do módulo elástico da fundação, equivalente ao coeficiente de recalque k . As características físicas e geométricas do problema estão apresentadas na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Dados do problema

| Variável | Valor adotado |
|--|--------------------|
| Coeficiente de recalque – k | 50 Mpa / m |
| Módulo de elasticidade do concreto – E | 33660 MPa |
| Coeficiente de Poisson do concreto – ν | 0,2 |
| Pressão nos pneus – q | 0,7 MPa |
| Dimensões da placa – comprimento x largura x espessura | 6,0 x 3,5 x 0,15 m |

As análises foram desenvolvidas para forças máximas admitidas pelo DNER, com coeficiente de segurança de 1,2. A área de contato dos pneu é retangular. A tabela 4.2 mostra os valores de força e área de contato para os quatro tipos de eixos analisados.

Tabela 4.2 – Força e área de contato adotados no problema

| Eixo | Força máxima (tf) | Área de contato (m ²) |
|----------------------------|-------------------|-----------------------------------|
| Simplex de rodagem simples | 6 | 0,0504 |
| Simplex de rodagem dupla | 10 | 0,0420 |
| Tandem duplo | 17 | 0,0357 |
| Tandem triplo | 25,5 | 0,0357 |

A seguir serão mostrados os momentos fletores em duas direções: x e y . Os momentos em x provocam a flexão longitudinal da placa. Os momentos em y provocam a flexão transversal da placa. Nas figuras 4.11 e 4.12 estão apresentados os resultados obtidos para eixo simples de rodagem dupla, tangente à borda longitudinal.

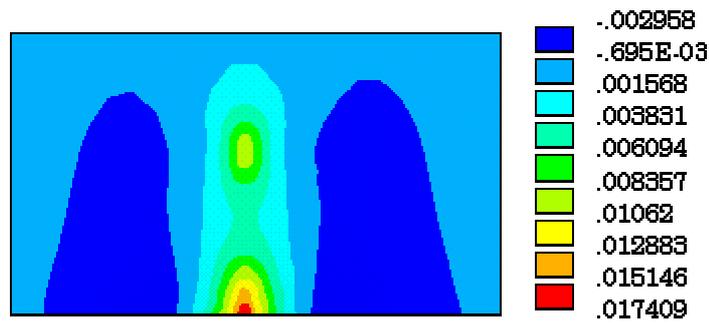


Figura 4.11 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para carregamento na borda da placa – eixo simples de rodagem dupla

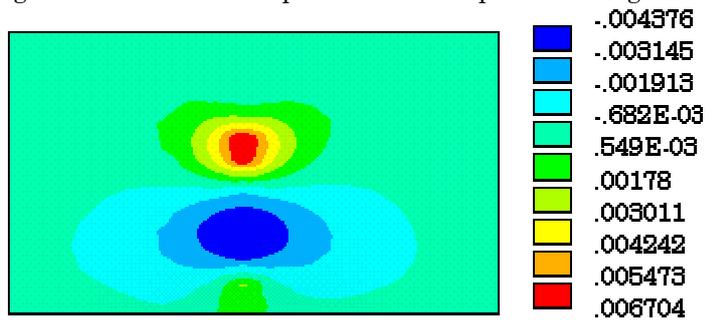


Figura 4.12 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para carregamento na borda da placa – eixo simples de rodagem dupla

Pode-se observar que o momento fletor, na direção x, no interior da placa, é de aproximadamente 50% do valor máximo obtido na borda da placa. O momento fletor máximo na direção y, obtido no interior da placa, equivale a cerca de 40% do momento fletor máximo, na direção x. Nota-se ainda que existe uma área de momento negativo (tracionando as fibras superiores), onde o momento fletor atinge 25% do valor máximo.

Para eixo simples tangente à junta transversal, foram obtidos os resultados das figuras 4.13 e 4.14.

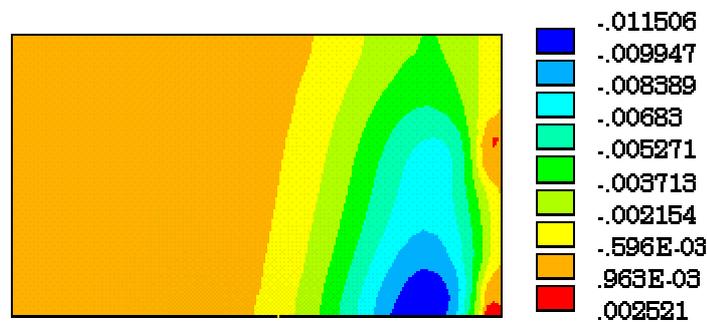


Figura 4.13 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla

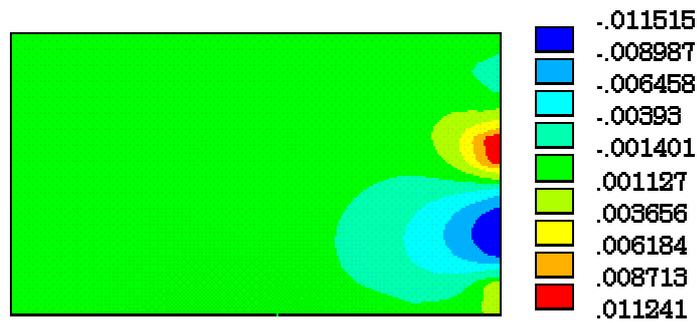


Figura 4.14 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla

Em uma placa isolada, o momento fletor positivo na direção x, para força próxima à junta, é muito pequeno, enquanto na direção y chega a valores da ordem de 70% do momento máximo, para força na borda. No caso de carregamento no canto da placa, tornam-se significativos os valores de momentos fletores negativos que, para o caso de eixos simples, chegam a atingir cerca de 70% do valor máximo. Os esforços de tração, nesse caso, ocorrem nas fibras superiores, a uma distância de aproximadamente 1 metro do canto da placa. Os resultados obtidos para eixos simples de rodagem simples, tandem duplo e tandem triplo são apresentados no anexo B.

Utilizando o mesmo modelo, foram realizadas análises variando a posição dos semi-eixos desde a borda até o interior e desde o canto até o meio da junta transversal da placa. No gráfico da figura 4.15 é mostrada a variação do momento fletor máximo, desde a borda externa até o interior da placa, para semi-eixo simples de rodagem dupla.

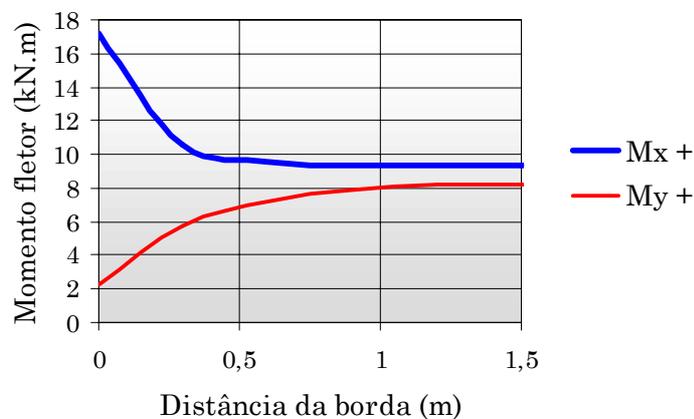


Figura 4.15 – Variação do momento fletor máximo, em função da posição da força, borda – interior, semi-eixo simples de rodagem dupla

No gráfico, é possível perceber que o momento fletor, na direção x, decresce rapidamente nos 50 centímetros mais próximos à borda, sendo praticamente constante deste ponto até o interior da placa. O momento fletor na direção y, que é muito pequeno na borda, se aproxima do momento na direção x, quando a força caminha para o interior.

Variando o carregamento desde o canto da placa até o centro da junta transversal, obtém-se a variação de momentos fletores máximos positivos e negativos apresentados nas figuras 4.16 e 4.17, respectivamente.

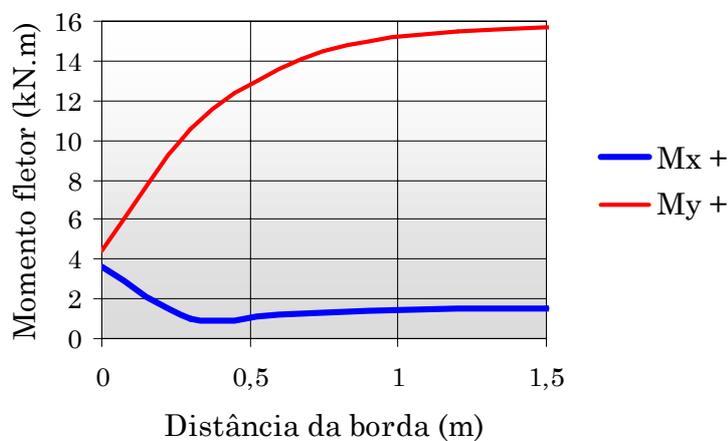


Figura 4.16 – Variação do momento fletor máximo positivo, em função da posição da força, canto – centro da junta transversal, semi-eixo simples de rodagem dupla

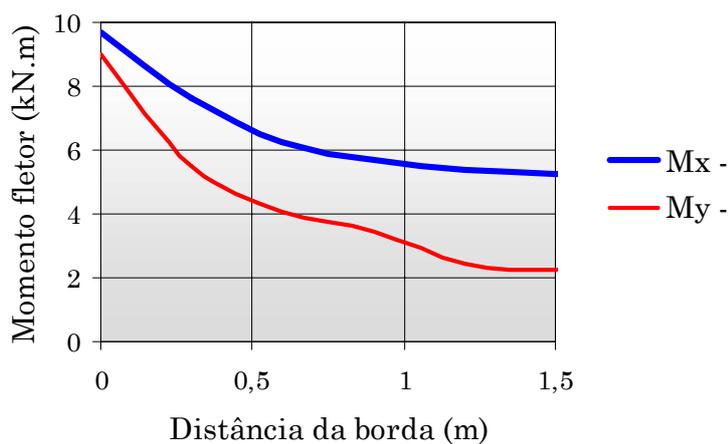


Figura 4.17 – Variação do momento fletor máximo negativo, em função da posição da força, canto – centro da junta transversal, semi-eixo simples de rodagem dupla

Como já foi verificado anteriormente, quando a força é tangente à junta transversal, os maiores esforços de tração da fibra inferior ocorrem na

direção y. No gráfico da figura 4.17, pode-se perceber que os momentos que tracionam as fibras superiores ocorrem com valores semelhantes na direção x e na direção y, quando a força se encontra no canto da placa, e tendem a se diferenciar conforme a força caminha para o meio da junta, onde atingem valores pequenos.

Os gráficos obtidos para eixos simples de rotação simples, tandem duplos e tandem triplos estão apresentados no anexo B.

A influência da consideração de apenas um semi-eixo, em relação aos esforços provocados pela aplicação do carregamento em todo eixo, também está apresentada no anexo B.

4.6 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Além de softwares gerais como o Ansys ou o SAP, existem softwares específicos para análise de tensões ou para dimensionamento de pavimentos de concreto, podendo ser citados:

- SLAB, desenvolvido na Universidade do Texas, entre 1966 e 1967;
- MWELP15, desenvolvido na Universidade de Illinois, publicado em 1972;
- ILLI-SLAB, apresentado por Tabatabaie, em 1977, na Universidade de Illinois.
- BISAR, desenvolvido da Holanda, pela SHELL, publicado em 1978;
- J-SLAB, desenvolvido pela PCA, publicado em 1981;
- WESTER, apresentado por Ioannides em 1984;
- MEDCONP, apresentado por WU e TIA (1989);
- RIGIPAVE, desenvolvido por BALBO (1989);
- FEACONS, desenvolvido na Universidade da Flórida, quarta versão apresentada em 1993;
- DIPLOMAT, apresentado por Khazanovich em 1994;

RUFINO (1997) faz uma análise de diversos programas computacionais para dimensionamento de pavimentos de concreto.

FADIGA EM PAVIMENTOS DE CONCRETO

5

A fadiga é um processo de modificações progressivas e permanentes que ocorre nos materiais sob tensões repetidas. Portanto, é associada às ações dinâmicas ou aos carregamentos cíclicos. Essas modificações podem ser danosas, resultando em aumento progressivo de fissuras internas, que implica na perda de rigidez da estrutura. A deterioração pode evoluir a eventuais fraturas do material, caso a repetição seja suficientemente grande. Uma peça é capaz de romper por fadiga, sem que o nível de tensões ultrapasse a resistência do material.

5.1 TIPOS DE AÇÕES CÍCLICAS

O carregamento cíclico pode ocorrer de quatro formas diferentes:

- Solicitações repetidas: a tensão varia de zero a um máximo em ciclos constantes (figura 5.1);
- Solicitações alternadas: a tensão varia de um valor negativo a um valor positivo de mesma intensidade (figura 5.2);
- Solicitações onduladas: a tensão varia de um valor mínimo a um valor máximo, de mesmo sinal (figura 5.3);
- Solicitações com tipo de ondas quaisquer: a variação das tensões é aleatória (figura 5.4).

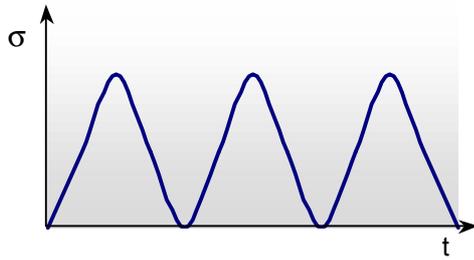


Figura 5.1 – Solicitações repetidas

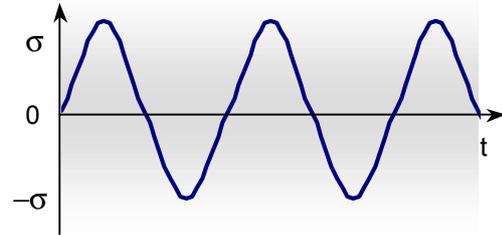


Figura 5.2 – Solicitações alternadas

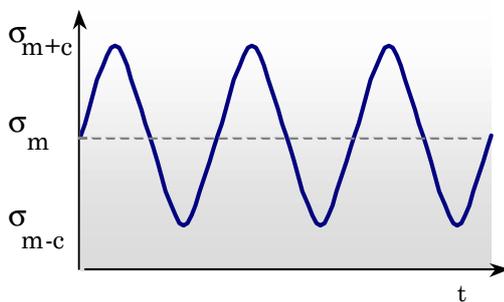


Figura 5.3 – Solicitações onduladas

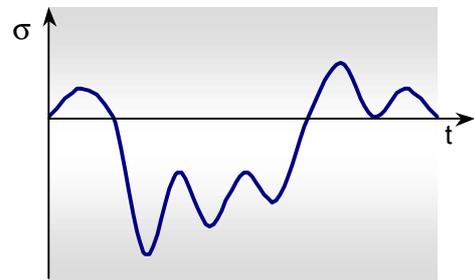


Figura 5.4 – Solicitações por ondas quaisquer

Nos pavimentos, a solicitação é aleatória, pois tanto as ações móveis quanto as variações de volume ocorrem de formas e intensidades diferentes com o decorrer do tempo.

5.2 COMPORTAMENTO DO CONCRETO À FADIGA

O concreto sujeito a ações repetidas pode apresentar fissuração excessiva e romper após um grande número de ciclos, mesmo que o nível de solicitações seja menor que a resistência monotônica do material. Estruturas de concreto sujeitas a carregamento cíclico apresentam, além de maior grau de fissuração, maiores deformações, se comparadas com estruturas submetidas a carregamento estático de mesma intensidade. O FATIGUE of concrete structures – CEB (1988) cita que, através de ensaios executados em 1979, Holmen concluiu que, a cada etapa de recarregamento, a deformação elástica

aumenta progressivamente em decorrência da redução do módulo de elasticidade secante. Segundo este pesquisador, a deformabilidade transversal também é afetada, pois o coeficiente de Poisson aumentou a cada ciclo, para todos os modelos ensaiados até a ruptura.

A resistência à fadiga é definida como uma fração da resistência estática que pode ser suportada para um certo número de ciclos. Ela é normalmente apresentada em diagramas que indicam o número admissível de ciclos, ou o logaritmo desse número, em função da relação de tensão, R_T , dada por:

$$R_T = \sigma / \sigma_{adm} \quad (5.1)$$

sendo:

- σ : tensão solicitante;
- σ_{adm} : tensão admissível do material.

Esses diagramas são conhecidos como diagramas de Wöhler, ou curvas S-N (*Stress – Number*). Na figura 5.5 é mostrada a curva S-N para o concreto simples, apresentada por LARANJEIRAS (1990), para diversos valores da relação entre tensão mínima e tensão máxima, R , dada por:

$$R = \sigma_{min} / \sigma_{max} \quad (5.2)$$

sendo:

- σ_{min} : mínima tensão solicitante;
- σ_{max} : máxima tensão solicitante.

As curvas da figura 5.5 evidenciam que a redução da diferença entre as tensões mínima e máxima resulta em aumento da resistência à fadiga. Testes comprovam que a resistência à fadiga também é aumentada pelo alívio dos níveis de tensão e pela existência de “períodos de folga” – períodos em que a

estrutura não está sujeita a carregamentos cíclicos. A frequência do ciclo de tensão tem efeito insignificante na resistência à fadiga.

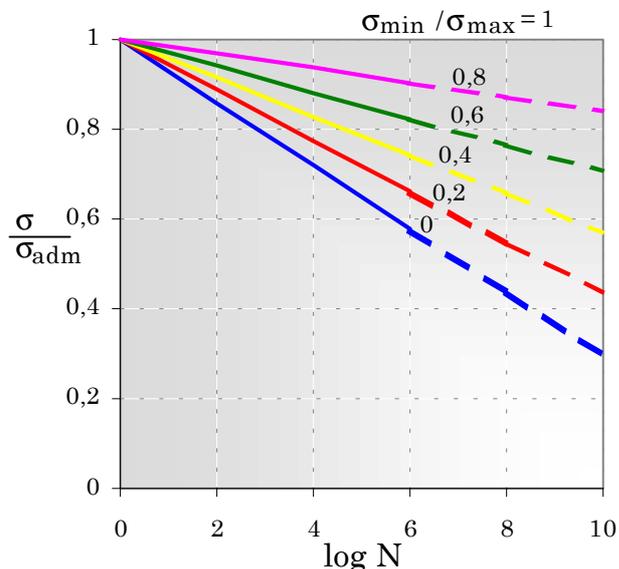


Figura 5.5 – Curva S-N para o concreto simples, adaptado de LARANJEIRAS (1990)

Segundo *Fatigue of concrete structures* – CEB (1988), um estudo objetivando estimar a vida à fadiga de elementos estruturais de concreto pode ser feita baseando-se na mecânica da fratura, que considera a propagação da fissura para um dado estágio de carregamento. Porém, tendo em vista a necessidade prática de um método simples de avaliação do fenômeno, vêm sendo utilizados os diagramas de Wöhler.

Segundo proposta do ACI (1992), o dimensionamento à ruptura por fadiga do concreto pode ser facilitado pelo uso do diagrama modificado de Goodman, ilustrado na figura 5.6. O diagrama é válido tanto para esforços de compressão quanto de tração ou flexão.

Segundo essa proposta, para o nível de tensão mínima igual a zero, a tensão máxima que o concreto pode suportar para um milhão de ciclos é adotada igual a 50% da resistência estática. Com o aumento do nível de tensões, diminui a relação entre tensões mínima e máxima que o concreto pode suportar.

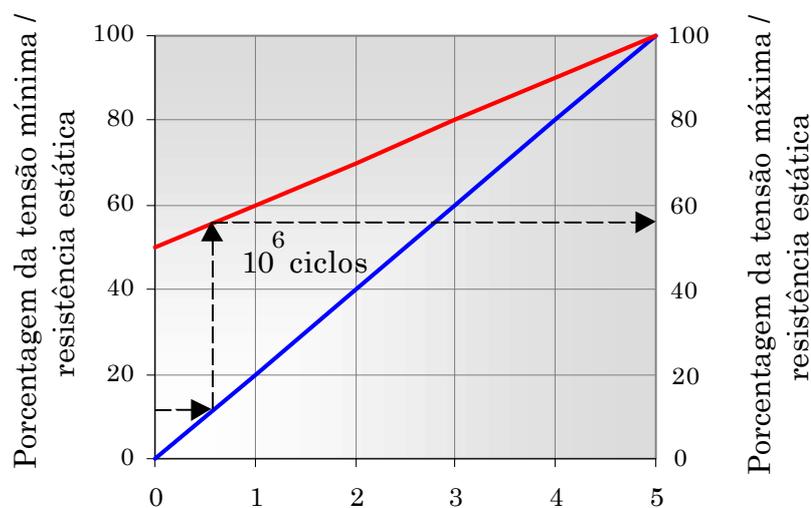


Figura 5.6 – Resistência do concreto à fadiga, adaptado de ACI 215R-81 (1992)

5.3 COMPORTAMENTO À FADIGA DO AÇO PARA CONCRETO ARMADO

A diminuição na tensão máxima admissível com a aplicação de carregamento cíclico, em barras de aço, deve-se ao fato desse material não ser um sólido idealmente homogêneo. A cada ciclo de carregamento, são produzidas pequeníssimas deformações localizadas, que não são totalmente reversíveis. Desta maneira, ao invés de se ter um comportamento elástico ideal e reversível do material, tem-se deformação plástica não uniforme. Estas deformações irreversíveis localizam-se ao longo dos planos de deslizamento, nos contornos dos grãos e ao redor das irregularidades das superfícies. Portanto, pode ocorrer ruptura do material mesmo que a sollicitação seja mantida a um nível de tensão abaixo da tensão de escoamento.

O comportamento do aço para concreto armado, sob carregamento cíclico, é influenciado pelos seguintes fatores:

- geometria das nervuras;
- diâmetro das barras;
- dobramentos;
- emendas;
- soldas.

As curvas S-N, para barras de aço para concreto armado, relacionam o número de ciclos com a máxima variação de tensão admissível, $\Delta f_{sd,fad}$. A figura 5.7 ilustra o diagrama de Wöhler, traçado a partir de valores de $\Delta f_{sd,fad}$ e de N – número de ciclos –, apresentado pelo CEB-FIP/90 (1991), para barras retas ou com diâmetro de dobramento superior a 25 vezes o diâmetro da barra. A Revisão da NB-1 (1999) apresenta um diagrama semelhante, com pequenas diferenças nos valores de $\Delta f_{sd,fad}$.

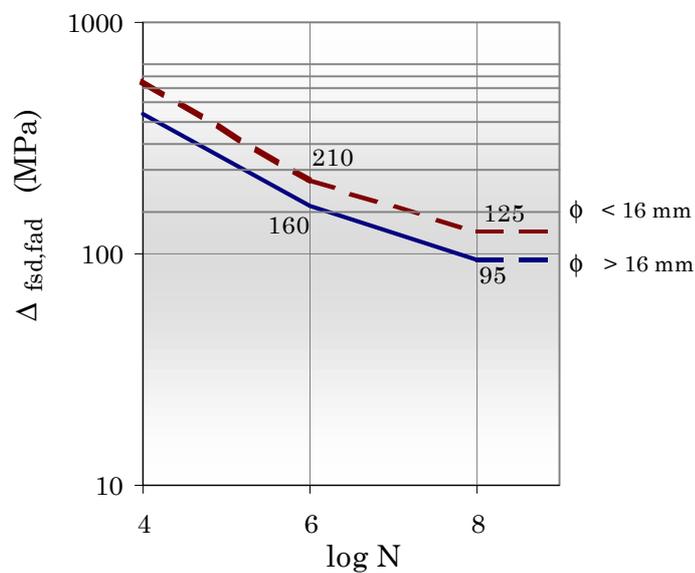


Figura 5.7 – Curvas S-N, do aço para concreto armado, traçadas a partir de valores fornecidos pelo CEB-FIP/90 (1991)

5.4 REGRA DE PALMGREN-MINER

A maioria dos ensaios de fadiga em laboratório restringe-se à aplicação de forças com diferenças constantes entre os níveis de tensões máxima e mínima (amplitude constante). Nas estruturas reais, entretanto, as tensões variam em grandeza, número e sequência, de modo aleatório. Na realidade, a ruptura da estrutura, por fadiga, é o resultado da acúmulo do dano causado por uma multiplicidade de ciclos de carregamento, com diferentes frequências e amplitudes.

O tratamento do dano acumulado nos estudos da fadiga tem recebido uma larga atenção nos últimos anos. Entretanto, o dano não está associado diretamente com a perda de rigidez do material, mas sim com uma diminuição da vida à fadiga. Palmgren foi quem primeiro sugeriu o que é conhecido como “modelo linear de dano”, em 1924, seguindo-se estudos feitos por Langer, em 1937, e Miner, em 1945. Porém, sabe-se que, apesar do mérito de um tratamento simples para histórias complexas de carregamento, as previsões realizadas com modelo linear são frequentemente pessimistas.

No modelo linear, dano é definido como sendo proporcional à relação de ciclos n_i / N_i , onde n_i é o número de ciclos de tensão σ_i durante o período em análise e N_i é o número de ciclos correspondente à ruptura para um mesmo nível de tensão, conforme ilustra a figura 5.8.

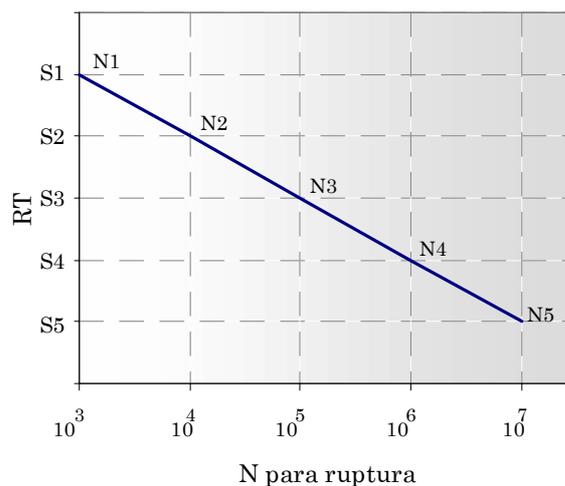


Figura 5.8 – Regra linear para acúmulo de dano por fadiga

Como critério geral, assume-se que a ruptura em consequência de vários níveis de carregamento deve ocorrer quando a soma das relações entre o número de ciclos realizados e o número de ciclos correspondentes à ruptura, para cada nível de tensão atuante, é igual a unidade:

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (5.3)$$

sendo:

- n_i : número de ciclos com variação $\Delta\sigma_i$
- N_i : número de ciclos que produz ruptura com $\Delta\sigma_i$
- n_i / N_i : dano produzido para o bloco i , independente dos demais

A relação de ciclos n_i / N_i é também chamada de vida relativa à fadiga. Esse critério de ruptura não pode ser considerado como uma regra matematicamente exata, mas para amplitudes de tensão não tão diferentes entre si, a aproximação obtida é suficiente para a previsão de vida. Por outro lado, eventuais altos picos de tensão em meio a pequenos ciclos podem provocar uma considerável variação em relação à unidade, na soma das relações n_i / N_i .

Uma boa razão para o desvio de D da unidade é o efeito da sequência de carregamento. De acordo com o modelo de acúmulo de dano de Miner, o dano causado por n_i independe da história do carregamento. Entretanto, mesmo testes simples de dois níveis de solicitação têm mostrado que a soma de dano para ruptura depende da sequência de carregamento e não é a mesma para uma sequência A-B (aplicando-se primeiro o nível mais alto) e uma sequência B-A (aplicando-se primeiro o nível mais baixo):

$$\sum \left(\frac{n}{N}\right)_{A-B} < \sum \left(\frac{n}{N}\right)_{B-A} \quad (5.4)$$

A literatura contém grande número de teorias que tentam explicar a não-linearidade do acúmulo de dano, o efeito de carregamento, as tensões residuais e alguns outros efeitos não considerados pelo modelo de dano linear. Porém, segundo O'Neill (1970) citado por DRIEMEIER (1995) "não há evidência de que algumas das mais complexas teorias sejam superiores à regra linear em situações de interesse prático, e todas requerem mais dados experimentais". Essa opinião é apoiada por outros autores, cujo objetivo são regras menos precisas mas de grande praticidade. Para estes, apesar da relação de ciclos não ser sempre igual à unidade na ruptura, esta ainda é a melhor medida de perigo de ruptura por solicitação cíclica, tanto para o aço quanto para o concreto.

5.5 MODELOS DE FADIGA APLICADOS A PAVIMENTOS DE CONCRETO

Existem diversos modelos empíricos e semi-empíricos, para representação do comportamento do concreto à fadiga. Os modelos experimentais são desenvolvidos a partir de ensaios de laboratório. Os modelos semi-empíricos têm como base os resultados observados em pistas monitoradas ao longo de sua vida útil, que recebem tratamento teórico. A figura 5.9 apresenta o diagrama de Wöhler para os seguintes modelos:

- Modelo da PCA / 66;
- Modelo da PCA / 84;
- Modelo probabilístico;
- Modelo ARE;
- Modelo de Vesic e Saxena;
- Modelo RISC.

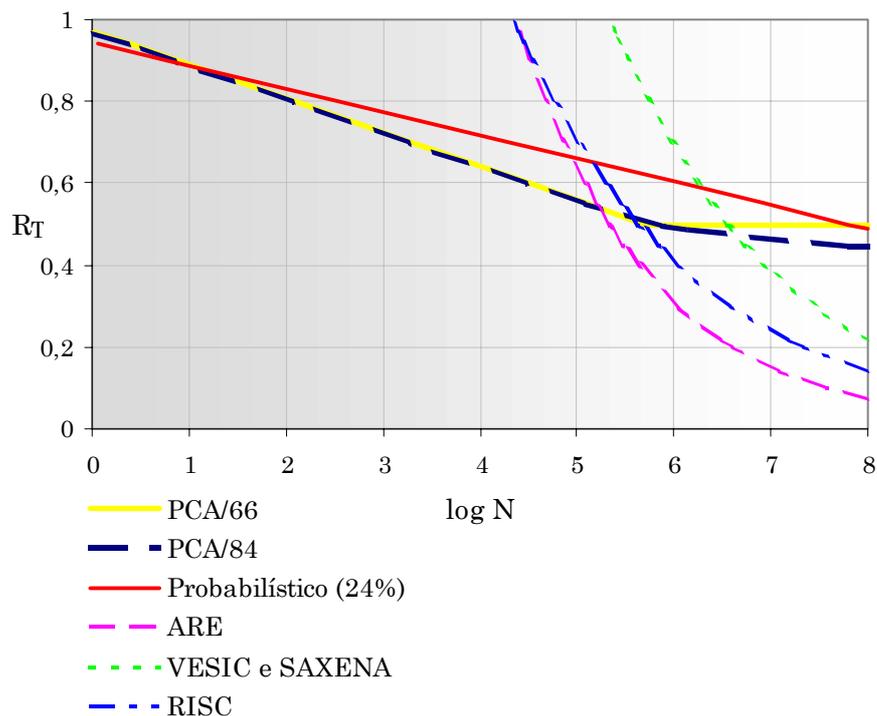


Figura 5.9 – Curvas S-N, para pavimentos de concreto

Observa-se uma grande variação entre os diversos modelos. Isso se deve a diferentes considerações sobre as características dos materiais, dados de

desempenho, tipos de carregamento e teoria adotada para determinação das tensões no pavimento.

O modelo apresentado pelo método da PCA/66 (1966) considera que, para um nível de tensões abaixo de 50% da resistência do material, o número admissível de ciclos é ilimitado. Para uma relação de tensões entre 0,5 e 1, o número de ciclos é dado por:

$$\text{Log } N = 11,737 - 12,077 R_T \quad (5.5)$$

sendo:

- N: número admissível de ciclos;
- R_T : relação de tensões dada por (5.1), onde σ_{adm} é igual ao módulo de ruptura ou resistência à tração na flexão do concreto aos 90 dias.

O método da PCA/84 (1984) reduziu para 45% da resistência do material, o limite para o qual o número de repetições pode ser considerado ilimitado. Para outros valores da relação de tensões, a curva de fadiga é determinada pelas equações:

$$\text{Log } N = 11,737 - 12,077 R_T, \text{ para } R_T > 0,55$$

$$\text{Log } N = 2,056 - 3,268 \cdot \log (R_T - 0,4325), \text{ para } 0,45 < R_T < 0,55 \quad (5.6)$$

O modelo Probabilístico adota a seguinte equação:

$$\text{Log } N = f_1 - f_2 R_T \quad (5.7)$$

Os coeficientes f_1 e f_2 são determinados em função da probabilidade de ruptura. Darter propôs que, para uma probabilidade de ruptura por fadiga de 24%, os coeficientes deveriam assumir os seguintes valores: $f_1=16,61$ e $f_2=17,61$.

O modelo de fadiga ARE baseia-se em análises de seções da Pista Experimental da AASHO. Para a determinação da tensão máxima foi utilizada a teoria das camadas elásticas. A equação obtida foi a seguinte:

$$\log N = 4,37 - 3,21 \log R_T \quad (5.8)$$

O modelo de fadiga de Vesic e Saxena também é baseado na Pista Experimental da AASHO. Foi utilizada a teoria de Westergaard para a determinação das tensões. Este modelo apresenta a equação:

$$\log N = 5,35 - 4 \log R_T \quad (5.9)$$

O modelo RISC foi baseado no estudo de seções rompidas e não rompidas da Pista Experimental da AASHO. Desenvolvido por Ilves e Majidzadeh, em 1983, utiliza a teoria de placas e a teoria de camadas elásticas para análise das tensões no pavimento. O modelo de fadiga é representado pela equação:

$$\log N = 4,347 - 4,29 \log R_T \quad (5.10)$$

Segundo BALBO (1999), os modelos experimentais são conservadores, pelos seguintes motivos:

- Nos pavimentos ocorrem variações nas trajetórias dos veículos, que podem reduzir as solicitações no ponto mais carregado; em laboratório o ponto de aplicação da força é fixo;
- A frequência do carregamento, em laboratório, é elevada, não permitindo a relaxação do material, que normalmente ocorre nas pistas;
- Em laboratório, são aplicadas forças e pressões constantes, enquanto nas pistas as ações são desiguais.

BALBO (1999) cita Majidzadeh¹, que afirma que os modelos de fadiga resultantes de testes com vigas de concreto sujeitas à flexão parecem ser inadequados, visto que as vigas são sujeitas a um estado uniaxial de tensões, enquanto os pavimentos são submetidos a um estado triaxial de tensões.

¹ MAJIDZADEH, K. (1988). *A mechanistic approach to rigid pavement design*. Concrete Pavements. p. 11-56, London and New York, Elsevier Applied Science.

Quanto aos modelos semi-empíricos, segundo BALBO (1999), as limitações se devem ao fato do campo de validade ser restrito às condições de tráfego e ambientais dos pavimentos estudados.

5.6 CRITÉRIOS DE SEGURANÇA

O CEB-FIP/90 (1991) apresenta três critérios para verificação da segurança. A adoção de cada procedimento depende da disponibilidade de dados e do grau de precisão exigido pelo projeto.

Através do *Processo Simplificado* são limitadas as tensões atuantes, tanto no aço quanto no concreto, de tal maneira que o máximo esforço, para a combinação frequente das ações, não ultrapasse a resistência à fadiga para 10^8 ciclos de carregamento. Desta maneira é preciso conhecer apenas um ponto do diagrama de Wöhler: a tensão, ou variação de tensão, que equivale a 10^8 ciclos.

O segundo processo é mais preciso, pois dimensiona a estrutura para um número de ciclos qualquer, diferente do Processo Simplificado, que restringe as tensões aos valores equivalentes a 10^8 ciclos. Neste caso a variação de tensões do aço, calculada para a combinação frequente das ações, é limitada à variação equivalente ao número N de ciclos considerado. Através desse procedimento é considerado um único nível de carregamento e é necessário conhecer o número de ciclos que solicitará a estrutura durante sua vida útil, para esse carregamento. Determinada a tensão máxima no concreto, assim como no aço, através da combinação frequente das ações, a segurança à fadiga estará garantida se o número admissível de ciclos para esse nível de tensão for superior ao número de ciclos que solicitará a estrutura durante o período de projeto.

O terceiro procedimento é o mais preciso. Por esse processo é calculado o dano acumulado através da regra de Palmgren-Miner. Desta forma é preciso conhecer o número admissível de ciclos para cada nível de tensão que solicitará a estrutura durante a vida útil.

5.7 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A consideração da fadiga é fundamental no dimensionamento de pavimentos de concreto, já que esse tipo de estrutura está sujeito a um número muito grande de repetições do carregamento. Os valores de tensões produzidas pelas ações rodoviárias são muito variáveis, o que torna importante a estimativa do número de repetições de cada nível de carregamento, a fim de permitir a utilização da regra de Palmgren-Miner, o que proporciona um dimensionamento mais adequado, levando em conta a vida útil do pavimento. No caso de pisos industriais, a variação das ações é menor, o que permite a utilização de critérios de segurança mais simples.

Apesar da dificuldade na determinação de um modelo de fadiga preciso, para os pavimentos rígidos, sabe-se que os modelos experimentais estão a favor da segurança, visto que estão sujeitos a condições de carregamento mais desfavoráveis que as pistas. Estudos estatísticos sobre as flutuações do carregamento podem reduzir o grau de imprecisão dos modelos de fadiga.

Pode-se verificar que a diferença entre a tensão mínima e a tensão máxima tem grande influência no número de repetições admissíveis. Embora o empenamento das placas de concreto provoquem aumento das tensões máximas na placa, durante o dia, a tensão mínima também é maior. Portanto, a variação de tensão não sofre o mesmo aumento que a tensão máxima. Durante a noite o efeito é contrário, a tensão mínima é de compressão e a máxima de tração, a inversão de sinal aumenta o efeito da fadiga, mas o nível de tensão é menor.

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DA ESPESSURA

6

Entre os métodos para determinação da espessura de pavimentos rodoviários de concreto, o Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER) apresenta:

- Método da AASHTO (1986);
- Método da PCA (1966);
- Método da PCA (1984).

Para o dimensionamento de pisos industriais, é bastante utilizado o método apresentado por PACKARD (1976).

DARTER (1999) recomenda que, no dimensionamento da espessura de um pavimento rígido, sejam empregados mais de um método. Deve-se avaliar as considerações feitas em cada um e realizar uma análise de sensibilidade dos parâmetros adotados, a fim de determinar a melhor solução para o projeto, tendo em vista que cada método foi desenvolvido com base em ensaios e experiências particulares, não devendo ser generalizados para qualquer situação, sem as devidas adaptações.

Neste capítulo serão apresentados os métodos de dimensionamento da espessura, citados acima. Será apresentada ainda uma metodologia de verificação de punção de pisos industriais, submetidos a forças elevadas, aplicadas em pequenas áreas.

6.1 MÉTODO DA AASHTO

O método de dimensionamento da AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials – foi publicado em 1986, com base em testes realizados a partir de 1958, na pista experimental da então AASHO, próxima a Ottawa, Illinois, nos Estados Unidos. Uma nova versão desse método foi publicada em 1993, sem alterações significativas nos procedimentos para dimensionamento dos pavimentos rígidos.

6.1.1 Número de eixos equivalentes

O método da AASHTO prevê o cálculo do número admissível de eixos equivalentes que uma determinada espessura de pavimento é capaz de suportar. Para comparar o número admissível com o número de carregamentos previstos é necessário transformar cada eixo em um número equivalente de eixos simples de rodagem dupla com 8,16 tf. Os fatores de equivalência de eixos estão apresentados nas tabelas A.2 a A.10.

O tráfego final de projeto é dado por:

$$N_{\text{total}} = N_{\text{eq}} \cdot F \quad (6.1)$$

$$F = 10^{Z_R \cdot s_0} \quad (6.2)$$

sendo:

- N_{total} : número total de eixos equivalentes de projeto;
- N_{eq} : número de eixos equivalentes resultante da contagem e da projeção de tráfego;
- F : fator de segurança de tráfego;
- Z_R : coeficiente de Student;
- s_0 : desvio padrão devido ao erro da estimativa de tráfego e do modelo de deterioração adotado.

O coeficiente de Student é definido a partir do nível de confiabilidade, R. O nível de confiabilidade de um projeto de pavimento é a probabilidade de que ele tenha um comportamento igual ou melhor que o previsto, durante o período de projeto. Valores de R, recomendados pela AASHTO, estão apresentados na tabela A.11.

Valores de Z_R e F, em função de R, são apresentados na tabela A.12.

6.1.2 Fórmula geral

Para determinação do número admissível de repetições do eixo equivalente é utilizada a seguinte fórmula:

$$N_{\text{eq,adm}} = \left(\frac{h + 2,54}{2,588} \right)^{7,35} \cdot 10^a \cdot B^{(4,22-0,32 \cdot s_i)} \quad (6.3)$$

com:

$$a = \frac{\log(0,33 \cdot \Delta s)}{1 + \left(\frac{18,078}{h + 2,54} \right)^{8,46}} \quad (6.4)$$

$$B = \frac{f_{\text{ct,eq}}}{15,185} \cdot \left(\frac{h^{0,75} - 2,278}{h^{0,75} - 46,79 \cdot \left(\frac{k}{E} \right)^{0,75}} \right) \quad (6.5)$$

$$f_{\text{ct,eq}} = \frac{f_{\text{ctm}} \cdot C_d}{J} \quad (6.6)$$

$$\Delta s = s_i - s_f \quad (6.7)$$

sendo:

- $N_{eq,adm}$: número admissível de eixos equivalentes;
- h : espessura da placa, em centímetros;
- Δs : perda de serventia;
- s_i : índice de serventia inicial;
- s_f : índice de serventia final;
- $f_{ct,eq}$: resistência equivalente, do concreto, em kgf/cm^2 ;
- f_{ctm} : resistência do concreto à tração na flexão, aos 28 dias;
- k : coeficiente de recalque do solo, em $\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$;
- E : módulo de elasticidade do concreto;
- C_d : coeficiente de drenagem da sub-base;
- J : coeficiente de transferência de carga.

Para os índices de serventia é comum a adoção dos seguintes valores:

- $s_i = 4,5$ (valor adotado para a maioria dos casos reais);
- $s_f = 2,0$ ou $2,5$ (para auto-estradas).

Valores para o coeficiente de drenagem e o coeficiente de transferência de carga, utilizados na determinação da resistência equivalente do concreto, estão apresentados nas tabelas A.13 e A.15.

Para iniciar o procedimento, o manual do DNER (1989) apresenta a fórmula da espessura tentativa:

$$h = 20 \cdot \frac{N_{total}^{0,136}}{k^{0,07} \cdot f_{ctm}^{0,51}} - 3 \quad (6.8)$$

Para utilização da equação (6.8) é necessário conhecer o número de eixos, função da espessura. Portanto, o cálculo da espessura tentativa depende de uma espessura inicial arbitrada. Neste trabalho recomenda-se a adoção de uma espessura tentativa e verificação através da fórmula geral (6.3), desprezando a equação (6.8).

6.1.3 Determinação do coeficiente de recalque da fundação

O manual do DNER (1989) apresenta uma sequência para determinação do coeficiente de recalque da fundação diferente do método original da AASHTO (1986).

Segundo o manual, podem ser usadas as figuras A.1 a A.5, na determinação de k_o (coeficiente de recalque do subleito) e k_1 (coeficiente de recalque no topo da fundação). No método original, o solo é caracterizado pelo módulo resiliente, e o material da sub-base é caracterizado pelo módulo de elasticidade. O guia da AASHTO (1986) propõe a seguinte relação entre módulo resiliente e CBR:

$$MR(\text{psi}) = 1.500 \cdot \text{CBR} \quad (6.9)$$

sendo:

- MR: módulo resiliente;
- CBR: índice de suporte Califórnia.

Caso o pavimento seja colocado diretamente sobre o subleito, o módulo de reação é dado por (AASHTO, 1986):

$$k_o = \frac{MR}{19,4} \quad (6.10)$$

O coeficiente de recalque no topo da sub-base, k_1 , segundo o método original, é determinado através da figura A.6. O módulo resiliente e, conseqüentemente, k_1 devem ser determinados para cada período do ano.

Se houver estrato rígido (material de resistência muito alta a menos de 3 metros do nível do subleito) o valor de k_1 é alterado, gerando k_2 , que também é determinado para cada período do ano. A determinação de k_2 , segundo DNER (1989) é feita através da seguinte fórmula:

$$k_2 = F_Z \cdot k_1 \quad (6.11)$$

sendo:

- k_2 : coeficiente de recalque corrigido pela presença de estrato rígido a uma profundidade z ;
- k_1 : coeficiente de recalque corrigido pela presença de sub-base;
- F_Z : fator de correção devido à presença de estrato rígido.

O valor de F_Z é determinado através da fórmula:

$$F_Z = e^{0,386 \cdot (3-Z) \cdot k_1^{-0,294}} \quad (6.12)$$

sendo:

- Z : profundidade do estrato rígido em relação ao nível do subleito, em metros.

O guia da AASHTO (1986) apresenta o gráfico da figura A.7, para determinação de k_2 .

Devido à ocorrência de variações sazonais, obtém-se k_3 , definido por (DNER, 1989):

$$k_3 = 3,7 - 34,5 \cdot \log \bar{u} \quad (6.13)$$

sendo:

- k_3 : coeficiente de recalque efetivo;
- \bar{u} : fator de dano médio.

O fator de dano, calculado para cada período do ano, é dado por (DNER, 1989):

$$u = 1,28 \cdot 10^{(-0,029 \cdot k_2)} \quad (6.14)$$

O fator de dano médio, \bar{u} , é dado pela média dos fatores de dano relativos a cada período do ano. Caso tenha sido adotado apenas um valor para k , não é necessário proceder a correção devida ao dano relativo, pois o valor de k_3 será igual a k_2 .

Pelo método da AASHTO (1986), os valores de u são obtidos da figura A.8. Depois de calculada o fator de dano médio, retorna-se à figura A.8 e determina-se o valor de k_3 .

Finalmente, é feita a correção no valor de k devido à perda de suporte da fundação (DNER, 1989):

$$k_d = F_{ps} \cdot k_3 \quad (6.15)$$

sendo:

- k_d : coeficiente de recalque corrigido por perda de suporte;
- F_{ps} : fator de perda de suporte.

O fator de perda de suporte é calculado por (DNER, 1989):

$$F_{ps} = 10^{(-0,33 \cdot p_s) \cdot k_3^{(-0,17 \cdot p_s)}} \quad (6.16)$$

sendo:

- p_s : perda de suporte, que depende do tipo de sub-base.

Os valores de p_s estão apresentados na tabela A.14.

A correção de k devida à perda de suporte, segundo AASHTO (1986), é realizada com o auxílio do gráfico da figura A.9. Apesar de determinarem o mesmo parâmetro, as equações 6.15 e 6.16 não fornecem valores iguais aos da figura A.9.

6.2 MÉTODO DA PCA / 66

O método para determinação da espessura de pavimentos de concreto, publicado pela Portland Cement Association, em 1966, tem base no critério de fadiga. A determinação das tensões é feita com o auxílio de ábacos.

6.2.1 Critério de fadiga

A análise de fadiga é feita com a utilização da regra de Miner, ou seja, através do acúmulo do consumo de fadiga de todas as forças consideradas, sendo o consumo de resistência à fadiga dado por:

$$C_{\text{total}} = \sum_i \frac{N_{\text{sol},i}}{N_{\text{adm},i}} \quad (6.17)$$

sendo:

- C_{total} : consumo total da resistência à fadiga;
- i : relação de tensões
- $N_{\text{sol},i}$: número de repetições previstas para a relação de tensões i ;
- $N_{\text{adm},i}$: número admissível de repetições para a relação de tensões i .

Como se verifica um aumento da resistência à fadiga, quando há períodos de folga entre as aplicações de carregamento, a PCA (1966) indica um consumo máximo de fadiga de 125%. O Manual do DNER (1989) adota um consumo máximo e 100%. O curva S-N adotada pela PCA/66 foi discutida no capítulo 5 e está reproduzida na figura 6.1.

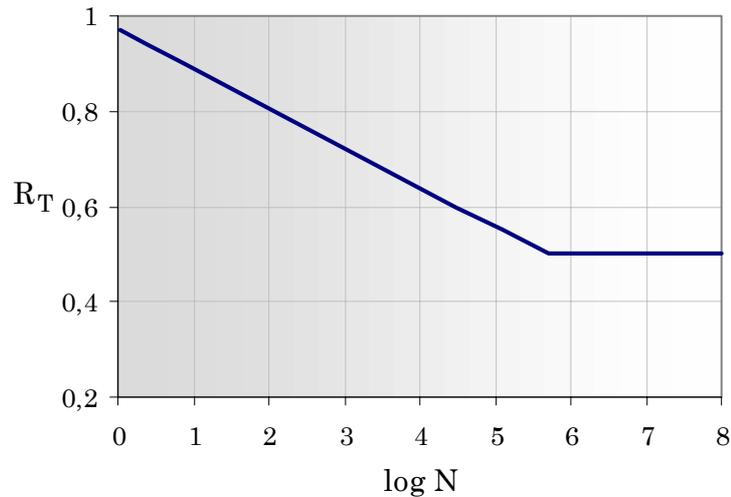


Figura 6.1 – Critério de fadiga adotado pela PCA/66

A relação de tensões é a tensão de tração máxima produzida por uma força, dividida pelo módulo de resistência do concreto, M_R . É adotado o módulo de resistência, no mínimo, aos 28 dias e, no máximo, aos 90 dias. Quando não se conhece os valores de $M_{R,90}$, é comum fazer:

$$M_{R,90} = 1,10 \cdot M_{R,28} \quad (6.18)$$

sendo:

- $M_{R,90}$: módulo de ruptura do concreto aos 90 dias;
- $M_{R,28}$: módulo de ruptura do concreto aos 28 dias;

O método prevê a verificação do consumo de fadiga, para uma dada espessura, ou seja, o dimensionamento é feito por tentativas.

6.2.2 Determinação das tensões

Para determinação das tensões atuantes nos pavimentos, a fundação é considerada como líquido denso e o coeficiente de recalque k é determinado por meio de prova de carga, ou por correlações com o CBR (figura A.1). A PCA/66

analisou três posições de aplicação da força e obteve uma distribuição estatística do carregamento, conforme ilustrado na figura 6.2.

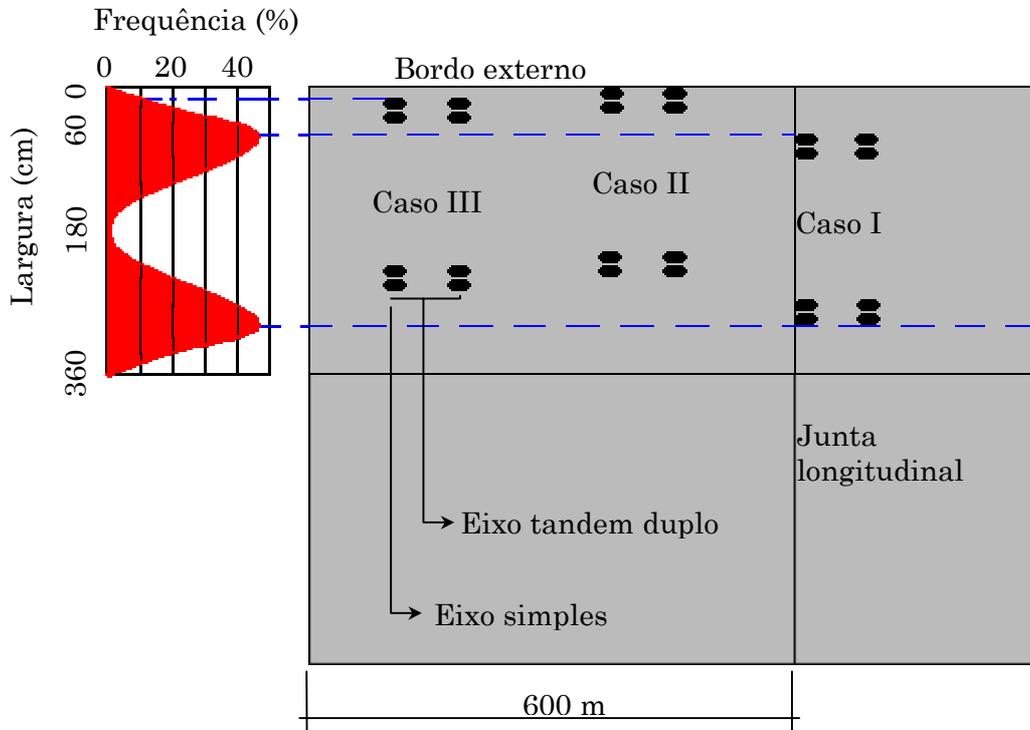


Figura 6.2 – Distribuição percentual do carregamento nas posições em relação à placa

As tensões de tração provenientes do Caso II são maiores que nos outros dois casos, sendo que a posição mais favorável é da força no interior da placa (Caso III). A determinação das tensões é realizada com auxílio de ábacos desenvolvidos por PICKETT e RAY (1951), para eixos simples e tandem duplo, e por PITTA (1978), para eixos tandem triplo. Verificou-se que, para eixos simples, o Caso I é mais desfavorável, quando o eixo está a mais de 7,5cm da borda, e para eixo tandem, quando o eixo está a mais de 2,5cm da borda. Assim sendo, o Caso I é mais desfavorável para 99,8% do tráfego de eixos simples e 99,9% do tráfego de eixos tandem duplo. Portanto, o método despreza a parcela devido ao Caso II e dimensiona o pavimento para forças tangentes à junta transversal.

6.2.3 Segurança

O método aplica fator de segurança devido à imprecisão da estimativa do número de repetições das solicitações, de acordo com a finalidade e o tipo de tráfego, conforme indicado na tabela A.16.

6.2.4 Procedimento de cálculo

Preenchendo o quadro 6.1, é obtido o consumo total da resistência à fadiga e é feita, dessa forma, a verificação da espessura tentativa.

Quadro 6.1 – Cálculo da espessura de pavimento de concreto

| | |
|----------------------|--|
| Projeto: | Nome do projeto |
| Espessura tentativa: | Valor da espessura tentativa (cm) |
| k: | Valor de k no todo da fundação (MPa/m) |
| F _{sc} : | Coefficiente de segurança adotado para o projeto |
| M _R : | Valor do módulo de resistência da concreto (MPa) |
| Período de Projeto | Período de projeto para o qual foi estimado o N _{solicitante} |

| Peso por eixo (tf) | Peso por eixo . F _{sc} (tf) | Tensão na placa (MPa) | Relação de tensões | N _{adm} | N _{sol} | C (%) |
|--------------------|--------------------------------------|-----------------------|----------------------------|------------------|------------------|-----------------|
| (1) | (2) = (1) . F _{sc} | (3) | (4) = (3) / M _R | (5) | (6) | (7) = (6) / (5) |

Eixos simples

| | | | | | | |
|--|--|--|--|--|--|--|
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

Eixos tandem duplos

| | | | | | | |
|--|--|--|--|--|--|--|
| | | | | | | |
| | | | | | | |
| | | | | | | |

Eixos tandem triplos

| | | | | | | |
|--|--|--|--|--|--|--|
| | | | | | | |
| | | | | | | |

| | |
|----------------------|--|
| C _{total} : | |
|----------------------|--|

A tensão na placa (coluna 3) é determinada com auxílio dos ábacos das figuras A.10 a A.12. O número admissível de solicitações, N_{adm} (coluna 5) é determinado a partir da tabela A.17.

6.3 MÉTODO DA PCA / 84

O método apresentado pela Portland Cement Association, em 1984, acrescenta diversos conhecimentos adquiridos na área de cálculo de tensões, projeto geométrico, construção e gerência de pavimentos. Enquanto no método da PCA/66 adota-se a teoria de Westergaard para determinação das tensões, no método de 1984 são realizadas análises estruturais com o uso do método dos elementos finitos, levando em conta:

- Grau de transferência de carga nas juntas transversais;
- Efeitos da existência ou não de acostamento de concreto;
- Contribuição estrutural das sub-bases de solo melhorado ou de concreto pobre;
- Ação de eixos tandem triplos.

Assim como no método anterior, o valor de suporte da fundação é o coeficiente de recalque k , discutido na capítulo 4. Quanto à resistência do concreto, deve-se utilizar os valores medidos aos 28 dias, tendo em vista que as tabelas e os ábacos que compõem o método já incorporam o crescimento da resistência do concreto com o tempo.

O método considera três modelos de ruptura do pavimento:

- Fadiga;
- Erosão;
- Escalonamento.

O método da PCA/84 pode ser aplicado na determinação de espessuras de pavimentos simples, com ou sem juntas de transferência, ou em pavimentos com armadura distribuída contínua ou descontínua.

Não foram feitas mudanças, em relação ao método apresentado em 1966, nos critérios para determinação do coeficiente de segurança das ações.

6.3.1 Critério de fadiga

O modelo de fadiga foi apresentado no capítulo 5. Assim como no método da PCA/66, utiliza o conceito de dano acumulado, segundo a regra de Miner, sendo o consumo total máximo da resistência à fadiga igual a 100%. A curva S-N, adotada pela PCA (1984), está reproduzida na figura 6.3.

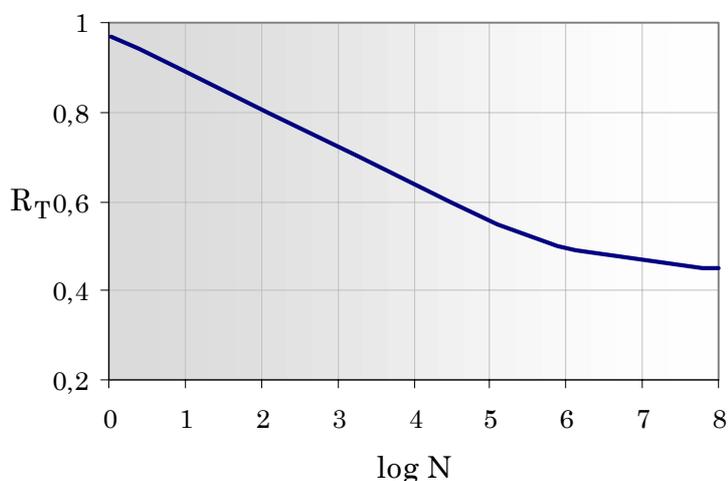


Figura 6.3 – Critério de fadiga adotado pela PCA/84

A posição crítica de aplicação de força passa a ser tangente à borda longitudinal, diferente do método de 1966, que dimensionava para o Caso I, desprezando as forças atuantes na borda do pavimento. Sabe-se, que apenas um pequeno número de caminhões trafegam nessa posição. Dessa forma, foram calculadas porcentagens de caminhões trafegando desde a borda até o interior da placa. No procedimento da PCA/84 está implícita uma taxa de 6% de caminhões trafegando junto à borda longitudinal.

A existência de acostamento de concreto diminui o valor da tensão máxima, já que a força atuante na borda do pavimento será distribuída entre a placa da pista e do acostamento. O método considera uma eficiência das juntas de 65%, no caso de haver ligação entre a pista e o acostamento. A conceito de eficiência de junta é definido no capítulo 8.

Mesmo não havendo ligação entre a pista e o acostamento, na existência deste, a tensão máxima equivale a 96,7% da tensão calculada para força na borda, sem acostamento de concreto. Esse fato já está incorporado ao método.

6.3.2 Critério de erosão e escalonamento

A erosão é a perda de material do topo da camada imediatamente sob a placa de concreto. Ocorre devido à ação combinada da água e da passagem de forças elevadas. Na análise da erosão, também se utiliza o conceito de dano acumulado, dado por:

$$D_{\text{total}} = \sum_i C_2 \frac{N_{\text{sol},i}}{N_{\text{adm},i}} \quad (6.19)$$

sendo:

- D_{total} : dano total por erosão;
- i : relação de tensões
- $N_{\text{sol},i}$: número de repetições previstas para a relação de tensões i , devido à força na borda, quando não houver acostamento de concreto, ou devido à força no interior da placa, quando houver acostamento de concreto;
- $N_{\text{adm},i}$: número admissível de repetições para a relação de tensões i , nas mesmas condições citadas acima;
- C_2 : coeficiente de distribuição de tráfego tomado 0,06 para pavimentos sem acostamento de concreto e 0,94 para pavimentos com acostamento de concreto.

O parâmetro de erosão é chamado de potência, taxa de trabalho ou fator de erosão e é representado pela letra P . O valor de P mede o poder que uma certa força tem de produzir deformação vertical na placa. Tomando-se fatores oriundos de correlações em pistas experimentais, para índice de serventia final igual a 3, obteve-se a seguinte expressão para P :

$$P = \frac{268,7 \cdot p^2}{h \cdot k^{0,73}} \quad (6.20)$$

sendo:

- P: fator de erosão;
- p: pressão vertical exercida na fundação sob o canto da placa, em psi;
- h: espessura da placa em polegadas;
- k: coeficiente de recalque, em libras por polegada cúbica.

Incorporando ao modelo de erosão os danos pela formação de degraus, ou escalonamento, nas juntas transversais, foram incluídos fatores como juntas sem barras de transferência e sub-bases estáveis, não considerados nos modelos que se baseiam exclusivamente na pista experimental da AASHO. Obteve-se então a expressão que representa o modelo de escalonamento associado ao de erosão:

$$\log N = 14,524 - 6,777 \cdot (C_1 \cdot P - 9,0)^{0,013} \quad (6.21)$$

sendo:

- N: número admissível de passagens da força;
- P: fator de erosão;
- C_1 : constante de ajustamento relacionada ao tipo de sub-base, igual a 1,0 se granular e cerca de 0,9 se tratada com cimento.

Os eixos tandem são os maiores responsáveis pelo dano por erosão. Observa-se que o dano por erosão está intimamente ligado às condições climáticas regionais e à eficiência da drenagem, não sendo esses fatores cobertos pelo método. Por isso, o critério de erosão é uma diretriz básica, que poderá ser modificada em função de dados locais, como pluviosidade, tipo e eficácia da drenagem, DNER (1989). O dano por erosão total recomendado pela PCA/84 é de 100%, que, segundo DNER (1989) merece análise do projetista.

A posição crítica na análise da erosão e do escalonamento é o canto da placa. Desta forma, tanto a existência de bons dispositivos de transferência de

carga entre as placas da pista como entre a pista e o acostamento, possibilitam uma redução da espessura final, devido à menor tensão desenvolvida na região tangente à junta transversal e à borda longitudinal.

6.3.3 Procedimento de cálculo

O preenchimento do quadro 6.2 possibilita a verificação do consumo de fadiga e do dano por erosão e escalonamento, para uma determinada espessura tentativa.

Quadro 6.2 – Dimensionamento de pavimento de concreto – PCA/84

| | | | |
|------------------------------------|--|-------|-----------|
| Projeto: | Nome do projeto | | |
| Espessura tentativa: | Valor da espessura tentativa (cm) | | |
| k: | Valor de k no todo da fundação (MPa/m) | | |
| F _{sc} : | Coeficiente de segurança adotado para o projeto | | |
| M _R : | Valor do módulo de resistência da concreto (MPa) | | |
| Juntas com barras de transferência | sim | _____ | não _____ |
| Acostamento de concreto | sim | _____ | não _____ |
| Período de Projeto | Período de projeto para o qual foi estimado o N _{sol} | | |

| Peso por eixo (tf) | Peso por eixo . F _{sc} (tf) | N _{sol} | Análise de Fadiga | | Análise de Erosão | |
|--------------------|--------------------------------------|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|---------------------|
| | | | N _{adm} | Consumo de fadiga (%) | N _{adm} | Dano por erosão (%) |
| (1) | (2) = (1) . F _{sc} | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) = (6) / (5) |

Eixos simples

8- Tensão equivalente: _____

9- Fator de fadiga: _____

10- Fator de erosão: _____

| | | | | | | |
|--|--|--|--|--|--|--|
| | | | | | | |
|--|--|--|--|--|--|--|

Eixos tandem duplos

11- Tensão equivalente: _____

12- Fator de fadiga: _____

13- Fator de erosão: _____

| | | | | | | |
|--|--|--|--|--|--|--|
| | | | | | | |
|--|--|--|--|--|--|--|

Eixos tandem triplos

14- Tensão equivalente: _____

15- Fator de fadiga: _____

16- Fator de erosão: _____

| | | | | | | |
|--|--|--|--|--|--|--|
| | | | | | | |
|--|--|--|--|--|--|--|

| | | | |
|----------------------|--|----------------------|--|
| C _{total} : | | D _{total} : | |
|----------------------|--|----------------------|--|

O número admissível de repetições à fadiga (coluna 4) é obtido através do ábaco da figura A.13, tendo como parâmetros de entrada a força por eixo (coluna 2) e os fatores de fadiga (9, 12 e 15) , dados por:

$$f_{\text{fad}} = \frac{\sigma_{\text{eq}}}{M_R} \quad (6.22)$$

$$(9) = (8) / M_R$$

$$(12) = (11) / M_R$$

$$(15) = (14) / M_R$$

sendo:

- f_{fad} : fator de fadiga;
- σ_{eq} : tensão equivalente determinada através das tabelas A.18 e A.19.

O número admissível de repetições devido à erosão (coluna 6) é obtido através dos ábacos das figura A.14 e A.15, tendo como parâmetros de entrada a força por eixo (coluna 2) e os fatores de erosão (10, 13 e 16), determinados através das tabelas A.20 a A.23.

Como não foram desenvolvidos ábacos específicos para eixos tandem triplos, as colunas referentes aos valores de força por eixo (1 e 2), para eixos tandem triplos, é preenchida pela força total dividida por 3 e multiplicada pelo fator de segurança. Utiliza-se, então, os ábacos referentes aos eixos simples.

6.4 MÉTODO DE PACKARD (1976)

A configuração das forças que solicitam os pisos industriais são, conforme apresentado no capítulo 3, diferentes dos carregamentos rodoviários. No caso de empilhadeiras, o comprimento do eixo é muito variável, sendo mais comuns os de, aproximadamente, 1 metro, o que obriga a aplicação da força em todas as rodas, e não apenas em um semi-eixo. No anexo B, é mostrado um exemplo da influência da aplicação da força em todo eixo, ou em apenas um

semi-eixo, para empilhadeiras. Além das ações móveis, os pisos industriais devem ser verificados para carregamentos distribuídos e forças concentradas. O método apresentado por PACKARD (1976) pode ser usado no dimensionamento de pisos industriais de concreto simples ou com armadura sem função estrutural. Os ábacos são limitados, pois não abrangem forças muito elevadas.

O método é derivado do dimensionamento de rodovias e aeroportos, devido às inúmeras pesquisas realizadas nestes tipos de pavimentos.

As variáveis de projeto são:

- coeficiente de recalque da fundação;
- módulo de ruptura do concreto;
- natureza e frequência das ações.

PACKARD (1976) apresenta ábacos para o dimensionamento, onde as tensões foram determinadas com auxílio de um software¹. Foi adotado o módulo de elasticidade do concreto igual a 28.000MPa e o coeficiente de Poisson igual a 0,15. Segundo PACKARD (1976), a influência do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson, nos valores das tensões, é muito pequena. Foi adotada a hipótese de carregamento no interior das placas, obrigando a existência de um bom dispositivo de transferência de carga. Se houver bordas carregadas, deve-se aumentar a espessura em 20 a 25%. As tensões devidas à retração são desprezadas. Segundo PACKARD (1976), exceto em pavimentos de concreto continuamente armados, as tensões devidas à retração, que realmente ocorrem nas placas, equivalem a apenas um terço, ou metade, da tensão calculada.

6.4.1 Ações móveis

O método de dimensionamento apresentado por PACKARD (1976) prevê uma redução na resistência do concreto à tração, devido ao efeito da fadiga. A tabela A.24 fornece os valores dos coeficientes de segurança, em função do número de repetições das solicitações. O critério de fadiga adotado é o

mesmo da PCA/66, sendo o fator de fadiga o inverso da relação de tensões. Dessa maneira, a tensão de tração admissível do concreto é dada por:

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{f_{\text{ctM,k}}}{\gamma_{\text{fad}}} \quad (6.23)$$

sendo:

- σ_{adm} : tensão de tração admissível;
- $f_{\text{ctM,k}}$: resistência característica do concreto à tração na flexão, também conhecido como módulo de ruptura, M_R ;
- γ_{fad} : coeficiente de segurança devido à fadiga.

PACKARD (1976) define como tensão de trabalho a relação entre a tensão admissível e a força do eixo mais carregado:

$$Q = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{P} \quad (6.24)$$

sendo:

- Q : tensão de trabalho, em Pa/N;
- σ_{adm} : tensão de tração admissível, em kPa;
- P : peso do eixo mais carregado, em kN.

A área de contato dos pneus é determinada, como já foi visto no capítulo 3, por:

$$A = \frac{P_r}{q} \quad (6.25)$$

sendo:

- P_r - peso atuante em uma roda;

¹ PACKARD, R. G. (1967). *Computer Program for Airport Pavement Design*, SR029P, Portland Cement Association.

- q - pressão de enchimento dos pneus.

Quando a área A calculada é inferior a 600 cm^2 , deve-se fazer uma correção, utilizando a figura A.16, obtendo A' . Arbitrando-se uma espessura tentativa, a ser verificada posteriormente. Verifica-se que a correção é mais significativa para as maiores espessuras de placas. Segundo PACKARD (1976) a razão para essa correção é que as tensões em placas para áreas de contato muito pequenas são superestimadas, quando determinadas pela teoria convencional.

PACKARD (1976) apresenta o ábaco da figura A.17 para dimensionamento de pisos industriais submetido a ações de empilhadeiras com eixo de rotação simples. Os parâmetros de entrada são:

- Q – tensão e trabalho, em Pa/N;
- s – espaçamento entre as rodas, em cm;
- A – área de contato efetiva dos pneus, em cm^2 ;
- k – coeficiente de recalque da fundação, determinado conforme indicado no item 4.1.4, em MPa.

Do gráfico, obtém-se a espessura da placa, em cm.

O eixo de rotação dupla provoca tensões inferiores, se comparado com um eixo de rotação simples com o mesmo peso. PACKARD (1976) propõe uma redução no valor do peso, P , a ser utilizado para calcular a tensão de trabalho, Q , dando origem a um peso corrigido:

$$P_{\text{cor}} = f_{\text{red}} \cdot P \quad (6.26)$$

sendo:

- P_{cor} - peso do eixo, corrigido;
- f_{red} – fator de redução, obtido da figura A.18;

O valor da tensão de trabalho passa a ser calculado por:

$$Q_{\text{cor}} = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{P_{\text{cor}}} \quad (6.27)$$

sendo:

- Q_{cor} : tensão de trabalho calculada a partir do peso corrigido, em Pa/N;
- σ_{adm} : tensão de tração admissível, em kPa;

Para a utilização da figura A.18, a fim de determinar o valor de f_{red} , é necessário arbitrar uma espessura inicial para a placa. A verificação da espessura tentativa é feita com o auxílio do ábaco da figura A.17, com os seguintes parâmetros:

- Q_{cor} , em Pa/N;
- s – espaçamento entre as rodas, em cm;
- A – área de contato efetiva dos pneus, em cm^2 ;
- k – coeficiente de recalque da fundação.

Caso a espessura obtida seja diferente da arbitrada, o processo deve ser repetido, com uma nova espessura tentativa.

6.4.2 Carregamento de montantes

No dimensionamento de pisos de concreto, solicitados por montantes de prateleiras, ou por patolas, deve-se conhecer:

- o menor espaçamento entre os montantes, x ;
- o maior espaçamento entre os montantes, y ;
- área de contato, A , ou área de contato efetiva, A' ;
- peso do montante, P_{mont} ;
- resistência do concreto à tração na flexão, $f_{ctm,k}$;
- coeficiente de recalque da fundação, k ;

Devido ao desconhecimento da posição das prateleiras e à deformação lenta do concreto, PACKARD (1976) recomenda a adoção de um coeficiente de segurança que varia entre 2 e 5. Os montantes podem ser apoiados próximos às juntas, produzindo esforços até 50% maiores que no interior das placas, dependendo do grau de transferência de carga.

Os ábacos das figuras A.19 a A.21 possibilitam a determinação da espessura das placas em função dos valores de x , y , k , A e Q . O valor de Q é calculado pela equação 6.24. Neste caso a tensão admissível é dada por:

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{f_{\text{ctm},k}}{F_S} \quad (6.28)$$

sendo:

- σ_{adm} : tensão de tração admissível;
- $f_{\text{ctm},k}$: resistência característica do concreto à tração na flexão;
- F_S : fator de segurança entre 2 e 5.

PACKARD (1976) recomenda que a tensão de contato entre a área de apoio e a placa seja inferior a 4,2 vezes o módulo de ruptura do concreto, para forças no interior da placa, e 2,1 vezes, para forças de borda ou de canto. A tensão de cisalhamento, devida aos esforços de puncionamento, não devem ser superiores a 0,27 vezes o módulo de ruptura do concreto.

Segundo MELGES (1995), “o fenômeno da punção de uma placa é basicamente a sua perfuração devida às altas tensões de cisalhamento, provocadas por forças concentradas ou agindo em pequenas áreas”. A ruína por punção é do tipo frágil.

Em pisos de concreto, existem duas maneiras de evitar a ruptura por puncionamento:

- Aumentar a área de apoio;
- Aumentar a espessura do piso.

Segundo BRAESTRUP & REGAN², citado por MELGES e PINHEIRO (1999), com relação ao formato dos apoios, pode-se observar que, para apoios circulares, a resistência é cerca de 15% maior quando comparada à resistência de apoios quadrados com área equivalente. Isto se deve ao fato de que, nos

² BRAESTRUP, M.W.; REGAN, P.E. (1985). Punching shear in reinforced concrete: a state of the art report. *CEB Bulletin d'Information*, n.168.

apoios quadrados e nos retangulares, existe uma concentração de tensões nos cantos.

Segundo a Revisão da NB-1 (1999), existem duas superfícies críticas para ruína por punção, indicadas nas figuras 6.4 e 6.5.

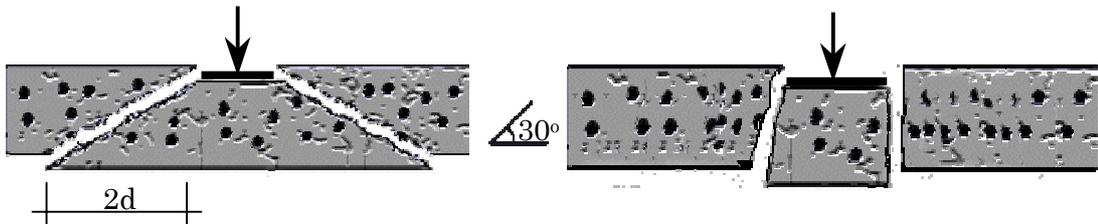


Figura 6.4 – Ruína por punção a 2d da área de aplicação da força

Figura 6.5 – Ruína por punção na face da área de aplicação da força

Para verificação da punção deve ser respeitada a inequação:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd} \quad (6.29)$$

sendo:

- τ_{Sd} : tensão atuante de cálculo;
- τ_{Rd} : tensão resistente de cálculo;

A tensão atuante de cálculo é dada por (Revisão da NB-1, 1999):

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} \quad (6.30)$$

sendo:

- F_{Sd} : força atuante de cálculo;
- u : perímetro crítico; para área retangular é dado pelas expressões (6.31) e (6.35);
- d : altura útil

Para verificação da punção a 2d da face da área de aplicação da força, o perímetro crítico é dado por:

$$u = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot m) \quad (6.31)$$

sendo:

- c_1 e c_2 : lados da área retangular de aplicação da força;
- m : média entre os lados da área de aplicação da força.

Para a verificação da punção a $2d$ da força, a tensão resistente de cálculo é dada por:

$$\tau_{Rd} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho \cdot f_{ck}} \quad (6.32)$$

sendo:

- ρ : taxa de armadura de flexão, dada pela equação (6.33);
- f_{ck} : resistência característica do concreto.

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (6.33)$$

sendo:

- ρ_x : taxa de armadura de flexão, na direção x;
- ρ_y : taxa de armadura de flexão, na direção y.

Esta verificação, proposta pela Revisão da NB-1 (1999), é possível somente quando houver armadura de flexão. No caso de concreto simples, é possível adotar a proposta do ACI 318 (1989), onde a tensão resistente é dada pelo menor dos valores:

$$\tau_{Rd} = 0,85 \cdot 0,08303 \cdot \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_{ck}} \quad (6.34)$$

$$\tau_{Rd} = 0,85 \cdot 0,08303 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} \right) \sqrt{f_{ck}}$$

$$\tau_{Rd} = 0,85 \cdot 0,3321 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

sendo:

- β_c : razão entre os lados mais longo e mais curto do pilar;
- b_o : perímetro crítico localizado a $d/2$ do contorno do pilar;
- α_s : constante que assume os valores: 40 para forças internas, 30 para forças de borda e 20 para forças de canto;

A seção crítica, segundo proposta da ACI 318 (1989), está a uma distância $d/2$ da face da área da aplicação da força e tem formato retangular.

Para verificação da punção na face da área de aplicação da força, o perímetro crítico é dado por (Revisão da NB-1, 1999):

$$u = 2 \cdot (c_1 + c_2) \quad (6.35)$$

Para a verificação da punção na face do pilar, a tensão resistente de cálculo é dada por (Revisão NB-1, 1999):

$$\tau_{Rd} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (6.36)$$

6.4.3 Carregamento distribuído

Como já foi discutido no capítulo 3, nos corredores de circulação entre áreas de carregamento distribuído, ocorrem momentos negativos (tração nas fibras superiores). Caso o comprimento desses corredores fosse conhecido, seria possível fazer um dimensionamento mais otimizado, mas como é difícil fixar essa dimensão, realizam-se os cálculos adotando a largura que produza o máximo esforço. PACKARD (1976) apresenta a seguinte expressão:

$$q_{adm} = 1,03 \cdot f_{ctm,d} \cdot \sqrt{h \cdot k} \quad (6.37)$$

sendo:

- q_{adm} : carregamento uniformemente distribuído admissível, em kN/m^2 ;
- $f_{ctm,d}$: resistência de cálculo do concreto à tração na flexão, dado pela equação (6.38), em MPa;
- h : espessura da placa, em cm;
- k : coeficiente de recalque da fundação, em MPa/m.

$$f_{ctm,d} = \frac{f_{ctm,k}}{\gamma_c} \quad (6.38)$$

sendo:

- γ_c : coeficiente de segurança do concreto.

A Revisão da NB-1 (1999) recomenda a adoção de γ_c igual a 1,4. Segundo PACKARD (1976), γ_c varia entre 1,5 e 2,0.

O objetivo da verificação do máximo carregamento distribuído é evitar fissuras nos corredores de circulação. Caso essas fissuras sejam admissíveis, ou existam juntas nos corredores, o fator determinante do carregamento distribuído admissível passa a ser somente o recalque admissível do solo.

6.5 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os parâmetros utilizados no método da AASHTO são diferentes dos utilizados no método da PCA. Portanto é difícil estabelecer uma comparação direta entre eles. Enquanto o método da AASHTO aplica conceitos de confiabilidade, utiliza uma carga padrão e não distingue os motivos que levam à ruptura, o método da PCA/84 indica coeficientes de segurança de carga, adota curva de fadiga e diferencia a ruptura por fadiga da ruptura por erosão. Dependendo dos dados de projeto, um ou outro método pode ser mais eficiente. Para avaliar essa eficiência, pode-se realizar uma análise de sensibilidade. RUFINO (1997) apresenta uma análise de sensibilidade para os parâmetros

utilizados pelo método da AASHTO. MOURA (1999) faz uma comparação numérica entre os métodos indicados pelo DNER e o método original da AASHTO.

DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

7

No Brasil, são utilizados dois tipos de pavimentos de concreto armado:

- Pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua;
- Pavimento de concreto estruturalmente armado.

O primeiro tipo utiliza a armadura para impedir a propagação das fissuras que se formam devido à retração do concreto, permitindo a execução de juntas mais espaçadas. No segundo, a armadura, colocada na parte inferior das placas, tem a função de resistir aos esforços provocados pelo tráfego, o que possibilita a construção de placas menos espessas.

Neste capítulo serão expostas formas de dimensionamento desses dois tipos de armadura.

7.1 ARMADURA DE RETRAÇÃO

PACKARD (1973) recomenda o posicionamento da armadura de retração a, aproximadamente, 6 cm da face superior da placa. A área de aço é determinada em função da força de atrito, apresentada no capítulo 3 como:

$$F_{at,max} = \mu \cdot N \quad (7.1)$$

sendo:

- $F_{at,max}$: força de atrito máxima;
- μ : coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base (tabela A.1);
- N : força normal; para a estrutura descarregada, equivale ao peso da metade da placa, ou seja:

$$N = \gamma_c \cdot B \cdot h \cdot \frac{L}{2} \quad (7.2)$$

sendo:

- N : força normal para a estrutura descarregada;
- γ_c : peso específico do concreto armado, adotado pela Revisão da NB-1 (1999) como 2500 kg/m³;
- B : largura da placa;
- h : espessura da placa;
- L : comprimento da placa.

A área de aço é obtida através da relação:

$$A_s = \frac{F_d}{f_{yd}} \quad (7.3)$$

sendo:

- A_s : área de aço;
- F_d : força de cálculo atuante na armadura;
- f_{yd} : resistência de cálculo do aço.

Desta maneira a área de aço da armadura de retração, por unidade de comprimento, é dada por:

$$\frac{A_{s,ret}}{B} = \frac{F_{at,max,d}}{f_{yd} \cdot B} \quad (7.4)$$

$$A_{s,ret} = \frac{\gamma_\epsilon \cdot \mu \cdot \gamma \cdot h \cdot L}{2 \cdot f_{yd}} \quad (7.5)$$

sendo:

- $A_{s,ret}$: área de aço de retração;
- γ_e : coeficiente de segurança da força devida à retração;
- μ : coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base;
- γ : peso específico do concreto armado;
- h : espessura da placa;
- L : comprimento da placa;
- f_{yd} : resistência de cálculo do aço.

PACKARD (1973) recomenda a adoção de f_{yd} igual a 75% da tensão de escoamento do aço. Dessa forma a área de aço é dada por:

$$A_{s,ret} = \frac{\mu \cdot \gamma \cdot h \cdot L}{2 \cdot 0,75 \cdot f_{yk}} \quad (7.6)$$

ou

$$A_{s,ret} = \frac{1,33 \cdot \mu \cdot \gamma \cdot h \cdot L}{2 \cdot f_{yk}} \quad (7.7)$$

RODRIGUES e CASSARO (1998) adotam f_{yd} igual a 2/3 da tensão de escoamento. Dessa forma a área de aço é dada por:

$$A_{s,ret} = \frac{\mu \cdot \gamma \cdot h \cdot L}{2 \cdot \frac{2}{3} \cdot f_{yk}} \quad (7.8)$$

ou

$$A_{s,ret} = \frac{1,5 \cdot \mu \cdot \gamma \cdot h \cdot L}{2 \cdot f_{yk}} \quad (7.9)$$

Segundo o Revisão da NB-1 (1999), quando uma peça de concreto armado está sendo dimensionada para Estado Limite Último, a resistência de cálculo do aço é determinada por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (7.10)$$

sendo:

- f_{yd} : resistência de cálculo do aço;
- f_{yk} : resistência característica do aço, igual à tensão de escoamento no diagrama tensão-deformação;
- γ_s : coeficiente de segurança do aço, adotado igual a 1,15.

O coeficiente de majoração da ação de retração, γ_e , segundo a Revisão da NB-1 (1999), deve ser igual a 1,2. Portanto a área de aço fica sendo determinada por:

$$A_{s,ret} = \frac{1,2 \cdot \mu \cdot \gamma \cdot h \cdot L}{2 \cdot \frac{f_{ck}}{1,15}} \quad (7.11)$$

ou, para efeito de comparação,

$$A_{s,ret} = \frac{1,38 \cdot \mu \cdot \gamma \cdot h \cdot L}{2 \cdot f_{yk}} \quad (7.12)$$

O *Corps of Engineers* apresentou um método de dimensionamento da armadura de retração com base em ensaios que simularam as condições de carregamento mais usuais. O método permite a redução da espessura da placa em função do uso dessa armadura. A explicação é que embora possam ocorrer fissuras, devidas à ação do carregamento, com a presença da malha de aço, as aberturas permanecerão pequenas, garantindo a transferência de força por entrosagem de agregados. O ábaco apresentado pelo *Corps of Engineers* está reproduzido na figura A.22. Segundo RODRIGUES e CASSARO (1998), os melhores resultados são obtidos para:

$$\frac{h_{arm}}{h_s} = 0,8 \quad (7.13)$$

sendo:

- h_{arm} : espessura do pavimento com armadura de retração;
- h_s : espessura do pavimento simples.

O método da Corps of Engineers deve ser usado apenas para as ações móveis, sendo que, em hipótese alguma, pode-se fazer a redução da espessura necessária para carregamentos de montantes ou para forças distribuídas.

Segundo PACKARD (1973) a redução da espessura devido ao emprego de armadura de retração não é recomendável, pois diminui a transferência de esforços nas juntas longitudinais e aumenta as deformações, aumentando conseqüentemente a fissuração. A FAA (1995) também recomenda que a espessura de um pavimento de concreto com armadura de retração seja calculada da mesma forma que de um pavimento de concreto simples.

7.2 ARMADURA POSITIVA

A armadura de flexão deve ser dimensionada para o Estado Limite Último de esgotamento da capacidade resistente e verificada para o Estado Limite Último de fadiga do aço.

7.2.1 Determinação da área de aço, para o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura

Segundo PINHEIRO (1993), a armadura de uma peça submetida a flexão simples pode ser determinada por:

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d} \quad (7.14)$$

sendo:

- A_s : área de aço, em cm^2 ;

- k_s : coeficiente dimensional, obtido da tabela A.25, em função do f_{ck} e de k_c , determinado pela equação 7.15, em cm^2 / kN ;
- M_d : momento de cálculo, em $\text{kN} \cdot \text{cm}$;
- d : altura útil da placa dada pela espessura h menos o cobrimento, em cm .

$$k_c = \frac{B \cdot d^2}{M_d} \quad (7.15)$$

sendo:

- k_c : coeficiente dimensional, em cm^2 / kN ;
- M_d : momento de cálculo, em $\text{kN} \cdot \text{cm}$;
- B : largura da seção;
- d : altura útil da placa dada pela espessura h menos o cobrimento, em cm .

A tabela para determinação do k_s já inclui os seguintes coeficientes de segurança:

- $\gamma_c = 1,4$ – minoração da resistência do concreto;
- $\gamma_s = 1,15$ – minoração da resistência do aço.

A área de aço é determinada para a força que produz o máximo momento fletor na placa.

7.2.2 Estado limite último de fadiga do aço

Para realizar a verificação do Estado Limite de Fadiga do Aço, pode ser adotado o critério usado nas pontes de concreto armado, que aplica um coeficiente de fadiga sobre a área de aço calculada, caso a variação de tensão no aço seja superior à variação admissível, dada pelo gráfico 5.7.

O coeficiente de fadiga é determinado por (PFEIL, 1979):

$$\gamma_{fad} = \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta f_{sd,fad}} \quad (7.16)$$

sendo:

- γ_{fad} : coeficiente de fadiga;
- $\Delta\sigma_s$: variação de tensão no aço;
- $\Delta f_{sd,fad}$: variação de tensão admissível, no aço.

No caso de não se ter dados estatísticos sobre a porcentagem de veículos que passam em cada ponto do pavimento, para o caso de rodovias, é possível adotar o critério da PCA (1984), que considera que 6% do tráfego solicita a borda, enquanto 94% solicita o interior das placas. No caso de pisos industriais, é recomendável armar as placas externas para o tráfego na borda, e as placas internas para força no interior das placas, considerando que serão utilizados mecanismos eficientes para transferência de carga entre as juntas.

7.3 DETALHAMENTO DA ARMADURA

A Revisão da NB-1 não apresenta critérios específicos para detalhamento de pisos e de pavimentos de concreto armado. Portanto serão utilizados os valores apresentados para lajes e vigas.

7.3.1 Cobrimento

O cobrimento exigido pela Revisão da NB-1 (1999), de acordo com a classe de agressividade do ambiente, está apresentado na tabela 7.1.

Tabela 7.1 – Cobrimento nominal em função da classe de agressividade do meio

| Classe de agressividade | I | II | III | IV |
|-------------------------|-----|-----|-----|-----|
| Cobrimento (cm) | 1,5 | 2,0 | 3,0 | 4,0 |

O solo seco, como no caso do Nordeste Brasileiro ou em ambientes protegidos da chuva, pode ser considerado de classe de agressividade I. Solos úmidos, com ciclos de molhagem e secagem, ambientes quimicamente

agressivos, armazéns de fertilizantes e indústrias químicas variam entre as classes II e IV. Zonas onde há respingos de maré são de agressividade IV.

Para pavimentos de concreto é comum a adoção de 5 centímetros de cobrimento.

7.3.2 Emenda

A largura padronizada das telas soldadas é de 2,45 metros. Portanto, para armar as placas, que chegam a ter 30 metros de comprimento, é preciso construir a emenda, que comumente é feita por transpasse. Segundo a Revisão da NB-1, o diâmetro máximo das barras para esse tipo de emenda é de 25 mm. O comprimento do transpasse, quando a distância livre entre barras emendadas estiver compreendida entre 0 e 4ϕ , é dado por:

$$\ell_t = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \ell_{b,nec} \quad (7.17)$$

sendo:

- ℓ_t : comprimento do transpasse;
- α_1 : coeficiente de redução devido a barras transversais soldadas, igual a 0,7;
- α_2 : coeficiente de majoração devido à presença de várias barras emendadas na mesma seção; no caso de telas soldadas é igual a 2.
- $\ell_{b,nec}$: comprimento de ancoragem necessário, dado pela equação (7.18).

$$\ell_{b,nec} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \quad (7.18)$$

sendo:

- ϕ : diâmetro da barra;
- f_{yd} : tensão de cálculo do aço;
- τ_{bu} : tensão máxima de aderência, dado pela equação (7.19)
- $A_{s,cal}$: área de aço calculada;

- $A_{s,ef}$: área de aço efetiva.

Os valores de τ_{bu} são definidos pela Revisão da NB-1 (1999), para situação de boa aderência e aço tipo CA-50 e CA-60, como:

$$\tau_{bu} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (7.19)$$

sendo:

- τ_{bu} : tensão máxima de aderência, em MPa;
- $\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas;
- $\eta_2 = 1$ para situações de boa aderência, como no caso de barras de ligação;
- $\eta_3 = 1$ para diâmetros inferiores a 32mm; para diâmetros maiores que 32 mm, o valor é dado pela expressão (7.20);
- f_{ctd} : valor de cálculo da resistência do concreto à tração.

$$\eta_3 = \frac{132 - \phi}{100} \quad (7.20)$$

sendo:

- ϕ : diâmetro da barra, em mm.

O valor mínimo do comprimento de transpasse é dado por:

$$\ell_{t,\min} = 0,3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \ell_b \quad (7.21)$$

sendo:

- ℓ_t : comprimento do transpasse;
- ℓ_b : comprimento de ancoragem, dado pela equação (7.22).

$$\ell_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} \quad (7.22)$$

Quando a distância livre entre barras emendadas for maior que 4ϕ , o comprimento do transpasse é dado por:

$$\ell_t = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \ell_{b,nec} + d_1 \quad (7.23)$$

sendo:

- ℓ_t : comprimento do transpasse;
- d_1 : distância livre entre as barras emendadas.

Quando as barras têm diâmetros diferentes, o comprimento de transpasse deve ser calculado para a barra de maior diâmetro.

7.4 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Hoje em dia ainda é usado o método das tensões admissíveis, no dimensionamento de pavimentos de concreto, mas este método tende a ser substituído pelo método dos estados limites, pois este permite um melhor domínio do comportamento da estrutura e uma maior compreensão dos fatores de segurança que estão sendo adotados.

No caso de pavimentos de concreto com armadura distribuída descontínua, as fissuras devidas à retração funcionam como juntas transversais sem barras de transferência, onde os esforços são divididos entre os dois lados da fissura por entrosagem dos agregados. Portanto é coerente dimensionar o pavimento para esse tipo de junta, mesmo que as juntas serradas possuam barras de transferência.

JUNTAS 8

A função das juntas, nos pavimentos de concreto, é promover a fissuração com geometria pré-definida, a fim de garantir o funcionamento estrutural previsto e manter o nível estético do pavimento.

8.1 MECANISMO DE APARECIMENTO DE FISSURAS

Os principais motivos para o aparecimento das fissuras são:

- retração;
- empenamento.

A retração, estudada no capítulo 3, provoca o aparecimento de fissuras transversais, com espaçamentos que, normalmente, variam de 9 a 45 metros, de configuração aleatória, conforme ilustrado na figura 8.1.

O empenamento restringido, discutido no capítulo 3, provoca o aparecimento de fissuras longitudinais e de novas fissuras transversais, conforme ilustra a figura 8.2.

A adoção de juntas moldadas, ou, como é mais usual hoje em dia, juntas serradas, promove uma adequada geometria de placas, permitindo a adoção de dispositivos de transferência de força, por ser possível prever as posições das fissuras. No local onde deve ser construída a junta, enfraquece-se a seção, através de molde ou serragem, induzindo a fissuração.

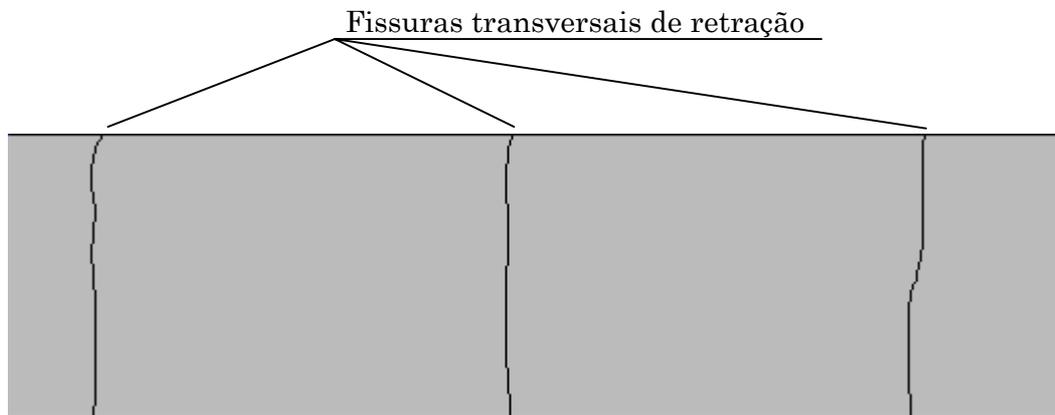


Figura 8.1 – Fissuras transversais de retração

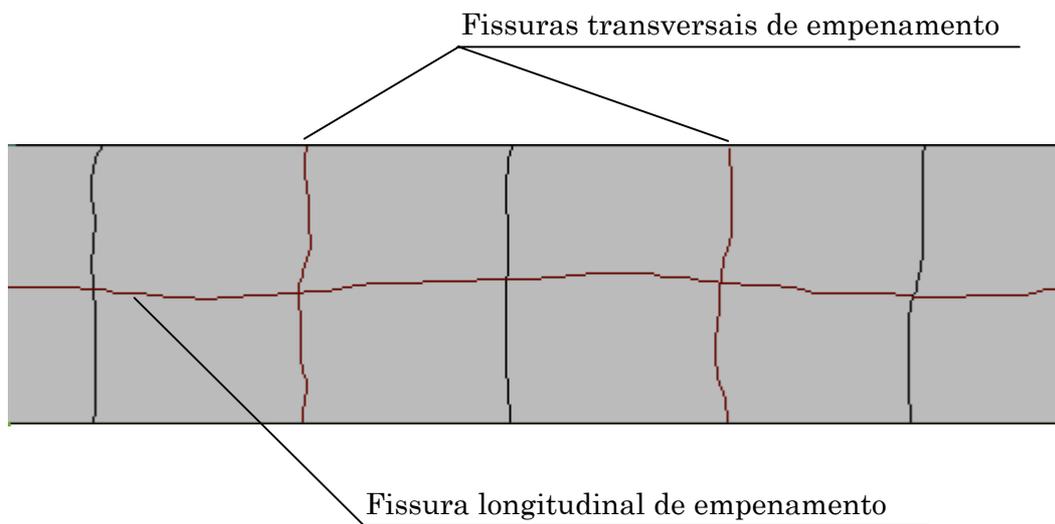


Figura 8.2 – Fissuras devidas ao empenamento

8.2 JUNTAS TRANSVERSAIS

O espaçamento entre as juntas deve ser definido em função do tipo de agregado utilizado no concreto. PITTA (1987) afirma que "a experiência brasileira mostra que uma distância máxima de 6 metros entre as juntas transversais é perfeitamente adequada às nossas condições gerais", para

pavimentos de concreto simples. BALBO (1999)¹ estuda a possibilidade da adoção de placas de concreto simples, com dimensões maiores. No caso dos pavimentos de concreto armado, é possível executar placas de até 30 metros de comprimento.

Normalmente são construídas juntas transversais perpendiculares ao eixo longitudinal, mas em alguns casos, quando não são utilizados mecanismos de transferência de força, podem ser adotadas juntas inclinadas, conforme ilustrado na figura 8.3. O ângulo de inclinação deve ser de aproximadamente 10° . A vantagem da utilização dessa geometria é que as rodas dos veículos não tangenciam a junta transversal simultaneamente, proporcionando um rolamento mais confortável e reduzindo as tensões na região.



Figura 8.3 – Pavimento de concreto com juntas transversais inclinadas

Além das juntas de retração (figura 8.4), podem ser necessárias as juntas de dilatação (figura 8.5), onde houver o encontro do pavimento com outras estruturas, como por exemplo: pilares, bases de máquinas, pistas com direções diferentes, ou no caso de juntas desencontradas.

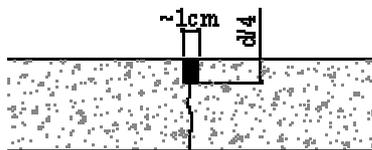


Figura 8.4 – Junta serrada, de retração

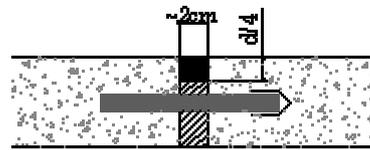


Figura 8.5 – Junta de dilatação

¹ BALBO, José Tadeu (1999). (Departamento de Transportes, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo). *Informação pessoal*.

A transferência de força entre as juntas transversais pode se dar por entrosagem de agregados ou através de barras de transferência. A segunda é mais eficiente e tem sido cada vez mais utilizada, por proporcionar redução na espessura das placas e por minimizar os problemas de erosão e de escalonamento.

8.3 JUNTAS LONGITUDINAIS

Além de controlarem a fissuração devida ao empenamento, as juntas longitudinais, normalmente, funcionam também como junta de construção. Por esse motivo é bastante comum a adoção da geometria tipo macho-fêmea (figura 8.6), que funciona como dispositivo de transferência de força. Caso haja necessidade de junta longitudinal, mas o equipamento não exija junta de construção, pode-se optar pela junta serrada (figura 8.4).

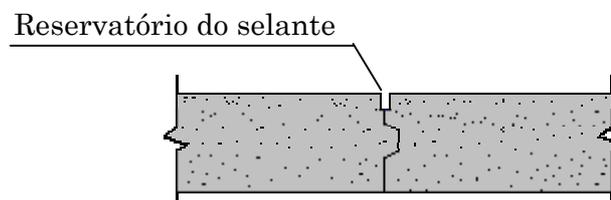


Figura 8.6 – Junta longitudinal com encaixe tipo macho-fêmea

8.4 BARRAS DE TRANSFERÊNCIA

As barras de transferência constituem-se de barras de aço tipo CA-25, de seção circular, maciças e lisas, com metade de seu comprimento mais 2 centímetros pintado e engraxado, a fim de proporcionar a transferência de forças verticais sem impedir a retração e a dilatação da placa. Na figura 8.7 é mostrada uma junta serrada, com barra de transferência.

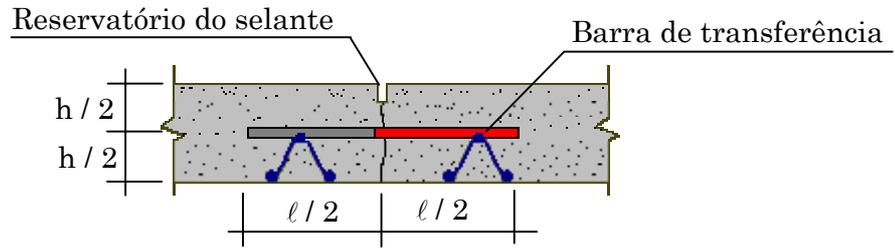


Figura 8.7 – Junta transversal com barra de transferência

Encontram-se, na literatura, tabelas que fornecem os valores do diâmetro e do espaçamento das barras de transferência, em função da espessura da placa. Uma dessas tabelas está reproduzida na tabela A.26. Sabe-se que outros parâmetros, como o coeficiente de recalque da fundação, a elasticidade da placa e a abertura da junta também influenciam no dimensionamento das barras de transferência. Além disso, essas tabelas foram estabelecidos para pavimentos e pisos de concreto simples.

A barra sob o carregamento sofre o maior esforço. As barras vizinhas recebem uma parcela da força proporcional à distância. Segundo FRIBERG (1940), a influência da força se dá até uma distância de 1,8 vezes o raio de rigidez relativo, conforme ilustrado na figura 8.8.

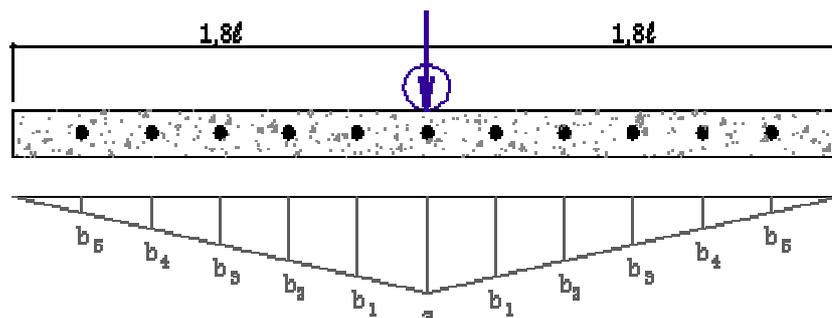


Figura 8.8 – Distribuição da força nas barras de transferência

O valor de a é igual a 1. Os valores de b são dados por:

$$b_n = 1 - \frac{n \cdot x}{\ell} \quad (8.1)$$

sendo:

- n : número de barras carregadas de cada lado da força;
- x : distância entre as barras;
- ℓ : raio de rigidez relativa da placa.

Desta forma, segundo FRIBERG (1940), considerando a junta 100% eficiente, a força atuante na barra mais solicitada será dada por:

$$P_a = \frac{0,5 \cdot P}{1 + 2 \cdot \sum_1^n b_i} \quad (8.2)$$

No caso da força atuar próxima à borda livre, a força na barra mais carregada será:

$$P_a = \frac{0,5 \cdot P}{1 + \sum_1^n b_i} \quad (8.3)$$

sendo:

- P_a : força na barra mais carregada;
- P : força aplicada;
- n : número de barras carregadas em cada lado da força;
- b_i : coeficiente de cada barra, calculado pela equação 8.1.

Segundo TIMOSHENKO (1925), uma barra mergulhada em concreto, submetida a uma força, perpendicular a seu comprimento, deforma-se conforme ilustrado na figura 8.9.

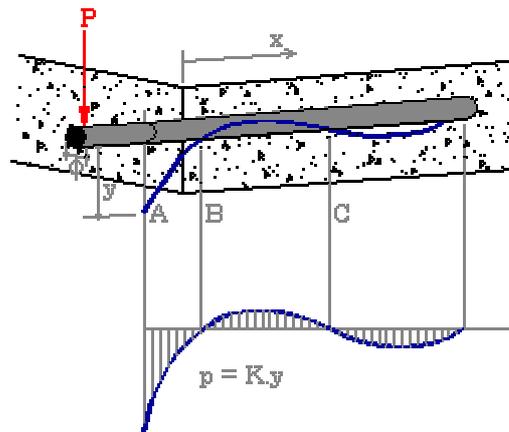


Figura 8.9 – Deformação de barra de aço mergulhada em concreto, sob carregamento perpendicular ao comprimento, fonte YODER & WITCZAK (1975)

Com base nos princípios apresentados por TIMOSHENKO (1925), BRADBURY (1938) e FRIBERG (1940) apresentaram análises matemáticas para o dimensionamento de barras de transferência.

A rigidez relativa de uma barra mergulhada em concreto é dada por:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K \cdot \phi}{4 \cdot E \cdot I}} \quad (8.4)$$

sendo:

- β : rigidez relativa da barra mergulhada em concreto;
- K : módulo de suporte da barra; pode ser considerado, segundo HUANG (1993), igual a $0,41 \cdot 10^6$ MPa/m;
- ϕ : diâmetro da barra;
- E : módulo de elasticidade da barra;
- I : momento de inércia da barra, dado pela equação 8.5.

$$I = \frac{\pi \cdot \phi^4}{64} \quad (8.5)$$

De acordo com TIMOSHENKO (1925), o deslocamento da barra é dado por:

$$y = \frac{e^{-\beta \cdot x}}{2 \cdot \beta^2 \cdot E \cdot I} \{P \cdot \cos(\beta \cdot x) - \beta \cdot M_o \cdot [\cos(\beta \cdot x) - \text{sen}(\beta \cdot x)]\} \quad (8.6)$$

sendo:

- x: distância da junta até o ponto considerado;
- M_o : momento fletor na barra, na junta, determinado por FRIBERG (1940), pela equação (8.7).

$$M_o = -\frac{P \cdot z_j}{2} \quad (8.7)$$

sendo:

- z_j : abertura da junta.

No caso de pavimento de concreto simples, a abertura das juntas de retração podem ser dadas pela equação adaptada de YODER & WITCZAK (1975):

$$z_j = L \cdot (\alpha \cdot \Delta t + \epsilon_{cc}) \quad (8.8)$$

sendo:

- z_j : abertura da junta, em milímetros;
- L: comprimento da placa, em milímetros;
- α : coeficiente de dilatação térmica do concreto;
- Δt : variação total da temperatura;
- ϵ_{cc} : coeficiente de retração.

A tensão de suporte do concreto na face da junta é dada por (FRIBERG, 1940):

$$\sigma = K \cdot y_o \quad (8.9)$$

sendo:

- y_0 : deslocamento da barra na face da junta ($x=0$).

Assim sendo, a tensão de suporte é dada por:

$$\sigma = \frac{K \cdot P}{4 \cdot \beta^3 \cdot E \cdot I} (2 + \beta \cdot z) \quad (8.10)$$

Segundo HUANG (1993), a tensão de suporte máxima, para que não haja esmagamento do concreto, é dada por:

$$\sigma_{adm} = \left(\frac{10 - \phi}{7,5} \right) \cdot f_{ck} \quad (8.11)$$

O máximo momento na barra ocorre quando o cisalhamento é igual a zero, e é dado por (FRIBERG, 1940):

$$M_{max} = -\frac{P \cdot e^{-\beta x}}{2 \cdot \beta} \cdot \sqrt{1 + (1 + \beta \cdot z)^2} \quad (8.12)$$

O máximo momento admissível pode ser calculado pela expressão:

$$M_{adm} = \frac{f_{yd} \cdot I \cdot 2}{\phi} \quad (8.13)$$

sendo:

- f_{yd} : tensão admissível de cálculo do aço;

Segundo HUANG (1993), quando o concreto atinge a tensão de apoio admissível, o momento fletor que atua na barra é muito menor que sua resistência à flexão. Portanto, o dimensionamento das barras de transferência deve ser feito através das equações (8.10) e (8.11).

8.5 BARRAS DE LIGAÇÃO

Quando há possibilidade de separação entre as placas, devido a movimentos laterais, pode-se optar por empregar dispositivos de ligação, que impeçam essa separação, a fim de assegurar a transferência de força pela entrosagem dos agregados ou pelo encaixe tipo macho-fêmea. Os dispositivos de ligação mais comuns são as barras de aço CA-50 ou CA-60, corrugadas, espaçadas de 30 centímetros. A figura 8.10 ilustra uma junta longitudinal serrada, com barra de ligação.

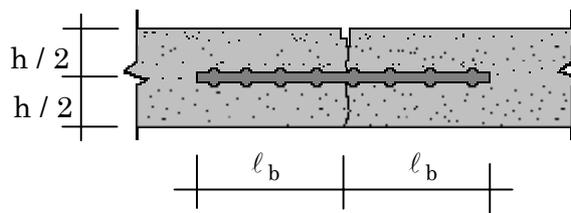


Figura 8.10 – Junta longitudinal serrada, com barra de ligação

A área de aço é calculada a partir da força de arrancamento das barras, igual à força de retração:

$$a_{s,bl} = \frac{\gamma_{\epsilon} \cdot \mu \cdot \gamma_c \cdot h \cdot c_{jb}}{2 \cdot f_{yd}} \quad (8.14)$$

sendo:

- $a_{s,bl}$: área de aço de retração por unidade de comprimento;
- γ_{ϵ} : coeficiente de segurança da força devida à retração;
- μ : coeficiente de atrito entre a placa e a sub-base;
- γ_c : peso específico do concreto armado;
- h : espessura da placa;
- c_{jb} : distância entre a junta longitudinal e a borda livre;
- f_{yd} : resistência de cálculo do aço.

O comprimento das barras de ligação é determinado através da equação de ancoragem:

$$\ell_{\text{lig}} = 2 \cdot \ell_b \quad (8.15)$$

$$\ell_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} \cdot \frac{A_{s,\text{cal}}}{A_{s,\text{ef}}}$$

sendo:

- ℓ_{lig} : comprimento das barras de ligação;
- ℓ_b : comprimento de ancoragem;
- ϕ : diâmetro da barra;
- τ_{bu} : tensão máxima de aderência;
- $A_{s,\text{cal}}$: área de aço calculada;
- $A_{s,\text{ef}}$: área de aço efetiva.

A NBR-6118 (1978) impõe os seguintes valores mínimos para ℓ_b :

$$\ell_b \geq \begin{cases} 0,3 \cdot \ell_{b1} \\ 10 \cdot \phi \\ 10\text{cm} \end{cases} \quad (8.16)$$

sendo:

- ℓ_{b1} : comprimento de ancoragem para o caso de $A_{s,\text{cal}} = A_{s,\text{ef}}$, dado pela equação 8.16;

$$\ell_{b1} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bu}} \quad (8.17)$$

sendo:

- τ_{bu} : tensão máxima de aderência, em MPa;

8.6 JUNTAS DE ENCONTRO

As juntas de encontro são juntas de dilatação, construídas quando o pavimento tangencia estruturas como pontes, pilares e bases de máquinas. A

junta tem a função de impedir a troca de esforços entre o pavimento e essas estruturas. As juntas de encontro têm cerca de 2 centímetros de abertura, são preenchidas com material compressível e acabadas com material selante, com a finalidade de impedir a entrada de água e de materiais incompressíveis.

8.7 EFICIÊNCIA DE UMA JUNTA

A eficiência da junta representa o grau de transferência de esforços entre as placas. É definida como:

$$\varepsilon_{\text{junta}} = \frac{2 \cdot z'}{z + z'} \cdot 100 \quad (8.18)$$

sendo:

- $\varepsilon_{\text{junta}}$: eficiência da junta em %;
- z : deslocamento vertical do lado carregado da junta;
- z' : deslocamento vertical do lado descarregado da junta.

A utilização de barras de transferência com diâmetro, comprimento, espaçamento e alinhamento corretos permite a consideração da eficiência das juntas de 100%. Neste caso, o momento próximo à junta transversal é igualado ao momento no interior da placa.

RODRIGUES e PITTA (1998) recomendam que, na ausência de dados específicos, seja considerada uma eficiência de 45% nas juntas.

No capítulo 4 foram apresentadas análises de placas isoladas, sob carregamento de eixos rodoviários. A seguir serão analisadas placas com juntas de eficiência igual a 100% e 45%, a fim de verificar a influência do tipo de junta no esforço provocado nas placas. As características do problema e os carregamentos são os mesmos das tabelas 4.1 e 4.2.

Nas figuras 8.11 e 8.12 são mostradas as distribuições dos momentos fletores para eixo rodoviário simples de rodagem dupla, tangente à junta e à borda, simultaneamente, quando a eficiência da junta é de 100%.

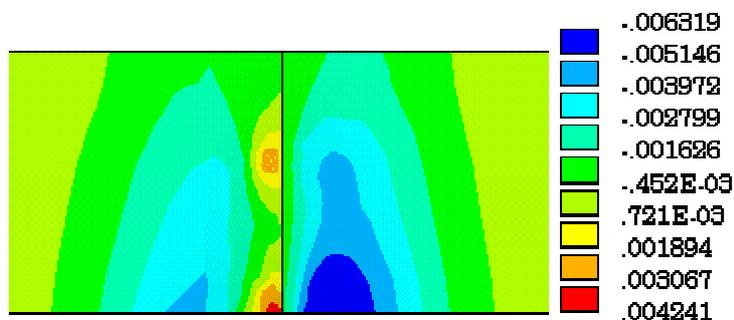


Figura 8.11 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla, eficiência da junta: 100%

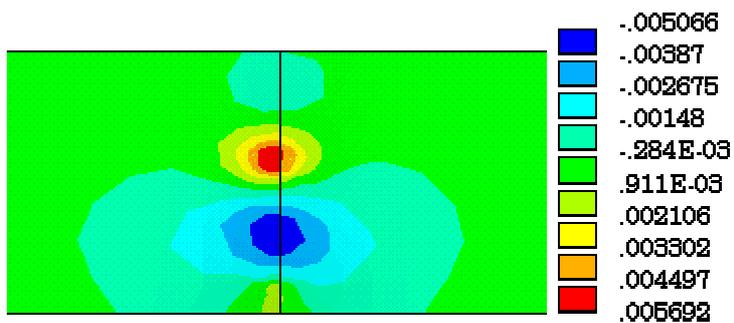


Figura 8.12 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla, eficiência da junta: 100%

Com junta de eficiência igual a 100% obteve-se uma redução de aproximadamente 50% para os máximos momentos fletores positivo e negativo. O esforço obtido no meio da junta é 25% inferior ao esforço para carregamento no interior da placa.

Nas figuras 8.13 e 8.14 são mostradas as distribuições dos momentos fletores para eixo rodoviário simples de rodagem dupla, tangente à junta e à borda, simultaneamente, quando a eficiência da junta é de 45%.

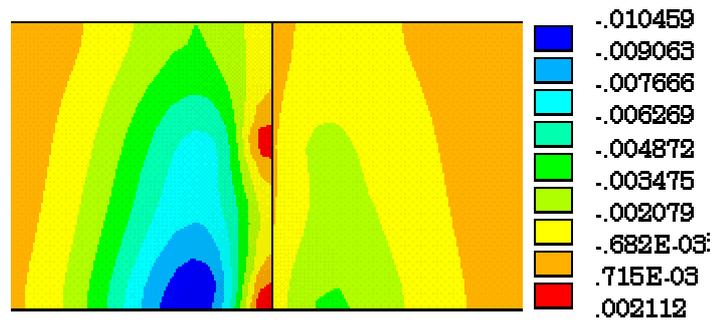


Figura 8.13 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla, eficiência da junta: 45%

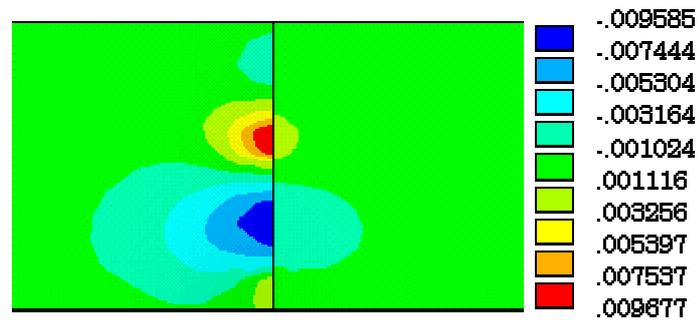


Figura 8.14 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para carregamento tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem dupla, eficiência da junta: 45%

No caso de junta com eficiência de 45% a redução obtida no máximo momento fletor negativo foi de apenas 10%. O momento fletor positivo na junta foi reduzido em 14%, e equivale a 56% do momento fletor máximo, para carregamento na borda.

RODRIGUES E PITTA (1998) apresentam equações que relacionam os momentos fletores, de acordo com a eficiência da junta. O momento na placa, próximo à junta transversal, é dado por (RODRIGUES E PITTA, 1998):

$$M_{jt} = 0,7 \cdot M_b \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{junta}}{350}\right) \quad (8.19)$$

sendo:

- M_b : momento na borda do pavimento.

O momento na placa, próximo à junta longitudinal, é dado por (RODRIGUES E PITTA, 1998):

$$M_{j\ell} = M_b \cdot \left(1 - \frac{\epsilon_{\text{junta}}}{200}\right) \quad (8.20)$$

RODRIGUES E PITTA (1998) afirmam que o esforço máximo para força aplicada no interior da placa é igual a 50% do esforço para força na borda.

Pequenas variações entre os valores obtidos com as análises numéricas e os valores calculados através da equação apresentada por RODRIGUES E PITTA (1998) podem ser justificadas pela configuração da área de aplicação da força e pela influência entre as rodas do eixo, já que neste trabalho foram apresentados os resultados para forças aplicadas em todas as rodas.

8.8 CONSIDERAÇÕES GERAIS

As juntas constituem a parte mais delicada e mais cara do pavimento rígido. Tem-se buscado soluções que reduzam o número de juntas e que garantam a eficiência, a fim de reduzir os custos. As barras de transferência podem reduzir os esforços nas juntas para valores próximos aos esforços no interior da placa, reduzindo em até 50% o esforço considerado no dimensionamento.

Assim como nas juntas transversais, a adoção de mecanismos de transferência de carga nas juntas longitudinais, inclusive com a construção de acostamento de concreto, com boa ligação ao pavimento, proporciona significativa redução na espessura, ou na área de aço do pavimento.

Neste capítulo são desenvolvidos exemplos numéricos sobre o dimensionamento de pavimentos de concreto, de acordo com os métodos apresentados nos capítulos 6, 7 e 8. São dimensionados:

- Pavimento rodoviário de concreto simples;
- Piso industrial de concreto simples;
- Piso industrial de concreto com armadura distribuída descontínua;
- Piso industrial de concreto estruturalmente armado;
- Barras de ligação;
- Barras de transferência.

9.1 PAVIMENTO RODOVIÁRIO DE CONCRETO SIMPLES

De acordo com o que foi exposto no capítulo 6, é apresentado a seguir o dimensionamento de um pavimento rodoviário de concreto simples. Serão utilizados os métodos da PCA/66, da PCA/88 e da AASHTO, indicando a diferença entre o módulo de reação da fundação, determinado pelo método original e pelo método indicado pelo DNER (1989).

9.1.1 Dados do problema

Condições gerais

- Auto-estrada, com quatro faixas de rolamento de 3,5 metros cada uma;
- Equipamento: vibro-acabadora;
- Largura de concretagem: 7 metros;
- Junta longitudinal de construção: encaixe tipo macho-fêmea;
- Juntas longitudinais serradas com barras de ligação;
- Acostamento de concreto asfáltico;
- Juntas transversais serradas a cada 6 metros;
- Juntas transversais com barras de transferência;
- Boa eficiência da drenagem;
- Condições climáticas leves.

A geometria do pavimento está esquematizada na figura 9.1.

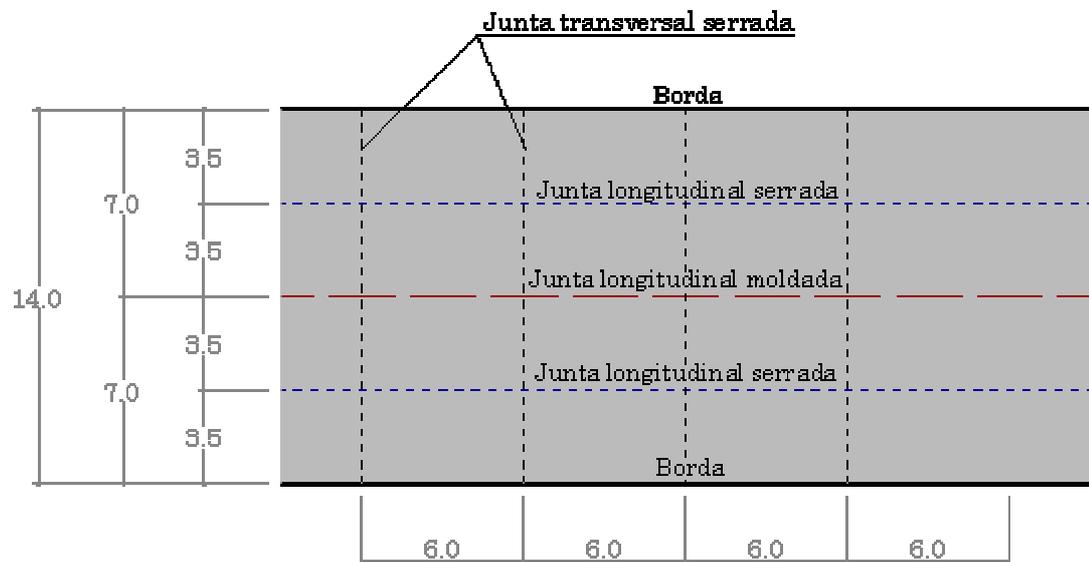


Figura 9.1 – Geometria do pavimento

Tráfego

Será adotado o tráfego indicado na tabela 9.1, para cada faixa de rolamento.

Tabela 9.1 – Tráfego da rodovia

| Classe de eixo | Peso por eixo (tf) | Frequência no período de projeto (número de repetições) |
|---------------------------------|--------------------|---|
| Eixo simples de rodagem simples | 6 | 1.000.000 |
| Eixo simples de rodagem dupla | 10 | 800.000 |
| Eixo tandem duplo | 17 | 200.000 |
| Eixo tandem triplo | 25,5 | 50.000 |

Fundação

Serão adotados os seguintes valores:

- CBR = 4,5%;
- 20 cm de sub-base granular

Não há presença de extrato rígido a menos de 3 metros do nível do subleito.

Materiais

Será utilizado um concreto de resistência à tração na flexão, aos 28 dias, de 4,5 MPa.

As barras de transferência serão de aço tipo CA-25, pintadas e engraxadas em metade do comprimento mais 2 centímetros.

As barras de ligação serão de aço tipo CA-60.

9.1.2 Método da AASHTO

Índices de serventia

O índice de serventia inicial deve ser 4,5, e o índice de serventia final, deve ser 2.

Espessura tentativa

Para iniciar o procedimento será adotada uma espessura tentativa de 20 centímetros.

Número de eixos equivalentes

Através das tabelas A.2 a A.10 são obtidos os fatores de equivalência de carga. O número de eixos equivalentes estão apresentados na tabela 9.2.

Tabela 9.2 – Número de eixos equivalentes

| Classe de eixo | Carga por eixo (tf) | Frequência no período de projeto (número de repetições) | Fator de equivalência | Número de eixos equivalentes |
|---------------------------------|---------------------|---|-----------------------|------------------------------|
| Eixo simples de rodagem simples | 6 | 1.000.000 | 0,286 | 286.000 |
| Eixo simples de rodagem dupla | 10 | 800.000 | 2,350 | 1.880.000 |
| Eixo tandem duplo | 17 | 200.000 | 2,932 | 586.444 |
| Eixo tandem triplo | 25,5 | 50.000 | 4,843 | 242.167 |
| | | | N_{eq} | 2.994.611 |

Da tabela A.11 tira-se que o nível de confiabilidade exigido para uma auto estrada é de 80 %.

Da tabela A.12 obtém-se que para um desvio padrão, s_0 , de 0,30, o fator de segurança, F, vale 1,79.

Desta maneira, o tráfego final de projeto é dado por:

$$N_{total} = 2.994.611 \cdot 1,79$$

$$N_{total} = 5.360.354$$

Coeficiente de drenagem da sub-base e coeficiente de transferência de carga

Considerando que o pavimento estará exposto à saturação em 15% do seu tempo de vida útil, da tabela A.13, obtém-se que o coeficiente de drenagem C_d é igual a 1,05.

Da tabela A.15, obtém-se que o coeficiente de transferência de carga, J . Para as faixas externas, sem acostamento de concreto, J vale 3,0. Para as faixas internas, considera-se a faixa externa como acostamento de concreto. Nesse caso J é igual a 2,9.

Coeficiente de recalque da fundação

- Segundo DNER (1998):

Do gráfico da figura A.1, obtém-se que para um CBR de 4,5%, o coeficiente de recalque da fundação, k_o , vale 35MPa/m. De acordo com a figura A.2, o valor de k_1 , devido à sub-base granular, com 20 centímetros de espessura, é de 50MPa/m.

Como não há presença de extrato rígido, o valor de k_2 é igual 50MPa/m.

Como é utilizado apenas um valor de k , k_3 é igual a k_2 , igual a 50MPa/m.

Para sub-base granular, da tabela A.14a, obtém-se que a perda de suporte, p_s , varia entre 1 e 2. Neste exemplo será adotada perda igual a 1,5. Assim sendo, o fator de perda de suporte, F_{ps} , é:

$$F_{ps} = 10^{(-0,33 \cdot 1,5)} \cdot 50^{(-0,17 \cdot 1,5)}$$

$$F_{ps} = 0,657$$

O coeficiente de recalque da fundação, k_d , é dado por:

$$k_d = 0,657 \cdot 50$$

$$k_d = 32,85 \text{ MPa/m}$$

$$k_d = 3,35 \text{ kgf/cm}$$

- Segundo AASHTO (1986):

$$MR = 1.500 \cdot 4,5$$

$$MR = 6750 \text{ psi}$$

Pode-se considerar que a sub-base granular tem módulo de elasticidade igual a 40.000psi (tabela A.14b). Da figura A.6, k_1 é igual a 500 pci.

Como não há extrato rígido e é utilizado apenas um valor de k , $k_3 = k_2 = k_1 = 500 \text{ pci}$.

Da tabela A.14b, tem-se que a perda de suporte é igual a 1,5. Da figura A.9, k_d é igual a 90pci, equivalente a 24,3MPa/m. Observa-se que o valor obtido das tabelas originais da AASHTO é 26 % menor que o valor obtido pelo método apresentado pelo DNER.

Neste exemplo será adotado o valor obtido pelo método do DNER.

Perda de serventia

$$\Delta s = 4,5 - 2,0$$

$$\Delta s = 2,5$$

Resistência equivalente do concreto e módulo de elasticidade

Faixa externa:

$$f_{ct,eq} = \frac{4,5 \cdot 1,05}{2,7}$$

$$f_{ct,eq} = 1,575 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,eq} = 16,07 \text{ kgf/cm}^2$$

Faixa interna:

$$f_{ct,eq} = \frac{4,5 \cdot 1,05}{2,9}$$

$$f_{ct,eq} = 1,629 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,eq} = 16,62 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 0,85 \cdot 5600 \cdot \sqrt{58}$$

$$E_c = 36280 \text{ MPa}$$

$$E_c = 370204 \text{ kgf/cm}^2$$

Fórmula geral

$$a = \frac{\log(0,33 \cdot 2,5)}{1 + \left(\frac{18,078}{20 + 2,54} \right)^{8,46}}$$

$$a = -0,072$$

Faixa externa:

$$B = \frac{16,07}{15,185} \cdot \left(\frac{20^{0,75} - 2,278}{20^{0,75} - 46,79 \cdot \left(\frac{3,35}{370204} \right)^{0,75}} \right)$$

$$B = 0,804$$

$$N_{eq,adm} = \left(\frac{20 + 2,54}{2,588} \right)^{7,35} \cdot 10^{-0,072} \cdot (0,804)^{(4,22 - 0,32 \cdot 2)}$$

$$N_{eq,adm} = 3.145.868$$

Tendo em vista que o pavimento suporta 3.145.868 repetições do eixo equivalente, e está prevista a passagem de 5.360.354, a adoção da espessura de 20 cm não satisfaz o problema. Deve ser realizada uma segunda tentativa.

Faixa interna:

$$B = \frac{16,62}{15,185} \cdot \left(\frac{20^{0,75} - 2,278}{20^{0,75} - 46,79 \cdot \left(\frac{3,35}{370204} \right)^{0,75}} \right)$$

$$B = 0,832$$

$$N_{eq,adm} = \left(\frac{20 + 2,54}{2,588} \right)^{7,35} \cdot 10^{-0,072} \cdot (0,832)^{(4,22 - 0,32 \cdot 2)}$$

$$N_{eq,adm} = 3.556.030$$

Para faixa interna a espessura de 20 centímetros também não é suficiente.

Para refazer o procedimento será adotada uma espessura tentativa de 22 centímetros.

Tabela 9.3 – Número de eixos equivalentes

| Classe de eixo | Carga por eixo (tf) | Frequência no período de projeto (número de repetições) | Fator de equivalência | Número de eixos equivalentes |
|---------------------------------|---------------------|---|-----------------------|------------------------------|
| Eixo simples de rodagem simples | 6 | 1.000.000 | 0,284 | 284.133 |
| Eixo simples de rodagem dupla | 10 | 800.000 | 2,374 | 1.899.200 |
| Eixo tandem duplo | 17 | 200.000 | 2,977 | 595.333 |
| Eixo tandem triplo | 25,5 | 50.000 | 4,949 | 247.456 |
| | | | N_{eq} | 3.026.122 |

$$N_{total} = 3.026.122 \cdot 1,79$$

$$N_{total} = 5.416.759$$

$$a = \frac{\log(0,33 \cdot 2,5)}{1 + \left(\frac{18,078}{22 + 2,54} \right)^{8,46}}$$

$$a = -0,078$$

Faixa externa

$$B = \frac{16,07}{15,185} \cdot \left(\frac{22^{0,75} - 2,278}{22^{0,75} - 46,79 \cdot \left(\frac{3,35}{370204} \right)^{0,75}} \right)$$

$$B = 0,822$$

$$N_{\text{eq,adm}} = \left(\frac{22 + 2,54}{2,588} \right)^{7,35} \cdot 10^{-0,078} \cdot (0,822)^{(4,22-0,32 \cdot 2)}$$

$$N_{\text{eq,adm}} = 6.273.815$$

Com a espessura de 22 centímetros, o pavimento suporta 6.273.815 repetições do eixo equivalente. Como está prevista a passagem de 5.416.759 essa espessura resolve o problema, para a faixa externa.

Faixa interna

$$B = \frac{16,62}{15,185} \cdot \left(\frac{22^{0,75} - 2,278}{22^{0,75} - 46,79 \cdot \left(\frac{3,35}{370204} \right)^{0,75}} \right)$$

$$B = 0,850$$

$$N_{\text{eq,adm}} = \left(\frac{22 + 2,54}{2,588} \right)^{7,35} \cdot 10^{-0,078} \cdot (0,850)^{(4,22-0,32 \cdot 2)}$$

$$N_{\text{eq,adm}} = 7.073.109$$

Para a faixa interna, a espessura de 22 centímetros também é suficiente. Como houve uma sobra de eixos equivalentes admissíveis, será verificado se uma espessura intermediária também verifica o problema.

Será verificada, a seguir, a espessura de 21 centímetros.

Tabela 9.4 – Número de eixos equivalentes

| Classe de eixo | Carga por eixo (tf) | Frequência no período de projeto (número de repetições) | Fator de equivalência | Número de eixos equivalentes |
|---------------------------------|---------------------|---|-----------------------|------------------------------|
| Eixo simples de rodagem simples | 6 | 1.000.000 | 0,285 | 285.067 |
| Eixo simples de rodagem dupla | 10 | 800.000 | 2,362 | 1.889.600 |
| Eixo tandem duplo | 17 | 200.000 | 2,954 | 590.889 |
| Eixo tandem triplo | 25,5 | 50.000 | 4,896 | 244.811 |
| | | | N_{eq} | 3.010.367 |

$$N_{total} = 3.010.367 \cdot 1,79$$

$$N_{total} = 5.388.557$$

$$a = \frac{\log(0,33 \cdot 2,5)}{1 + \left(\frac{18,078}{21 + 2,54}\right)^{8,46}}$$

$$a = -0,075$$

Faixa externa

$$B = \frac{16,07}{15,185} \cdot \left(\frac{21^{0,75} - 2,278}{21^{0,75} - 46,79 \cdot \left(\frac{3,35}{370204}\right)^{0,75}} \right)$$

$$B = 0,813$$

$$N_{eq,adm} = \left(\frac{21 + 2,54}{2,588}\right)^{7,35} \cdot 10^{-0,075} \cdot (0,813)^{(4,22 - 0,32 \cdot 2)}$$

$$N_{eq,adm} = 4.473.158$$

Com a espessura de 21 centímetros, o pavimento suporta 4.473.158 repetições do eixo equivalente. O tráfego previsto é de 5.388.557, portanto essa espessura não é suficiente, devendo ser adotada igual a 22 centímetros.

Faixa interna

$$B = \frac{16,62}{15,185} \cdot \left(\frac{21^{0,75} - 2,278}{21^{0,75} - 46,79 \cdot \left(\frac{3,35}{370204} \right)^{0,75}} \right)$$

$$B = 0,841$$

$$N_{\text{eq,adm}} = \left(\frac{21 + 2,54}{2,588} \right)^{7,35} \cdot 10^{-0,075} \cdot (0,841)^{(4,22 - 0,32 \cdot 2)}$$

$$N_{\text{eq,adm}} = 5.049.632$$

Para a faixa interna também deverá ser adotada espessura de 22 centímetros, visto que, com 21 centímetros, o número de eixos admissíveis é inferior ao número de eixos solicitantes.

9.1.3. Método da PCA/66

Espessura tentativa

Será adotada uma espessura inicial de 20 centímetros.

Coefficiente de recalque da fundação

O valor de k é determinado através dos gráficos A.1 e A.2. Para o CBR de 4,5%, com 20 centímetros de sub-base granular, o valor de k , no topo do sistema, é de 50 MPa/m

Coeficiente de segurança

Através da tabela A.16, verifica-se que deve ser utilizado um coeficiente de segurança de 1,2.

Módulo de resistência do concreto

$$M_R = 4,5 \text{ MPa}$$

Preenchimento do quadro, para verificação da fadiga

Quadro 9.1 – Cálculo da espessura de pavimento de concreto pelo método da PCA/66

| | |
|----------------------|---------------|
| Projeto: | Exemplo 9.1.3 |
| Espessura tentativa: | 20 cm |
| k: | 50 MPa/m |
| F _{sc} : | 1,2 |
| M _R : | 4,5 MPa |
| Período de Projeto | 20 anos |

| Peso por eixo (tf) | Peso por eixo . F _{sc} (tf) | Tensão na placa (MPa) | Relação de tensões | N _{adm} | N _{sol} | C (%) |
|--------------------|--------------------------------------|-----------------------|----------------------------|------------------|------------------|-----------------|
| (1) | (2) = (1) . F _{sc} | (3) | (4) = (3) / M _R | (5) | (6) | (7) = (6) / (5) |

Eixos simples

| | | | | | | |
|----|-----|------|------|-----------|-----------|---|
| 6 | 7,2 | 1,56 | 0,35 | ilimitado | 1.000.000 | 0 |
| 10 | 12 | 2,06 | 0,46 | ilimitado | 800.000 | 0 |

Eixos tandem duplos

| | | | | | | |
|----|------|------|------|-----------|---------|---|
| 17 | 20,4 | 1,76 | 0,39 | ilimitado | 200.000 | 0 |
|----|------|------|------|-----------|---------|---|

Eixos tandem triplos

| | | | | | | |
|------|------|------|------|-----------|--------|---|
| 25,5 | 30,6 | 1,96 | 0,43 | ilimitado | 50.000 | 0 |
|------|------|------|------|-----------|--------|---|

| | |
|----------------------|---|
| C _{total} : | 0 |
|----------------------|---|

A espessura tentativa levou a tensões inferiores a 0,5, permitindo um número ilimitado de repetições de carga.

Será adotada nova espessura, de 19 centímetros.

Quadro 9.2 – Cálculo da espessura de pavimento de concreto pelo método da PCA/66

| | |
|----------------------|---------------|
| Projeto: | Exemplo 9.1.3 |
| Espessura tentativa: | 19 cm |
| k: | 50 MPa/m |
| F _{sc} : | 1,2 |
| M _R : | 4,5 MPa |
| Período de Projeto | 20 anos |

| Peso por eixo (tf) | Peso por eixo . F _{sc} (tf) | Tensão na placa (MPa) | Relação de tensões | N _{adm} | N _{sol} | C (%) |
|--------------------|--------------------------------------|-----------------------|----------------------------|------------------|------------------|-----------------|
| (1) | (2) = (1) . F _{sc} | (3) | (4) = (3) / M _R | (5) | (6) | (7) = (6) / (5) |

Eixos simples

| | | | | | | |
|----|-----|------|------|-----------|-----------|---|
| 6 | 7,2 | 1,66 | 0,37 | ilimitado | 1.000.000 | 0 |
| 10 | 12 | 2,16 | 0,48 | ilimitado | 800.000 | 0 |

Eixos tandem duplos

| | | | | | | |
|----|------|------|------|---------|---------|----|
| 17 | 20,4 | 2,30 | 0,51 | 400.000 | 200.000 | 50 |
|----|------|------|------|---------|---------|----|

Eixos tandem triplos

| | | | | | | |
|------|------|-------|------|-----------|--------|---|
| 25,5 | 30,6 | 2,107 | 0,47 | ilimitado | 50.000 | 0 |
|------|------|-------|------|-----------|--------|---|

| | |
|----------------------|----|
| C _{total} : | 50 |
|----------------------|----|

Para a espessura de 19 centímetros o consumo de fadiga foi de apenas 50%. Deve-se refazer os cálculos para tentar obter um resultado mais econômico.

Quadro 9.3 – Cálculo da espessura de pavimento de concreto pelo método da PCA/66

| | |
|----------------------|---------------|
| Projeto: | Exemplo 9.1.3 |
| Espessura tentativa: | 18 cm |
| k: | 50 MPa/m |
| F _{sc} : | 1,2 |
| M _R : | 4,5 MPa |
| Período de Projeto | 20 anos |

| Peso por eixo (tf) | Peso por eixo . F _{sc} (tf) | Tensão na placa (MPa) | Relação de tensões | N _{adm} | N _{sol} | C (%) |
|--------------------|--------------------------------------|-----------------------|----------------------------|------------------|------------------|-----------------|
| (1) | (2) = (1) . F _{sc} | (3) | (4) = (3) / M _R | (5) | (6) | (7) = (6) / (5) |

Eixos simples

| | | | | | | |
|----|-----|------|------|-----------|-----------|-----|
| 6 | 7,2 | 1,70 | 0,38 | ilimitado | 1.000.000 | 0 |
| 10 | 12 | 2,35 | 0,52 | 300.000 | 800.000 | 267 |

Eixos tandem duplos

| | | | | | | |
|----|------|------|------|---------|---------|-----|
| 17 | 20,4 | 2,45 | 0,54 | 180.000 | 200.000 | 111 |
|----|------|------|------|---------|---------|-----|

Eixos tandem triplos

| | | | | | | |
|----------------------|------|-------|------|---------|--------|-------|
| 25,5 | 30,6 | 2,303 | 0,51 | 400.000 | 50.000 | 12,5 |
| C _{total} : | | | | | | 390,5 |

O aumento da tensão provocada pelos eixos simples de rodagem dupla de 2,16 MPa para 2,35 MPa quando adotada espessura de 18 centímetros, ao invés de 19, provocou um aumento da relação de tensões de 0,48 para 0,52. Para relações de tensão inferiores a 0,5 o número de repetições é ilimitado, mas o número de repetições admissível decresce rapidamente, quando a relação de tensões ultrapassa esse valor. Devido ao elevado tráfego de veículos de 10tf, a espessura de 18 centímetros não satisfaz o critério de fadiga. Assim sendo, será adotada espessura de 19 centímetros. É possível fazer a verificação para espessuras intermediárias, como por exemplo 18,5 cm.

9.1.4. Método da PCA/84

Espessura tentativa

Será adotada uma espessura inicial de 22 centímetros, para as faixas externas, e 19 centímetros para as faixas internas.

Coefficiente de recalque da fundação

O valor de k é determinado através dos gráficos A.1 e A.2. Para o CBR de 4,5%, com 20 centímetros de sub-base granular, o valor de k , no topo do sistema, é de 50 MPa/m

Coefficiente de segurança

O coeficiente de segurança é o mesmo que para o método de 1966: 1,2.

Módulo de resistência do concreto

$$M_R = 4,5 \text{ MPa}$$

Preenchimento do quadro, para verificação da fadiga

a. Faixa externa

Quadro 9.4 – Cálculo da espessura de pavimento de concreto pelo método da PCA/84

| | | | | |
|------------------------------------|---------------|---|-----|---|
| Projeto: | Exemplo 9.1.4 | | | |
| Espessura tentativa: | 22 cm | | | |
| k: | 50 MPa/m | | | |
| F _{SC} : | 1,2 | | | |
| MR: | 4,5 MPa | | | |
| Juntas com barras de transferência | sim | X | não | |
| Acostamento de concreto | sim | | não | X |
| Período de Projeto | 20 anos | | | |

| Peso por eixo (tf) | Peso por eixo . F _{SC} (tf) | N _{sol} | Análise de Fadiga | | Análise de Erosão | |
|--------------------|--------------------------------------|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|---------------------|
| | | | N _{adm} | Consumo de fadiga (%) | N _{adm} | Dano por erosão (%) |
| (1) | (2) = (1) . F _{SC} | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) = (6) / (5) |

| | | |
|---------------|------------------------|-------|
| Eixos simples | 8- Tensão equivalente: | 1,515 |
| | 9- Fator de fadiga: | 0,337 |
| | 10- Fator de erosão: | 2,70 |

| | | | | | | |
|----|-----|-----------|-----------|----|-----------|----|
| 6 | 7,2 | 1.000.000 | ilimitado | 0 | ilimitado | 0 |
| 10 | 12 | 800.000 | 1.500.000 | 53 | 4.200.000 | 19 |

| | | |
|---------------------|-------------------------|-------|
| Eixos tandem duplos | 11- Tensão equivalente: | 1,34 |
| | 12- Fator de fadiga: | 0,298 |
| | 13- Fator de erosão: | 2,85 |

| | | | | | | |
|----|------|---------|-----------|---|-----------|-----|
| 17 | 20,4 | 200.000 | ilimitado | 0 | 3.500.000 | 5,7 |
|----|------|---------|-----------|---|-----------|-----|

| | | |
|----------------------|-------------------------|-------|
| Eixos tandem triplos | 14- Tensão equivalente: | 1,01 |
| | 15- Fator de fadiga: | 0,251 |
| | 16- Fator de erosão: | 2,975 |

| | | | | | | |
|------|------|--------|-----------|---|-----------|-----|
| 25,5 | 10,2 | 50.000 | ilimitado | 0 | 1.600.000 | 3,1 |
|------|------|--------|-----------|---|-----------|-----|

| | | | |
|----------------------|----|----------------------|------|
| C _{total} : | 53 | D _{total} : | 27,8 |
|----------------------|----|----------------------|------|

Segundo o método da PCA/84, a espessura de 22 centímetros, sob o carregamento estudado, teria o consumo de fadiga igual a 53%, no período de projeto. Quanto a erosão o consumo seria de apenas 27,8%. Será verificada uma

espessura menor. Será desenvolvida uma nova tentativa, para a faixa externa com 21 centímetros.

Quadro 9.5 – Cálculo da espessura de pavimento de concreto pelo método da PCA/84

| | | | |
|------------------------------------|---------------|----------|--------------|
| Projeto: | Exemplo 9.1.4 | | |
| Espessura tentativa: | 21 cm | | |
| k: | 50 MPa/m | | |
| F _{sc} : | 1,2 | | |
| M _R : | 4,5 MPa | | |
| Juntas com barras de transferência | sim | <u>X</u> | não |
| Acostamento de concreto | sim | | não <u>X</u> |
| Período de Projeto | 20 anos | | |

| Peso por eixo (tf) | Peso por eixo . F _{sc} (tf) | N _{sol} | Análise de Fadiga | | Análise de Erosão | |
|--------------------|--------------------------------------|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|---------------------|
| | | | N _{adm} | Consumo de fadiga (%) | N _{adm} | Dano por erosão (%) |
| (1) | (2) = (1) . F _{sc} | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) = (6) / (5) |

| | | |
|---------------|------------------------|-------------|
| Eixos simples | 8- Tensão equivalente: | <u>1,62</u> |
| | 9- Fator de fadiga: | <u>0,36</u> |
| | 10- Fator de erosão: | <u>2,76</u> |

| | | | | | | |
|----|-----|-----------|-----------|-----|-----------|------|
| 6 | 7,2 | 1.000.000 | ilimitado | 0 | ilimitado | 0 |
| 10 | 12 | 800.000 | 300.000 | 266 | 2.800.000 | 28,6 |

| | | |
|---------------------|-------------------------|--------------|
| Eixos tandem duplos | 11- Tensão equivalente: | <u>1,415</u> |
| | 12- Fator de fadiga: | <u>0,314</u> |
| | 13- Fator de erosão: | <u>2,90</u> |

| | | | | | | |
|----|------|---------|-----------|---|-----------|-----|
| 17 | 20,4 | 200.000 | ilimitado | 0 | 2.600.000 | 7,7 |
|----|------|---------|-----------|---|-----------|-----|

| | | |
|----------------------|-------------------------|--------------|
| Eixos tandem triplos | 14- Tensão equivalente: | <u>1,07</u> |
| | 15- Fator de fadiga: | <u>0,238</u> |
| | 16- Fator de erosão: | <u>3,02</u> |

| | | | | | | |
|------|------|--------|-----------|---|---------|-----|
| 25,5 | 10,2 | 50.000 | ilimitado | 0 | 900.000 | 5,6 |
|------|------|--------|-----------|---|---------|-----|

| | | | |
|---------------------------|------------|---------------------------|-------------|
| C_{total}: | 266 | D_{total}: | 41,9 |
|---------------------------|------------|---------------------------|-------------|

Para espessura de 21 centímetros a resistência à fadiga do pavimento é superada em 266%. Portanto, para faixa externa, será adotada a espessura de 22 centímetros.

b. Faixa interna

Quadro 9.6 – Cálculo da espessura de pavimento de concreto pelo método da PCA/84

| | | | |
|------------------------------------|---------------|----------|-----|
| Projeto: | Exemplo 9.1.4 | | |
| Espessura tentativa: | 19 cm | | |
| k: | 50 MPa/m | | |
| F _{sc} : | 1,2 | | |
| M _r : | 4,5 MPa | | |
| Juntas com barras de transferência | sim | <u>X</u> | não |
| Acostamento de concreto | sim | <u>X</u> | não |
| Período de Projeto | 20 anos | | |

| Peso por eixo (tf) | Peso por eixo . F _{sc} (tf) | N _{sol} | Análise de Fadiga | | Análise de Erosão | |
|--------------------|--------------------------------------|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|---------------------|
| | | | N _{adm} | Consumo de fadiga (%) | N _{adm} | Dano por erosão (%) |
| (1) | (2) = (1) . F _{sc} | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) = (6) / (5) |

| | | |
|---------------|------------------------|--------------|
| Eixos simples | 8- Tensão equivalente: | <u>1,515</u> |
| | 9- Fator de fadiga: | <u>0,337</u> |
| | 10- Fator de erosão: | <u>2,445</u> |

| | | | | | | |
|----|-----|-----------|-----------|------|-----------|------|
| 6 | 7,2 | 1.000.000 | ilimitado | 0 | ilimitado | 0 |
| 10 | 12 | 800.000 | 1.500.000 | 53,3 | 2.200.000 | 36,4 |

| | | |
|---------------------|-------------------------|--------------|
| Eixos tandem duplos | 11- Tensão equivalente: | <u>1,285</u> |
| | 12- Fator de fadiga: | <u>0,286</u> |
| | 13- Fator de erosão: | <u>2,525</u> |

| | | | | | | |
|----|------|---------|-----------|---|-----------|-----|
| 17 | 20,4 | 200.000 | ilimitado | 0 | 3.900.000 | 5,1 |
|----|------|---------|-----------|---|-----------|-----|

| | | |
|----------------------|-------------------------|--------------|
| Eixos tandem triplos | 14- Tensão equivalente: | <u>1,01</u> |
| | 15- Fator de fadiga: | <u>0,224</u> |
| | 16- Fator de erosão: | <u>2,585</u> |

| | | | | | | |
|------|------|--------|-----------|---|-----------|-----|
| 25,5 | 10,2 | 50.000 | ilimitado | 0 | 2.000.000 | 2,5 |
|------|------|--------|-----------|---|-----------|-----|

| | | | |
|----------------------|-------------|----------------------|-----------|
| C _{total} : | <u>53,3</u> | D _{total} : | <u>44</u> |
|----------------------|-------------|----------------------|-----------|

Para as faixas internas, com espessura de 19 centímetros, o consumo de fadiga é de 53,3% e de erosão é 44%.

Será verificada uma nova espessura, para a faixa interna, com 18 centímetros.

Quadro 9.7 – Cálculo da espessura de pavimento de concreto pelo método da PCA/84

| | | | | | |
|------------------------------------|---------------|----------|-----|--|--|
| Projeto: | Exemplo 9.1.4 | | | | |
| Espessura tentativa: | 18 cm | | | | |
| k: | 50 MPa/m | | | | |
| F _{SC} : | 1,2 | | | | |
| M _R : | 4,5 MPa | | | | |
| Juntas com barras de transferência | sim | <u>X</u> | não | | |
| Acostamento de concreto | sim | <u>X</u> | não | | |
| Período de Projeto | 20 anos | | | | |

| Peso por eixo (tf) | Peso por eixo . F _{SC} (tf) | N _{sol} | Análise de Fadiga | | Análise de Erosão | |
|--------------------|--------------------------------------|------------------|-------------------|-----------------------|-------------------|---------------------|
| | | | N _{adm} | Consumo de fadiga (%) | N _{adm} | Dano por erosão (%) |
| (1) | (2) = (1) . F _{SC} | (3) | (4) | (5) | (6) | (7) = (6) / (5) |

| | | |
|---------------|------------------------|--------------|
| Eixos simples | 8- Tensão equivalente: | <u>1,63</u> |
| | 9- Fator de fadiga: | <u>0,362</u> |
| | 10- Fator de erosão: | <u>2,51</u> |

| | | | | | | |
|----|-----|-----------|-----------|-----|-----------|------|
| 6 | 7,2 | 1.000.000 | ilimitado | 0 | ilimitado | 0 |
| 10 | 12 | 800.000 | 290.000 | 275 | 1.400.000 | 57,1 |

| | | |
|---------------------|-------------------------|--------------|
| Eixos tandem duplos | 11- Tensão equivalente: | <u>1,375</u> |
| | 12- Fator de fadiga: | <u>0,306</u> |
| | 13- Fator de erosão: | <u>2,57</u> |

| | | | | | | |
|----|------|---------|-----------|---|-----------|-----|
| 17 | 20,4 | 200.000 | ilimitado | 0 | 2.100.000 | 9,5 |
|----|------|---------|-----------|---|-----------|-----|

| | | |
|----------------------|-------------------------|--------------|
| Eixos tandem triplos | 14- Tensão equivalente: | <u>1,085</u> |
| | 15- Fator de fadiga: | <u>0,241</u> |
| | 16- Fator de erosão: | <u>2,625</u> |

| | | | | | | |
|------|------|--------|-----------|---|-----------|-----|
| 25,5 | 10,2 | 50.000 | ilimitado | 0 | 1.100.000 | 4,5 |
|------|------|--------|-----------|---|-----------|-----|

| | | | |
|---------------------------|------------|---------------------------|-------------|
| C_{total}: | 275 | D_{total}: | 71,1 |
|---------------------------|------------|---------------------------|-------------|

Para as faixas internas com espessura de 18 centímetros, o consumo de fadiga é de 275%. Desta forma será adotada a espessura de 19 centímetros.

9.1.5 Considerações sobre os resultados

Neste exemplo, verificou-se que, para o método da AASHTO, apesar de ter sido considerada a existência de acostamento de concreto, no cálculo das

faixas internas, a espessura necessária foi a mesma que para as faixas externas: 22 centímetros, mas as faixas internas suportam a passagem de 799.294 eixos equivalentes a mais que as faixas externas. Se a construção de faixas com 0,5 centímetros de diferença na espessura for viável, pode-se verificar se a faixa interna resiste ao número de eixos solicitantes, com uma espessura de 21,5 centímetros.

O método da PCA/66 não considera a existência de barras de transferência e de acostamento de concreto. Além disso existe uma descontinuidade na curva de fadiga que provoca uma grande diferença no consumo da resistência entre espessuras muito próximas.

O método da PCA/84 é mais conservador que o da PCA/66, a descontinuidade da curva de fadiga foi corrigida e já é considerada a existência de barras de transferência e de acostamento de concreto. Verifica-se uma grande influência do acostamento de concreto no dimensionamento. Verifica-se também que uma pequena variação na espessura altera consideravelmente o consumo de fadiga. Neste exemplo, onde o tráfego de eixos simples é muito maior que o de eixos tandem, a fadiga tem maior importância no dimensionamento. Para o caso de haver um grande número de veículos pesados, a erosão pode tornar-se o fator preponderante no dimensionamento.

Comparando os resultados dos três métodos, verifica-se que o método da PCA/84 forneceu valores intermediários. Além disso, este método considera melhor a presença de acostamento de concreto e de barras de transferência. Portanto será adotada espessura de 22 centímetros para as faixas externas e de 19 centímetros para as faixas internas.

9.2 PISO INDUSTRIAL DE CONCRETO SIMPLES

Será apresentado, a seguir, um exemplo de dimensionamento de piso industrial de concreto simples pelos métodos de PACKARD (1976).

9.2.1 Dados do problema

Condições gerais

- Piso industrial de área igual a 150 x 140 metros;
- Equipamento: vibro-acabadora;
- Largura de concretagem: 4 metros;
- Junta longitudinal de construção: encaixe tipo macho-fêmea, com barras de ligação nas três faixas externas;
- Juntas transversais com barras de transferência, a cada 6 metros.

Solicitações

O piso é solicitado por empilhadeiras de rodagem simples de carga máxima igual a 10tf. O eixo tem 1,00 metro de comprimento e a pressão de enchimento dos pneus pode ser considerada igual a 1,75MPa.

Estão previstas áreas de carregamento distribuído com 80kN/m².

Deverão ser utilizadas prateleiras com apoios de 20 x 20 cm e 6tf por apoio. A distância entre os montantes é de 1,20 e 2,40 metros.

Nas placas internas o tráfego previsto é de 1.000.000 de eixos. Nas placas externas, calcula-se a passagem de 60.000 eixos.

Fundação

Serão adotados os seguintes valores:

- CBR = 4,5%;
- 20 cm de sub-base granular.

Materiais

Será utilizado concreto de resistência à tração na flexão, aos 28 dias, de 4,5 MPa.

As barras de transferência serão de aço tipo CA-25, pintadas e engraxadas em metade do comprimento mais 2 centímetros.

As barras de ligação serão de aço tipo CA-60A.

9.2.2 Dimensionamento pelo método de PACKARD

Ações móveis

A tabela A.24 fornece o valor dos coeficientes de segurança, em função do número de repetições das solicitações. Para 1.000.000 repetições, o coeficiente de segurança é igual a 2. Para 10.000, o coeficiente de segurança é de 1,74.

$$P = 10\text{tf} \cdot \frac{9,8\text{kN}}{1\text{tf}}$$

$$P = 98 \text{ kN}$$

$$P_r = \frac{10\text{tf}}{2} \cdot \frac{9800\text{N}}{1\text{tf}}$$

$$P_r = 49000 \text{ N}$$

$$q = 1,75\text{MPa} \cdot \frac{1000\text{kP}}{1\text{MPa}}$$

$$q = 1750 \text{ kPa}$$

$$A = 10 \cdot \frac{49000}{1750}$$

$$A = 280 \text{ cm}^2 < 600\text{cm}^2$$

- Placas internas:

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{4500}{2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 2250 \text{ kPa}$$

$$Q = \frac{2250}{98}$$

$$Q = 22,96 \text{ Pa/N}$$

Figura A.16 \Rightarrow para $h = 20 \text{ cm}$, $A' = 305 \text{ cm}^2$

Figura A.17 \Rightarrow para $A' = 305 \text{ cm}^2$, $h = 17,8 \text{ cm}$

Figura A.16 \Rightarrow para $h = 18 \text{ cm}$, $A' = 290 \text{ cm}^2$

Figura A.17 \Rightarrow para $A' = 290 \text{ cm}^2$, $h = 18 \text{ cm}$ ✓

- Placas externas:

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{4500}{1,74}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 2586 \text{ kPa}$$

$$Q = \frac{2586}{98}$$

$$Q = 26,40 \text{ Pa/N}$$

Figura A.16 \Rightarrow para $h = 20 \text{ cm}$, $A' = 305 \text{ cm}^2$

Figura A.17 \Rightarrow para $A' = 305 \text{ cm}^2$, $h = 16,3 \text{ cm}$

Figura A.16 \Rightarrow para $h = 16,5 \text{ cm}$, $A' = 280 \text{ cm}^2$

Figura A.17 \Rightarrow para $A' = 280 \text{ cm}^2$, $h = 16,5 \text{ cm}$ ✓

Packard recomenda um aumento de 20 a 25% na espessura, quando houver carregamento na borda. Neste caso, a espessura das placas externas devem ser de 20 centímetros, adotando um aumento de 25% na espessura calculada.

Carregamento de montantes

Será adotado coeficiente de segurança igual a 2

$$\sigma_{\text{adm}} = \frac{4500}{2}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 2250 \text{ kPa}$$

$$P = 6\text{tf} \cdot \frac{9,8\text{kN}}{1\text{tf}}$$

$$P = 58,8 \text{ kN}$$

$$Q = \frac{2250}{58,8}$$

$$Q = 38,27 \text{ Pa/N}$$

Figuras A1.21 $\Rightarrow h = 17 \text{ cm} < 18 \text{ cm} \checkmark$

Verificação da tensão de apoio

- para força no interior da placa:

$$\sigma_{\text{ap,adm}} = 4,2 \cdot 4,5$$

$$\sigma_{\text{ap,adm}} = 18,9 \text{ MPa}$$

- para força na borda

$$\sigma_{\text{ap,adm}} = 2,1 \cdot 4,5$$

$$\sigma_{\text{ap,adm}} = 9,45 \text{ MPa}$$

Determinação da tensão de apoio:

$$\sigma_{ap} = \frac{0,0588}{0,2 \cdot 0,2}$$

$$\sigma_{ap} = 1,47 \text{ MPa} < \sigma_{ap,adm} = 9,45 \text{ MPa} \checkmark$$

Verificação da punção

$$\tau_{adm} = 0,27 \cdot 4,5$$

$$\tau_{adm} = 1,215 \text{ MPa}$$

Determinação da tensão de cisalhamento:

$$\tau_{sol} = \frac{0,0588}{4 \cdot 0,2 \cdot 0,18}$$

$$\tau_{sol} = 0,408 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 1,215 \text{ MPa} \checkmark$$

Carregamento distribuído

Para o carregamento distribuído será adotado coeficiente de segurança igual a 1,5.

$$f_{ctM,d} = \frac{4,5}{1,5}$$

$$f_{ctM,d} = 3 \text{ MPa}$$

$$q_{adm} = 1,03 \cdot 3 \cdot \sqrt{18 \cdot 50}$$

$$q_{adm} = 92,7 \text{ kN/m}^2 > q_{sol} = 80 \text{ kN/m}^2 \checkmark$$

9.2.3 Verificação da punção, segundo Revisão da NB-1 (1999)

$$u = 2 \cdot (0,2 + 0,2)$$

$$u = 0,8$$

$$\tau_{Sd} = \frac{0,0588}{0,8 \cdot 0,18}$$

$$\tau_{Sd} = 0,408 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{58}{250}\right) \cdot \frac{58}{1,4}$$

$$\tau_{Rd} = 8,591 \text{ MPa} > \tau_{Sd} = 0,408 \text{ MPa} \checkmark$$

Nota-se que a verificação de punção pelo método de PACKARD (1976) é mais conservadora que a Revisão da NB-1.

9.2.4 Verificação da punção, segundo ACI

$$\tau_{Sd} = \frac{0,0588}{3,31 \cdot 0,18}$$

$$\tau_{Sd} = 0,099 \text{ MPa}$$

$$b_o = 2 \cdot (20 + 20) + 4 \cdot 10$$

$$b_o = 120 \text{ cm}$$

$$\tau_{Rd} = 0,85 \cdot 0,08303 \cdot \left(2 + \frac{4}{1}\right) \cdot \sqrt{40} = 2,678 \text{ MPa} > \tau_{Sd} = 0,099 \text{ MPa} \checkmark$$

$$\tau_{Rd} = 0,85 \cdot 0,08303 \cdot \left(2 + \frac{20 \cdot 10}{120}\right) \cdot \sqrt{40} = 1,004 \text{ MPa} > \tau_{Sd} \text{ MPa} \checkmark$$

$$\tau_{Rd} = 0,85 \cdot 0,3321 \cdot \sqrt{40} = 1,785 \text{ MPa} > \tau_{Sd} = 0,099 \text{ MPa} \checkmark$$

9.3 PISO INDUSTRIAL DE CONCRETO COM ARMADURA DISTRIBUÍDA DESCONTÍNUA

Os dados são os mesmos do problema 9.2, com diferença apenas nas dimensões das placas: 15 metros de comprimento e 7 metros de largura.

9.3.1 Segundo PACKARD (1973)

A espessura do pavimento deve ser determinada da mesma forma que para concreto simples. Portanto será adotada a espessura de 18 centímetros para as placas internas e de 20 centímetros para as placas externas.

Adotando μ igual a 1,5 (tabela A.1):

$$\gamma_c = \frac{2500\text{kgf}}{\text{m}^3} \cdot \frac{9,8\text{kN}}{1000\text{kgf}}$$

$$\gamma_c = 24,5 \text{ kN/m}^3$$

- Para placas internas:

$$A_{s,\text{ret}} = \frac{1,5 \cdot 24,5 \cdot 0,18 \cdot 15}{2 \cdot 0,75 \cdot 60}$$

$$A_{s,\text{ret}} = 1,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Para placas externas:

$$A_{s,\text{ret}} = \frac{1,5 \cdot 24,5 \cdot 0,20 \cdot 15}{2 \cdot 0,75 \cdot 60}$$

$$A_{s,\text{ret}} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9.3.2 Segundo RODRIGUES e CASSARO (1998)

Assim como no caso anterior, a espessura do pavimento deve ser determinada da mesma forma que para concreto simples. Portanto será adotada a espessura de 18 centímetros para as placas internas e de 20 centímetros para as placas externas.

- Para placas internas:

$$A_{s,ret} = \frac{1,5 \cdot 24,5 \cdot 0,18 \cdot 15}{2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 60}$$

$$A_{s,ret} = 1,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Para placas externas:

$$A_{s,ret} = \frac{1,5 \cdot 24,5 \cdot 0,20 \cdot 15}{2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 60}$$

$$A_{s,ret} = 1,37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9.3.3 Segundo Revisão da NB-1 (1999)

Assim como nos casos anteriores, a espessura do pavimento deve ser determinada da mesma forma que para concreto simples. Portanto será adotada a espessura de 18 centímetros para as placas internas e de 20 centímetros para as placas externas.

- Para placas internas:

$$A_{s,ret} = \frac{1,2 \cdot 1,5 \cdot 24,5 \cdot 0,18 \cdot 15}{2 \cdot \frac{60}{1,15}}$$

$$A_{s,ret} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Para placas externas:

$$A_{s,\text{ret}} = \frac{1,2 \cdot 1,5 \cdot 24,5 \cdot 0,20 \cdot 15}{2 \cdot \frac{60}{1,15}}$$

$$A_{s,\text{ret}} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9.3.4 Segundo Corps of Engineers

Será adotada redução da espessura do pavimento armado para 17 centímetros, que foi a espessura encontrada para resistir aos montantes de prateleiras.

Verificação do carregamento distribuído, para a nova espessura

$$q_{\text{adm}} = 1,03 \cdot 3 \cdot \sqrt{17 \cdot 50}$$

$$q_{\text{adm}} = 90,1 \text{ kN/m}^2 < q_{\text{sol}} = 80 \text{ kN/m}^2 \checkmark$$

Determinação da área de aço

Figura A.22 \Rightarrow para $h_{\text{arm}} = 17\text{cm}$, $s = 0,07\%$ $A_s = 1,105\text{cm}^2/\text{m}$

9.3.5 Considerações sobre os resultados

Como já foi discutido no capítulo 7, não se aconselha a redução da espessura do pavimento pela utilização de armadura de retração. Portanto,

serão adotadas as espessuras calculadas para concreto simples: 18 e 20 centímetros.

A fórmula obtida a partir dos critérios da Revisão da NB-1 (1999) permite maior controle dos coeficientes de segurança. Portanto serão adotados os resultados obtidos de acordo com essa norma: 1,14 e 1,26 cm²/m.

9.4 PISO INDUSTRIAL DE CONCRETO ESTRUTURALMENTE ARMADO

Os dados são os mesmos do problema 9.3, exceto a resistência do concreto. Será utilizado f_{ck} igual a 30MPa.

9.4.1 Determinação da altura útil

Visto que o carregamento uniformemente distribuído provoca tração nas fibras superiores, será adotada a espessura mínima para esse esforço.

$$80 = 1,03 \cdot 3 \cdot \sqrt{h \cdot 50}$$

$$h = 13,4 \approx 14 \text{ cm}$$

Adotando cobrimento de 4 centímetros, a altura útil é:

$$d = 14 - 4$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

9.4.2 Dimensionamento da armadura de flexão para estado limite último de esgotamento da capacidade resistente

No anexo B.4, tem-se os valores de momentos fletores para a empilhadeira analisada nesse exemplo.

- Na borda: $M_b = 24 \text{ kN.m} = 2.400 \text{ kN.cm}$

$$k_c = \frac{100 \cdot 10^2}{2400}$$

$$k_c = 4,16 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

Tabela A.25 $\Rightarrow k_s = 0,020$

$$A_s = \frac{0,02 \cdot 2400}{10}$$

$$A_s = 4,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- No interior: $M_i = 12 \text{ kN.m} = 1.200 \text{ kN.cm}$

$$k_c = \frac{100 \cdot 10^2}{1200}$$

$$k_c = 8,33 \text{ cm}^2/\text{kN}$$

Tabela A.25 $\Rightarrow k_s = 0,020$

$$A_s = \frac{0,02 \cdot 1200}{10}$$

$$A_s = 2,4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

9.4.3 Verificação da armadura de flexão para estado limite último de fadiga do aço

Para 10^6 ciclos nas placas internas e $\phi < 16 \text{ mm}$:

$$\gamma_{\text{fad}} = \frac{60}{21}$$

$$\gamma_{\text{fad}} = 2,86$$

$$A_s = 2,4 \cdot 2,86$$

$$A_s = 6,87 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ef} = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi \text{ 10mm c/ 10cm}$$

Para $6 \cdot 10^4$ ciclos nas placas externas, na borda e $\phi < 16 \text{ mm}$:

$$\gamma_{fad} = \frac{60}{38}$$

$$\gamma_{fad} = 1,58$$

$$A_s = 4,8 \cdot 1,58$$

$$A_s = 7,59 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ef} = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi \text{ 10mm c/ 10cm}$$

9.4.4 Verificação da punção, segundo Revisão da NB-1

- Verificação da punção a $2d$ da face da área de aplicação da força:

$$u = 2 \cdot (0,2 + 0,2) + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot 0,2)$$

$$u = 3,31 \text{ m}$$

$$\tau_{Sd} = \frac{0,0588}{3,31 \cdot 0,1}$$

$$\tau_{Sd} = 0,177 \text{ MPa}$$

$$\rho = \sqrt{2 \cdot 0,00785}$$

$$\rho = 0,125$$

$$\tau_{Rd} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{10}} \right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,125 \cdot 40}$$

$$\tau_{Rd} = 2,491 \text{ MPa} > \tau_{Sd} = 0,177 \text{ MPa} \checkmark$$

- Verificação da punção na face da área de aplicação da força:

$$u = 2 \cdot (0,2 + 0,2)$$

$$u = 0,8$$

$$\tau_{Sd} = \frac{0,0588}{0,8 \cdot 0,1}$$

$$\tau_{Sd} = 0,735 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Rd} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot \frac{30}{1,4}$$

$$\tau_{Rd} = 5,091 \text{ MPa} > \tau_{Sd} = 0,735 \text{ MPa} \checkmark$$

9.4.5 Determinação do comprimento de transpasse

Será utilizada tela soldada Q 758. A distância entre os fios é de 10 centímetros. Portanto será dimensionado o comprimento de transpasse para o caso de espaçamento maior que $4 \cdot \phi$.

$$\tau_{bu} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{2,9}{1,4}$$

$$\tau_{bu} = 4,66 \text{ MPa}$$

$$\ell_b = \frac{1}{4} \cdot \frac{522}{4,66}$$

$$\ell_b = 28,0 \text{ cm}$$

$$\ell_{t,\text{mín}} = 0,3 \cdot 0,7 \cdot 2 \cdot 28$$

$$\ell_{t,\text{mín}} = 11,760 \text{ cm} < \ell_t = 47,90 \text{ cm} \checkmark$$

$$\ell_{b,nec} = \frac{1}{4} \cdot \frac{522}{4,66} \cdot \frac{7,59}{7,85}$$

$$\ell_{b,nec} = 27,08 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 0,7 \cdot 2 \cdot 27,08 + 10$$

$$\ell_t = 47,90 \text{ cm}$$

Será adotado comprimento de transpasse igual a 48 centímetros.

A fim de evitar cortes nas telas soldadas, o comprimento das placas será alterado para 16,3 cm.

9.4.6 Determinação da armadura de retração

Será adotada a fórmula desenvolvida de acordo com a Revisão da NB-1 (1999).

$$A_{s,ret} = \frac{1,2 \cdot 1,5 \cdot 24,5 \cdot 0,14 \cdot 16,3}{2 \cdot \frac{60}{1,15}}$$

$$A_{s,ret} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ef} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi 3,8 \text{ mm c/ 10cm}$$

O comprimento de transpasse necessário para armadura de retração é:

$$\ell_{b,nec} = \frac{0,38}{4} \cdot \frac{522}{4,66} \cdot \frac{0,96}{1,13}$$

$$\ell_{b,nec} = 9,04 \text{ cm}$$

$$\ell_t = 0,7 \cdot 2 \cdot 9,04 + 10$$

$$\ell_t = 22,65 \text{ cm}$$

A fim de evitar cortes, será adotado comprimento de transpasse igual a 48 centímetros.

9.4.7 Detalhamento

Na figura 9.2 é mostrado o detalhamento da armadura de flexão e, na figura 9.3, da armadura de retração.

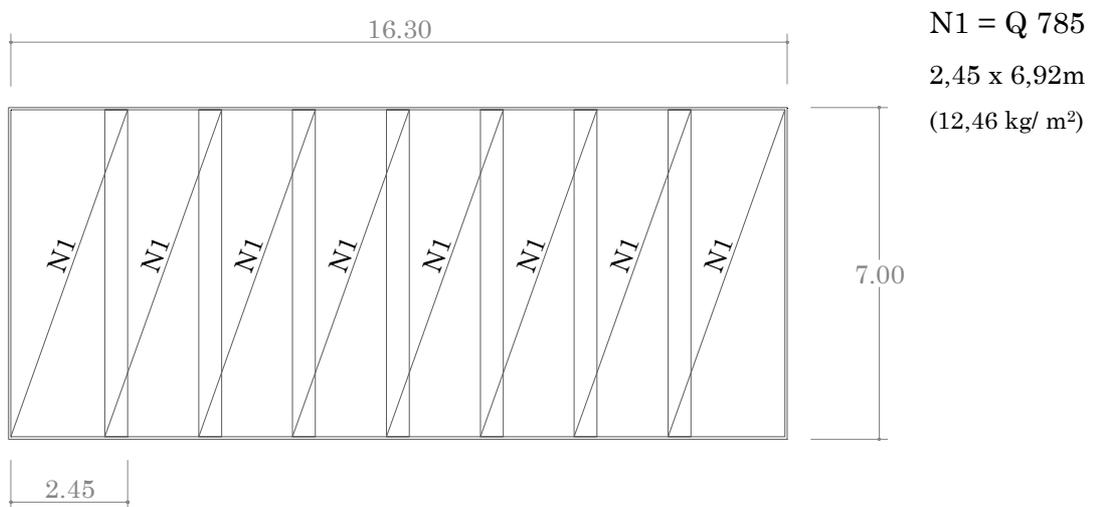


Figura 9.2 – Detalhamento da armadura de flexão

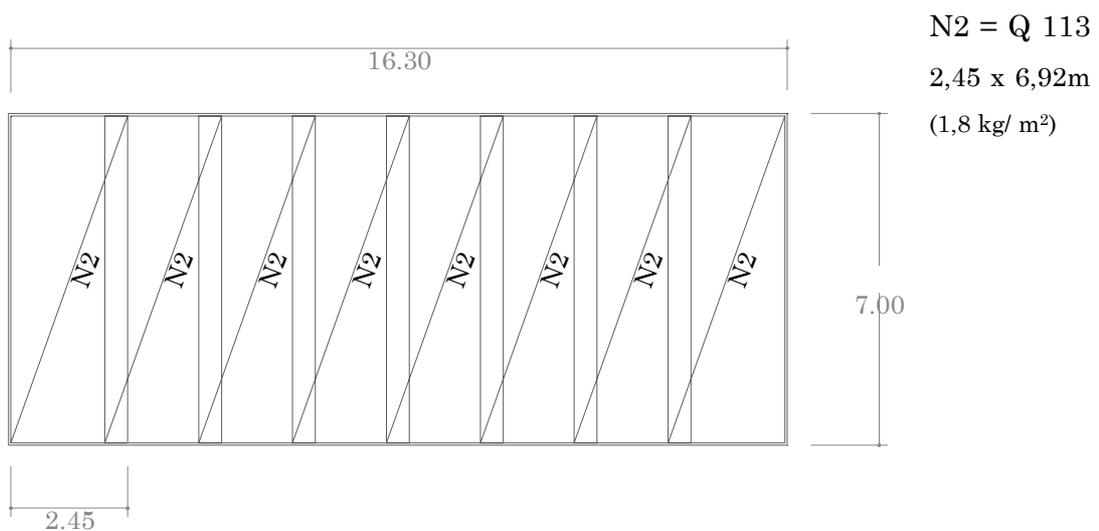


Figura 9.3 – Detalhamento da armadura de retração para placas de 16,29 metros

Com a nova dimensão das placas, a área do piso industrial será dividida conforme ilustrado na figura 9.4.

Na figura 9.4, as abreviações significam:

- JL: junta longitudinal;
- JLBL: junta longitudinal com barra de ligação;
- JTBT: junta transversal com barra de transferência.

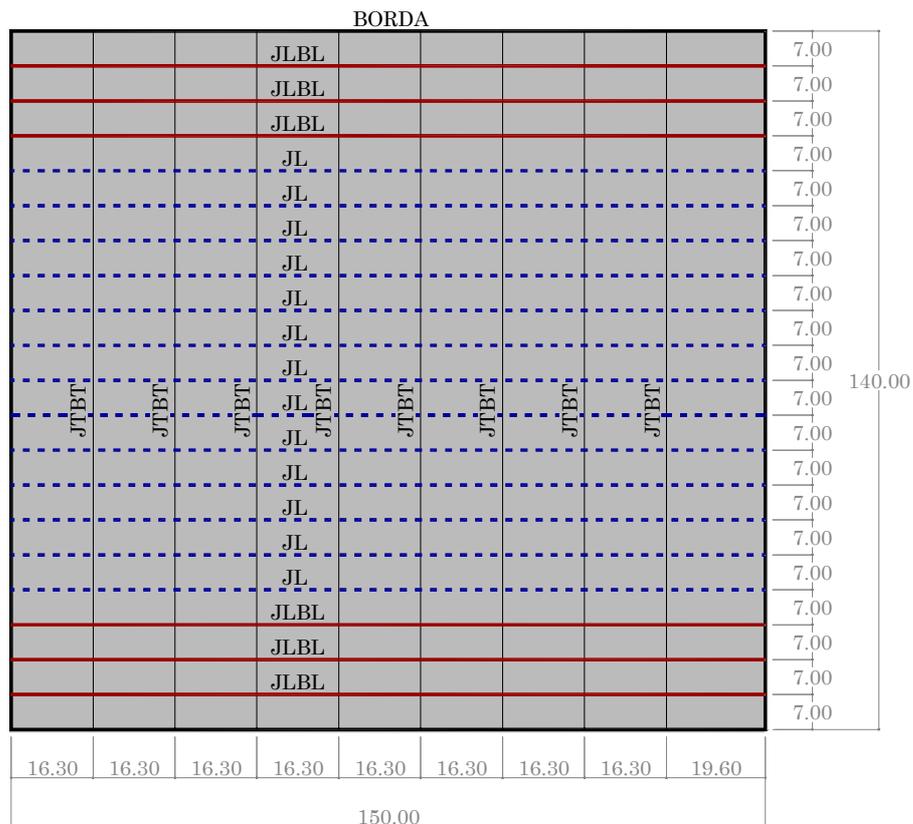


Figura 9.4 – Distribuição das placas

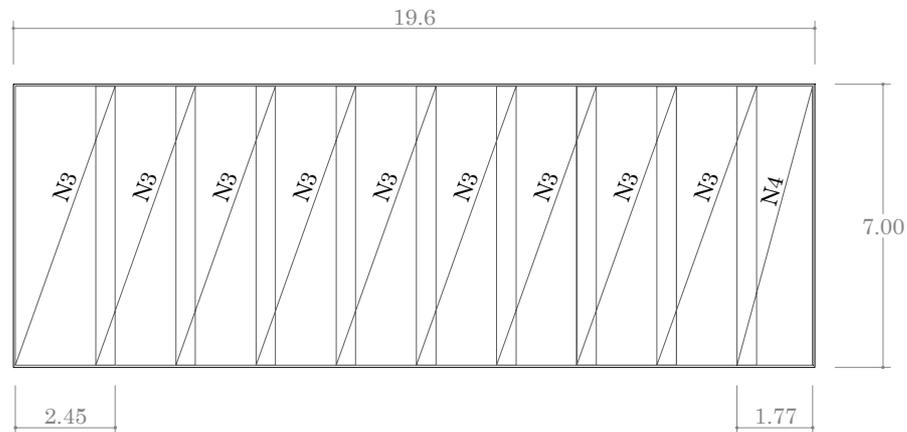
A armadura de retração para as placas de 19,60 metros é dada por:

$$A_{s,ret} = \frac{1,2 \cdot 1,5 \cdot 24,5 \cdot 0,14 \cdot 19,60}{2 \cdot \frac{60}{1,15}}$$

$$A_{s,ret} = 1,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{ef} = 1,38 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi 4,2 \text{ mm c/ 10cm}$$

O detalhamento das placas de 19,60 metros está representado na figura 9.5.



N3 – Q 138

2,45 x 6,9 m

(2,2 kg / m²)

N4 – Q 138

1,89 x 6,9 m

(2,2 kg / m²)

Figura 9.5 – Detalhamento da armadura de retração para placas de 19,60 metros

9.5 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DE LIGAÇÃO

Neste item é mostrado o dimensionamento das barras de ligação para o piso industrial do exemplo 9.4.

$$a_{s,bl} = \frac{1,2 \cdot 1,5 \cdot 24,5 \cdot 0,14 \cdot 7}{2 \cdot \frac{60}{1,15}}$$

$$a_{s,bl} = 0,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{s,bl,ef} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{m} \Rightarrow \phi 4,2 \text{ mm c/ 30 cm}$$

$$\ell_b = \frac{0,42}{4} \cdot \frac{522}{4,66} \cdot \frac{0,42}{0,46}$$

$$\ell_b = 10,74 \text{ cm}$$

$$\ell_{\text{lig}} = 2 \cdot 10,74$$

$$\ell_{\text{lig}} = 21,48 \text{ cm}$$

$$\ell_{\text{b1}} = \frac{0,42}{4} \cdot \frac{522}{4,66}$$

$$\ell_{\text{b1}} = 11,76 \text{ cm}$$

$$\ell_{\text{b}} \geq \begin{cases} 0,3 \cdot \ell_{\text{b1}} = 3,53 \text{ cm} \\ 10 \cdot \phi = 4,2 \text{ cm} \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad \checkmark$$

9.6 DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS DE TRANSFERÊNCIA

Para realizar o pré-dimensionamento das barras de transferência, utiliza-se a tabela A.26. Serão adotadas barras de diâmetro igual a 20 milímetros, com 40 centímetros de comprimento e espaçadas de 30 centímetros.

O valor de a é igual a 1. Os valores de b são dados por:

$$\ell = \sqrt[4]{\frac{33660 \cdot 14^3}{12 \cdot (1 - 0,2^2) \cdot 0,50}}$$

$$\ell = 63,28 \text{ cm}$$

Considerando que há barra solicitada no canto da placa, n é igual a 4.

$$a = 1$$

$$b_1 = \frac{1,8 \cdot 63,28 - 1 \cdot 30}{1,8 \cdot 63,28} = 0,74$$

$$b_2 = \frac{1,8 \cdot 63,28 - 2 \cdot 30}{1,8 \cdot 63,28} = 0,47$$

$$b_3 = \frac{1,8 \cdot 63,28 - 3 \cdot 30}{1,8 \cdot 63,28} = 0,21$$

$$P_a = \frac{0,5 \cdot 5}{1 + 2 \cdot (0,74 + 0,47 + 0,21)}$$

$$P_a = 0,65 \text{ tf}$$

$$P_a = 0,0064 \text{ MN}$$

$$I = \frac{\pi \cdot 0,02^4}{64}$$

$$I = 7,9 \cdot 10^{-9}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{0,41 \cdot 10^6 \cdot 0,02}{4 \cdot 33660 \cdot 7,9 \cdot 10^{-9}}}$$

$$\beta = 52,69$$

$$\sigma_{\text{adm}} = \left(\frac{10 - 0,02}{7,5} \right) \cdot 30$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 39,92 \text{ MPa}$$

Para uma abertura da junta de 4 mm:

$$\sigma = \frac{0,41 \cdot 10^6 \cdot 0,0064}{4 \cdot 52,69^3 \cdot 33660 \cdot 7,9 \cdot 10^{-9}} \cdot (2 + 52,69 \cdot 0,004)$$

$$\sigma = 37,28 \text{ MPa} < \sigma_{\text{adm}} = 39,92 \text{ MPa} \checkmark$$

Como a tensão de apoio calculada é menor que a tensão de apoio admissível, serão utilizadas barras de transferência de diâmetro igual a 20 milímetros, com 40 centímetros de comprimento, a cada 30 centímetros.

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões obtidas durante a realização deste trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

10.1 CONCLUSÕES

Por estarem disponíveis tecnologias diferentes para execução de pavimentos, na realização de um projeto, devem ser analisadas as diversas opções, do ponto de vista de qualidade, de durabilidade e de custo. A principal vantagem apresentada pelo pavimento de concreto é a durabilidade, mesmo quando submetido a tráfego intenso. Pôde-se verificar que o número de solicitações tem grande importância no dimensionamento de pavimentos rígidos. Portanto, o trabalho de contagem e projeção de tráfego é fundamental para a execução de um bom projeto.

10.1.1 Capacidade de suporte da fundação

A variação da capacidade de suporte do solo tem pouca influência na espessura do pavimento de concreto, portanto ele pode ser construído sobre solos de baixa resistência, sendo aconselhável a adoção de sub-base para regularização da fundação e para reduzir o processo de bombeamento de finos.

No exemplo apresentado neste trabalho, verificou-se uma diferença de 34% no valor de k , calculado pelo método da AASHTO, descrito no manual do DNER, em relação ao valor de k calculado pelo método da PCA. A diferença entre o valor obtido pelo método da AASHTO-DNER em relação ao método original é de 26%. A módulo de reação determinado pela PCA foi o dobro do valor determinado pelo método original da AASHTO. A variação entre esses valores se deve à consideração de diferentes fatores no cálculo da capacidade de suporte da fundação. A diferença pode ser ainda maior se existir extrato rígido e for considerado o dano por variações sazonais.

10.1.2 Área de contato entre pneu e pavimento

Verificou-se que, para uma mesma pressão e mesma área de contato entre pneu e pavimento, a adoção de diferentes configurações não interfere significativamente nos esforços. Portanto a simplificação de área retangular, adotada neste trabalho, fornece valores coerentes na análise dos esforços em placas sobre apoio elástico.

10.1.3 Empenamento

De acordo com o clima, o empenamento pode assumir valores significantes, que são desconsiderados nos métodos de dimensionamento da PCA. Por ser desenvolvido com base em pista experimental, o método da AASHTO já inclui os efeitos de empenamento, para as condições climáticas da região onde foi construída a pista.

Durante o dia, o empenamento provoca um aumento na tensão máxima e uma redução na variação de tensão do pavimento pois, devido ao empenamento, mesmo sem a passagem de veículo, as fibras inferiores já estão tracionadas. Deve-se adotar a curva de fadiga para uma relação entre as tensões máximas e tensões mínimas menor que no caso de desconsideração do empenamento. A soma das tensões devidas ao tráfego com as tensões devidas ao

empenamento combinada à adoção de tensão mínima igual a zero é uma hipótese conservadora.

Durante a noite, a tensão devida ao empenamento é diminuída da tensão máxima devida ao tráfego. A tensão máxima é menor, mas a variação de tensão aumenta. Quando há passagem de veículo, a fibra inferior do pavimento passa do estado de compressão, para o estado de tração, o que acelera o processo de fadiga.

10.1.4 Influência entre as rodas dos eixos

Verificou-se que, com exceção de força no canto de placas isoladas, nos veículos rodoviários se não obtém diferença significativa simplificando a configuração do eixo para apenas um semi-eixo.

No caso das empilhadeiras, essa simplificação implica em diferenças consideráveis. Na análise numérica (anexo B) realizada neste trabalho obteve-se uma redução de 10% no momento fletor máximo, na borda do pavimento, quando se desprezou uma das rodas. A maior diferença ocorre no interior da placa. No exemplo do anexo B, o momento fletor, para roda no interior da placa, foi 70% maior que se for considerada uma roda no interior e outra tangente à borda. A análise do efeito de rodas isoladas pode ser importante quando não houver mecanismos eficientes de transferência de esforços e houver a possibilidade de cada roda passar por uma placa diferente do pavimento.

10.1.5 Distribuição de esforços em placas isoladas

O esforço provocado por carregamento na borda da placa é aproximadamente o dobro que para carregamento no interior e decresce rapidamente conforme a força se afasta da borda. Depois dos primeiros 50 centímetros o momento fletor é praticamente constante até o centro da placa.

Em placas isoladas, o momento fletor negativo, devido à força no canto da placa, assume valores da ordem de 60% do momento fletor máximo positivo. Portanto, em pavimentos estruturalmente armados, é aconselhável a adoção de

barras de transferência, já que a presença da armadura positiva reduz a espessura e a placa poderia romper por tração nas fibras superiores.

Nas placas sem mecanismos de transferência de esforços, os momentos fletores, para força tangente à junta, tem a mesma ordem de grandeza do momento fletor máximo, para força na borda. Considerando que essa região é mais solicitada que a borda livre, a transferência de esforços entre as placas proporciona uma significativa redução na espessura necessária para o pavimento.

10.1.6 Eficiência das juntas

Com a análise numérica mostrada no capítulo 8, obteve-se uma redução de 50% nos máximos momentos fletores, para juntas com eficiência igual a 100%. Para eficiência de 45% a redução desses esforços foi de apenas 14%, mas o momento fletor na borda diminuiu de aproximadamente 1 para 0,56 vezes o momento fletor na borda livre. Conclui-se, portanto, que os mecanismos de transferência de esforços devem ser considerados no dimensionamento, o que já é feito pelo método da PCA de 1984, mas não pelo método de 1966.

10.1.7 Fadiga em pavimentos de concreto

A maior dificuldade em estabelecer um modelo de fadiga para pavimentos é a grande variação na posição do carregamento. Estudos estatísticos sobre as flutuações do ponto de aplicação das forças podem contribuir para um dimensionamento mais adequado.

Há uma grande variação entre os diversos modelos de fadiga para pavimentos de concreto. Isso se deve às diferentes condições de ensaios, diferentes considerações dos esforços e adoção de parâmetros distintos. É difícil escolher o melhor modelo, tendo em vista que nem todas as informações sobre as condições de ensaios e considerações para desenvolvimento da curva de fadiga são conhecidos.

Como o número de solicitações, tangentes à borda, costuma ser menor que no interior, dependendo da distribuição do tráfego, no dimensionamento de pavimento estruturalmente armado, considerando a fadiga do aço, podem ser obtidas áreas de aço próximas, nas duas posições, não sendo necessário adotar duas camadas de armadura positiva nas bordas.

10.1.8 Métodos de dimensionamento

Os métodos mais modernos para dimensionamento de pavimentos de concreto simples já analisam diversos parâmetros de projeto e utilizam ferramentas como programas computacionais desenvolvidos através de métodos numéricos, como elementos finitos, a fim de permitir o estudo mais detalhado e racional do comportamento do pavimento.

Os métodos divulgados pela AASHTO e pela PCA têm objetivos específicos, portanto não permitem muita flexibilidade ao projetista. O dimensionamento é feito com o uso de ábacos e tabelas, desenvolvidos para um número limitado de situações e para os eixos padrões americanos.

No caso do pavimento de concreto com armadura distribuída descontínua, pode-se perceber que não existe um consenso entre os diversos órgãos, como a Corps of Engineers e a Federal Aviation Administration, a respeito da redução da espessura do pavimento devida à utilização de armadura de retração. Como nesse tipo de pavimento aparecem fissuras, que embora bem costuradas, funcionam como juntas sem barras de transferência, aconselha-se manter a espessura do pavimento de concreto simples.

Embora na bibliografia encontre-se o método das tensões admissíveis para dimensionamento de pavimentos de concreto estruturalmente armados, neste trabalho foram adotados os critérios da Revisão da NB-1 (1999). No capítulo 7, é mostrado como dimensionar para estado limite último e como fazer a verificação de fadiga do aço.

10.1.9 Análise numérica

Apesar da facilidade do uso de programas de computadores na análise de esforços em pavimentos, as cartas de influência ainda são largamente utilizadas. Como elas foram desenvolvidas para situações específicas, podem ser embutidos erros, normalmente de pequena escala. A partir das cartas de influência, foram desenvolvidos ábacos para eixos típicos americanos. Deve-se tomar cuidado para não generalizar o uso desses ábacos para qualquer configuração de carga.

Como o objetivo da análise numérica, neste trabalho, era verificar a distribuição dos esforços em placas e analisar algumas condições de carregamento, foi utilizado um modelo simples, considerando apenas uma camada de material elástico e fundação modelada como líquido denso. Alguns softwares, com base em métodos numéricos, têm capacidade de resolver modelos mais complexos, adotando diversas camadas, diferentes modelos para fundação, aplicando diferença de temperatura e realizando análise dinâmica.

10.1.10 Punção em pavimentos de concreto

Observou-se que a verificação de punção, de acordo com o método de PACKARD (1976), é mais conservadora que a norma brasileira, estando muito a favor da segurança. Como o método foi desenvolvido para pavimentos de concreto simples, no caso de pavimento de concreto estruturalmente armado, pode ser realizada a verificação da punção de acordo com a Revisão da NB-1.

10.2 SUGESTÕES PARA NOVAS PESQUISAS

A seguir, são apresentados assuntos que podem ser estudados em novas pesquisas, a fim de aumentar os conhecimentos necessários para o projeto de pavimentos rígidos.

10.2.1 Efeitos climáticos

Diante das conclusões obtidas deste trabalho, pode-se verificar a necessidade de um estudo mais aprofundado sobre a importância dos efeitos climáticos no dimensionamento de pavimentos rígidos e a influência desses efeitos no processo de fadiga, visto que o empenamento pode submeter as placas a uma tensão mínima diferente de zero.

10.2.2 Pavimento de concreto estruturalmente armado

Os pavimentos de concreto estruturalmente armados foram introduzidos recentemente no Brasil. Ainda devem ser melhor estudados quanto ao comportamento sob carregamento estático e cíclico e quanto à influência das variações e gradientes de temperatura.

Sugere-se o desenvolvimento de modelo numérico e experimental para o estudo de pavimentos de concreto estruturalmente armados, verificando a influência dos diversos parâmetros de projeto, nos esforços gerados e na ruptura do pavimento.

10.2.3 Juntas

As tabelas e fórmulas para dimensionamento de barras de transferência consideram carregamento estático. Sugere-se a realização de pesquisa sobre o comportamento desse tipo de junta, sob carregamento repetido.

Quando uma junta possui barras de transferência, considera-se que ela tem eficiência de 100%. É necessário confirmar essa afirmação e verificar o valor da eficiência de outras configurações de juntas, como por exemplo: juntas serradas sem barra de ligação, juntas serradas com barras de ligação, juntas moldadas com encaixe tipo macho-fêmea sem barras de ligação, juntas moldadas com encaixe tipo macho-fêmea com barras de ligação e juntas moldadas com barras de transferência.

TABELAS E ÁBACOS

A

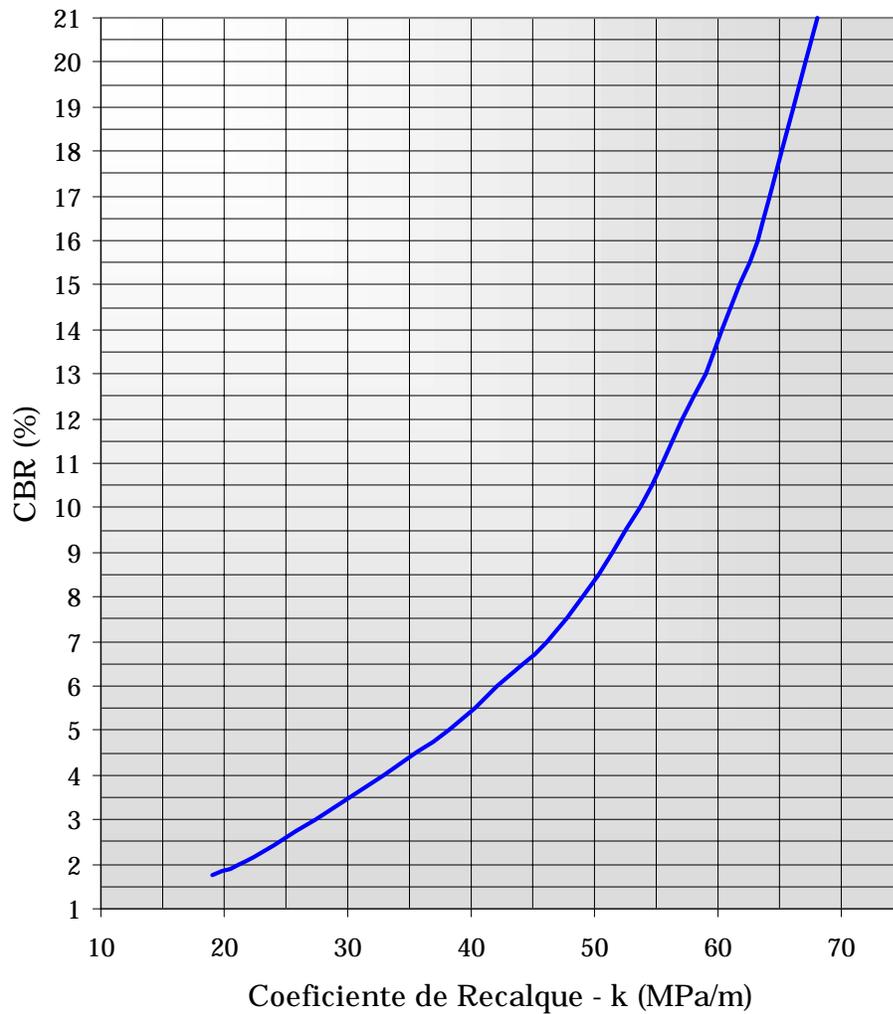


Figura A.1 – Relação entre índice de suporte Califórnia e coeficiente de recalque, adaptado de PITTA (1990)

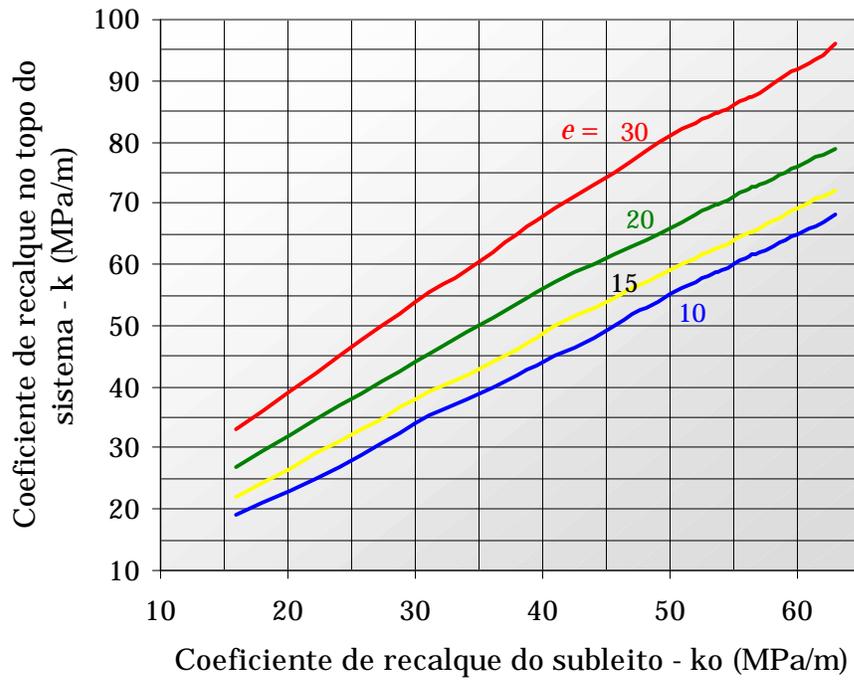


Figura A.2 – Aumento de k devido à sub-base granular, adaptado de PCA (1984)

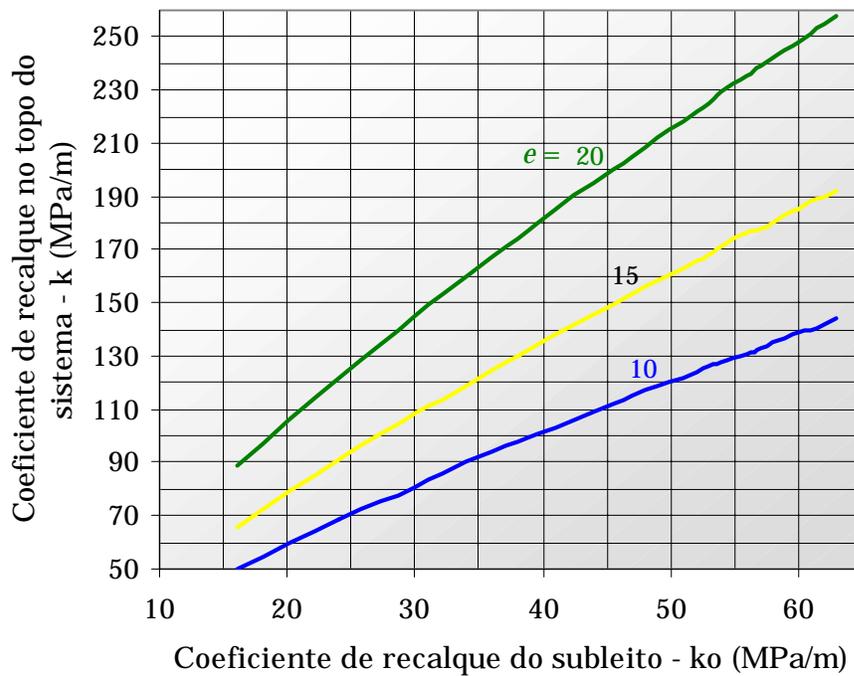


Figura A.3 – Aumento de k devido à sub-base de solo-cimento, adaptado de PCA (1984)

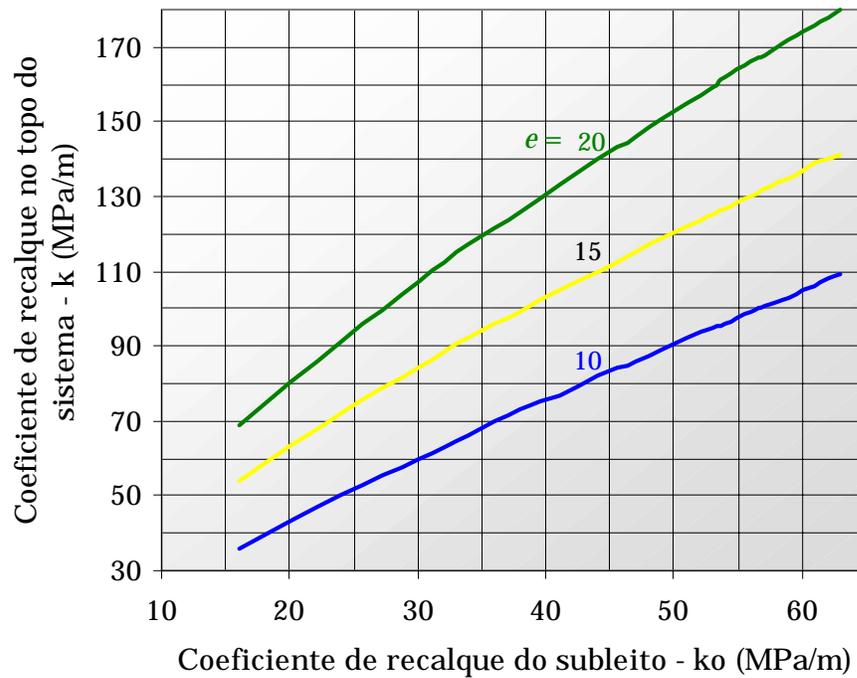


Figura A.4 – Aumento de k devido à sub-base de solo melhorado com cimento, adaptado de PITTA (1990)

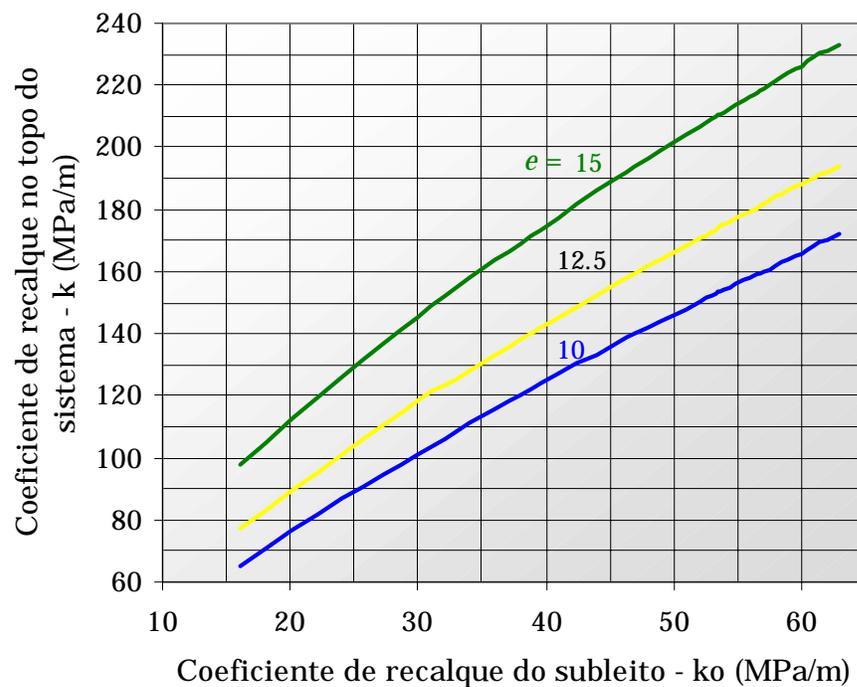


Figura A.5 – Aumento de k devido à sub-base de concreto rolado, adaptado de PITTA (1990)

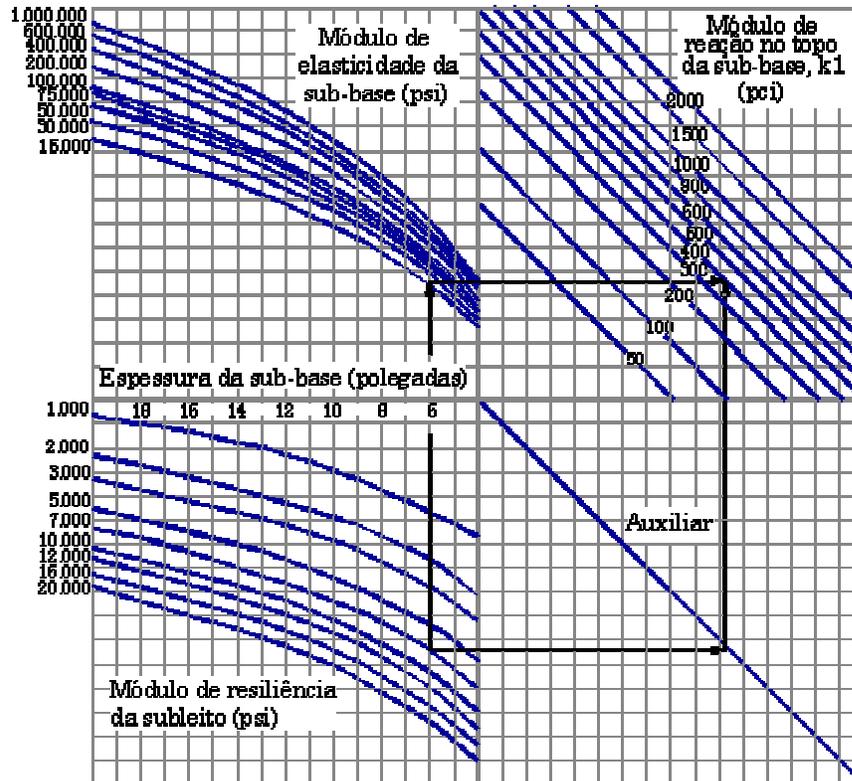


Figura A.6 – Aumento de k devido à presença de sub-base, adaptado de AASHTO (1986)

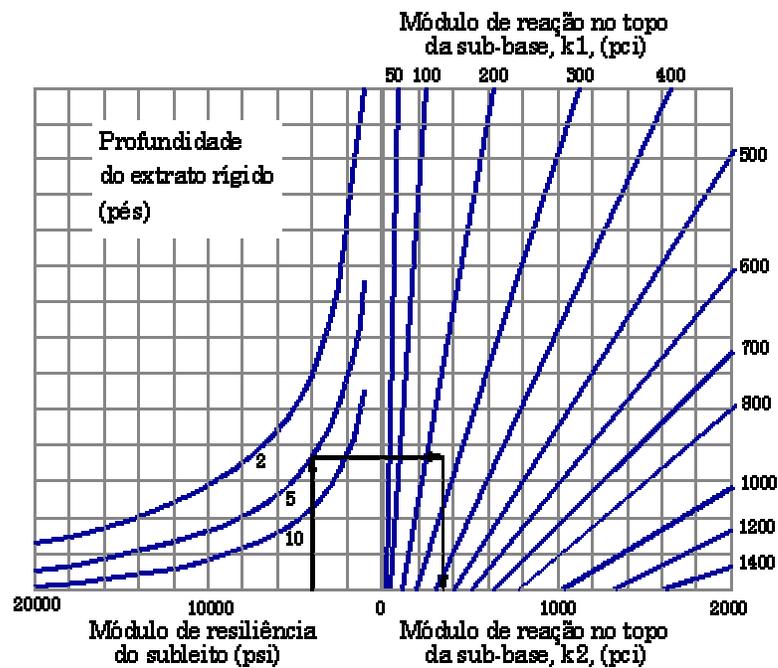


Figura A.7 – Modificação de k devido à de extrato rígido, adaptado de AASHTO (1986)

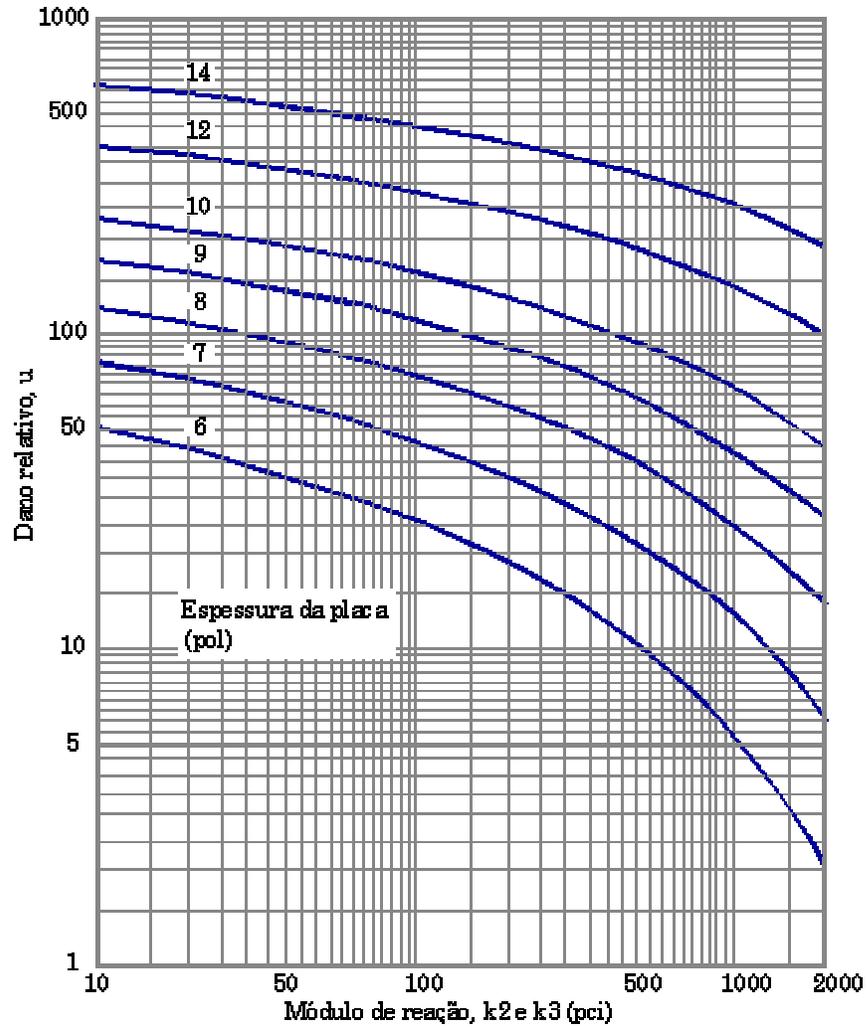


Figura A.8 – Dano relativo, adaptado de AASHTO (1986)

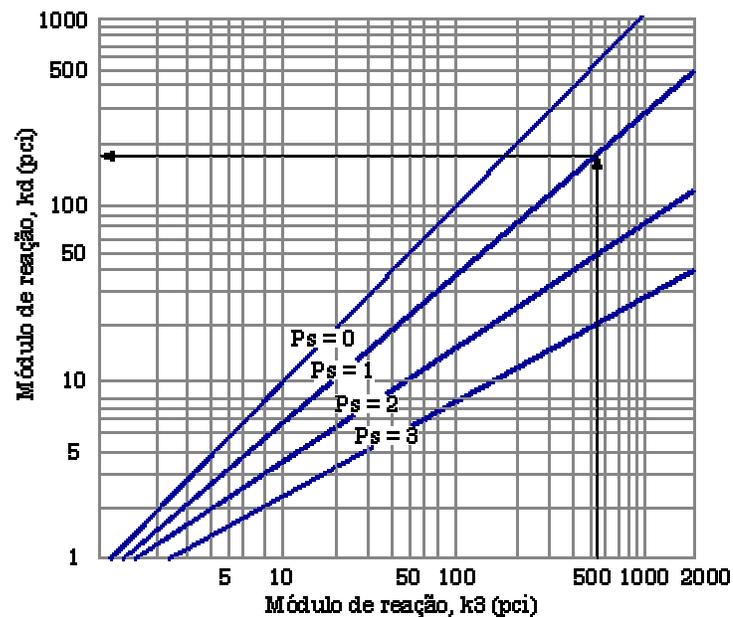


Figura A.9 – Redução de k devido à perda de serventia, adaptado de AASHTO (1986)

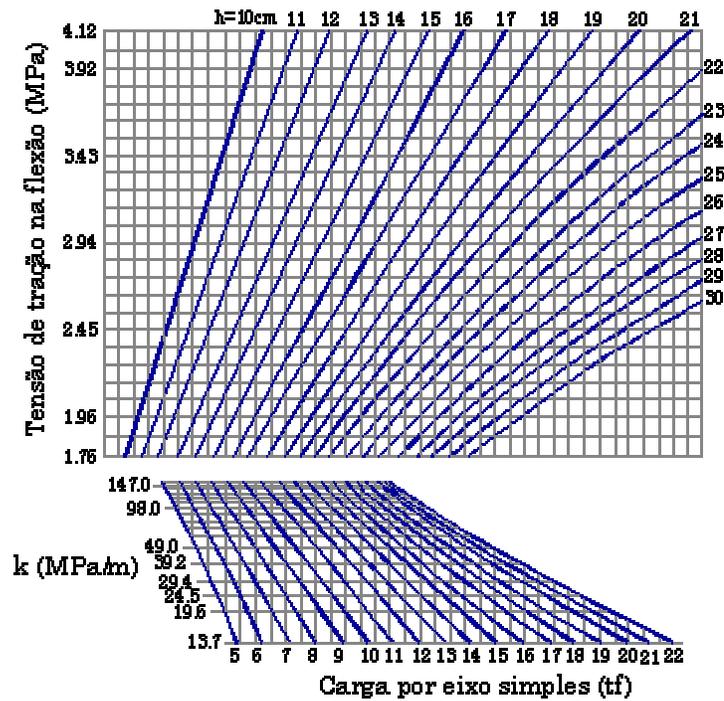


Figura A.10 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos simples), DNER (1989)

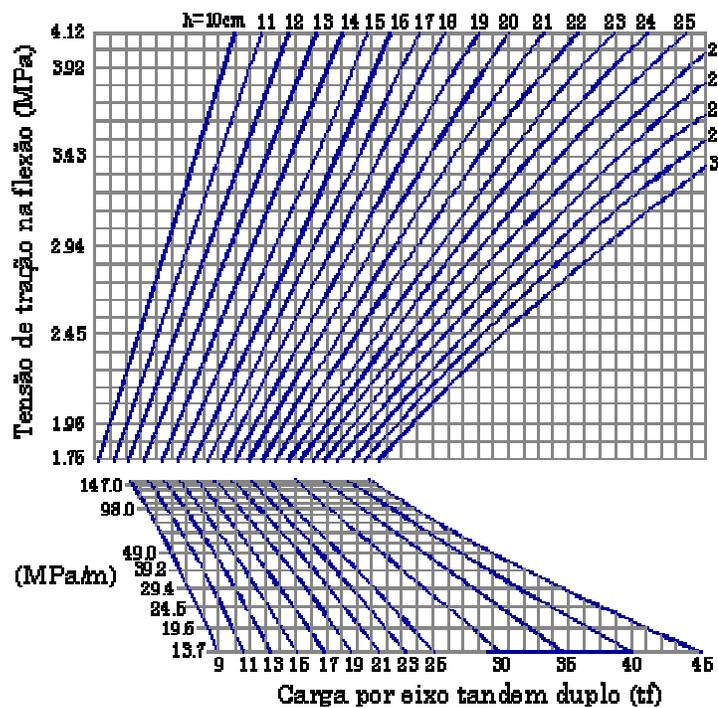


Figura A.11 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos tandem duplos), DNER (1989)

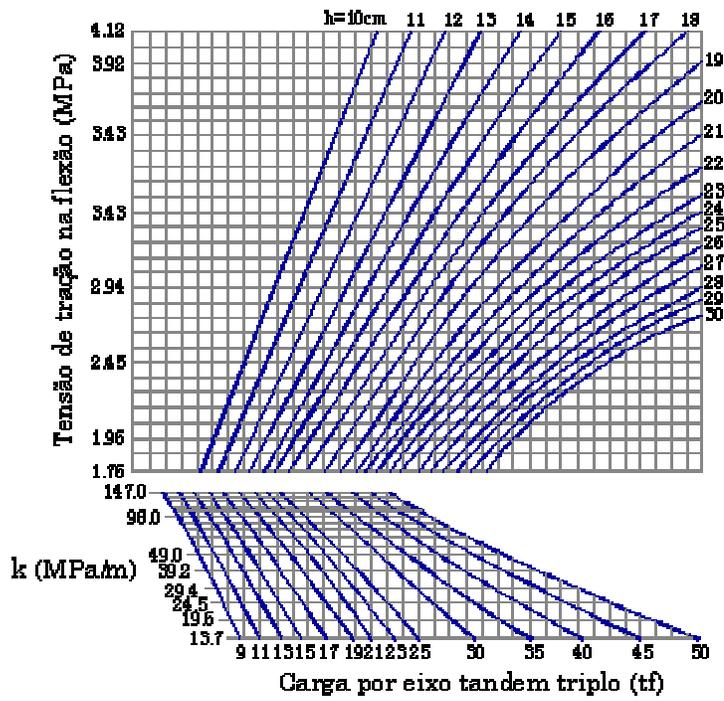


Figura A.12 – Ábaco para dimensionamento da espessura de pavimentos rodoviários de concreto (caso de eixos tandem triplos), DNER (1989)

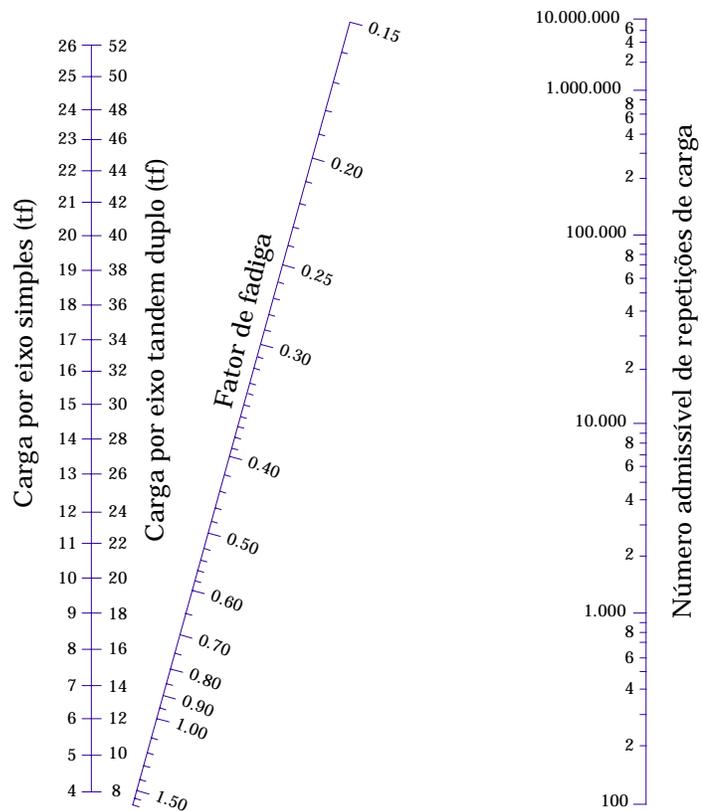


Figura A.13 – Número admissível de repetições de carga em função do fator de fadiga, DNER (1989)

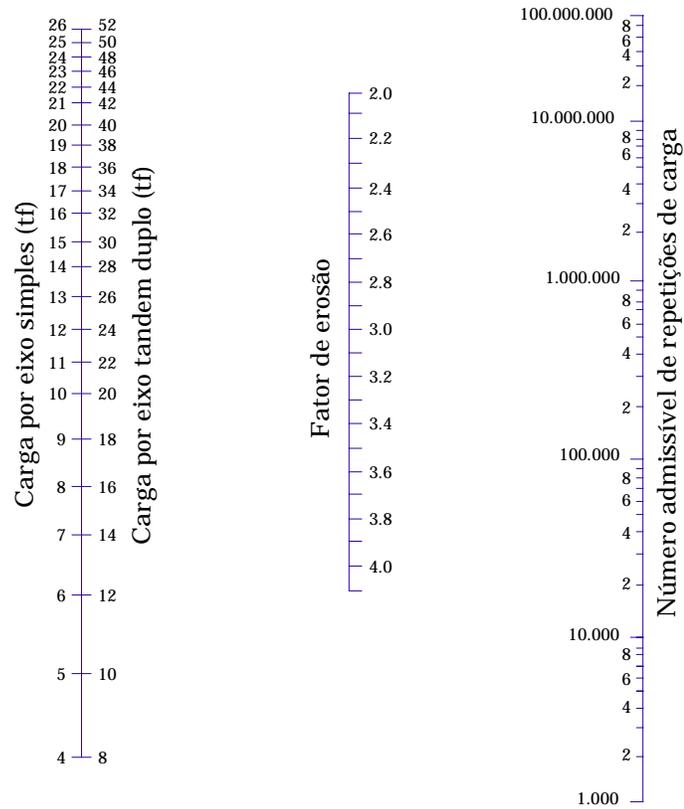


Figura A.14 – Análise de erosão: número admissível de repetições de carga em função do fator de erosão (sem acostamento de concreto), DNER (1989)

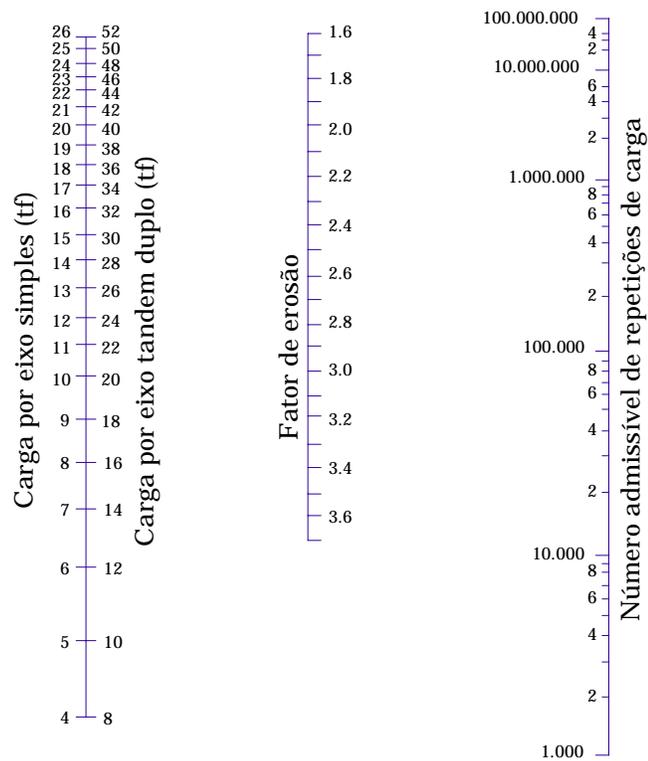


Figura A.15 – Análise de erosão: número admissível de repetições de carga em função do fator de erosão (com acostamento de concreto), DNER (1989)

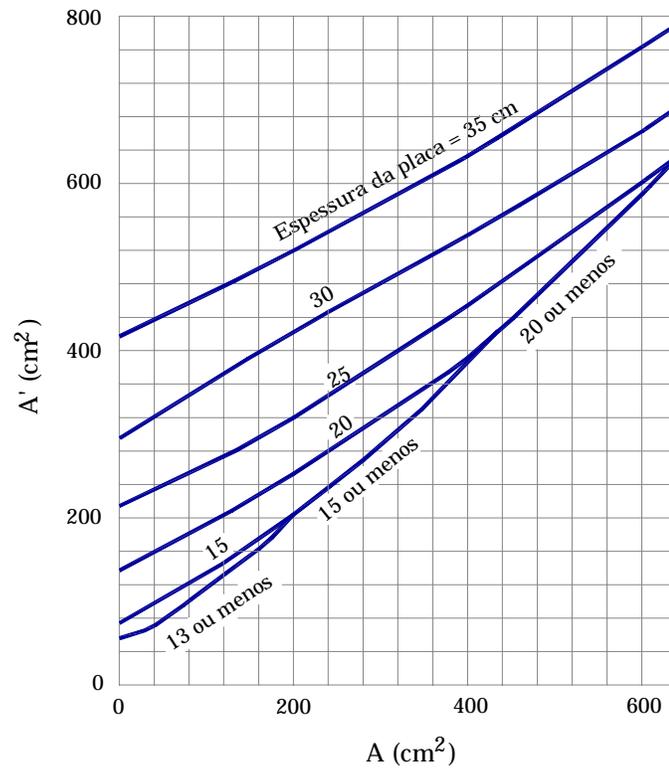


Figura A.16 – Área de contato efetiva

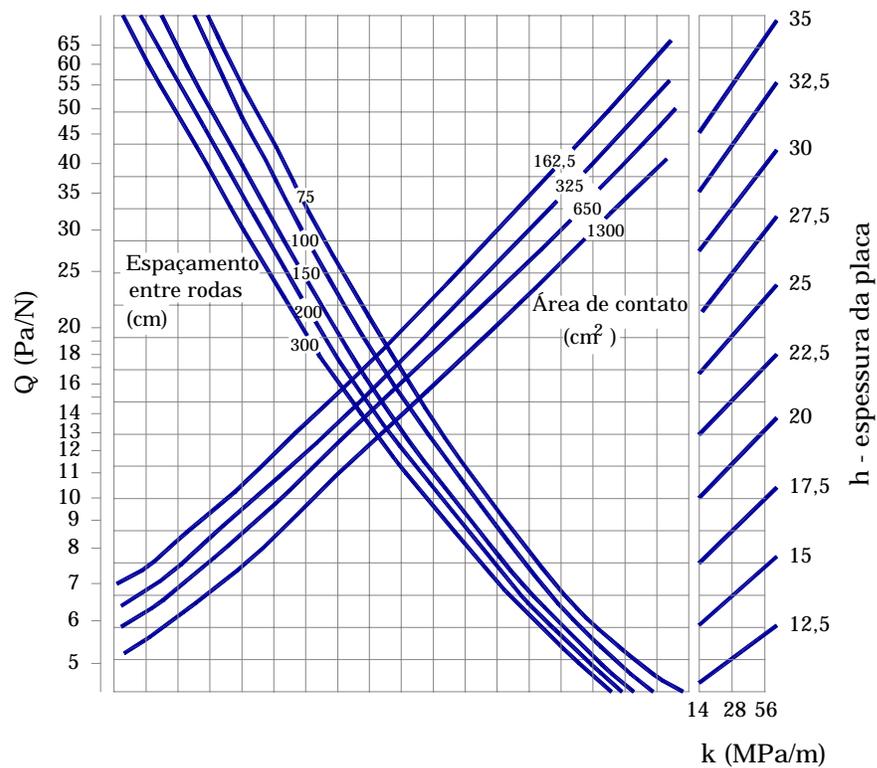


Figura A.17 – Ábaco para dimensionamento de pisos industriais, para empilhadeiras de rodagem simples, adaptado de PACKARD (1976)

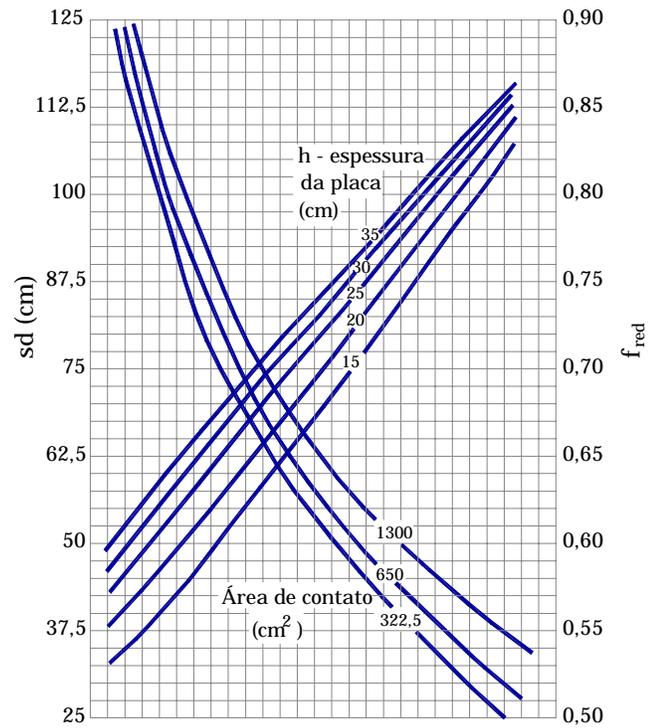


Figura A.18 – Ábaco para determinação do fator de redução para empilhadeiras de rolagem dupla, adaptado de PACKARD (1976)

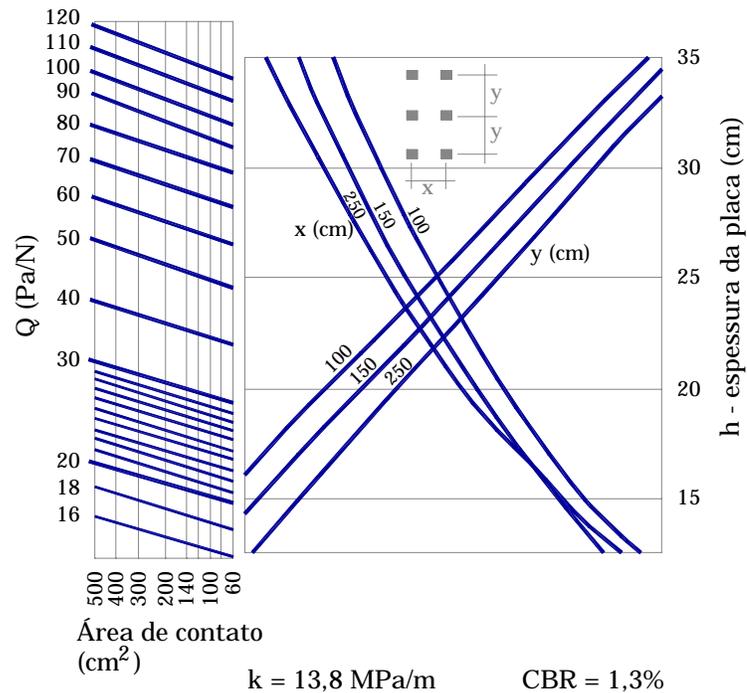


Figura A.19 – Ábaco para dimensionamento de pisos industriais, para cargas de montantes, $k = 13,8 \text{ MPa/m}$, adaptado de PACKARD (1976)

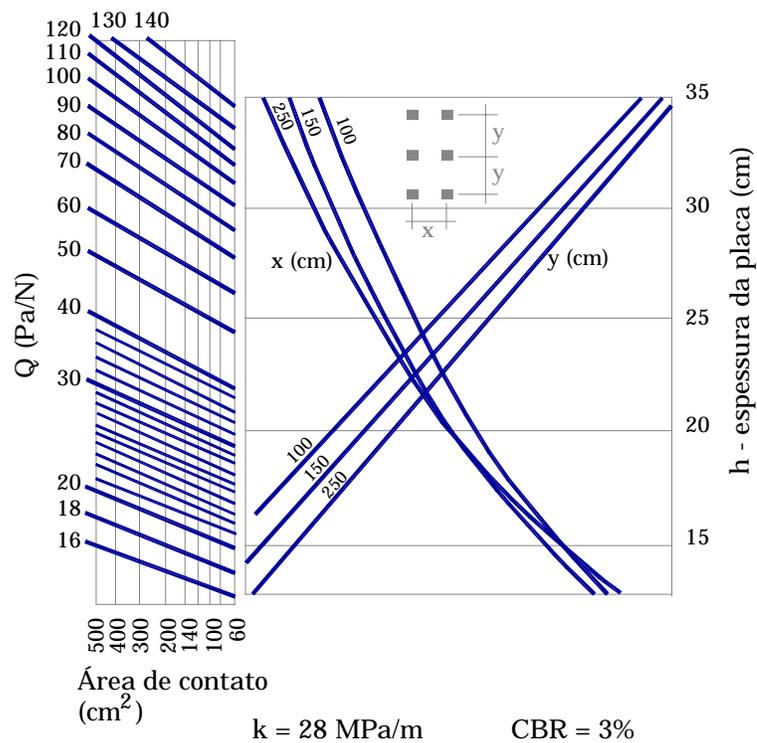


Figura A.20 – Ábaco para dimensionamento de pisos industriais, para cargas de montantes, $k = 28 \text{ MPa/m}$, adaptado de PACKARD (1976)

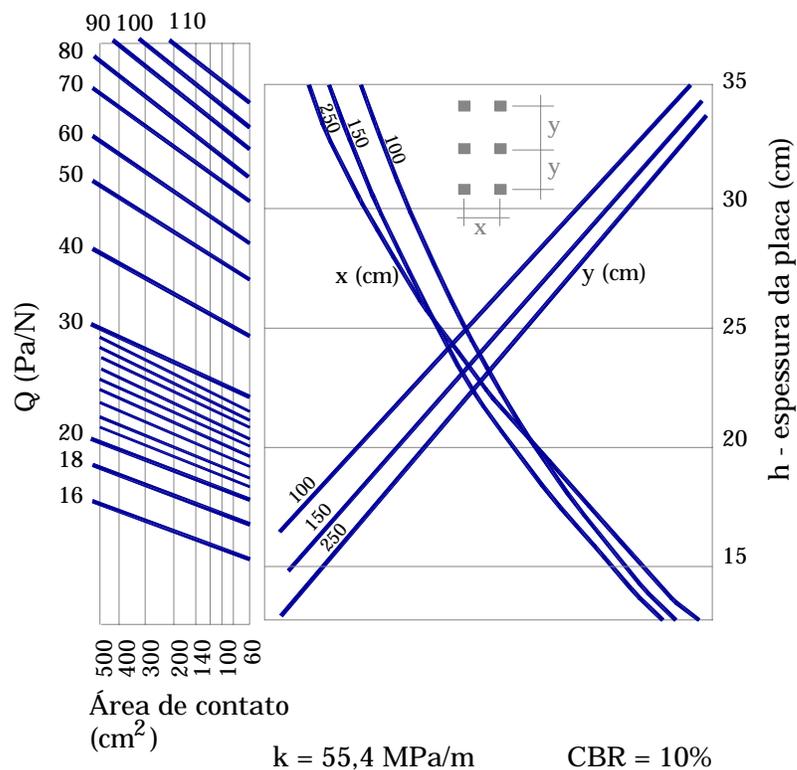


Figura A.21 – Ábaco para dimensionamento de pisos industriais, para cargas de montantes, $k = 55,4 \text{ MPa/m}$, adaptado de PACKARD (1976)

Tabela A.2 – Fatores de equivalência de carga por eixo simples, para índice de serventia final igual a 2,0

| Carga por eixo (tf) | Espessura de placa (cm) | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 |
| 0,9 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 |
| 1,8 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 |
| 2,7 | 0,011 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 |
| 3,6 | 0,035 | 0,033 | 0,032 | 0,032 | 0,032 | 0,032 | 0,032 | 0,032 | 0,032 |
| 4,5 | 0,087 | 0,084 | 0,082 | 0,081 | 0,08 | 0,08 | 0,08 | 0,08 | 0,08 |
| 5,4 | 0,186 | 0,18 | 0,176 | 0,175 | 0,174 | 0,174 | 0,173 | 0,173 | 0,173 |
| 6,3 | 0,353 | 0,346 | 0,341 | 0,338 | 0,337 | 0,336 | 0,336 | 0,336 | 0,336 |
| 7,2 | 0,614 | 0,609 | 0,604 | 0,601 | 0,599 | 0,599 | 0,598 | 0,598 | 0,598 |
| 8,2 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 9,1 | 1,55 | 1,56 | 1,57 | 1,58 | 1,58 | 1,59 | 1,59 | 1,59 | 1,59 |
| 10,0 | 2,32 | 2,32 | 2,35 | 2,38 | 2,4 | 2,41 | 2,41 | 2,41 | 2,42 |
| 10,9 | 3,37 | 3,34 | 3,4 | 3,47 | 3,51 | 3,53 | 3,54 | 3,55 | 3,55 |
| 11,8 | 4,76 | 4,69 | 4,77 | 4,88 | 4,97 | 5,02 | 5,04 | 5,06 | 5,06 |
| 12,7 | 6,58 | 6,44 | 6,52 | 6,70 | 6,85 | 6,94 | 7,00 | 7,02 | 7,04 |
| 13,6 | 8,92 | 8,68 | 8,74 | 8,98 | 9,23 | 9,39 | 9,48 | 9,54 | 9,56 |
| 14,5 | 11,9 | 11,5 | 11,5 | 11,8 | 12,2 | 12,4 | 12,6 | 12,7 | 12,7 |
| 15,4 | 15,5 | 15,0 | 14,9 | 15,3 | 15,8 | 16,2 | 16,4 | 16,6 | 16,7 |
| 16,3 | 20,1 | 19,3 | 19,2 | 19,5 | 20,1 | 20,7 | 21,1 | 21,4 | 21,5 |
| 17,2 | 25,6 | 24,5 | 24,3 | 24,6 | 25,4 | 26,1 | 26,7 | 27,1 | 27,4 |
| 18,1 | 32,2 | 30,8 | 30,4 | 30,7 | 31,6 | 32,6 | 33,4 | 34,0 | 34,4 |
| 19,0 | 40,1 | 38,4 | 37,7 | 38,0 | 38,9 | 40,1 | 41,3 | 42,1 | 42,7 |
| 20,0 | 49,4 | 47,3 | 46,4 | 46,6 | 47,6 | 49,0 | 50,4 | 51,6 | 52,4 |
| 20,9 | 60,4 | 57,7 | 56,6 | 56,7 | 57,7 | 59,3 | 61,1 | 62,6 | 63,7 |
| 21,8 | 73,2 | 69,9 | 68,4 | 68,4 | 69,4 | 71,2 | 73,3 | 75,3 | 76,8 |
| 22,7 | 88,0 | 84,1 | 82,2 | 82,0 | 83,0 | 84,9 | 87,4 | 89,8 | 91,7 |

Tabela A.3 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem duplo, para índice de serventia final igual a 2,0

| Carga por eixo (tf) | Espessura de placa (cm) | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 |
| 0,9 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 |
| 1,8 | 0,0006 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 |
| 2,7 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 |
| 3,6 | 0,006 | 0,006 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 |
| 4,5 | 0,014 | 0,013 | 0,013 | 0,012 | 0,012 | 0,012 | 0,012 | 0,012 | 0,012 |
| 5,4 | 0,028 | 0,026 | 0,026 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 |
| 6,3 | 0,051 | 0,049 | 0,048 | 0,047 | 0,047 | 0,047 | 0,047 | 0,047 | 0,047 |
| 7,2 | 0,087 | 0,084 | 0,082 | 0,081 | 0,081 | 0,080 | 0,080 | 0,080 | 0,080 |
| 8,2 | 0,141 | 0,136 | 0,133 | 0,132 | 0,131 | 0,131 | 0,131 | 0,131 | 0,131 |
| 9,1 | 0,216 | 0,210 | 0,206 | 0,204 | 0,203 | 0,203 | 0,203 | 0,203 | 0,203 |
| 10,0 | 0,319 | 0,313 | 0,307 | 0,305 | 0,304 | 0,303 | 0,303 | 0,303 | 0,303 |
| 10,9 | 0,454 | 0,449 | 0,444 | 0,441 | 0,440 | 0,439 | 0,439 | 0,439 | 0,439 |
| 11,8 | 0,629 | 0,626 | 0,622 | 0,620 | 0,618 | 0,618 | 0,618 | 0,618 | 0,618 |
| 12,7 | 0,852 | 0,851 | 0,850 | 0,850 | 0,850 | 0,849 | 0,849 | 0,849 | 0,849 |
| 13,6 | 1,13 | 1,13 | 1,14 | 1,14 | 1,14 | 1,14 | 1,14 | 1,14 | 1,14 |
| 14,5 | 1,48 | 1,48 | 1,49 | 1,50 | 1,51 | 1,51 | 1,51 | 1,51 | 1,51 |
| 15,4 | 1,90 | 1,90 | 1,93 | 1,95 | 1,96 | 1,97 | 1,97 | 1,97 | 1,97 |
| 16,3 | 2,42 | 2,41 | 2,45 | 2,49 | 2,51 | 2,52 | 2,53 | 2,53 | 2,53 |
| 17,2 | 3,04 | 3,02 | 3,07 | 3,13 | 3,17 | 3,19 | 3,20 | 3,20 | 3,21 |
| 18,1 | 3,79 | 3,74 | 3,80 | 3,89 | 3,95 | 3,98 | 4,00 | 4,01 | 4,01 |
| 19,0 | 4,67 | 4,59 | 4,66 | 4,78 | 4,87 | 4,93 | 4,95 | 4,97 | 4,97 |
| 20,0 | 5,72 | 5,59 | 5,67 | 5,82 | 5,95 | 6,03 | 6,07 | 6,09 | 6,10 |
| 20,9 | 6,94 | 6,76 | 6,83 | 7,02 | 7,20 | 7,31 | 7,37 | 7,41 | 7,43 |
| 21,8 | 8,36 | 8,12 | 8,17 | 8,40 | 8,63 | 8,79 | 8,88 | 8,93 | 8,96 |
| 22,7 | 10,00 | 9,69 | 9,72 | 9,98 | 10,27 | 10,49 | 10,62 | 10,69 | 10,73 |
| 23,6 | 11,9 | 11,5 | 11,5 | 11,8 | 12,1 | 12,4 | 12,6 | 12,7 | 12,8 |
| 24,5 | 14,0 | 13,5 | 13,5 | 13,8 | 14,2 | 14,6 | 14,9 | 15,0 | 15,1 |
| 25,4 | 16,5 | 15,9 | 15,8 | 16,1 | 16,6 | 17,1 | 17,4 | 17,6 | 17,7 |
| 26,3 | 19,3 | 18,5 | 18,4 | 18,7 | 19,3 | 19,8 | 20,3 | 20,5 | 20,7 |
| 27,2 | 22,4 | 21,5 | 21,3 | 21,6 | 22,3 | 22,9 | 23,5 | 23,8 | 24,0 |
| 28,1 | 25,9 | 24,9 | 24,6 | 24,9 | 25,6 | 26,4 | 27,0 | 27,5 | 27,7 |
| 29,0 | 29,9 | 28,6 | 28,2 | 28,5 | 29,3 | 30,2 | 31,0 | 31,6 | 31,9 |
| 30,0 | 34,3 | 32,8 | 32,3 | 32,6 | 33,4 | 34,4 | 35,4 | 36,1 | 36,5 |
| 30,8 | 39,2 | 37,5 | 36,8 | 37,1 | 37,9 | 39,1 | 40,2 | 41,1 | 41,6 |
| 31,7 | 44,6 | 42,7 | 41,9 | 42,1 | 42,9 | 44,2 | 45,5 | 46,6 | 47,3 |
| 32,6 | 50,6 | 48,4 | 47,5 | 47,6 | 48,5 | 49,9 | 51,4 | 52,6 | 53,5 |
| 33,6 | 57,3 | 54,7 | 53,6 | 53,6 | 54,6 | 56,1 | 57,7 | 59,2 | 60,3 |
| 34,5 | 64,6 | 61,7 | 60,4 | 60,3 | 61,2 | 62,8 | 64,7 | 66,4 | 67,7 |
| 35,4 | 72,5 | 69,3 | 67,8 | 67,7 | 68,6 | 70,2 | 72,3 | 74,3 | 75,8 |
| 36,3 | 81,3 | 77,6 | 75,9 | 75,7 | 76,6 | 78,3 | 80,6 | 82,8 | 84,7 |
| 37,2 | 90,9 | 86,7 | 84,7 | 84,4 | 85,3 | 87,1 | 89,6 | 92,1 | 94,2 |
| 38,1 | 101 | 97,0 | 94,0 | 94,0 | 95,0 | 97,0 | 99,0 | 102 | 105 |
| 39,0 | 113 | 107 | 105 | 104 | 105 | 107 | 110 | 113 | 116 |
| 39,9 | 125 | 119 | 116 | 116 | 116 | 118 | 121 | 125 | 128 |
| 40,8 | 138 | 132 | 129 | 128 | 129 | 131 | 134 | 137 | 141 |

Tabela A.4 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem triplo, para índice de serventia final igual a 2,0

| Carga por eixo (tf) | Espessura de placa (cm) | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 |
| 0,9 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 |
| 1,8 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 |
| 2,7 | 0,001 | 0,0009 | 0,0009 | 0,0009 | 0,0009 | 0,0009 | 0,0009 | 0,0009 | 0,0009 |
| 3,6 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 |
| 4,5 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 |
| 5,4 | 0,010 | 0,010 | 0,009 | 0,009 | 0,009 | 0,009 | 0,009 | 0,009 | 0,009 |
| 6,3 | 0,018 | 0,017 | 0,017 | 0,016 | 0,016 | 0,016 | 0,016 | 0,016 | 0,016 |
| 7,2 | 0,030 | 0,029 | 0,028 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0,027 |
| 8,2 | 0,047 | 0,045 | 0,044 | 0,044 | 0,043 | 0,043 | 0,043 | 0,043 | 0,043 |
| 9,1 | 0,072 | 0,069 | 0,067 | 0,066 | 0,066 | 0,066 | 0,066 | 0,066 | 0,066 |
| 10,0 | 0,105 | 0,101 | 0,099 | 0,098 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 |
| 10,9 | 0,149 | 0,144 | 0,141 | 0,139 | 0,139 | 0,138 | 0,138 | 0,138 | 0,138 |
| 11,8 | 0,205 | 0,199 | 0,195 | 0,194 | 0,193 | 0,192 | 0,192 | 0,192 | 0,192 |
| 12,7 | 0,276 | 0,270 | 0,265 | 0,263 | 0,262 | 0,262 | 0,262 | 0,262 | 0,261 |
| 13,6 | 0,364 | 0,359 | 0,354 | 0,351 | 0,350 | 0,349 | 0,349 | 0,349 | 0,349 |
| 14,5 | 0,472 | 0,468 | 0,463 | 0,460 | 0,459 | 0,458 | 0,458 | 0,458 | 0,458 |
| 15,4 | 0,603 | 0,600 | 0,596 | 0,594 | 0,593 | 0,592 | 0,592 | 0,592 | 0,592 |
| 16,3 | 0,759 | 0,758 | 0,757 | 0,756 | 0,755 | 0,755 | 0,755 | 0,755 | 0,755 |
| 17,2 | 0,946 | 0,947 | 0,949 | 0,950 | 0,951 | 0,951 | 0,951 | 0,951 | 0,951 |
| 18,1 | 1,17 | 1,17 | 1,18 | 1,18 | 1,18 | 1,18 | 1,18 | 1,18 | 1,18 |
| 19,0 | 1,42 | 1,43 | 1,44 | 1,45 | 1,46 | 1,46 | 1,46 | 1,46 | 1,46 |
| 20,0 | 1,73 | 1,73 | 1,76 | 1,77 | 1,78 | 1,78 | 1,79 | 1,79 | 1,79 |
| 20,9 | 2,08 | 2,07 | 2,10 | 2,13 | 2,15 | 2,16 | 2,16 | 2,16 | 2,17 |
| 21,8 | 2,48 | 2,47 | 2,51 | 2,55 | 2,58 | 2,59 | 2,60 | 2,60 | 2,61 |
| 22,7 | 2,95 | 2,92 | 2,97 | 3,03 | 3,07 | 3,09 | 3,10 | 3,11 | 3,11 |
| 23,6 | 3,48 | 3,44 | 3,50 | 3,58 | 3,63 | 3,66 | 3,68 | 3,69 | 3,69 |
| 24,5 | 4,09 | 4,03 | 4,09 | 4,20 | 4,27 | 4,31 | 4,33 | 4,35 | 4,35 |
| 25,4 | 4,78 | 4,69 | 4,76 | 4,89 | 4,99 | 5,05 | 5,08 | 5,09 | 5,10 |
| 26,3 | 5,57 | 5,44 | 5,51 | 5,66 | 5,79 | 5,87 | 5,91 | 5,94 | 5,95 |
| 27,2 | 6,45 | 6,29 | 6,35 | 6,53 | 6,69 | 6,79 | 6,85 | 6,88 | 6,90 |
| 28,1 | 7,43 | 7,23 | 7,28 | 7,49 | 7,69 | 7,82 | 7,90 | 7,94 | 7,97 |
| 29,0 | 8,54 | 8,28 | 8,32 | 8,55 | 8,80 | 8,97 | 9,07 | 9,13 | 9,16 |
| 30,0 | 9,76 | 9,46 | 9,48 | 9,73 | 10,02 | 10,24 | 10,37 | 10,44 | 10,48 |
| 30,8 | 11,10 | 10,80 | 10,80 | 11,00 | 11,40 | 11,60 | 11,80 | 11,90 | 12,00 |
| 31,7 | 12,60 | 12,20 | 12,20 | 12,50 | 12,80 | 13,20 | 13,40 | 13,50 | 13,60 |
| 32,6 | 14,30 | 13,80 | 13,70 | 14,00 | 14,50 | 14,90 | 15,10 | 15,30 | 15,40 |
| 33,6 | 16,10 | 15,50 | 15,40 | 15,70 | 16,20 | 16,70 | 17,00 | 17,20 | 17,30 |
| 34,5 | 18,20 | 17,50 | 17,30 | 17,60 | 18,20 | 18,70 | 19,10 | 19,30 | 19,50 |
| 35,4 | 20,40 | 19,60 | 19,40 | 19,70 | 20,30 | 20,90 | 21,40 | 21,70 | 21,80 |
| 36,3 | 22,80 | 21,90 | 21,60 | 21,90 | 22,60 | 23,30 | 23,80 | 24,20 | 24,40 |
| 37,2 | 25,40 | 24,40 | 24,10 | 24,40 | 25,00 | 25,80 | 26,50 | 26,90 | 27,20 |
| 38,1 | 28,30 | 27,10 | 26,70 | 27,00 | 27,70 | 28,60 | 29,40 | 29,90 | 30,20 |
| 39,0 | 31,40 | 30,10 | 29,60 | 29,90 | 30,70 | 31,60 | 32,50 | 33,10 | 33,50 |
| 39,9 | 34,80 | 33,30 | 32,80 | 33,00 | 33,80 | 34,80 | 35,80 | 36,60 | 37,10 |
| 40,8 | 38,50 | 36,80 | 36,20 | 36,40 | 37,20 | 38,30 | 39,40 | 40,30 | 40,90 |

Tabela A.5 – Fatores de equivalência de carga por eixo simples, para índice de serventia final igual a 2,5

| Carga por eixo (tf) | Espessura de placa (cm) | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 |
| 0,9 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 |
| 1,8 | 0,003 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 |
| 2,7 | 0,012 | 0,011 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 |
| 3,6 | 0,039 | 0,035 | 0,033 | 0,032 | 0,032 | 0,032 | 0,032 | 0,032 | 0,032 |
| 4,5 | 0,097 | 0,089 | 0,084 | 0,082 | 0,081 | 0,080 | 0,080 | 0,080 | 0,080 |
| 5,4 | 0,203 | 0,189 | 0,181 | 0,176 | 0,175 | 0,174 | 0,174 | 0,173 | 0,173 |
| 6,3 | 0,376 | 0,360 | 0,347 | 0,341 | 0,338 | 0,337 | 0,336 | 0,336 | 0,336 |
| 7,2 | 0,634 | 0,623 | 0,610 | 0,604 | 0,601 | 0,604 | 0,601 | 0,599 | 0,598 |
| 8,2 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 9,1 | 1,51 | 1,52 | 1,55 | 1,57 | 1,58 | 1,58 | 1,59 | 1,59 | 1,59 |
| 10,0 | 2,21 | 2,20 | 2,28 | 2,34 | 2,38 | 2,40 | 2,41 | 2,41 | 2,41 |
| 10,9 | 3,16 | 3,10 | 3,22 | 3,36 | 3,45 | 3,50 | 3,53 | 3,54 | 3,55 |
| 11,8 | 4,41 | 4,26 | 4,42 | 4,67 | 4,85 | 4,95 | 5,01 | 5,04 | 5,05 |
| 12,7 | 6,05 | 5,76 | 5,92 | 6,29 | 6,61 | 6,81 | 6,92 | 6,98 | 7,01 |
| 13,6 | 8,16 | 7,67 | 7,79 | 8,28 | 8,79 | 9,14 | 9,35 | 9,46 | 9,52 |
| 14,5 | 10,8 | 10,1 | 10,1 | 10,7 | 11,4 | 12,0 | 12,3 | 12,6 | 12,7 |
| 15,4 | 14,1 | 13,0 | 12,9 | 13,6 | 14,6 | 15,4 | 16,0 | 16,4 | 16,5 |
| 16,3 | 18,2 | 16,7 | 16,4 | 17,1 | 18,3 | 19,5 | 20,4 | 21,0 | 21,3 |
| 17,2 | 23,1 | 21,1 | 20,6 | 21,3 | 22,7 | 24,3 | 25,6 | 26,4 | 27,0 |
| 18,1 | 29,1 | 26,5 | 25,7 | 26,3 | 27,9 | 29,9 | 31,6 | 32,9 | 33,7 |
| 19,0 | 36,2 | 32,9 | 31,7 | 32,2 | 34,0 | 36,3 | 38,7 | 40,4 | 41,6 |
| 20,0 | 44,6 | 40,4 | 38,8 | 39,2 | 41,0 | 43,8 | 46,7 | 49,1 | 50,8 |
| 20,9 | 54,5 | 49,3 | 47,1 | 47,3 | 49,2 | 52,3 | 55,9 | 59,0 | 61,4 |
| 21,8 | 66,1 | 59,7 | 56,9 | 56,8 | 58,7 | 62,1 | 66,3 | 70,3 | 73,4 |
| 22,7 | 79,4 | 71,7 | 68,2 | 67,8 | 69,6 | 73,3 | 78,1 | 83,0 | 87,1 |

Tabela A.6 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem duplo, para índice de serventia final igual a 2,5

| Carga por eixo (tf) | Espessura de placa (cm) | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 |
| 0,9 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 |
| 1,8 | 0,0006 | 0,0006 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 |
| 2,7 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 |
| 3,6 | 0,007 | 0,006 | 0,006 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 |
| 4,5 | 0,015 | 0,014 | 0,013 | 0,013 | 0,012 | 0,012 | 0,012 | 0,012 | 0,012 |
| 5,4 | 0,031 | 0,028 | 0,026 | 0,026 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 |
| 6,3 | 0,057 | 0,052 | 0,049 | 0,048 | 0,047 | 0,047 | 0,047 | 0,047 | 0,047 |
| 7,2 | 0,097 | 0,089 | 0,084 | 0,082 | 0,081 | 0,081 | 0,080 | 0,080 | 0,080 |
| 8,2 | 0,155 | 0,148 | 0,136 | 0,133 | 0,132 | 0,131 | 0,131 | 0,131 | 0,131 |
| 9,1 | 0,234 | 0,220 | 0,211 | 0,206 | 0,204 | 0,203 | 0,203 | 0,203 | 0,203 |
| 10,0 | 0,340 | 0,325 | 0,313 | 0,308 | 0,305 | 0,304 | 0,303 | 0,303 | 0,303 |
| 10,9 | 0,475 | 0,462 | 0,450 | 0,444 | 0,441 | 0,440 | 0,439 | 0,439 | 0,439 |
| 11,8 | 0,644 | 0,637 | 0,627 | 0,622 | 0,620 | 0,619 | 0,618 | 0,618 | 0,618 |
| 12,7 | 0,855 | 0,854 | 0,852 | 0,850 | 0,850 | 0,850 | 0,849 | 0,849 | 0,849 |
| 13,6 | 1,11 | 1,12 | 1,13 | 1,14 | 1,14 | 1,14 | 1,14 | 1,14 | 1,14 |
| 14,5 | 1,43 | 1,44 | 1,47 | 1,49 | 1,50 | 1,51 | 1,51 | 1,51 | 1,51 |
| 15,4 | 1,82 | 1,82 | 1,87 | 1,92 | 1,95 | 1,96 | 1,97 | 1,97 | 1,97 |
| 16,3 | 2,29 | 2,27 | 2,35 | 2,43 | 2,48 | 2,51 | 2,52 | 2,52 | 2,53 |
| 17,2 | 2,85 | 2,80 | 2,91 | 3,03 | 3,12 | 3,16 | 3,18 | 3,20 | 3,20 |
| 18,1 | 3,52 | 3,42 | 3,55 | 3,47 | 3,87 | 3,94 | 3,98 | 4,00 | 4,01 |
| 19,0 | 4,32 | 4,16 | 4,30 | 4,55 | 4,74 | 4,86 | 4,91 | 4,95 | 4,96 |
| 20,0 | 5,26 | 5,01 | 5,16 | 5,48 | 5,75 | 5,92 | 6,01 | 6,06 | 6,09 |
| 20,9 | 6,36 | 6,01 | 6,14 | 6,53 | 6,90 | 7,14 | 7,28 | 7,36 | 7,40 |
| 21,8 | 7,64 | 7,16 | 7,27 | 7,73 | 8,21 | 8,55 | 8,75 | 8,86 | 8,92 |
| 22,7 | 9,11 | 8,50 | 8,55 | 9,07 | 9,68 | 10,14 | 10,42 | 10,58 | 10,86 |
| 23,6 | 10,8 | 10,0 | 10,0 | 10,6 | 11,3 | 11,9 | 12,3 | 12,5 | 12,7 |
| 24,5 | 12,8 | 11,8 | 11,7 | 12,3 | 13,2 | 13,9 | 14,5 | 14,8 | 14,9 |
| 25,4 | 15,0 | 13,8 | 13,6 | 14,2 | 15,2 | 16,2 | 16,8 | 17,3 | 17,5 |
| 26,3 | 17,5 | 16,0 | 15,7 | 16,3 | 17,5 | 18,6 | 19,5 | 20,1 | 20,4 |
| 27,2 | 20,3 | 18,5 | 18,1 | 18,7 | 20,0 | 21,4 | 22,5 | 23,2 | 23,6 |
| 28,1 | 23,5 | 21,4 | 20,8 | 21,4 | 22,8 | 24,4 | 25,7 | 26,7 | 27,3 |
| 29,0 | 27,0 | 24,6 | 23,8 | 24,4 | 25,8 | 27,7 | 29,3 | 30,5 | 31,3 |
| 30,0 | 31,0 | 28,1 | 27,1 | 27,6 | 29,2 | 31,3 | 33,2 | 34,7 | 35,7 |
| 30,8 | 35,4 | 32,1 | 30,9 | 31,3 | 32,9 | 35,2 | 37,5 | 39,3 | 40,5 |
| 31,7 | 40,3 | 36,5 | 35,0 | 35,3 | 37,0 | 39,5 | 42,1 | 44,3 | 45,9 |
| 32,6 | 45,7 | 41,4 | 39,6 | 39,8 | 41,5 | 44,2 | 47,2 | 49,8 | 51,7 |
| 33,6 | 51,7 | 46,7 | 44,6 | 44,7 | 46,4 | 49,3 | 52,7 | 55,7 | 58,0 |
| 34,5 | 58,3 | 52,6 | 50,2 | 50,1 | 51,8 | 54,9 | 58,6 | 62,1 | 64,8 |
| 35,4 | 65,5 | 59,1 | 56,3 | 56,1 | 57,7 | 60,9 | 65,0 | 69,0 | 72,3 |
| 36,3 | 73,4 | 66,2 | 62,9 | 62,5 | 64,2 | 67,5 | 71,9 | 76,4 | 80,2 |
| 37,2 | 82,0 | 73,9 | 70,2 | 69,6 | 71,2 | 74,7 | 79,4 | 84,4 | 88,8 |
| 38,1 | 91,4 | 82,4 | 78,1 | 77,3 | 78,9 | 82,4 | 87,4 | 93,0 | 98,1 |
| 39,0 | 102 | 92 | 87 | 86 | 87 | 91 | 96 | 102 | 108 |
| 39,9 | 113 | 102 | 96 | 95 | 96 | 100 | 105 | 112 | 119 |
| 40,8 | 125 | 112 | 106 | 105 | 106 | 110 | 115 | 123 | 130 |

Tabela A.7 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem triplo, para índice de serventia final igual a 2,5

| Carga por eixo (tf) | Espessura de placa (cm) | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 |
| 0,9 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 |
| 1,8 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 |
| 2,7 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 |
| 3,6 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 | 0,003 |
| 4,5 | 0,006 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 |
| 5,4 | 0,011 | 0,010 | 0,010 | 0,009 | 0,009 | 0,009 | 0,009 | 0,009 | 0,009 |
| 6,3 | 0,020 | 0,018 | 0,017 | 0,017 | 0,016 | 0,016 | 0,016 | 0,016 | 0,016 |
| 7,2 | 0,033 | 0,030 | 0,029 | 0,028 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0,027 |
| 8,2 | 0,053 | 0,048 | 0,045 | 0,044 | 0,044 | 0,043 | 0,043 | 0,043 | 0,043 |
| 9,1 | 0,080 | 0,073 | 0,069 | 0,067 | 0,066 | 0,066 | 0,066 | 0,066 | 0,066 |
| 10,0 | 0,116 | 0,107 | 0,101 | 0,099 | 0,098 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 |
| 10,9 | 0,163 | 0,151 | 0,144 | 0,141 | 0,139 | 0,139 | 0,138 | 0,138 | 0,138 |
| 11,8 | 0,222 | 0,209 | 0,200 | 0,195 | 0,194 | 0,193 | 0,192 | 0,192 | 0,192 |
| 12,7 | 0,295 | 0,281 | 0,271 | 0,265 | 0,263 | 0,262 | 0,262 | 0,262 | 0,262 |
| 13,6 | 0,384 | 0,371 | 0,359 | 0,354 | 0,351 | 0,350 | 0,349 | 0,349 | 0,349 |
| 14,5 | 0,490 | 0,480 | 0,468 | 0,463 | 0,460 | 0,459 | 0,458 | 0,458 | 0,458 |
| 15,4 | 0,616 | 0,609 | 0,601 | 0,596 | 0,594 | 0,593 | 0,592 | 0,592 | 0,592 |
| 16,3 | 0,765 | 0,762 | 0,759 | 0,757 | 0,756 | 0,755 | 0,755 | 0,755 | 0,755 |
| 17,2 | 0,939 | 0,941 | 0,946 | 0,948 | 0,950 | 0,951 | 0,951 | 0,951 | 0,951 |
| 18,1 | 1,14 | 1,15 | 1,16 | 1,17 | 1,18 | 1,18 | 1,18 | 1,18 | 1,18 |
| 19,0 | 1,38 | 1,38 | 1,41 | 1,44 | 1,45 | 1,46 | 1,46 | 1,46 | 1,46 |
| 20,0 | 1,65 | 1,65 | 1,70 | 1,74 | 1,77 | 1,78 | 1,78 | 1,78 | 1,78 |
| 20,9 | 1,97 | 1,96 | 2,03 | 2,09 | 2,13 | 2,15 | 2,16 | 2,16 | 2,16 |
| 21,8 | 2,34 | 2,31 | 2,40 | 2,49 | 2,55 | 2,58 | 2,59 | 2,60 | 2,60 |
| 22,7 | 2,76 | 2,71 | 2,81 | 2,94 | 3,02 | 3,07 | 3,09 | 3,10 | 3,11 |
| 23,6 | 3,24 | 3,15 | 3,27 | 3,44 | 3,56 | 3,62 | 3,66 | 3,68 | 3,68 |
| 24,5 | 3,79 | 3,66 | 3,79 | 4,00 | 4,16 | 4,26 | 4,30 | 4,33 | 4,34 |
| 25,4 | 4,41 | 4,23 | 4,37 | 4,63 | 4,84 | 4,97 | 5,03 | 5,07 | 5,09 |
| 26,3 | 5,12 | 4,87 | 5,00 | 5,32 | 5,59 | 5,76 | 5,85 | 5,90 | 5,93 |
| 27,2 | 5,91 | 5,59 | 5,71 | 6,08 | 6,42 | 6,64 | 6,77 | 6,84 | 6,87 |
| 28,1 | 6,80 | 6,39 | 6,50 | 6,91 | 7,33 | 7,62 | 7,79 | 7,88 | 7,93 |
| 29,0 | 7,79 | 7,29 | 7,37 | 7,82 | 8,33 | 8,70 | 8,92 | 9,04 | 9,11 |
| 30,0 | 8,90 | 8,28 | 8,33 | 8,83 | 9,42 | 9,88 | 10,17 | 10,33 | 10,42 |
| 30,8 | 10,1 | 9,4 | 9,4 | 9,9 | 10,6 | 11,2 | 11,5 | 11,7 | 11,9 |
| 31,7 | 11,5 | 10,6 | 10,6 | 11,1 | 11,9 | 12,6 | 13,0 | 13,3 | 13,5 |
| 32,6 | 13,0 | 12,0 | 11,8 | 12,4 | 13,3 | 14,1 | 14,7 | 15,0 | 15,2 |
| 33,6 | 14,6 | 13,5 | 13,2 | 13,8 | 14,8 | 15,8 | 16,5 | 16,9 | 17,1 |
| 34,5 | 16,5 | 15,1 | 14,8 | 15,4 | 16,5 | 17,6 | 18,4 | 18,9 | 19,2 |
| 35,4 | 18,5 | 16,9 | 16,5 | 17,1 | 18,2 | 19,5 | 20,5 | 21,1 | 21,5 |
| 36,3 | 20,6 | 18,8 | 18,3 | 18,9 | 20,2 | 21,6 | 22,7 | 23,5 | 24,0 |
| 37,2 | 23,0 | 21,0 | 20,3 | 20,9 | 22,2 | 23,8 | 25,2 | 26,1 | 26,7 |
| 38,1 | 25,6 | 23,3 | 22,5 | 23,1 | 24,5 | 26,2 | 27,8 | 28,9 | 29,6 |
| 39,0 | 28,4 | 25,8 | 24,9 | 25,4 | 26,9 | 28,8 | 30,5 | 31,9 | 32,8 |
| 39,9 | 31,5 | 28,6 | 27,5 | 27,9 | 29,4 | 31,5 | 33,5 | 35,1 | 36,1 |
| 40,8 | 34,8 | 31,5 | 30,3 | 30,7 | 32,2 | 34,4 | 36,7 | 38,5 | 39,8 |

Tabela A.8 – Fatores de equivalência de carga por eixo simples, para índice de serventia final igual a 3,0

| Carga por eixo (tf) | Espessura de placa (cm) | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 |
| 0,9 | 0,0003 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 |
| 1,8 | 0,003 | 0,003 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 |
| 2,7 | 0,014 | 0,012 | 0,011 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 | 0,010 |
| 3,6 | 0,045 | 0,038 | 0,034 | 0,033 | 0,032 | 0,032 | 0,032 | 0,032 | 0,032 |
| 4,5 | 0,111 | 0,095 | 0,087 | 0,083 | 0,081 | 0,081 | 0,080 | 0,080 | 0,080 |
| 5,4 | 0,228 | 0,202 | 0,186 | 0,179 | 0,176 | 0,174 | 0,174 | 0,174 | 0,173 |
| 6,3 | 0,408 | 0,378 | 0,355 | 0,344 | 0,340 | 0,337 | 0,337 | 0,336 | 0,336 |
| 7,2 | 0,660 | 0,640 | 0,619 | 0,608 | 0,603 | 0,600 | 0,599 | 0,599 | 0,599 |
| 8,2 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 9,1 | 1,46 | 1,47 | 1,52 | 1,55 | 1,57 | 1,58 | 1,58 | 1,59 | 1,59 |
| 10,0 | 2,07 | 2,06 | 2,18 | 2,29 | 2,35 | 2,38 | 2,40 | 2,41 | 2,41 |
| 10,9 | 2,90 | 2,81 | 3,00 | 3,23 | 3,38 | 3,47 | 3,51 | 3,53 | 3,54 |
| 11,8 | 4,00 | 3,77 | 4,01 | 4,40 | 4,70 | 4,87 | 4,96 | 5,01 | 5,04 |
| 12,7 | 5,43 | 4,99 | 5,23 | 5,80 | 6,31 | 6,65 | 6,83 | 6,93 | 6,98 |
| 13,6 | 7,27 | 6,53 | 6,72 | 7,46 | 8,25 | 8,83 | 9,17 | 9,36 | 9,46 |
| 14,5 | 9,59 | 8,47 | 8,53 | 9,42 | 10,54 | 11,44 | 12,03 | 12,37 | 12,56 |
| 15,4 | 12,5 | 10,9 | 10,7 | 11,7 | 13,2 | 14,5 | 15,5 | 16,0 | 16,4 |
| 16,3 | 16,0 | 13,8 | 13,4 | 14,4 | 16,2 | 18,1 | 19,5 | 20,4 | 21,0 |
| 17,2 | 20,4 | 17,4 | 16,7 | 17,7 | 19,8 | 22,2 | 24,2 | 25,6 | 26,4 |
| 18,1 | 25,6 | 21,8 | 20,6 | 21,5 | 23,8 | 26,8 | 29,5 | 31,5 | 32,9 |
| 19,0 | 31,8 | 26,9 | 25,3 | 26,0 | 28,5 | 32,0 | 35,5 | 38,4 | 40,3 |
| 20,0 | 39,2 | 33,1 | 30,8 | 31,3 | 33,9 | 37,9 | 42,3 | 46,1 | 48,8 |
| 20,9 | 47,8 | 40,3 | 37,2 | 37,5 | 40,1 | 44,5 | 49,8 | 54,7 | 58,5 |
| 21,8 | 57,9 | 48,6 | 44,8 | 44,7 | 47,3 | 52,1 | 58,2 | 64,3 | 69,4 |
| 22,7 | 69,6 | 58,4 | 53,6 | 53,1 | 55,6 | 60,6 | 67,6 | 75,0 | 81,4 |

Tabela A.9 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem duplo, para índice de serventia final igual a 3,0

| Carga por eixo (tf) | Espessura de placa (cm) | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 |
| 0,9 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 |
| 1,8 | 0,0007 | 0,0006 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0005 |
| 2,7 | 0,003 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 |
| 3,6 | 0,008 | 0,006 | 0,006 | 0,006 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 |
| 4,5 | 0,018 | 0,015 | 0,013 | 0,013 | 0,013 | 0,012 | 0,012 | 0,012 | 0,012 |
| 5,4 | 0,036 | 0,030 | 0,027 | 0,026 | 0,026 | 0,025 | 0,025 | 0,025 | 0,025 |
| 6,3 | 0,066 | 0,056 | 0,050 | 0,048 | 0,047 | 0,047 | 0,047 | 0,047 | 0,047 |
| 7,2 | 0,111 | 0,095 | 0,087 | 0,083 | 0,081 | 0,081 | 0,081 | 0,080 | 0,080 |
| 8,2 | 0,174 | 0,153 | 0,140 | 0,135 | 0,132 | 0,131 | 0,131 | 0,131 | 0,131 |
| 9,1 | 0,260 | 0,234 | 0,217 | 0,209 | 0,205 | 0,204 | 0,203 | 0,203 | 0,203 |
| 10,0 | 0,368 | 0,341 | 0,321 | 0,311 | 0,307 | 0,305 | 0,304 | 0,303 | 0,303 |
| 10,9 | 0,502 | 0,479 | 0,458 | 0,447 | 0,443 | 0,440 | 0,440 | 0,439 | 0,439 |
| 11,8 | 0,664 | 0,651 | 0,634 | 0,625 | 0,621 | 0,619 | 0,618 | 0,618 | 0,618 |
| 12,7 | 0,859 | 0,857 | 0,853 | 0,851 | 0,850 | 0,850 | 0,850 | 0,849 | 0,849 |
| 13,6 | 1,09 | 1,10 | 1,12 | 1,13 | 1,14 | 1,14 | 1,14 | 1,14 | 1,14 |
| 14,5 | 1,38 | 1,38 | 1,44 | 1,47 | 1,49 | 1,50 | 1,51 | 1,51 | 1,51 |
| 15,4 | 1,72 | 1,71 | 1,80 | 1,88 | 1,93 | 1,95 | 1,96 | 1,97 | 1,97 |
| 16,3 | 2,13 | 2,10 | 2,23 | 2,36 | 2,45 | 2,49 | 2,51 | 2,52 | 2,52 |
| 17,2 | 2,62 | 2,54 | 2,71 | 2,92 | 3,06 | 3,13 | 3,17 | 3,19 | 3,20 |
| 18,1 | 3,21 | 3,05 | 3,26 | 3,55 | 3,76 | 3,89 | 3,95 | 3,98 | 4,00 |
| 19,0 | 3,90 | 3,65 | 3,87 | 4,26 | 4,58 | 4,77 | 4,87 | 4,92 | 4,95 |
| 20,0 | 4,72 | 4,35 | 4,57 | 5,06 | 5,50 | 5,78 | 5,94 | 6,02 | 6,06 |
| 20,9 | 5,68 | 5,16 | 5,36 | 5,95 | 6,54 | 6,94 | 7,17 | 7,29 | 7,36 |
| 21,8 | 6,80 | 6,10 | 6,25 | 6,93 | 7,69 | 8,24 | 8,57 | 8,76 | 8,86 |
| 22,7 | 8,09 | 7,17 | 7,26 | 8,03 | 8,96 | 9,70 | 10,17 | 10,43 | 10,58 |
| 23,6 | 9,57 | 8,41 | 8,40 | 9,24 | 10,36 | 11,32 | 11,96 | 12,33 | 12,54 |
| 24,5 | 11,3 | 9,8 | 9,7 | 10,6 | 11,9 | 13,1 | 14,0 | 14,5 | 14,8 |
| 25,4 | 13,2 | 11,4 | 11,2 | 12,1 | 13,6 | 15,1 | 16,2 | 16,9 | 17,3 |
| 26,3 | 15,4 | 13,2 | 12,8 | 13,7 | 15,4 | 17,2 | 18,6 | 19,5 | 20,1 |
| 27,2 | 17,9 | 15,3 | 14,7 | 15,6 | 17,4 | 19,5 | 21,3 | 22,5 | 23,2 |
| 28,1 | 20,6 | 17,6 | 16,8 | 17,6 | 19,6 | 22,0 | 24,1 | 25,7 | 26,6 |
| 29,0 | 23,7 | 20,2 | 19,1 | 19,9 | 22,0 | 24,7 | 27,3 | 29,2 | 30,4 |
| 30,0 | 27,2 | 23,1 | 21,7 | 22,4 | 24,6 | 27,6 | 30,6 | 33,0 | 34,6 |
| 30,8 | 31,1 | 26,3 | 24,6 | 25,2 | 27,4 | 30,8 | 34,3 | 37,1 | 39,2 |
| 31,7 | 35,4 | 29,8 | 27,8 | 28,2 | 30,6 | 34,2 | 38,2 | 41,6 | 44,1 |
| 32,6 | 40,1 | 33,8 | 31,3 | 31,6 | 34,0 | 37,9 | 42,3 | 46,4 | 49,4 |
| 33,6 | 45,3 | 38,1 | 35,2 | 35,4 | 37,7 | 41,8 | 46,8 | 51,5 | 55,2 |
| 34,5 | 51,1 | 42,9 | 39,5 | 39,5 | 41,8 | 46,1 | 51,5 | 56,9 | 61,3 |
| 35,4 | 57,4 | 48,2 | 44,3 | 44,0 | 46,3 | 50,7 | 56,6 | 62,7 | 67,9 |
| 36,3 | 64,3 | 53,9 | 49,4 | 48,9 | 51,1 | 55,8 | 62,1 | 68,9 | 74,9 |
| 37,2 | 71,8 | 60,2 | 55,1 | 54,3 | 56,5 | 61,2 | 67,9 | 75,5 | 82,4 |
| 38,1 | 80,0 | 67,0 | 61,2 | 60,2 | 62,2 | 67,0 | 74,2 | 82,4 | 90,3 |
| 39,0 | 89,0 | 74,5 | 67,9 | 66,5 | 68,5 | 73,4 | 80,8 | 89,8 | 98,7 |
| 39,9 | 98,7 | 82,5 | 75,2 | 73,5 | 75,3 | 80,2 | 88,0 | 97,7 | 107,5 |
| 40,8 | 109 | 91 | 83 | 81 | 83 | 88 | 96 | 106 | 117 |

Tabela A.10 – Fatores de equivalência de carga por eixo tandem triplo, para índice de serventia final igual a 3,0

| Carga por eixo (tf) | Espessura de placa (cm) | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 15 | 17,5 | 20 | 22,5 | 25 | 27,5 | 30 | 32,5 | 35 |
| 0,9 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 |
| 1,8 | 0,0004 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0003 |
| 2,7 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 | 0,001 |
| 3,6 | 0,003 | 0,003 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 | 0,002 |
| 4,5 | 0,007 | 0,006 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 | 0,005 |
| 5,4 | 0,013 | 0,011 | 0,010 | 0,009 | 0,009 | 0,009 | 0,009 | 0,009 | 0,009 |
| 6,3 | 0,023 | 0,020 | 0,018 | 0,017 | 0,017 | 0,016 | 0,016 | 0,016 | 0,016 |
| 7,2 | 0,039 | 0,033 | 0,030 | 0,028 | 0,028 | 0,027 | 0,027 | 0,027 | 0,027 |
| 8,2 | 0,061 | 0,052 | 0,047 | 0,045 | 0,044 | 0,044 | 0,043 | 0,043 | 0,043 |
| 9,1 | 0,091 | 0,078 | 0,071 | 0,068 | 0,067 | 0,066 | 0,066 | 0,066 | 0,066 |
| 10,0 | 0,132 | 0,114 | 0,104 | 0,100 | 0,098 | 0,097 | 0,097 | 0,097 | 0,097 |
| 10,9 | 0,183 | 0,161 | 0,148 | 0,143 | 0,140 | 0,139 | 0,139 | 0,138 | 0,138 |
| 11,8 | 0,246 | 0,221 | 0,205 | 0,198 | 0,195 | 0,193 | 0,193 | 0,193 | 0,193 |
| 12,7 | 0,322 | 0,296 | 0,277 | 0,268 | 0,265 | 0,263 | 0,262 | 0,262 | 0,262 |
| 13,6 | 0,411 | 0,387 | 0,367 | 0,357 | 0,353 | 0,351 | 0,350 | 0,349 | 0,349 |
| 14,5 | 0,515 | 0,495 | 0,476 | 0,466 | 0,462 | 0,460 | 0,459 | 0,458 | 0,458 |
| 15,4 | 0,634 | 0,622 | 0,607 | 0,599 | 0,595 | 0,594 | 0,593 | 0,592 | 0,592 |
| 16,3 | 0,772 | 0,768 | 0,762 | 0,758 | 0,756 | 0,756 | 0,755 | 0,755 | 0,755 |
| 17,2 | 0,930 | 0,934 | 0,942 | 0,947 | 0,949 | 0,950 | 0,951 | 0,951 | 0,951 |
| 18,1 | 1,11 | 1,12 | 1,15 | 1,17 | 1,18 | 1,18 | 1,18 | 1,18 | 1,18 |
| 19,0 | 1,32 | 1,33 | 1,38 | 1,42 | 1,44 | 1,45 | 1,46 | 1,46 | 1,46 |
| 20,0 | 1,56 | 1,56 | 1,64 | 1,71 | 1,75 | 1,77 | 1,78 | 1,78 | 1,78 |
| 20,9 | 1,84 | 1,83 | 1,94 | 2,04 | 2,10 | 2,14 | 2,15 | 2,16 | 2,16 |
| 21,8 | 2,16 | 2,12 | 2,26 | 2,41 | 2,51 | 2,56 | 2,58 | 2,59 | 2,60 |
| 22,7 | 2,53 | 2,45 | 2,61 | 2,82 | 2,96 | 3,03 | 3,07 | 3,09 | 3,10 |
| 23,6 | 2,95 | 2,82 | 3,01 | 3,27 | 3,47 | 3,58 | 3,63 | 3,66 | 3,68 |
| 24,5 | 3,43 | 3,23 | 3,43 | 3,77 | 4,03 | 4,18 | 4,27 | 4,31 | 4,33 |
| 25,4 | 3,98 | 3,70 | 3,90 | 4,31 | 4,65 | 4,86 | 4,98 | 5,04 | 5,07 |
| 26,3 | 4,59 | 4,22 | 4,42 | 4,90 | 5,34 | 5,62 | 5,78 | 5,86 | 5,90 |
| 27,2 | 5,28 | 4,80 | 4,99 | 5,54 | 6,08 | 6,45 | 6,66 | 6,78 | 6,84 |
| 28,1 | 6,06 | 5,45 | 5,61 | 6,23 | 6,89 | 7,36 | 7,64 | 7,80 | 7,88 |
| 29,0 | 6,92 | 6,18 | 6,29 | 6,98 | 7,76 | 8,36 | 8,72 | 8,93 | 9,04 |
| 30,0 | 7,89 | 6,98 | 7,05 | 7,78 | 8,70 | 9,44 | 9,91 | 10,18 | 10,33 |
| 30,8 | 8,96 | 7,88 | 7,87 | 8,66 | 9,71 | 10,61 | 11,20 | 11,55 | 11,75 |
| 31,7 | 10,2 | 8,9 | 8,8 | 9,6 | 10,8 | 11,9 | 12,6 | 13,1 | 13,3 |
| 32,6 | 11,5 | 10,0 | 9,8 | 10,6 | 12,0 | 13,2 | 14,1 | 14,7 | 15,0 |
| 33,6 | 12,9 | 11,2 | 10,9 | 11,7 | 13,2 | 14,7 | 15,8 | 16,5 | 16,9 |
| 34,5 | 14,5 | 12,5 | 12,1 | 12,9 | 14,5 | 16,2 | 17,5 | 18,4 | 18,9 |
| 35,4 | 16,2 | 13,9 | 13,4 | 14,2 | 15,9 | 17,8 | 19,4 | 20,5 | 21,1 |
| 36,3 | 18,2 | 15,5 | 14,8 | 15,6 | 17,4 | 19,6 | 21,4 | 22,7 | 23,5 |
| 37,2 | 20,2 | 17,2 | 16,4 | 17,2 | 19,1 | 21,4 | 23,5 | 25,1 | 26,1 |
| 38,1 | 22,5 | 19,1 | 18,1 | 18,8 | 20,8 | 23,4 | 25,8 | 27,6 | 28,8 |
| 39,0 | 25,0 | 21,2 | 19,9 | 20,6 | 22,6 | 25,5 | 28,2 | 30,4 | 31,8 |
| 39,9 | 27,6 | 23,4 | 21,9 | 22,5 | 24,6 | 27,7 | 30,7 | 33,2 | 35,0 |
| 40,8 | 30,5 | 25,8 | 24,1 | 24,6 | 26,8 | 30,0 | 33,4 | 36,3 | 38,3 |

Tabela A.11 – Nível de confiabilidade, R, DNER (1989)

| Tipo de estrada | R (%) |
|--|-------|
| Local | 50 |
| Coletora | 60 |
| Primária | 75 |
| Auto-estrada | 80 |
| Pavimentos de difícil manutenção, túneis, etc. | 85 |

Tabela A.12 – Coeficiente de Student e fator de segurança de carga, DNER (1989)

| R (%) | Z_r | F | | |
|-------|-------|--------------|--------------|--------------|
| | | $s_0 = 0,30$ | $s_0 = 0,35$ | $s_0 = 0,40$ |
| 50 | 0,000 | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 60 | 0,253 | 1,19 | 1,23 | 1,26 |
| 70 | 0,524 | 1,44 | 1,53 | 1,62 |
| 75 | 0,674 | 1,59 | 1,72 | 1,86 |
| 80 | 0,841 | 1,79 | 1,97 | 2,17 |
| 85 | 1,037 | 2,05 | 2,31 | 2,60 |
| 90 | 1,282 | 2,42 | 2,81 | 3,26 |
| 92 | 1,405 | 2,64 | 3,10 | 3,65 |
| 94 | 1,555 | 2,93 | 3,50 | 4,19 |
| 95 | 1,645 | 3,12 | 3,76 | 4,55 |
| 96 | 1,751 | 3,35 | 4,10 | 5,02 |
| 98 | 2,054 | 4,13 | 5,23 | 6,63 |
| 99 | 2,327 | 4,99 | 6,52 | 8,53 |
| 99,99 | 3,750 | 13,34 | 20,54 | 31,63 |

Tabela A.13 – Coeficiente de drenagem, C_d , DNER (1989)

| Eficiência da drenagem | Tempo de remoção da água | Porcentagem do tempo em que a estrutura estará exposta a níveis de umidade próximos à saturação | | | |
|------------------------|--------------------------|---|-------------|-------------|--------|
| | | < 1% | 1 % a 5 % | 5 % a 25 % | > 25 % |
| Excelente | 2 horas | 1,20 – 1,25 | 1,15 – 1,20 | 1,10 – 1,15 | 1,10 |
| Boa | 24 horas | 1,15 – 1,20 | 1,10 – 1,15 | 1,00 – 1,10 | 1,00 |
| Regular | 1 semana | 1,10 – 1,15 | 1,00 – 1,10 | 0,90 – 1,00 | 0,90 |
| Má | 4 semanas | 1,00 – 1,10 | 0,90 – 1,00 | 0,80 – 0,90 | 0,80 |
| Muito má | não drena | 0,90 – 1,00 | 0,80 – 0,90 | 0,70 – 0,80 | 0,70 |

Tabela A.14a – Faixa de valores da perda de suporte para diferentes tipos de sub-bases, DNER (1989)

| Material | p_s |
|---|-------------|
| Sub-base tratada com cimento, estrutural | 0,00 – 0,50 |
| Sub-base tratada com asfalto | 0,00 – 0,50 |
| Brita tratada com cimento, não estrutural | 0,50 – 1,00 |
| Brita tratada com asfalto, não estrutural | 0,50 – 1,00 |
| Sub-base granular | 1,00 – 2,00 |
| Materiais de graduação fina | 2,00 – 3,00 |

Tabela A.14b – Faixa de valores da perda de suporte para diferentes tipos de sub-bases, adaptado de AASHTO (1986)

| Material | p_s |
|--|-------------|
| Sub-base granular tratada com cimento (E = 1.000.000 a 2.000.000 psi) | 0,0 – 1,0 |
| Mistura de cimento e agregado (E = 500.000 a 1.000.000 psi) | 0,0 – 1,0 |
| Sub-base tratada com asfalto (E = 350.000 a 1.000.000 psi) | 0,0 – 1,0 |
| Mistura betuminosa estabilizada (E = 40.000 a 300.000 psi) | 0,0 – 1,0 |
| Sub-base granular (E = 15.000 a 45.000 psi) | 1,0 – 3,0 |
| Materiais de graduação fina (E = 3.000 a 40.000 psi) | 2,00 – 3,00 |

Tabela A.15 – Coeficiente de transferência de carga, J, DNER (1989)

| Dispositivo de transferência de carga | Acostamento de concreto | Tipo de sub-base | Condição climática | J | |
|---------------------------------------|-------------------------|------------------|--------------------|----------------------|-------------|
| | | | | Comprimento da placa | |
| | | | | 4,5 m | 4,6 a 6,0 m |
| Não | não | gr | rigorosa | 4,0 | 4,4 |
| | | | leve | 3,8 | 4,2 |
| | | tcc | rigorosa | 3,6 | 4,0 |
| | | | leve | 3,4 | 3,8 |
| | sim | gr | rigorosa | 3,4 | 3,8 |
| | | | leve | 3,2 | 3,6 |
| tcc | rigorosa | 3,0 | 3,4 | | |
| | leve | 2,8 | 3,2 | | |
| Sim | não | gr | rigorosa | 3,0 | 3,2 |
| | | | leve | 2,9 | 3,0 |
| | | tcc | rigorosa | 2,7 | 2,9 |
| | | | leve | 2,6 | 2,7 |
| | sim | gr | rigorosa | 2,9 | 3,1 |
| | | | leve | 2,8 | 2,9 |
| tcc | rigorosa | 2,6 | 2,8 | | |
| leve | 2,5 | 2,5 | | | |

Tabela A.16 – Coeficientes de segurança de carga, F_{sc} , PCA (1966)

| | F_{sc} |
|---|----------|
| Auto-estradas, rodovias com mais de duas faixas por pista, ou qualquer projeto para tráfego ininterrupto ou de grande volume de caminhões pesados | 1,2 |
| Rodovias e vias urbanas submetidas a tráfego de caminhões pesados | 1,1 |
| Estradas rurais, ruas residenciais e vias em geral, submetidas a tráfego de caminhões leves | 1,0 |

Tabela A.17 – $R_T \times N$, PCA (1966)

| Relação de tensões | N_{adm} de repetições de carga | Relação de tensões | N_{adm} de repetições de carga |
|--------------------|----------------------------------|--------------------|----------------------------------|
| 0.50 | ilimitado | 0,68 | 3.500 |
| 0.51 | 400.000 | 0,69 | 2.500 |
| 0.52 | 300.000 | 0,70 | 2.000 |
| 0.53 | 240.000 | 0,71 | 1.500 |
| 0.54 | 180.000 | 0,72 | 1.100 |
| 0.55 | 130.000 | 0,73 | 850 |
| 0.56 | 100.000 | 0,74 | 650 |
| 0.57 | 75.000 | 0,75 | 490 |
| 0.58 | 57.000 | 0,76 | 360 |
| 0.59 | 42.000 | 0,77 | 270 |
| 0.60 | 32.000 | 0,78 | 210 |
| 0.61 | 24.000 | 0,79 | 160 |
| 0.62 | 18.000 | 0,80 | 120 |
| 0.63 | 14.000 | 0,81 | 90 |
| 0.64 | 11.000 | 0,82 | 70 |
| 0.65 | 8.000 | 0,83 | 50 |
| 0.66 | 6.000 | 0,84 | 40 |
| 0.67 | 4.500 | 0,85 | 30 |

Tabela A.18 – Tensão equivalente – Sem acostamento de concreto, PITTA (1996)

| h | k do sistema subleito – sub-base (MPa/m) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 20 | | | 40 | | | 60 | | | 80 | | | 140 | | | 180 | | |
| | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT |
| 10 | 5,42 | 4,39 | 3,36 | 4,75 | 3,83 | 3,10 | 4,38 | 3,59 | 3,02 | 4,13 | 3,44 | 2,98 | 3,66 | 3,22 | 2,94 | 3,45 | 3,15 | 2,93 |
| 11 | 4,47 | 3,88 | 2,92 | 4,16 | 3,35 | 2,64 | 3,85 | 3,12 | 2,55 | 3,63 | 2,97 | 2,50 | 3,23 | 2,76 | 2,45 | 3,06 | 2,68 | 2,44 |
| 12 | 4,19 | 3,47 | 2,60 | 3,69 | 2,98 | 2,30 | 3,41 | 2,75 | 2,20 | 3,23 | 2,62 | 2,14 | 2,88 | 2,40 | 2,08 | 2,73 | 2,33 | 2,07 |
| 13 | 3,75 | 3,14 | 2,35 | 3,30 | 2,68 | 2,04 | 3,06 | 2,46 | 1,93 | 2,89 | 2,33 | 1,87 | 2,59 | 2,13 | 1,80 | 2,46 | 2,05 | 1,78 |
| 14 | 3,37 | 2,87 | 2,15 | 2,97 | 2,43 | 1,83 | 2,76 | 2,23 | 1,72 | 2,61 | 2,10 | 1,65 | 2,34 | 1,90 | 1,58 | 2,23 | 1,83 | 1,55 |
| 15 | 3,06 | 2,64 | 1,99 | 2,70 | 2,23 | 1,67 | 2,51 | 2,04 | 1,55 | 2,37 | 1,92 | 1,48 | 2,13 | 1,72 | 1,40 | 2,03 | 1,65 | 1,37 |
| 16 | 2,79 | 2,45 | 1,85 | 2,47 | 2,06 | 1,54 | 2,29 | 1,87 | 1,41 | 2,17 | 1,76 | 1,34 | 1,95 | 1,57 | 1,25 | 1,86 | 1,50 | 1,23 |
| 17 | 2,56 | 2,28 | 1,73 | 2,26 | 1,91 | 1,43 | 2,10 | 1,74 | 1,30 | 1,99 | 1,63 | 1,23 | 1,80 | 1,45 | 1,14 | 1,71 | 1,38 | 1,11 |
| 18 | 2,37 | 2,14 | 1,62 | 2,09 | 1,79 | 1,34 | 1,94 | 1,62 | 1,21 | 1,84 | 1,51 | 1,14 | 1,66 | 1,34 | 1,04 | 1,58 | 1,27 | 1,01 |
| 19 | 2,19 | 2,01 | 1,53 | 1,94 | 1,67 | 1,26 | 1,80 | 1,51 | 1,13 | 1,71 | 1,41 | 1,06 | 1,54 | 1,25 | 0,96 | 1,47 | 1,18 | 0,92 |
| 20 | 2,04 | 1,90 | 1,45 | 1,80 | 1,58 | 1,19 | 1,67 | 1,42 | 1,07 | 1,59 | 1,33 | 0,99 | 1,43 | 1,17 | 0,89 | 1,37 | 1,11 | 0,85 |
| 21 | 1,91 | 1,79 | 1,37 | 1,68 | 1,49 | 1,13 | 1,56 | 1,34 | 1,01 | 1,48 | 1,25 | 0,93 | 1,34 | 1,10 | 0,83 | 1,28 | 1,04 | 0,79 |
| 22 | 1,79 | 1,70 | 1,30 | 1,57 | 1,41 | 1,07 | 1,46 | 1,27 | 0,95 | 1,39 | 1,18 | 0,88 | 1,26 | 1,03 | 0,78 | 1,20 | 0,98 | 0,74 |
| 23 | 1,68 | 1,62 | 1,24 | 1,48 | 1,34 | 1,02 | 1,38 | 1,21 | 0,91 | 1,31 | 1,12 | 0,84 | 1,18 | 0,98 | 0,73 | 1,13 | 0,92 | 0,70 |
| 24 | 1,58 | 1,55 | 1,18 | 1,39 | 1,28 | 0,97 | 1,30 | 1,15 | 0,87 | 1,23 | 1,06 | 0,80 | 1,11 | 0,93 | 0,69 | 1,06 | 0,87 | 0,66 |
| 25 | 1,49 | 1,48 | 1,13 | 1,32 | 1,22 | 0,93 | 1,22 | 1,09 | 0,83 | 1,16 | 1,01 | 0,76 | 1,05 | 0,88 | 0,66 | 1,00 | 0,83 | 0,62 |
| 26 | 1,41 | 1,41 | 1,07 | 1,25 | 1,17 | 0,89 | 1,16 | 1,05 | 0,79 | 1,10 | 0,97 | 0,73 | 0,99 | 0,84 | 0,63 | 0,95 | 0,79 | 0,59 |
| 27 | 1,34 | 1,36 | 1,02 | 1,18 | 1,12 | 0,86 | 1,10 | 1,00 | 0,76 | 1,04 | 0,93 | 0,70 | 0,94 | 0,80 | 0,60 | 0,90 | 0,75 | 0,57 |
| 28 | 1,28 | 1,30 | 0,98 | 1,12 | 1,07 | 0,82 | 1,04 | 0,96 | 0,73 | 0,99 | 0,89 | 0,67 | 0,89 | 0,77 | 0,58 | 0,86 | 0,72 | 0,54 |
| 29 | 1,22 | 1,25 | 0,93 | 1,07 | 1,03 | 0,79 | 0,99 | 0,92 | 0,71 | 0,94 | 0,85 | 0,65 | 0,85 | 0,74 | 0,55 | 0,81 | 0,69 | 0,52 |
| 30 | 1,16 | 1,21 | 0,89 | 1,02 | 0,99 | 0,76 | 0,95 | 0,89 | 0,68 | 0,90 | 0,82 | 0,63 | 0,81 | 0,71 | 0,53 | 0,78 | 0,66 | 0,50 |
| 31 | 1,11 | 1,16 | 0,85 | 0,97 | 0,96 | 0,73 | 0,90 | 0,86 | 0,66 | 0,86 | 0,79 | 0,60 | 0,77 | 0,68 | 0,51 | 0,74 | 0,64 | 0,48 |
| 32 | 1,06 | 1,12 | 0,81 | 0,93 | 0,92 | 0,70 | 0,86 | 0,83 | 0,63 | 0,82 | 0,76 | 0,58 | 0,74 | 0,66 | 0,50 | 0,71 | 0,62 | 0,46 |
| 33 | 1,02 | 1,09 | 0,77 | 0,89 | 0,89 | 0,68 | 0,83 | 0,80 | 0,61 | 0,78 | 0,74 | 0,56 | 0,71 | 0,63 | 0,48 | 0,68 | 0,59 | 0,45 |
| 34 | 0,98 | 1,05 | 0,73 | 0,85 | 0,86 | 0,65 | 0,79 | 0,77 | 0,59 | 0,75 | 0,71 | 0,55 | 0,68 | 0,61 | 0,46 | 0,65 | 0,57 | 0,43 |
| 35 | 0,94 | 1,02 | 0,70 | 0,82 | 0,84 | 0,63 | 0,76 | 0,75 | 0,57 | 0,72 | 0,69 | 0,53 | 0,65 | 0,59 | 0,45 | 0,62 | 0,55 | 0,42 |

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

Tabela A.19 – Tensão equivalente – Com acostamento de concreto, PITTA (1996)

| H | k do sistema subleito – sub-base (MPa/m) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 20 | | | 40 | | | 60 | | | 80 | | | 140 | | | 180 | | |
| | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT |
| 10 | 4,18 | 3,48 | 2,87 | 3,65 | 3,10 | 2,67 | 3,37 | 2,94 | 2,60 | 3,19 | 2,85 | 2,57 | 2,85 | 2,74 | 2,56 | 2,72 | 2,72 | 2,57 |
| 11 | 3,68 | 3,07 | 2,50 | 3,23 | 2,71 | 2,29 | 2,99 | 2,56 | 2,22 | 2,83 | 2,47 | 2,18 | 2,55 | 2,35 | 2,16 | 2,43 | 2,32 | 2,16 |
| 12 | 3,28 | 2,75 | 2,20 | 2,88 | 2,41 | 2,00 | 2,67 | 2,26 | 1,93 | 2,54 | 2,17 | 1,89 | 2,29 | 2,05 | 1,85 | 2,19 | 2,02 | 1,85 |
| 13 | 2,95 | 2,49 | 1,97 | 2,60 | 2,17 | 1,78 | 2,41 | 2,02 | 1,70 | 2,29 | 1,94 | 1,66 | 2,07 | 1,82 | 1,61 | 1,99 | 1,78 | 1,61 |
| 14 | 2,68 | 2,27 | 1,78 | 2,36 | 1,97 | 1,59 | 2,19 | 1,83 | 1,52 | 2,08 | 1,75 | 1,48 | 1,89 | 1,63 | 1,43 | 1,81 | 1,59 | 1,42 |
| 15 | 2,44 | 2,08 | 1,62 | 2,15 | 1,80 | 1,44 | 2,00 | 1,67 | 1,37 | 1,90 | 1,59 | 1,33 | 1,73 | 1,48 | 1,27 | 1,66 | 1,44 | 1,26 |
| 16 | 2,24 | 1,93 | 1,49 | 1,97 | 1,66 | 1,32 | 1,84 | 1,53 | 1,24 | 1,75 | 1,46 | 1,20 | 1,59 | 1,35 | 1,15 | 1,53 | 1,31 | 1,13 |
| 17 | 2,06 | 1,79 | 1,38 | 1,82 | 1,54 | 1,21 | 1,70 | 1,42 | 1,14 | 1,62 | 1,35 | 1,10 | 1,48 | 1,24 | 1,04 | 1,42 | 1,20 | 1,03 |
| 18 | 1,91 | 1,67 | 1,28 | 1,69 | 1,43 | 1,12 | 1,57 | 1,32 | 1,05 | 1,50 | 1,25 | 1,01 | 1,37 | 1,15 | 0,96 | 1,32 | 1,11 | 0,94 |
| 19 | 1,77 | 1,57 | 1,19 | 1,57 | 1,34 | 1,04 | 1,46 | 1,23 | 0,98 | 1,40 | 1,17 | 0,94 | 1,28 | 1,07 | 0,88 | 1,23 | 1,03 | 0,86 |
| 20 | 1,65 | 1,48 | 1,12 | 1,46 | 1,26 | 0,98 | 1,37 | 1,16 | 0,91 | 1,30 | 1,10 | 0,87 | 1,19 | 1,00 | 0,82 | 1,15 | 0,96 | 0,80 |
| 21 | 1,55 | 1,40 | 1,05 | 1,37 | 1,19 | 0,92 | 1,28 | 1,09 | 0,85 | 1,22 | 1,03 | 0,81 | 1,12 | 0,93 | 0,76 | 1,08 | 0,90 | 0,74 |
| 22 | 1,45 | 1,32 | 0,99 | 1,29 | 1,12 | 0,86 | 1,20 | 1,03 | 0,80 | 1,15 | 0,97 | 0,76 | 1,05 | 0,88 | 0,71 | 1,01 | 0,85 | 0,69 |
| 23 | 1,37 | 1,26 | 0,93 | 1,21 | 1,07 | 0,81 | 1,13 | 0,98 | 0,76 | 1,08 | 0,92 | 0,72 | 0,99 | 0,83 | 0,67 | 0,96 | 0,80 | 0,65 |
| 24 | 1,29 | 1,20 | 0,88 | 1,15 | 1,01 | 0,77 | 1,07 | 0,93 | 0,71 | 1,02 | 0,87 | 0,68 | 0,94 | 0,79 | 0,63 | 0,90 | 0,76 | 0,61 |
| 25 | 1,22 | 1,14 | 0,84 | 1,08 | 0,97 | 0,73 | 1,01 | 0,88 | 0,68 | 0,97 | 0,83 | 0,64 | 0,89 | 0,75 | 0,59 | 0,86 | 0,72 | 0,57 |
| 26 | 1,16 | 1,09 | 0,79 | 1,03 | 0,92 | 0,70 | 0,96 | 0,84 | 0,64 | 0,92 | 0,79 | 0,61 | 0,84 | 0,71 | 0,56 | 0,81 | 0,68 | 0,54 |
| 27 | 1,10 | 1,04 | 0,75 | 0,98 | 0,88 | 0,66 | 0,91 | 0,81 | 0,61 | 0,87 | 0,76 | 0,58 | 0,80 | 0,68 | 0,53 | 0,77 | 0,65 | 0,52 |
| 28 | 1,05 | 1,00 | 0,72 | 0,93 | 0,85 | 0,63 | 0,87 | 0,77 | 0,59 | 0,83 | 0,73 | 0,56 | 0,76 | 0,65 | 0,51 | 0,74 | 0,62 | 0,49 |
| 29 | 1,00 | 0,96 | 0,68 | 0,89 | 0,81 | 0,60 | 0,83 | 0,74 | 0,56 | 0,79 | 0,70 | 0,53 | 0,73 | 0,62 | 0,49 | 0,70 | 0,60 | 0,47 |
| 30 | 0,95 | 0,93 | 0,65 | 0,85 | 0,78 | 0,58 | 0,79 | 0,71 | 0,54 | 0,76 | 0,67 | 0,51 | 0,70 | 0,60 | 0,46 | 0,67 | 0,57 | 0,45 |
| 31 | 0,91 | 0,89 | 0,62 | 0,81 | 0,75 | 0,55 | 0,76 | 0,69 | 0,51 | 0,72 | 0,64 | 0,49 | 0,67 | 0,58 | 0,44 | 0,64 | 0,55 | 0,43 |
| 32 | 0,87 | 0,86 | 0,59 | 0,78 | 0,73 | 0,53 | 0,73 | 0,66 | 0,49 | 0,69 | 0,62 | 0,47 | 0,64 | 0,55 | 0,43 | 0,62 | 0,53 | 0,41 |
| 33 | 0,84 | 0,83 | 0,57 | 0,74 | 0,70 | 0,51 | 0,70 | 0,64 | 0,47 | 0,67 | 0,60 | 0,45 | 0,61 | 0,53 | 0,41 | 0,59 | 0,51 | 0,39 |
| 34 | 0,80 | 0,80 | 0,54 | 0,71 | 0,68 | 0,49 | 0,67 | 0,62 | 0,46 | 0,64 | 0,58 | 0,43 | 0,59 | 0,52 | 0,39 | 0,57 | 0,49 | 0,38 |
| 35 | 0,77 | 0,78 | 0,52 | 0,69 | 0,66 | 0,47 | 0,64 | 0,60 | 0,44 | 0,61 | 0,56 | 0,42 | 0,57 | 0,50 | 0,38 | 0,55 | 0,47 | 0,36 |

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

Tabela A.20 – Fatores de erosão – juntas transversais com transferência de carga por entrosagem de agregados – sem acostamento de concreto, PITTA (1996)

| h | k do sistema subleito – sub-base (MPa/m) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 20 | | | 40 | | | 60 | | | 80 | | | 140 | | | 180 | | |
| | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT |
| 10 | 3,94 | 4,00 | 4,03 | 3,92 | 3,93 | 3,93 | 3,90 | 3,90 | 3,88 | 3,88 | 3,88 | 3,84 | 3,84 | 3,84 | 3,75 | 3,80 | 3,82 | 3,70 |
| 11 | 3,82 | 3,90 | 3,93 | 3,79 | 3,82 | 3,84 | 3,78 | 3,79 | 3,78 | 3,76 | 3,76 | 3,74 | 3,72 | 3,72 | 3,66 | 3,69 | 3,70 | 3,61 |
| 12 | 3,71 | 3,81 | 3,85 | 3,68 | 3,73 | 3,75 | 3,67 | 3,69 | 3,70 | 3,65 | 3,66 | 3,66 | 3,62 | 3,62 | 3,57 | 3,59 | 3,59 | 3,53 |
| 13 | 3,61 | 3,73 | 3,77 | 3,58 | 3,65 | 3,68 | 3,56 | 3,60 | 3,62 | 3,55 | 3,57 | 3,58 | 3,52 | 3,52 | 3,50 | 3,50 | 3,49 | 3,45 |
| 14 | 3,52 | 3,66 | 3,70 | 3,49 | 3,57 | 3,60 | 3,47 | 3,52 | 3,55 | 3,46 | 3,49 | 3,51 | 3,43 | 3,43 | 3,42 | 3,41 | 3,41 | 3,38 |
| 15 | 3,43 | 3,59 | 3,64 | 3,40 | 3,50 | 3,54 | 3,38 | 3,45 | 3,48 | 3,37 | 3,42 | 3,44 | 3,34 | 3,36 | 3,36 | 3,32 | 3,33 | 3,32 |
| 16 | 3,35 | 3,53 | 3,58 | 3,32 | 3,43 | 3,47 | 3,30 | 3,38 | 3,42 | 3,29 | 3,35 | 3,38 | 3,26 | 3,28 | 3,29 | 3,24 | 3,26 | 3,25 |
| 17 | 3,28 | 3,48 | 3,52 | 3,24 | 3,37 | 3,42 | 3,22 | 3,32 | 3,36 | 3,21 | 3,28 | 3,32 | 3,18 | 3,22 | 3,23 | 3,17 | 3,19 | 3,19 |
| 18 | 3,21 | 3,42 | 3,47 | 3,17 | 3,32 | 3,36 | 3,15 | 3,26 | 3,30 | 3,14 | 3,23 | 3,26 | 3,11 | 3,16 | 3,18 | 3,10 | 3,13 | 3,14 |
| 19 | 3,15 | 3,37 | 3,42 | 3,11 | 3,27 | 3,31 | 3,08 | 3,21 | 3,25 | 3,07 | 3,17 | 3,21 | 3,04 | 3,10 | 3,13 | 3,03 | 3,07 | 3,09 |
| 20 | 3,09 | 3,33 | 3,37 | 3,04 | 3,22 | 3,26 | 3,02 | 3,16 | 3,20 | 3,01 | 3,12 | 3,16 | 2,98 | 3,05 | 3,08 | 2,96 | 3,01 | 3,04 |
| 21 | 3,04 | 3,28 | 3,33 | 2,99 | 3,17 | 3,22 | 2,96 | 3,11 | 3,16 | 2,95 | 3,07 | 3,11 | 2,92 | 3,00 | 3,03 | 2,90 | 2,96 | 2,99 |
| 22 | 2,98 | 3,24 | 3,29 | 2,93 | 3,13 | 3,18 | 2,90 | 3,07 | 3,11 | 2,89 | 3,03 | 3,07 | 2,86 | 2,95 | 2,99 | 2,85 | 2,92 | 2,95 |
| 23 | 2,93 | 3,20 | 3,25 | 2,88 | 3,09 | 3,13 | 2,85 | 3,03 | 3,07 | 2,83 | 2,98 | 3,03 | 2,80 | 2,91 | 2,94 | 2,79 | 2,87 | 2,91 |
| 24 | 2,89 | 3,16 | 3,21 | 2,83 | 3,05 | 3,10 | 2,80 | 2,99 | 3,03 | 2,78 | 2,94 | 2,99 | 2,75 | 2,86 | 2,90 | 2,74 | 2,83 | 2,86 |
| 25 | 2,84 | 3,13 | 3,17 | 2,78 | 3,01 | 3,06 | 2,75 | 2,95 | 2,99 | 2,73 | 2,91 | 2,95 | 2,70 | 2,82 | 2,87 | 2,69 | 2,79 | 2,83 |
| 26 | 2,80 | 3,09 | 3,14 | 2,73 | 2,98 | 3,02 | 2,70 | 2,91 | 2,96 | 2,69 | 2,87 | 2,91 | 2,65 | 2,79 | 2,83 | 2,64 | 2,75 | 2,79 |
| 27 | 2,76 | 3,06 | 3,10 | 2,69 | 2,94 | 2,99 | 2,66 | 2,88 | 2,92 | 2,64 | 2,83 | 2,88 | 2,61 | 2,75 | 2,79 | 2,59 | 2,71 | 2,75 |
| 28 | 2,72 | 3,03 | 3,07 | 2,65 | 2,91 | 2,96 | 2,62 | 2,84 | 2,89 | 2,60 | 2,80 | 2,85 | 2,56 | 2,71 | 2,76 | 2,55 | 2,68 | 2,72 |
| 29 | 2,68 | 3,00 | 3,04 | 2,61 | 2,88 | 2,92 | 2,58 | 2,81 | 2,86 | 2,56 | 2,77 | 2,81 | 2,52 | 2,68 | 2,73 | 2,50 | 2,64 | 2,69 |
| 30 | 2,65 | 2,97 | 3,01 | 2,57 | 2,85 | 2,89 | 2,54 | 2,78 | 2,83 | 2,52 | 2,74 | 2,78 | 2,48 | 2,65 | 2,69 | 2,46 | 2,61 | 2,65 |
| 31 | 2,61 | 2,94 | 2,98 | 2,54 | 2,82 | 2,87 | 2,50 | 2,75 | 2,80 | 2,48 | 2,71 | 2,75 | 2,44 | 2,62 | 2,66 | 2,42 | 2,58 | 2,62 |
| 32 | 2,58 | 2,91 | 2,96 | 2,50 | 2,79 | 2,84 | 2,47 | 2,72 | 2,77 | 2,44 | 2,68 | 2,72 | 2,40 | 2,59 | 2,63 | 2,38 | 2,55 | 2,59 |
| 33 | 2,55 | 2,89 | 2,93 | 2,47 | 2,77 | 2,81 | 2,43 | 2,70 | 2,74 | 2,41 | 2,65 | 2,70 | 2,36 | 2,56 | 2,61 | 2,35 | 2,52 | 2,57 |
| 34 | 2,52 | 2,86 | 2,91 | 2,44 | 2,74 | 2,78 | 2,40 | 2,67 | 2,72 | 2,37 | 2,62 | 2,67 | 2,33 | 2,53 | 2,58 | 2,31 | 2,49 | 2,54 |
| 35 | 2,49 | 2,84 | 2,88 | 2,41 | 2,71 | 2,76 | 2,37 | 2,65 | 2,69 | 2,34 | 2,60 | 2,64 | 2,29 | 2,51 | 2,55 | 2,28 | 2,47 | 2,51 |

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

Tabela A.21 – Fatores de erosão – juntas transversais com barras de transferência – sem acostamento de concreto, PITTA (1996)

| h | k do sistema subleito – sub-base (MPa/m) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 20 | | | 40 | | | 60 | | | 80 | | | 140 | | | 180 | | |
| | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT |
| 10 | 3,76 | 3,83 | 3,86 | 3,75 | 3,79 | 3,80 | 3,74 | 3,77 | 3,75 | 3,74 | 3,76 | 3,71 | 3,72 | 3,72 | 3,62 | 3,70 | 3,70 | 3,56 |
| 11 | 3,63 | 3,71 | 3,76 | 3,62 | 3,67 | 3,69 | 3,61 | 3,65 | 3,65 | 3,61 | 3,63 | 3,62 | 3,59 | 3,60 | 3,53 | 3,58 | 3,58 | 3,48 |
| 12 | 3,52 | 3,61 | 3,68 | 3,50 | 3,56 | 3,60 | 3,49 | 3,54 | 3,56 | 3,49 | 3,52 | 3,52 | 3,47 | 3,49 | 3,45 | 2,46 | 3,47 | 3,40 |
| 13 | 3,41 | 3,52 | 3,60 | 3,39 | 3,47 | 3,51 | 3,39 | 3,44 | 3,47 | 3,38 | 3,43 | 3,44 | 3,37 | 3,39 | 3,37 | 3,35 | 3,37 | 3,33 |
| 14 | 3,31 | 3,43 | 3,53 | 3,30 | 3,38 | 3,43 | 3,29 | 3,35 | 3,39 | 3,28 | 3,33 | 3,36 | 3,27 | 3,30 | 3,29 | 3,26 | 3,28 | 3,26 |
| 15 | 3,22 | 3,36 | 3,47 | 3,21 | 3,30 | 3,36 | 3,20 | 3,27 | 3,31 | 3,19 | 3,25 | 3,28 | 3,17 | 3,21 | 3,22 | 3,16 | 3,19 | 3,19 |
| 16 | 3,14 | 3,28 | 3,41 | 3,12 | 3,22 | 3,30 | 3,11 | 3,19 | 3,25 | 3,10 | 3,17 | 3,21 | 3,09 | 3,13 | 3,15 | 3,08 | 3,12 | 3,12 |
| 17 | 3,06 | 3,22 | 3,35 | 3,04 | 3,15 | 3,24 | 3,03 | 3,12 | 3,19 | 3,02 | 3,10 | 3,15 | 3,01 | 3,06 | 3,08 | 3,00 | 3,04 | 3,05 |
| 18 | 2,99 | 3,16 | 3,30 | 2,97 | 3,09 | 3,19 | 2,96 | 3,06 | 3,13 | 2,95 | 3,03 | 3,09 | 2,93 | 2,99 | 3,02 | 2,92 | 2,97 | 2,99 |
| 19 | 2,92 | 3,10 | 3,25 | 2,90 | 3,03 | 3,14 | 2,88 | 2,99 | 3,08 | 2,88 | 2,97 | 3,04 | 2,86 | 2,93 | 2,96 | 2,85 | 2,91 | 2,93 |
| 20 | 2,85 | 3,05 | 3,21 | 2,83 | 2,97 | 3,09 | 2,82 | 2,94 | 3,03 | 2,81 | 2,91 | 2,99 | 2,79 | 2,87 | 2,91 | 2,78 | 2,85 | 2,88 |
| 21 | 2,79 | 2,99 | 3,16 | 2,77 | 2,92 | 3,05 | 2,75 | 2,88 | 2,99 | 2,75 | 2,86 | 2,94 | 2,73 | 2,81 | 2,86 | 2,72 | 2,79 | 2,83 |
| 22 | 2,73 | 2,95 | 3,12 | 2,71 | 2,87 | 3,01 | 2,69 | 2,83 | 2,94 | 2,69 | 2,80 | 2,90 | 2,67 | 2,76 | 2,82 | 2,66 | 2,73 | 2,78 |
| 23 | 2,67 | 2,90 | 3,08 | 2,65 | 2,82 | 2,97 | 2,64 | 2,78 | 2,90 | 2,63 | 2,75 | 2,86 | 2,61 | 2,70 | 2,77 | 2,60 | 2,68 | 2,74 |
| 24 | 2,62 | 2,86 | 3,05 | 2,60 | 2,78 | 2,93 | 2,58 | 2,73 | 2,86 | 2,57 | 2,71 | 2,82 | 2,55 | 2,66 | 2,73 | 2,54 | 2,63 | 2,69 |
| 25 | 2,57 | 2,82 | 3,01 | 2,54 | 2,73 | 2,89 | 2,53 | 2,69 | 2,83 | 2,52 | 2,66 | 2,78 | 2,50 | 2,61 | 2,69 | 2,49 | 2,59 | 2,65 |
| 26 | 2,52 | 2,78 | 2,98 | 2,49 | 2,69 | 2,86 | 2,48 | 2,65 | 2,79 | 2,47 | 2,62 | 2,74 | 2,45 | 2,56 | 2,66 | 2,44 | 2,54 | 2,62 |
| 27 | 2,47 | 2,74 | 2,94 | 2,44 | 2,65 | 2,82 | 2,43 | 2,61 | 2,76 | 2,42 | 2,58 | 2,71 | 2,40 | 2,52 | 2,62 | 2,39 | 2,50 | 2,58 |
| 28 | 2,42 | 2,71 | 2,91 | 2,40 | 2,62 | 2,79 | 2,38 | 2,57 | 2,72 | 2,37 | 2,54 | 2,68 | 2,35 | 2,48 | 2,59 | 2,34 | 2,46 | 2,55 |
| 29 | 2,38 | 2,67 | 2,88 | 2,35 | 2,58 | 2,76 | 2,34 | 2,53 | 2,69 | 2,33 | 2,50 | 2,65 | 2,31 | 2,44 | 2,55 | 2,30 | 2,42 | 2,51 |
| 30 | 2,34 | 2,64 | 2,85 | 2,31 | 2,55 | 2,73 | 2,30 | 2,50 | 2,66 | 2,29 | 2,46 | 2,62 | 2,26 | 2,41 | 2,52 | 2,26 | 2,38 | 2,48 |
| 31 | 2,29 | 2,61 | 2,82 | 2,27 | 2,51 | 2,70 | 2,25 | 2,46 | 2,63 | 2,24 | 2,43 | 2,59 | 2,22 | 2,37 | 2,49 | 2,21 | 2,34 | 2,45 |
| 32 | 2,25 | 2,58 | 2,80 | 2,23 | 2,48 | 2,68 | 2,21 | 2,43 | 2,61 | 2,20 | 2,40 | 2,56 | 2,18 | 2,33 | 2,46 | 2,17 | 2,31 | 2,42 |
| 33 | 2,21 | 2,55 | 2,77 | 2,19 | 2,45 | 2,65 | 2,17 | 2,40 | 2,58 | 2,16 | 2,36 | 2,53 | 2,14 | 2,30 | 2,44 | 2,13 | 2,28 | 2,40 |
| 34 | 2,18 | 2,52 | 2,74 | 2,15 | 2,42 | 2,62 | 2,14 | 2,37 | 2,55 | 2,12 | 2,33 | 2,50 | 2,10 | 2,27 | 2,41 | 2,09 | 2,24 | 2,37 |
| 35 | 2,14 | 2,49 | 2,72 | 2,11 | 2,39 | 2,60 | 2,10 | 2,34 | 2,53 | 2,09 | 2,30 | 2,48 | 2,07 | 2,24 | 2,38 | 2,06 | 2,21 | 2,34 |

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

Tabela A.22 – Fatores de erosão – juntas transversais com entrosagem de agregados – com acostamento de concreto, PITTA (1996)

| h | k do sistema subleito – sub-base (MPa/m) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 20 | | | 40 | | | 60 | | | 80 | | | 140 | | | 180 | | |
| | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT |
| 10 | 3,45 | 3,45 | 3,44 | 3,41 | 3,36 | 3,35 | 3,39 | 3,33 | 3,30 | 3,38 | 3,31 | 3,27 | 3,34 | 3,28 | 3,22 | 3,31 | 3,27 | 3,19 |
| 11 | 3,34 | 3,36 | 3,36 | 3,30 | 3,27 | 3,26 | 3,28 | 3,22 | 3,20 | 3,27 | 3,20 | 3,17 | 3,23 | 3,16 | 3,12 | 3,20 | 3,15 | 3,09 |
| 12 | 3,24 | 3,28 | 3,29 | 3,20 | 3,18 | 3,18 | 3,18 | 3,13 | 3,12 | 3,16 | 3,11 | 3,09 | 3,13 | 3,06 | 3,02 | 3,11 | 3,04 | 2,99 |
| 13 | 3,15 | 3,21 | 3,23 | 3,11 | 3,11 | 3,11 | 3,08 | 3,05 | 3,05 | 3,07 | 3,02 | 3,01 | 3,04 | 2,97 | 2,94 | 3,02 | 2,95 | 2,91 |
| 14 | 3,07 | 3,15 | 3,17 | 3,02 | 3,04 | 3,04 | 3,00 | 2,98 | 2,98 | 2,98 | 2,95 | 2,94 | 2,95 | 2,89 | 2,87 | 2,93 | 2,86 | 2,83 |
| 15 | 2,99 | 3,09 | 3,12 | 2,94 | 2,98 | 2,99 | 2,92 | 2,91 | 2,92 | 2,90 | 2,88 | 2,88 | 2,87 | 2,82 | 2,80 | 2,85 | 2,79 | 2,77 |
| 16 | 2,91 | 3,04 | 3,08 | 2,87 | 2,92 | 2,94 | 2,84 | 2,86 | 2,87 | 2,83 | 2,82 | 2,82 | 2,80 | 2,75 | 2,74 | 2,78 | 2,72 | 2,70 |
| 17 | 2,85 | 2,99 | 3,03 | 2,80 | 2,87 | 2,89 | 2,77 | 2,81 | 2,82 | 2,76 | 2,77 | 2,77 | 2,73 | 2,69 | 2,69 | 2,71 | 2,66 | 2,65 |
| 18 | 2,78 | 2,94 | 2,99 | 2,73 | 2,82 | 2,85 | 2,71 | 2,76 | 2,77 | 2,69 | 2,71 | 2,72 | 2,66 | 2,64 | 2,63 | 2,64 | 2,61 | 2,60 |
| 19 | 2,73 | 2,90 | 2,96 | 2,67 | 2,77 | 2,81 | 2,64 | 2,71 | 2,73 | 2,63 | 2,67 | 2,68 | 2,60 | 2,59 | 2,59 | 2,58 | 2,55 | 2,55 |
| 20 | 2,67 | 2,86 | 2,93 | 2,61 | 2,73 | 2,77 | 2,59 | 2,67 | 2,69 | 2,57 | 2,62 | 2,64 | 2,54 | 2,54 | 2,54 | 2,52 | 2,51 | 2,50 |
| 21 | 2,62 | 2,82 | 2,89 | 2,56 | 2,69 | 2,74 | 2,53 | 2,63 | 2,65 | 2,51 | 2,58 | 2,60 | 2,48 | 2,50 | 2,50 | 2,47 | 2,46 | 2,46 |
| 22 | 2,57 | 2,78 | 2,87 | 2,51 | 2,66 | 2,71 | 2,48 | 2,59 | 2,62 | 2,46 | 2,54 | 2,56 | 2,43 | 2,46 | 2,47 | 2,41 | 2,42 | 2,42 |
| 23 | 2,52 | 2,75 | 2,84 | 2,46 | 2,62 | 2,68 | 2,43 | 2,55 | 2,59 | 2,41 | 2,50 | 2,53 | 2,38 | 2,42 | 2,43 | 2,36 | 2,38 | 2,38 |
| 24 | 2,47 | 2,72 | 2,81 | 2,41 | 2,59 | 2,65 | 2,38 | 2,52 | 2,56 | 2,36 | 2,47 | 2,50 | 2,33 | 2,38 | 2,40 | 2,31 | 2,34 | 2,35 |
| 25 | 2,43 | 2,69 | 2,79 | 2,37 | 2,55 | 2,62 | 2,34 | 2,48 | 2,53 | 2,32 | 2,43 | 2,47 | 2,28 | 2,35 | 2,37 | 2,27 | 2,31 | 2,32 |
| 26 | 2,39 | 2,66 | 2,77 | 2,33 | 2,52 | 2,60 | 2,29 | 2,45 | 2,50 | 2,27 | 2,40 | 2,44 | 2,24 | 2,31 | 2,34 | 2,22 | 2,27 | 2,29 |
| 27 | 2,35 | 2,63 | 2,74 | 2,28 | 2,49 | 2,57 | 2,25 | 2,42 | 2,48 | 2,23 | 2,37 | 2,42 | 2,20 | 2,28 | 2,31 | 2,18 | 2,24 | 2,26 |
| 28 | 2,31 | 2,60 | 2,72 | 2,25 | 2,47 | 2,55 | 2,21 | 2,39 | 2,46 | 2,19 | 2,34 | 2,39 | 2,16 | 2,25 | 2,28 | 2,14 | 2,21 | 2,23 |
| 29 | 2,28 | 2,58 | 2,70 | 2,21 | 2,44 | 2,53 | 2,17 | 2,37 | 2,43 | 2,15 | 2,32 | 2,37 | 2,12 | 2,22 | 2,26 | 2,10 | 2,18 | 2,20 |
| 30 | 2,24 | 2,55 | 2,68 | 2,17 | 2,41 | 2,51 | 2,14 | 2,34 | 2,41 | 2,12 | 2,29 | 2,35 | 2,08 | 2,19 | 2,23 | 2,06 | 2,15 | 2,18 |
| 31 | 2,21 | 2,53 | 2,67 | 2,14 | 2,39 | 2,49 | 2,10 | 2,31 | 2,39 | 2,08 | 2,26 | 2,33 | 2,04 | 2,17 | 2,21 | 2,02 | 2,13 | 2,16 |
| 32 | 2,18 | 2,50 | 2,65 | 2,11 | 2,36 | 2,47 | 2,07 | 2,29 | 2,37 | 2,05 | 2,24 | 2,31 | 2,01 | 2,14 | 2,19 | 1,99 | 2,10 | 2,13 |
| 33 | 2,15 | 2,48 | 2,63 | 2,07 | 2,34 | 2,45 | 2,04 | 2,27 | 2,35 | 2,01 | 2,21 | 2,29 | 1,97 | 2,12 | 2,17 | 1,95 | 2,07 | 2,11 |
| 34 | 2,12 | 2,46 | 2,61 | 2,04 | 2,32 | 2,43 | 2,01 | 2,24 | 2,33 | 1,98 | 2,19 | 2,27 | 1,94 | 2,09 | 2,15 | 1,92 | 2,05 | 2,09 |
| 35 | 2,09 | 2,44 | 2,60 | 2,01 | 2,30 | 2,42 | 1,97 | 2,22 | 2,32 | 1,95 | 2,17 | 2,25 | 1,91 | 2,07 | 2,13 | 1,89 | 2,03 | 2,07 |

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

Tabela A.23 – Fatores de erosão – juntas transversais com barras de tranferência – com acostamento de concreto, PITTA (1996)

| h | k do sistema subleito – sub-base (MPa/m) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----|--|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| | 20 | | | 40 | | | 60 | | | 80 | | | 140 | | | 180 | | |
| | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT | ES | TD | TT |
| 10 | 3,27 | 3,25 | 3,27 | 3,24 | 3,17 | 3,17 | 3,22 | 3,14 | 3,13 | 3,21 | 3,12 | 3,12 | 3,17 | 3,11 | 3,07 | 3,15 | 3,11 | 3,03 |
| 11 | 3,16 | 3,16 | 3,19 | 3,12 | 3,07 | 3,07 | 3,10 | 3,03 | 3,02 | 3,09 | 3,00 | 3,00 | 3,05 | 2,98 | 2,95 | 3,03 | 2,97 | 2,92 |
| 12 | 3,05 | 3,08 | 3,12 | 3,01 | 2,98 | 2,99 | 2,99 | 2,93 | 2,93 | 2,98 | 2,90 | 2,90 | 2,94 | 2,86 | 2,85 | 2,92 | 2,84 | 2,82 |
| 13 | 2,96 | 3,01 | 3,06 | 2,92 | 2,90 | 2,92 | 2,89 | 2,85 | 2,85 | 2,88 | 2,81 | 2,81 | 2,84 | 2,76 | 2,76 | 2,82 | 2,74 | 2,73 |
| 14 | 2,87 | 2,94 | 3,00 | 2,82 | 2,83 | 2,86 | 2,80 | 2,77 | 2,78 | 2,78 | 2,74 | 2,74 | 2,75 | 2,67 | 2,67 | 2,73 | 2,65 | 2,64 |
| 15 | 2,79 | 2,88 | 2,95 | 2,74 | 2,77 | 2,80 | 2,72 | 2,71 | 2,73 | 2,70 | 2,67 | 2,67 | 2,67 | 2,60 | 2,59 | 2,65 | 2,57 | 2,56 |
| 16 | 2,71 | 2,82 | 2,91 | 2,66 | 2,71 | 2,76 | 2,64 | 2,65 | 2,67 | 2,62 | 2,60 | 2,62 | 2,59 | 2,53 | 2,52 | 2,57 | 2,50 | 2,49 |
| 17 | 2,64 | 2,77 | 2,86 | 2,59 | 2,65 | 2,71 | 2,57 | 2,59 | 2,62 | 2,55 | 2,55 | 2,57 | 2,51 | 2,46 | 2,47 | 2,49 | 2,43 | 2,43 |
| 18 | 2,57 | 2,72 | 2,82 | 2,52 | 2,60 | 2,67 | 2,50 | 2,54 | 2,58 | 2,48 | 2,49 | 2,52 | 2,44 | 2,41 | 2,41 | 2,42 | 2,37 | 2,37 |
| 19 | 2,51 | 2,67 | 2,79 | 2,46 | 2,56 | 2,63 | 2,43 | 2,49 | 2,54 | 2,41 | 2,44 | 2,48 | 2,38 | 2,35 | 2,37 | 2,36 | 2,32 | 2,32 |
| 20 | 2,45 | 2,63 | 2,75 | 2,40 | 2,51 | 2,59 | 2,37 | 2,44 | 2,50 | 2,35 | 2,40 | 2,44 | 2,31 | 2,31 | 2,32 | 2,30 | 2,27 | 2,28 |
| 21 | 2,39 | 2,58 | 2,72 | 2,34 | 2,47 | 2,56 | 2,31 | 2,40 | 2,47 | 2,29 | 2,35 | 2,40 | 2,26 | 2,26 | 2,28 | 2,24 | 2,22 | 2,23 |
| 22 | 2,34 | 2,54 | 2,68 | 2,29 | 2,43 | 2,53 | 2,26 | 2,36 | 2,43 | 2,24 | 2,31 | 2,37 | 2,20 | 2,22 | 2,25 | 2,18 | 2,18 | 2,20 |
| 23 | 2,29 | 2,50 | 2,65 | 2,23 | 2,39 | 2,49 | 2,21 | 2,32 | 2,40 | 2,19 | 2,27 | 2,34 | 2,15 | 2,18 | 2,21 | 2,13 | 2,13 | 2,16 |
| 24 | 2,24 | 2,46 | 2,62 | 2,18 | 2,35 | 2,46 | 2,16 | 2,28 | 2,37 | 2,13 | 2,23 | 2,31 | 2,10 | 2,14 | 2,18 | 2,08 | 2,10 | 2,13 |
| 25 | 2,19 | 2,43 | 2,59 | 2,14 | 2,31 | 2,44 | 2,11 | 2,24 | 2,34 | 2,09 | 2,20 | 2,28 | 2,05 | 2,10 | 2,15 | 2,03 | 2,06 | 2,10 |
| 26 | 2,15 | 2,39 | 2,57 | 2,09 | 2,28 | 2,41 | 2,06 | 2,21 | 2,32 | 2,04 | 2,16 | 2,25 | 2,00 | 2,07 | 2,12 | 1,98 | 2,02 | 2,07 |
| 27 | 2,10 | 2,36 | 2,54 | 2,05 | 2,24 | 2,38 | 2,02 | 2,18 | 2,29 | 2,00 | 2,13 | 2,22 | 1,96 | 2,03 | 2,10 | 1,94 | 1,99 | 2,04 |
| 28 | 2,06 | 2,32 | 2,51 | 2,01 | 2,21 | 2,36 | 1,98 | 2,14 | 2,26 | 1,95 | 2,10 | 2,20 | 1,91 | 2,00 | 2,07 | 1,89 | 1,96 | 2,01 |
| 29 | 2,20 | 2,29 | 2,49 | 1,97 | 2,18 | 2,33 | 1,93 | 2,11 | 2,24 | 1,91 | 2,06 | 2,17 | 1,87 | 1,97 | 2,04 | 1,85 | 1,93 | 1,99 |
| 30 | 1,98 | 2,26 | 2,47 | 1,93 | 2,15 | 2,31 | 1,90 | 2,08 | 2,22 | 1,87 | 2,03 | 2,15 | 1,83 | 1,94 | 2,02 | 1,81 | 1,90 | 1,96 |
| 31 | 1,95 | 2,23 | 2,44 | 1,89 | 2,12 | 2,29 | 1,86 | 2,05 | 2,19 | 1,84 | 2,01 | 2,13 | 1,79 | 1,91 | 2,00 | 1,77 | 1,87 | 1,94 |
| 32 | 1,91 | 2,20 | 2,42 | 1,85 | 2,09 | 2,26 | 1,82 | 2,03 | 2,17 | 1,80 | 1,98 | 2,10 | 1,76 | 1,88 | 1,97 | 1,74 | 1,84 | 1,92 |
| 33 | 1,87 | 2,17 | 2,40 | 1,82 | 2,06 | 2,24 | 1,78 | 2,00 | 2,15 | 1,76 | 1,95 | 2,08 | 1,72 | 1,86 | 1,95 | 1,70 | 1,81 | 1,89 |
| 34 | 1,84 | 2,15 | 2,38 | 1,78 | 2,04 | 2,22 | 1,75 | 1,97 | 2,13 | 1,73 | 1,92 | 2,06 | 1,69 | 1,83 | 1,93 | 1,67 | 1,79 | 1,87 |
| 35 | 1,81 | 2,12 | 2,36 | 1,75 | 2,01 | 2,20 | 1,72 | 1,95 | 2,11 | 1,69 | 1,90 | 2,04 | 1,65 | 1,80 | 1,91 | 1,63 | 1,76 | 1,85 |

ES – eixo simples; TD – eixo tandem duplo; TT – eixo tandem triplo

Tabela A.24 – Coeficientes de segurança devido à fadiga, PACKARD (1976)

| Número de repetições | Fator de segurança γ_{fad} | Número de repetições | Fator de segurança γ_{fad} |
|----------------------|-----------------------------------|----------------------|-----------------------------------|
| ilimitado | 2,00 | 90.000 | 1,78 |
| 500.000 | 2,00 | 80.000 | 1,77 |
| 400.000 | 1,97 | 70.000 | 1,75 |
| 300.000 | 1,93 | 60.000 | 1,74 |
| 200.000 | 1,88 | 50.000 | 1,72 |
| 100.000 | 1,79 | 42.000 ou menos | 1,70 |

Tabela A.25 – Valores de k_c e k_s , adaptado de PINHEIRO (1993)

| Flexão simples em seção retangular – Armadura simples | | | | | | | | | |
|---|--|------|------|------|------|------|--|-------|---------|
| $\beta_x = \frac{x}{d}$ | $k_c = \frac{b \cdot d^2}{M_d}$ (cm ² / kN) | | | | | | $k_s = \frac{A_s \cdot d}{M_d}$ (cm ² / kN) | | Domínio |
| | C-25 | C-30 | C-35 | C-40 | C-45 | C-50 | CA50A | CA60B | |
| 0,02 | 41,5 | 34,6 | 29,6 | 25,9 | 23,1 | 20,8 | 0,023 | 0,019 | 2 |
| 0,04 | 20,9 | 17,4 | 14,9 | 13,1 | 11,6 | 10,5 | 0,023 | 0,019 | |
| 0,06 | 14,1 | 11,7 | 10,0 | 8,8 | 7,8 | 7,0 | 0,024 | 0,020 | |
| 0,08 | 10,6 | 8,9 | 7,6 | 6,6 | 5,9 | 5,3 | 0,024 | 0,020 | |
| 0,10 | 8,6 | 7,1 | 6,1 | 5,4 | 4,8 | 4,3 | 0,024 | 0,020 | |
| 0,12 | 7,2 | 6,0 | 5,1 | 4,5 | 4,0 | 3,6 | 0,024 | 0,020 | |
| 0,14 | 6,2 | 5,2 | 4,5 | 3,9 | 3,5 | 3,1 | 0,024 | 0,020 | |
| 0,16 | 5,5 | 4,6 | 3,9 | 3,4 | 3,1 | 2,7 | 0,025 | 0,020 | |
| 0,18 | 4,9 | 4,1 | 3,5 | 3,1 | 2,7 | 2,5 | 0,025 | 0,021 | |
| 0,20 | 4,5 | 3,7 | 3,2 | 2,8 | 2,5 | 2,2 | 0,025 | 0,021 | |
| 0,22 | 4,1 | 3,4 | 2,9 | 2,6 | 2,3 | 2,1 | 0,025 | 0,021 | |
| 0,24 | 3,8 | 3,2 | 2,7 | 2,4 | 2,1 | 1,9 | 0,025 | 0,021 | |
| 0,26 | 3,5 | 2,9 | 2,5 | 2,2 | 2,0 | 1,8 | 0,026 | 0,021 | |
| 0,28 | 3,3 | 2,8 | 2,4 | 2,1 | 1,8 | 1,7 | 0,026 | 0,022 | 3 |
| 0,30 | 3,1 | 2,6 | 2,2 | 1,9 | 1,7 | 1,6 | 0,026 | 0,022 | |
| 0,32 | 3,0 | 2,5 | 2,1 | 1,8 | 1,6 | 1,5 | 0,026 | 0,022 | |
| 0,34 | 2,8 | 2,3 | 2,0 | 1,8 | 1,6 | 1,4 | 0,027 | 0,022 | |
| 0,36 | 2,7 | 2,2 | 1,9 | 1,7 | 1,5 | 1,3 | 0,027 | 0,022 | |
| 0,38 | 2,6 | 2,1 | 1,8 | 1,6 | 1,4 | 1,3 | 0,027 | 0,023 | |
| 0,40 | 2,5 | 2,0 | 1,8 | 1,5 | 1,4 | 1,2 | 0,027 | 0,023 | |
| 0,438 | 2,3 | 1,9 | 1,6 | 1,4 | 1,3 | 1,1 | 0,028 | 0,023 | |
| 0,44 | 2,3 | 1,9 | 1,6 | 1,4 | 1,3 | 1,1 | 0,028 | 0,023 | 4 |
| 0,462 | 2,2 | 1,8 | 1,6 | 1,4 | 1,2 | 1,1 | 0,028 | 0,024 | |
| 0,48 | 2,1 | 1,8 | 1,5 | 1,3 | 1,2 | 1,1 | 0,028 | 0,025 | |
| 0,52 | 2,0 | 1,7 | 1,4 | 1,2 | 1,1 | 1,0 | 0,029 | 0,027 | |
| 0,56 | 1,9 | 1,6 | 1,4 | 1,2 | 1,1 | 1,0 | 0,030 | 0,029 | |
| 0,60 | 1,8 | 1,5 | 1,3 | 1,1 | 1,0 | 0,9 | 0,030 | - | |
| 0,628 | 1,8 | 1,5 | 1,3 | 1,1 | 1,0 | 0,9 | 0,031 | - | |

Diagrama Retangular de Tensões no Concreto
 $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$

Tabela A.26 – Barras de transferência, adaptado de: RODRIGUES e CASSARO (1998) e PITTA (1987)

| Espessura de placa (mm) | Diâmetro da barra (mm) | Comprimento da barra (mm) | Espaçamento (mm) |
|-------------------------|------------------------|---------------------------|------------------|
| 125 | 16 | 400 | 300 |
| 150 | 20 | 400 | 300 |
| 200 | 25 | 460 | 300 |
| 225 | 25 | 460 | 300 |
| 250 | 32 | 460 | 300 |
| 275 | 32 | 460 | 300 |
| 300 | 32 | 460 | 300 |
| > 300 | 40 | 460 | 300 |

ANÁLISES NUMÉRICAS

B

**B.1 ANÁLISE DE PLACAS ISOLADAS SOB CARREGAMENTO DE EIXOS
RODOVIÁRIOS COM CARGA MÁXIMA PERMITIDA PELO DNER**

A seguir serão apresentados os resultados das análises de placas isoladas, submetidas a carregamentos de eixos simples de rodagem simples, tandem duplo e tandem triplo. As condições do problema e os resultados para eixos simples de rodagem dupla já foram mostrados no capítulo 5. Os resultados numéricos dependem dos valores adotados, mas um comportamento semelhante ao apresentado a seguir foi observado em análises com diferentes valores de k e diferentes espessuras do pavimento.

B.1.1 Eixo simples de rodagem simples

Nas figuras B.1 e B.2 estão apresentados os resultados obtidos para eixo tangente à borda.

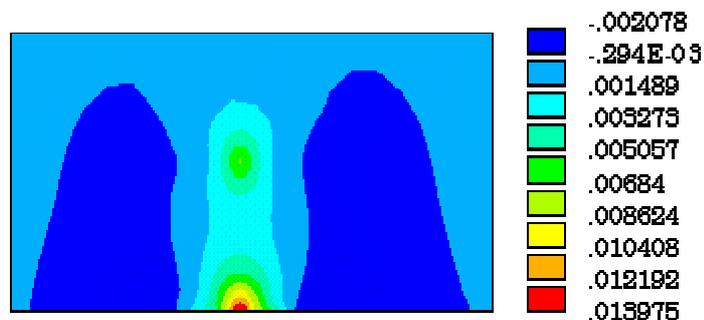


Figura B.1 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x , para eixo tangente à borda da placa – eixo simples de rodagem simples

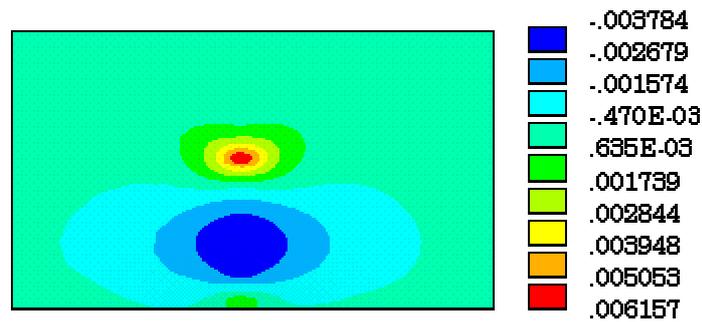


Figura B.2 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo tangente à borda da placa – eixo simples de rotação simples

O momento fletor máximo ocorre na direção x, na borda da placa. No interior, os momentos em x e y assumem valores próximos a 50% do valor máximo. Os momentos fletores negativos são pequenos, atingindo 25% do valor máximo.

Nas figuras B.3 e B.4 estão apresentados os resultados obtidos para eixo no canto da placa.

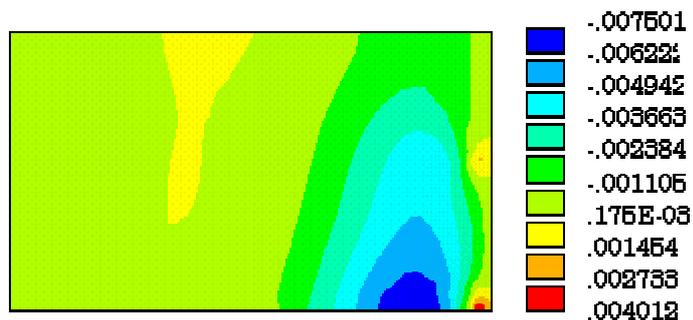


Figura B.3 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo no canto da placa – eixo simples de rotação simples

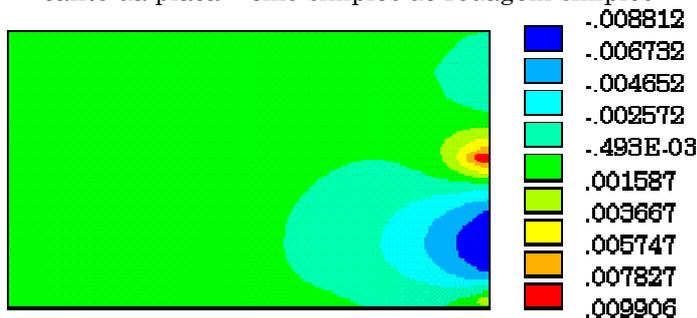


Figura B.4 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo no canto da placa – eixo simples de rotação simples

Assim como no caso de eixo simples de rotação dupla, os momentos fletores positivos na direção x são pequenos, sendo mais significativos os

momentos positivos em y e negativos nas duas direções, que atingem 70% do esforço máximo.

B.1.2 Eixo tandem duplo

Nas figuras B.5 e B.6 estão apresentados os resultados obtidos para eixo tandem duplo tangente à borda.

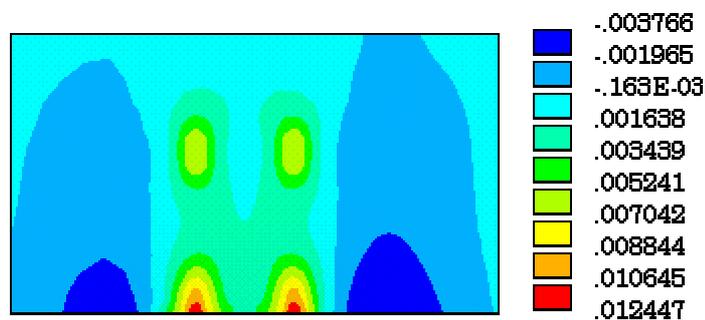


Figura B.5 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo tangente à borda da placa – eixo tandem duplo

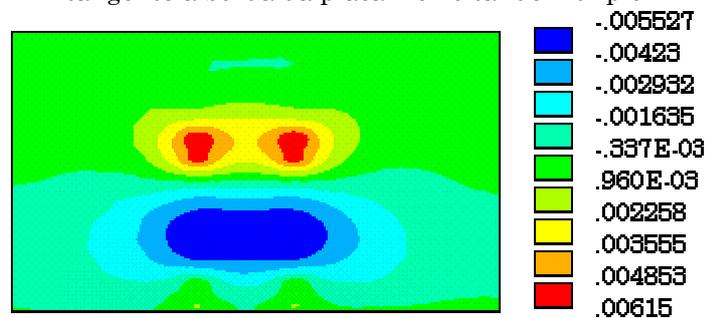


Figura B.6 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo tangente à borda da placa – eixo tandem duplo

Assim como nos casos anteriores, no interior o esforço é de aproximadamente 50% do esforço na borda.

Nas figuras B.7 e B.8 estão apresentados os resultados obtidos para eixo tandem duplo, no canto da placa.

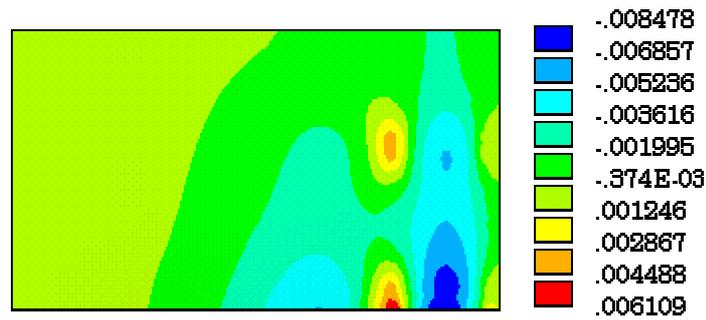


Figura B.7 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo no canto da placa – eixo tandem duplo

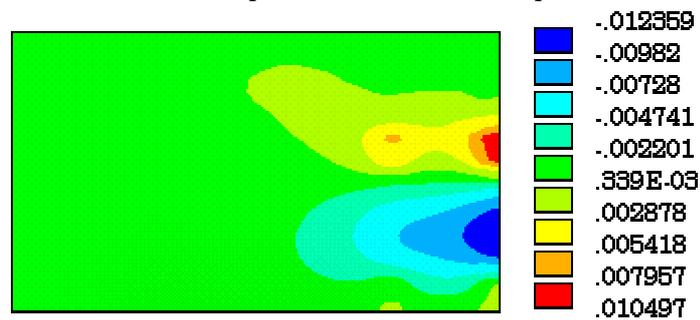


Figura B.8 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo no canto da placa – eixo tandem duplo

No caso de eixos tandem duplos, o momento negativo devido à carga no canto da placa chega a atingir valores próximos ao momento fletor negativo na borda da placa. O momento fletor, na direção y, no meio da junta, atingiu 85% do valor máximo, na borda.

B.1.3 Eixo tandem triplo

Nas figuras B.9 e B.10 estão apresentados os resultados obtidos para eixo tandem triplo tangente à borda.

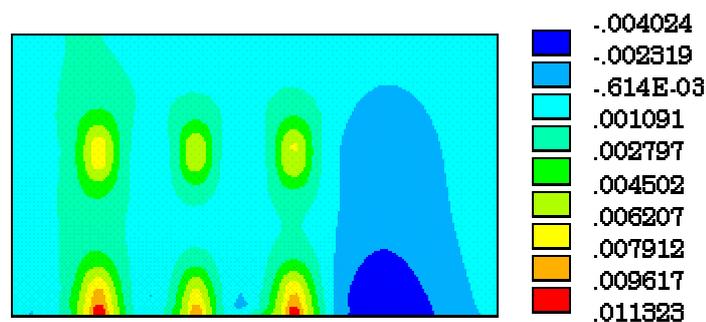


Figura B.9 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo tangente à borda da placa – eixo tandem triplo

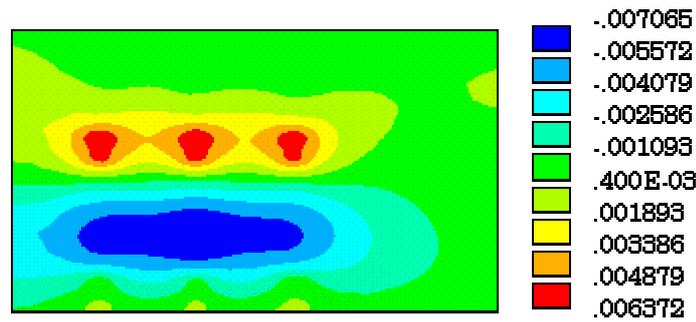


Figura B.10 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo tangente à borda da placa – eixo tandem triplo

No interior o esforço é de aproximadamente 60% do esforço na borda. Os momentos negativos chegam a 60% do máximo momento fletor positivo.

Nas figuras B.11 e B.12 estão apresentados os resultados obtidos para eixo tandem triplo, no canto da placa.

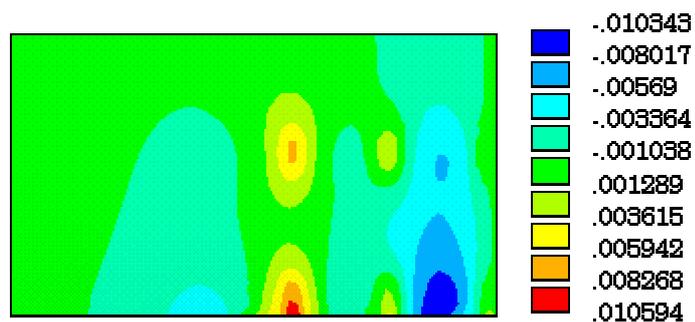


Figura B.11 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo no canto da placa – eixo tandem triplo

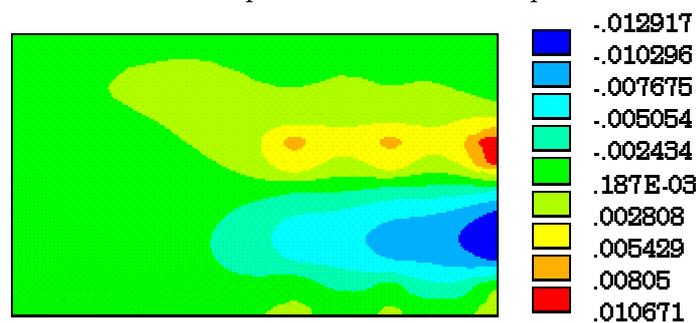


Figura B.12 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo no canto da placa – eixo tandem triplo

No caso de eixos tandem triplos, o momento negativo devido à carga no canto da placa ultrapassou o máximo momento positivo, com eixo tangente à borda.

B.2 ANÁLISE DA VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS MÁXIMOS DE ACORDO COM A POSIÇÃO DO CARREGAMENTO EM PLACAS ISOLADAS

No capítulo 4 foram mostrados os gráficos dos valores de momentos fletores máximos em função da posição da carga de semi-eixos simples de rodagem dupla, rodoviários. A seguir serão apresentados os resultados obtidos para eixos simples de rodagem simples, tandem duplo e tandem triplo, cujas características físicas e geométricas foram definidas no capítulo 4.

No gráfico da figura B.13 é mostrada a variação dos máximos momentos positivos, quando um semi-eixo rodoviário simples de rodagem simples caminha da borda em direção ao centro da placa.

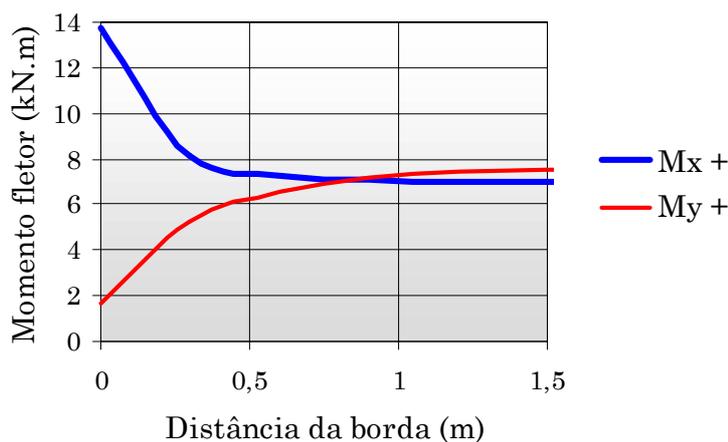


Figura B.13 – Variação do momento fletor máximo, em função da posição da carga, borda – interior, semi-eixo simples de rodagem simples

Assim como no caso de eixos simples de rodagem dupla, o momento fletor, na direção x, decresce rapidamente nos 50 centímetros mais próximos à borda, sendo praticamente constante deste ponto até o interior da placa. O momento fletor na direção y, que é muito pequeno na borda, atinge um valor pouco maior que na direção x, no interior da placa.

Variando o carregamento desde o canto da placa, até o centro da junta transversal, obtém-se a variação de momentos fletores máximos positivos e negativos apresentados nas figuras B.14 e B.15.

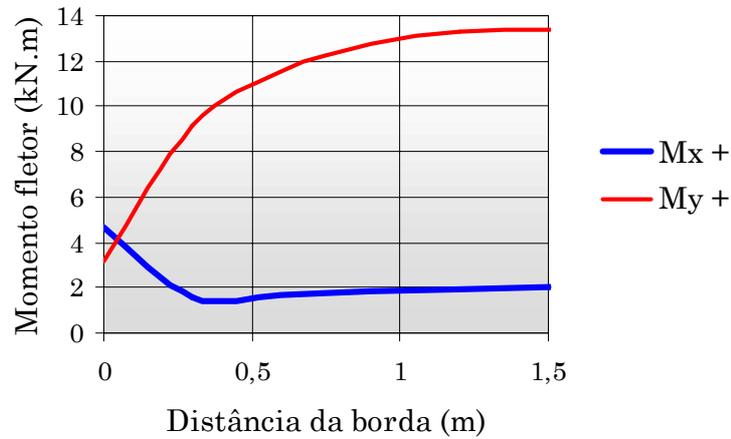


Figura B.14 – Variação do momento fletor máximo positivo, em função da posição da carga, canto – centro da junta transversal, semi-eixo simples de rodagem simples

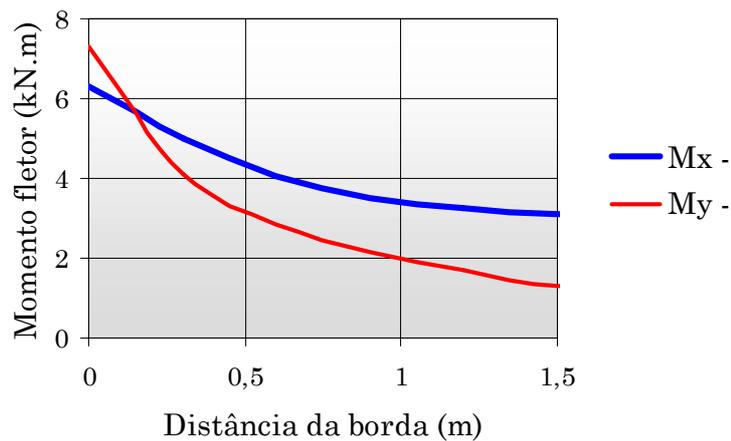


Figura B.15 – Variação do momento fletor máximo negativo, em função da posição da carga, canto – centro da junta transversal, semi-eixo simples de rodagem simples

Os gráficos para eixo simples de rodagem simples são muito semelhantes aos de eixo simples de rodagem dupla, sendo que, ao contrário do que ocorre no primeiro, no caso de eixos de rodagem dupla, os esforços na direção x são sempre maiores que em y.

Para eixos tandem duplo e tandem triplo os gráficos assumem configurações semelhantes às das figuras B.13 a B.15, variando apenas os valores dos esforços devidos à carga aplicada e à configuração do eixo.

B.3 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA ENTRE AS RODAS DE EIXOS RODOVIÁRIOS

A seguir será analisada a diferença dos esforços obtidos com a aplicação da carga em apenas um semi-eixo e no eixo todo. Serão utilizados os mesmos modelos do capítulo 4.

B.3.1 Eixo simples de rodagem simples

Quando é aplicado o carregamento em apenas uma roda tangente à borda, obtém-se a distribuição de esforços da figura B.16. Se a roda estiver posicionada no interior da placa, o resultado é o apresentado na figura B.17. Os principais esforços para carga no canto da placa e tangente à junta estão apresentados nas figuras B.18 e B.19.

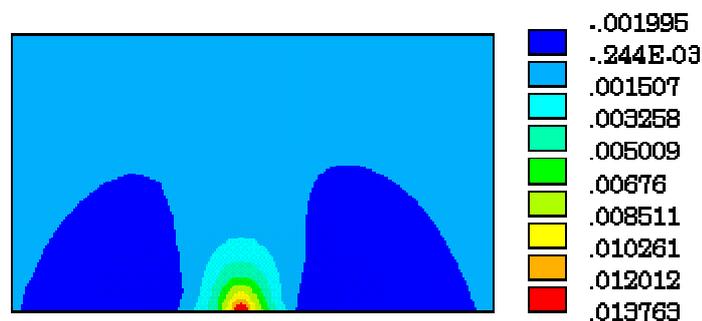


Figura B.16 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo tangente à borda da placa – eixo simples de rodagem simples

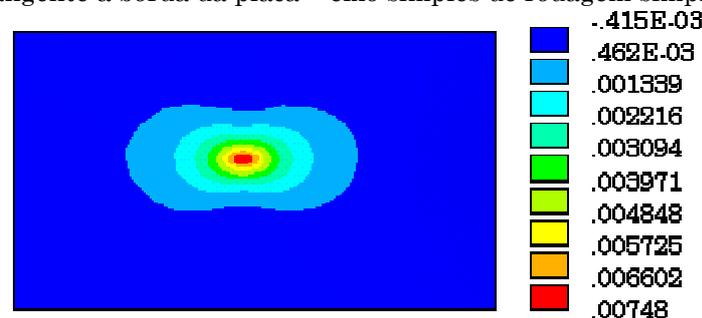


Figura B.17 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no interior da placa – eixo simples de rodagem simples

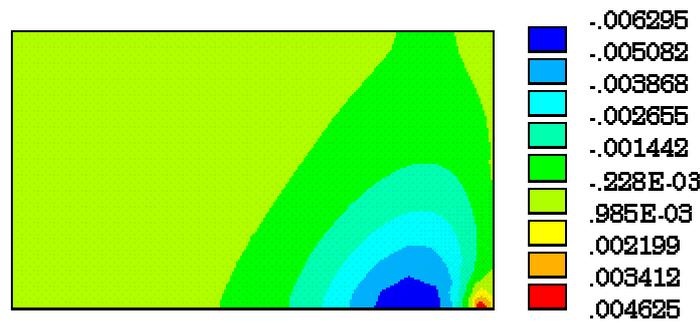


Figura B.18 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo no canto da placa – eixo simples de rodagem simples

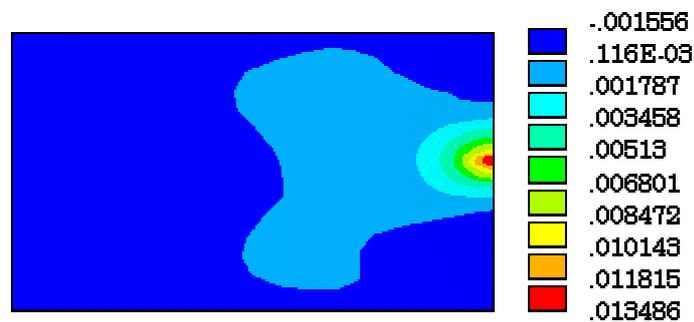


Figura B.19 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo tangente à junta transversal – eixo simples de rodagem simples

Aplicando a carga em apenas uma roda tangente à borda ocorreu a redução de 1,5% no momento fletor máximo, em relação à aplicação do carregamento nas duas rodas do eixo simples de rodagem simples. O esforço no interior da placa aumentou 20%.

O máximo momento fletor negativo decresceu em 17% devido ao desprezo da outra roda. O momento fletor na direção y aumentou 36% devido à ausência da outra metade do eixo.

Dessa forma, conclui-se que essa simplificação não incorreu em erros consideráveis na determinação de esforços em placas apoiadas em líquido denso, para carregamento na borda da placa, e está a favor da segurança para carga no interior; mas para cargas no canto da placa o esforço foi subestimado.

B.3.2 Eixo simples de rodagem dupla

Quando é aplicado o carregamento das duas rodas do semi-eixo tangente à borda, obtém-se a distribuição de esforços da figura B.20. Se as rodas

estiverem no interior da placa, o resultado é o da figura B.21. Os principais esforços para carga no canto da placa e tangente à junta estão apresentados nas figuras B.22 e B.23.

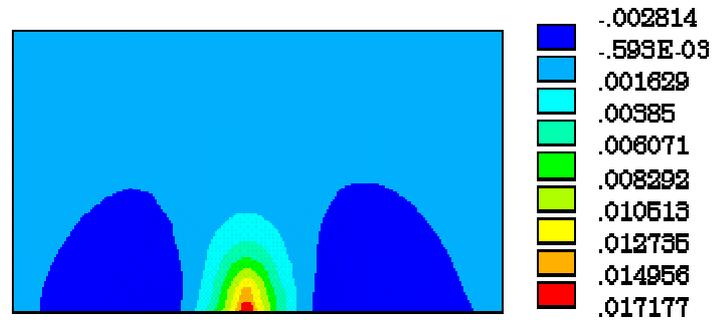


Figura B.20 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo tangente à borda da placa – eixo simples de rotação dupla

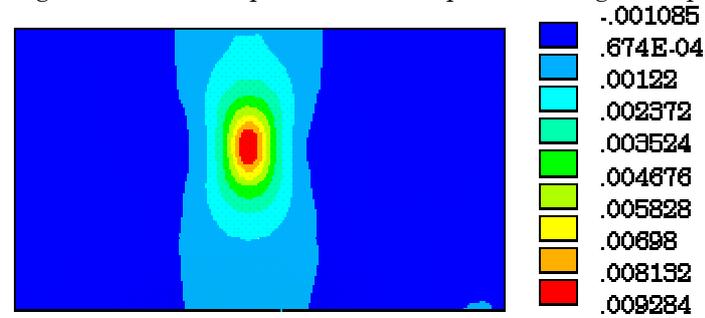


Figura B.21 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo no interior da placa – eixo simples de rotação dupla

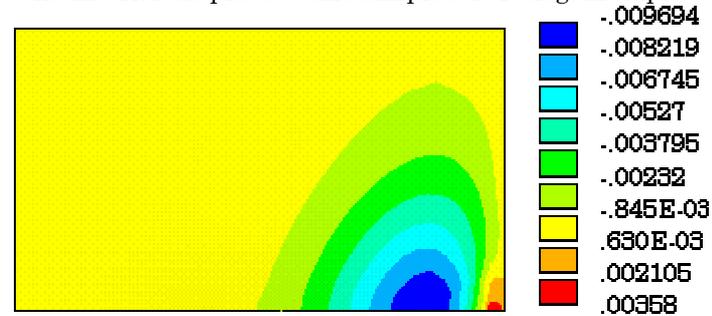


Figura B.22 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo no canto da placa – eixo simples de rotação dupla

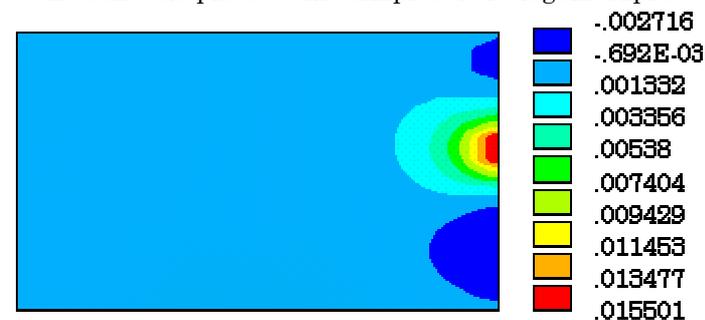


Figura B.23 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo tangente à junta transversal – eixo simples de rotação dupla

Aplicando a carga em apenas um semi-eixo tangente à borda ocorreu a redução de 1,33% no momento fletor máximo, em relação à aplicação do carregamento nas quatro rodas do eixo simples de rodagem dupla. O esforço no interior da placa diminuiu em aproximadamente 2%.

O máximo momento fletor negativo decresceu em 16%. O momento fletor na direção y aumentou 38%.

No caso de eixo simples de rodagem dupla também pode ser adotada a simplificação, para cargas de borda e de interior. No caso de cargas de canto ou próximas à junta, a simplificação conduz a erros consideráveis.

B.3.3 Eixo tandem duplo

A aplicação da carga nas 4 rodas do semi-eixo tangente à borda produz os resultados da figura B.24. Se for considerado o carregamento no interior da placa, o resultado é o da figura B.25. Os principais esforços para carga no canto da placa e tangente à junta estão apresentados nas figuras B.26 e B.27.

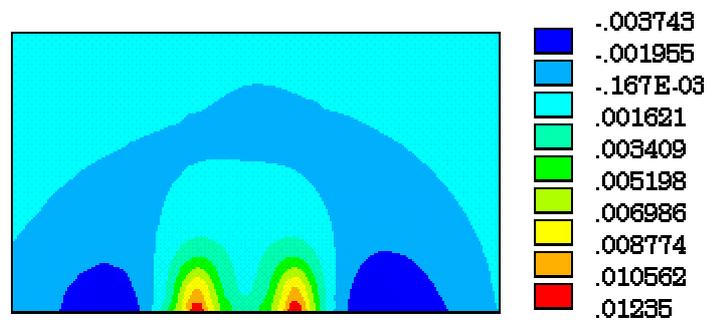


Figura B.24 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo tangente à borda da placa – eixo tandem duplo

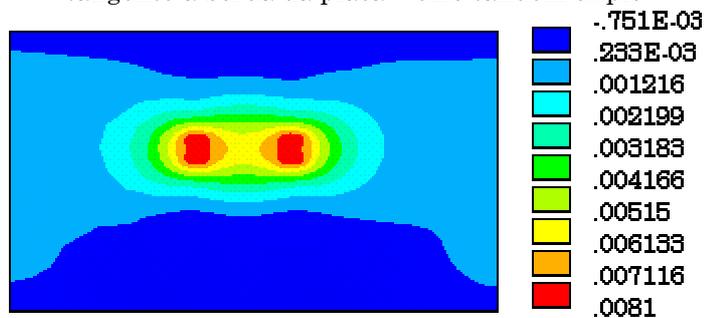


Figura B.25 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no interior da placa – eixo tandem duplo

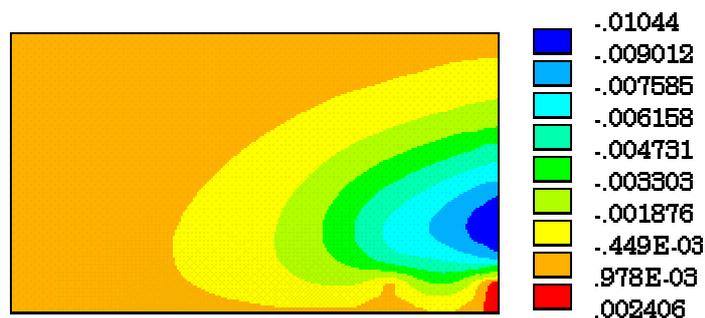


Figura B.26 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no canto da placa – eixo tandem duplo

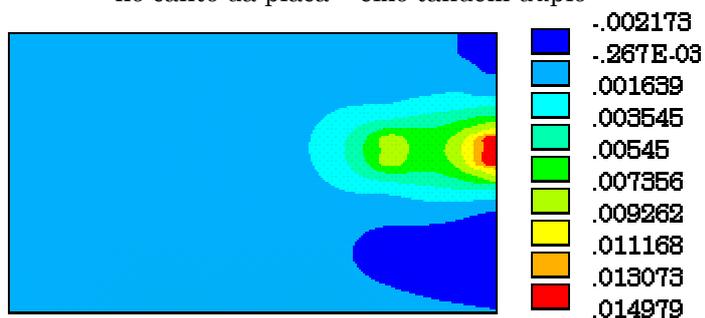


Figura B.27 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo tangente à junta transversal – eixo tandem duplo

Aplicando a carga em apenas um semi-eixo tangente à borda ocorreu a redução de 0,77% no momento fletor máximo, em relação à aplicação do carregamento nas oito rodas do eixo tandem duplo. O esforço no interior da placa aumentou em aproximadamente 15%.

O máximo momento fletor negativo decresceu em 16%. O momento fletor na direção y aumentou 43%.

Para eixo tandem duplo, a simplificação não incorreu em erro considerável na determinação do esforço para carregamento na borda da placa e está a favor da segurança para carga no interior; para cargas no canto o esforço foi subestimado e para carga tangente à junta a simplificação é muito conservadora.

B.3.4 Eixo tandem triplo

A aplicação da carga nas 6 rodas próximas à borda produz os resultados da figura B.28. Para carregamento no interior da placa o resultado é

o da figura B.29. Os principais esforços para carga no canto da placa e tangente à junta estão apresentados nas figuras B.30 e B.31.

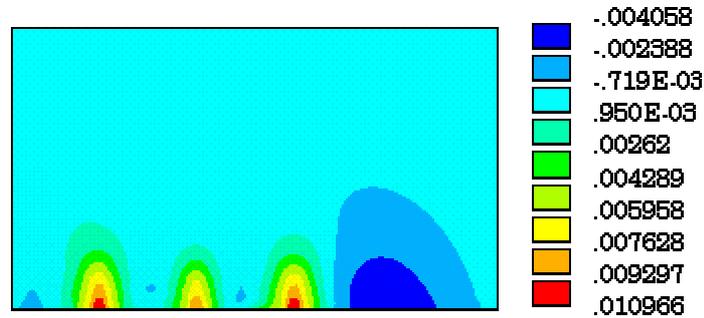


Figura B.28 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo tangente à borda da placa – eixo tandem duplo

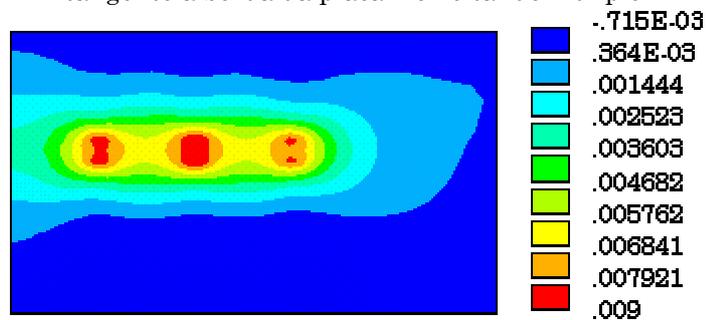


Figura B.29 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no interior da placa – eixo tandem duplo

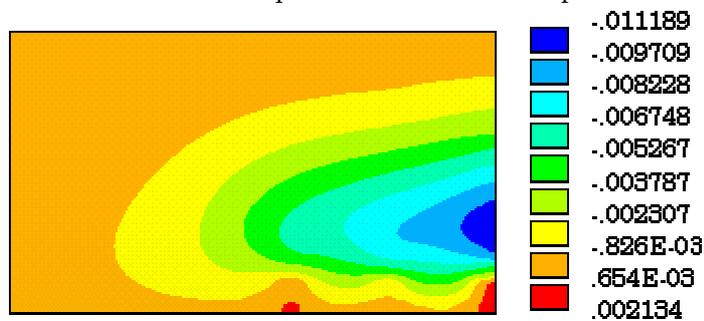


Figura B.30 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no canto da placa – eixo tandem duplo

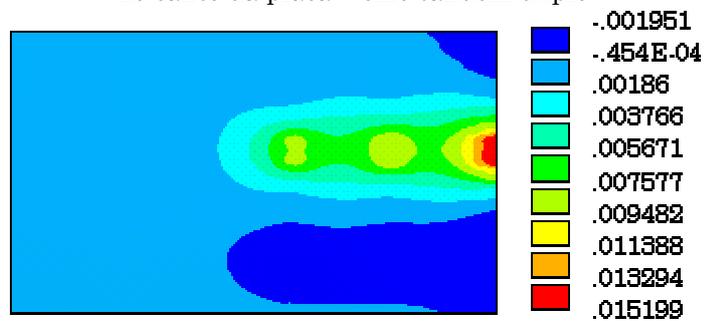


Figura B.31 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo tangente à junta transversal – eixo tandem duplo

Aplicando a carga no semi-eixo tangente à borda ocorreu a redução de 3,15% no momento fletor máximo, em relação à aplicação do carregamento em todas as rodas do eixo tandem triplo. O esforço no interior da placa aumentou em aproximadamente 14%.

O máximo momento fletor negativo decresceu em 13%. O momento fletor na direção y aumentou 42%.

Para eixo tandem triplo, a simplificação também não provocou erro considerável na determinação do esforço para carregamento na borda da placa e está a favor da segurança para carga no interior; para cargas no canto o esforço foi subestimado e para carga tangente à junta a simplificação é conservadora.

B.4 ANÁLISE DA INFLUÊNCIA ENTRE AS RODAS DE EIXO DE EMPILHADEIRA

A seguir serão apresentados os resultados obtidos com a análise de uma placa sob carregamento de eixo de empilhadeira, de rodagem simples, com 1 metro de comprimento, peso de 10 tf e pressão nos pneus de 1,75MPa. Foram aplicadas forças em uma roda tangente à borda, uma roda no interior da placa e nas duas rodas. As características do problema estão apresentadas na tabela B.1.

Tabela B.1 – Dados do problema

| Variável | Valor adotado |
|--|--------------------|
| Coefficiente de recalque – k | 50 MPa / m |
| Módulo de elasticidade do concreto – E | 33660 MPa |
| Coefficiente de Poisson do concreto – ν | 0,2 |
| Pressão nos pneus – q | 1,75 MPa |
| Dimensões da placa – comprimento x largura x espessura | 6,0 x 3,5 x 0,15 m |

Foi adotada área retangular com as dimensões: 0,208 x 0,135 m.

Nas figuras B.32 a B.34 são mostradas as distribuições dos momentos fletores, para roda tangente à borda e no interior da placa.

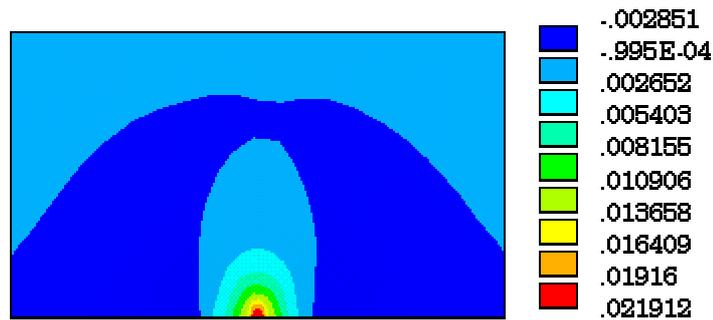


Figura B.32 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo tangente à borda – empilhadeira de rodagem simples

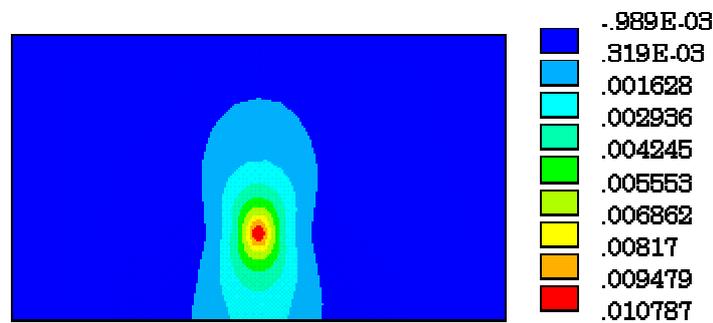


Figura B.33 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para semi-eixo no interior da placa – empilhadeira de rodagem simples

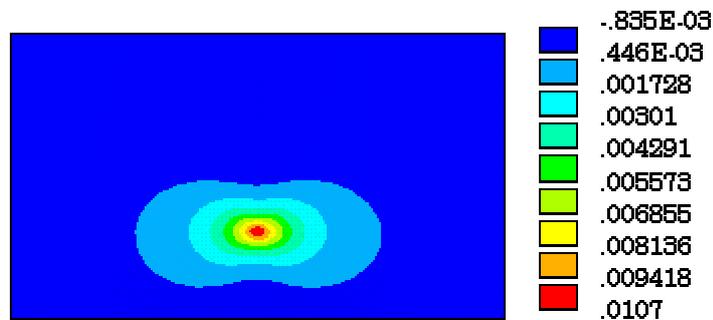


Figura B.34 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para semi-eixo no interior da placa – empilhadeira de rodagem simples

Nas figuras B.35 e B.36 são mostradas as distribuições dos momentos fletores para aplicação do carregamento nas duas rodas do eixo de rodagem simples, com uma das rodas tangente à borda.

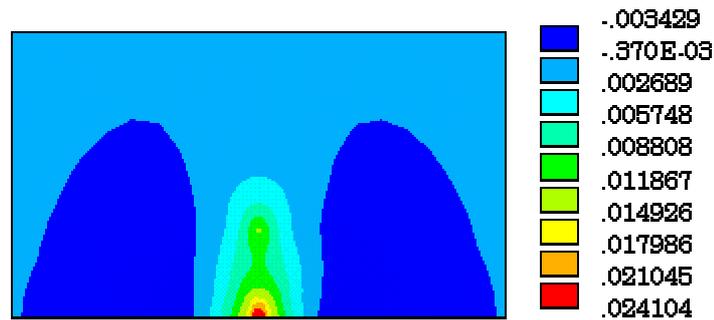


Figura B.35 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção x, para eixo de empilhadeira de rodagem simples, com uma das rodas tangente à borda

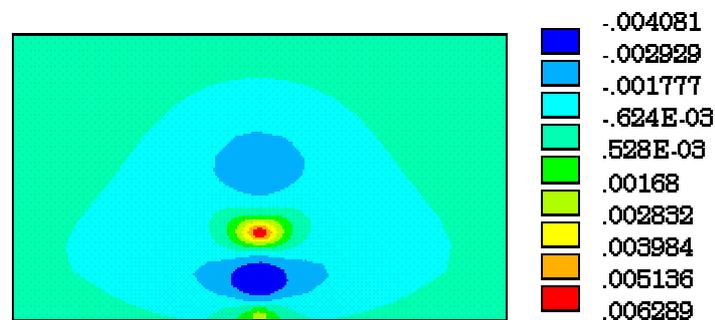


Figura B.36 – Distribuição dos momentos fletores (MN.m), na direção y, para eixo de empilhadeira de rodagem simples, com uma das rodas tangente à borda

O máximo momento fletor, para força na borda da placa, diminuiu em cerca de 10%, quando se desconsiderou a outra roda do eixo. O esforço, no interior da placa, foi superestimado em 70%, quando se desprezou o semi-eixo tangente à borda. Quando não existirem mecanismos eficientes de transferência de carga e houver a possibilidade de cada roda solicitar uma placa diferente do piso, a análise das rodas isoladas passa a ser importante.

Portanto, pode-se concluir que, no caso de eixos de empilhadeiras, não se deve determinar os esforços simplificando o carregamento para apenas metade do eixo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1986). *Guide for design of pavements structures*. Washington.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1993). *Guide for design of pavements structures*. Washington.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1992). *ACI 215R-74 (revised 1992) – Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading*. Detroit, ACI.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1995). *ACI 318-95 – Building code requirements for reinforced concrete*. Detroit, ACI.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (1998). 25 anos de Imigrantes. *Cimento Hoje – Informativo da ABCP*, v. 3, n. 17, ago.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR-7583 – Execução de pavimentos de concreto simples por meio mecânico*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1999). *Revisão da NB-1 – Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro.
- BALBO, José Tadeu (1989). *Aplicação do método dos elementos finitos na avaliação estrutural de pavimentos rígidos rodoviários*. São Paulo. 156 p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- BALBO, José Tadeu (1999). *Contribuição à análise estrutural de reforços com camadas ultradelgadas de concreto de cimento Portland sobre pavimentos asfálticos (whitetopping ultradelgado)*. São Paulo. 195p. Tese (Livre-Docência) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

- BRADBURY, R. D. (1938). *Reinforced concrete pavements*. Washington, Wire Reinforced Institute.
- CARNIO, Marco Antônio (1998). *Análise em regime plástico de placas de concreto reforçado com fibras de aço sobre base elástica*. Campinas. 104p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Estadual de Campinas.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1988). Fatigue of concrete structures. state of art report. *Bulletin d'Information*, n. 188.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1991). CEB-FIP Model Code 1990. *Bulletin d'Information*, n. 203-205.
- DARTER, Michael I. (1999). *Design & construction of Portland cement concrete pavements*. Section 1-4. São Paulo, ABCP.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1989). *Manual de pavimentos rígidos*. Rio de Janeiro. v. 2.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1992). *Manual de pavimentos de concreto rolado: histórico, características tecnológicas, estado-da-arte, materiais, dosagem e normas pertinentes*. Rio de Janeiro. v. 1.
- DRIEMEIER, Larissa (1995). *Considerações sobre a fadiga em metais e o comportamento do concreto sob solicitação cíclica*. São Carlos. 120p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- FEDERAL AVIATION ADMINISTRATION (1995). *Airport pavement design and evaluation*. U.S. Department of Transportation.
- FRIBERG, B. F. (1940). Design of dowels in transverse joints of concrete pavements. *Transactions*, ASCE, v. 105.
- HUANG, Y. H. (1993). *Pavement analysis and design*. New Jersey, Prentice Hall.
- LARANJEIRAS, Antônio Carlos Reis (1990). Fadiga das estruturas de concreto. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 2., São Paulo, 1990. *Anais*. São Paulo, EPUSP. v.1, p. 187-232.
- MELGES, José Luiz Pinheiro (1995). *Punção em lajes: exemplos de cálculo e análise teórico-experimental*. São Carlos. 217p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- MELGES, José Luiz Pinheiro; PINHEIRO, Libânio Miranda (1999). Punção em lajes conforme a revisão da NB-1/97. In: SÁNCHEZ, Emil. *Nova normalização brasileira para o concreto estrutural*. Juiz de Fora, UFJF/Interciência. Cap. 12, p. 33-79.
- MOURA, José Cavalcanti (1999). *Análise comparativa do desempenho dos métodos de dimensionamento de pavimentos rígidos*. Campinas. 165p. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Campinas.
- PACKARD, Robert G. (1973). *Design of concrete airport pavement*. Skokie, Portland Cement Association.
- PACKARD, Robert (1976). *Slab thickness design for industrial concrete floors on grade*. Skokie, Portland Cement Association.
- PICKETT, Gerald; RAY, G. K. (1951). Influence charts for concrete pavements. *American Society of Civil Engineers*, p. 49-73.
- PFEIL, Walter (1979). *Pontes em concreto armado*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos.
- PINHEIRO, Libânio Miranda (1993). *Concreto armado: tabelas e ábacos*. 2.ed. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- PITTA, Márcio Rocha (1978). Dimensionamento de pavimentos rodoviários de concreto para o caso de eixos tandem triplos. In: REUNIÃO ANUAL DA ABPav, 14., João Pessoa, 1978. *Anais*, Rio de Janeiro, Associação Brasileira de Pavimentação. v. 2., p. 329 – 350.
- PITTA, Márcio Rocha (1987). *Projeto de juntas em pavimentos rodoviários de concreto*. São Paulo, ABCP.
- PITTA, Márcio Rocha (1989). *Construção de pavimentos de concreto simples*. São Paulo, ABCP.
- PITTA, Márcio Rocha (1990). *Projeto de sub-bases para pavimentos de concreto*. 5. ed. São Paulo, ABCP.
- PITTA, Márcio Rocha (1996). Dimensionamento de pavimentos rodoviários e urbanos de concreto pelo Método da PCA/1984. 2. ed., São Paulo, ABCP.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1966). *Thickness design for concrete pavements*. Chicago.

- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (1984). *Thickness design for concrete highway and street pavements*. Chicago.
- RODRIGUES, Públio Penna Firme; CASSARO, Caio Franscino (1998). *Pisos industriais de concreto armado*. São Paulo, IBTS.
- RODRIGUES, Públio Penna Firme; PITTA, Márcio Rocha (1997). Pavimento de concreto estruturalmente armado. *Revista do IBRACON*, n. 19, p. 15-25, set/dez.
- RODRIGUES, Públio Penna Firme; PITTA, Márcio Rocha (1998). *Dimensionamento de pavimentos de concreto estruturalmente armados*. São Paulo, ABCP.
- RUFINO, Dulce Maria Saraiva (1997). *Estudos dos procedimentos de dimensionamento e dos novos programas de análise de tensões em pavimentos de concreto*. Rio de Janeiro. 436p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- SENÇO, Wlattermiler (1997). *Manual de técnicas de pavimentação*. São Paulo, PINI.
- SCHMID, Manfred Theodor (1996). O pavimento rígido em concreto protendido. In: REIBRAC, 38., Ribeirão Preto, 1996. *Anais*, Ribeirão Preto, IBRACON. v. 1, p. 79-91.
- SOUZA, Murilo Lopes de (1980). *Pavimentação Rodoviária*. 2.ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos.
- WESTERGAARD, H. M. (1926). Stress in concrete pavements computed by theoretical analysis. *Public Roads*, v. 7, p. 25-35, Apr.
- WESTERGAARD, H. M. (1948). New formulas for stresses in concrete pavements of airfields. *Transactions*, ASCE, v. 113, p. 425-444, Nov.
- WU, Chung-Lung; TIA, Mang (1989). Development of a rational thickness design method for rigid pavements. *Transportation Research Record 1227*. Washington, Transportation Research Board.
- YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. (1975) *Principles of pavement design*. 2. ed., New York , John Wiley & Sons.
- ZHANG, J.; STANG, Henrik (1998). Fatigue performance in flexural of fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, v. 95, n.1, p. 58-67, Jan-Fev.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

- AMERICAN CONCRETE PAVEMENT ASSOCIATION (1999). *Ultrathin whitetopping: a brief introduction*. <http://www.moksacpa.com/concrete.html> (19 de fevereiro)
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NBR-6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado*, Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). *NBR-7197 - Projeto de estruturas de concreto protendido*, Rio de Janeiro.
- AUSTROADS (1987). *A guide to the visual assessment of pavement condition*. Sydney, AUSTRROADS.
- BALÁZS, György L. (1991). Fatigue of bond. *ACI Material Journal*, v. 88, n. 6, p. 620-629, Nov-Dec.
- BAPTISTA, Cyro Nogueira (1976). *Pavimentação*. 2.ed. Globo.
- KISS, Paulo (1999). Combate às juntas. *Téchne*, São Paulo. n. 39, p. 26-28, mar-abr.
- CHATTIN, Bruce (1999). Building with concrete. *'Ultrathin' becoming popular*. <http://www.djc.com/special/concrete/10003370.htm> (19 de fevereiro).
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1992). *Manual de pavimentos de concreto rolado: projeto, dimensionamento, construção e normas pertinentes, relatório parcial da pesquisa sobre concreto rolado na pista circular experimental*. Rio de Janeiro, DNER. v. 2.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1993). *Manual de pavimentos de concreto rolado: relatório da pesquisa sobre concreto rolado na pista circular experimental, tráfego pesado*. Rio de Janeiro, DNER. v. 3.

- GAPOZZI, Simone (1999). O especialista. *Construção São Paulo*, n. 2670, p. 10-11, abr.
- GEIGER, Lynn (1999). *Ultra-thin Whitetopping: a pavement rehabilitation option*. <http://www.irmca.com> (19 de fevereiro).
- GERDAU (1999). *Superestrada: a estrada de aço e concreto*. <http://www.superestrada.com.br> (19 de fevereiro)
- IOANNIDES, A. M.; DAVIS, C. M.; WEBER, C. M. (s.d.). *Curling analysis: change and continuity*. Cincinnati, University of Cincinnati.
- LEONHARD, F.; MÖNNIG, E. (1977). *Construções de concreto*. Rio de Janeiro, Interciência. v. 1.
- MARTINELLI, D. A. O.; MONTANARI, I.; SAVASSI, W. (1986). *Placas elásticas – equações gerais e placas retangulares – conceituação teórica, métodos das diferenças finitas e elementos finitos*. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- PASKO Jr., Thomas J. (1998). Concrete pavements – Past, Present, and Future. *Public Roads*, v. 62, n. 1, p. 7-15, Jul-Aug.
- PITTA, Márcio Rocha (1989). *Concreto Rolado: Aplicações em Pavimentação*. 6. ed, São Paulo, ABCP.
- PITTA, Márcio Rocha (1998). *Selagem de juntas em pavimentos de concreto*. São Paulo, ABCP.
- RÊGO, L. R. A. M.; GASPARETTO, W. E. (1984). *Pavimentos rígidos de concreto armado com telas soldadas*. São Paulo, IBTS.
- RODOLFO, Marcos P.; BALBO, José T. (1998). Stresses analysis of bases on concrete pavement. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONCRETE ROADS, 8., Lisbon, 1998. *Proceedings*, Lisbon. p. 21-25.
- SEVERI, Andréa Arantes (1997). *Considerações sobre os custos de pavimentos rígidos com base em conceitos de gerência de pavimentos*. São Carlos. 137p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- SCHROEDER, Renato (1998). Show de rigidez. *Construção São Paulo*, n. 2619, p. 25-27, abr.
- TIMOSHENKO, S; LESSELS, J. M. (1925). *Applied elasticity*. Pittsburg, Westinghouse Technical Night School Press.

WESTERGAARD, H. M. (1933). Analytical tools for judging results of structural tests of concrete pavements. *Public Roads*, v. 14, p. 185-188, Dec.

WESTERGAARD, H. M. (1939). Stresses in concrete runways of airports. In: ANNUAL MEETING OF HIGHTWAY RESEARCH BOARD, 9., Washington, 1939. *Proceedings*, Washington, Hightway Research Board. p. 197-205.