

LUCIO SALLES DE SALLES

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE PAVIMENTO EXPERIMENTAL
DE CONCRETO CONTINUAMENTE ARMADO DE CURTA EXTENSÃO

São Paulo

2013

LUCIO SALLES DE SALLES

ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE PAVIMENTO EXPERIMENTAL
DE CONCRETO CONTINUAMENTE ARMADO DE CURTA EXTENSÃO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo como parte dos
requisitos para a obtenção do título de Mestre
em Engenharia

Orientador: Prof. Dr. José Tadeu Balbo

São Paulo

2013

LUCIO SALLES DE SALLES

ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE PAVIMENTO EXPERIMENTAL
DE CONCRETO CONTINUAMENTE ARMADO DE CURTA EXTENSÃO

Dissertação apresentada à Escola Politécnica
da Universidade de São Paulo como parte dos
requisitos para a obtenção do título de Mestre
em Engenharia

Área de concentração: Engenharia de
Transportes

Orientador: Prof. Dr. José Tadeu Balbo

São Paulo

2013

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador e amigo, Prof. Dr. José Tadeu Balbo, não somente pelos ensinamentos e conselhos durante essa pesquisa, mas, principalmente por ser um modelo de professor e pesquisador de alto nível, no qual pretendo, humildemente, me espelhar;

Ao meu grande amigo, Prof. Dr. Deividi da Silva Pereira, por despertar em mim a paixão pela vida acadêmica e por estar sempre presente durante esta etapa;

Aos membros da secretaria de pós-graduação do PTR pela calorosa acolhida;

Ao colega do Laboratório de Mecânicas dos Pavimentos, Rafael Batezini, pela ajuda nos meus primeiros meses em São Paulo;

Aos professores e colegas do Laboratório de Tecnologia de Pavimentos, pelas ótimas aulas e animas discussões que ampliaram meus conhecimentos;

A CAPES pelo auxílio financeiro imprescindível à minha estadia em São Paulo;

À prefeitura do campus da USP, principalmente aos Prof. Samir Tanios Hamzo e Prof. Jefferson de Almeida, pelo trabalho impecável junto às suas equipes no apoio aos levantamentos de fissuras e à realização dos ensaios de prova dinâmica e testes com FWD;

À Copavel Consultoria de Engenharia Ltda., em especial aos engenheiros Renato e Frederico, pela disposição voluntária de profissionais e equipamentos para a realização dos testes com FWD;

Aos meus tios Cláudio e Ligia pela ajuda e pelo carinho sempre presentes nesses dois anos aqui em São Paulo;

Aos meus amigos do Rio Grande do Sul e aos meus novos amigos feitos durante essa fase. Obrigado pela amizade e companheirismo verdadeiros;

Às minhas irmãs, Laura e Paula, e aos meus pais, Miriam e Francisco, pelo amor incondicional tão marcante na nossa família, mas principalmente, pelo apoio e força a mim dados quando decidi realizar essa empreitada;

Finalmente, a Deus, pela vida, pela minha família e amigos; e por sempre escolher e apontar o melhor caminho para eu alcançar os meus sonhos.

RESUMO

O pavimento de concreto continuamente armado (PCCA) é caracterizado pela presença de uma alta taxa de armadura longitudinal localizada acima do meio da placa; essa armadura possibilita ao pavimento uma placa de concreto sem juntas. Diferentemente do pavimento de concreto simples, no PCCA não há uma indução da fissuração; as fissuras ocorrem de maneira aleatória, porém são mantidas fortemente apertadas pela armadura longitudinal proporcionando uma estrutura de alta durabilidade exigindo o mínimo de manutenção. Perante tais benefícios, decidiu-se construir quatro seções experimentais deste pavimento no campus da Universidade de São Paulo. A maior diferença entre o PCCA experimental e aqueles encontrados na literatura técnica é a extensão; com o intuito de simular uma parada de ônibus, cada seção possui 50 metros de comprimento, curtas em comparação com os até 400 metros de comprimento encontrados em PCCA tradicionais. Para analisar o comportamento do pavimento foram esquematizados três estudos de desempenho: levantamentos de fissuras; testes de deformação com provas de carga dinâmicas (PCD) com um caminhão carregado; e testes de deflexões com o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). A análise da fissuração mostra um comportamento bastante distinto daquele encontrado em PCCA tradicionais; a curta extensão, aliada à falta de ancoragem da placa, resultou em uma fissuração bastante tardia e em um elevado espaçamento entre fissuras. A seção 1, não apresenta, até esta data (dezembro de 2013), nenhuma fissura. A pouca fissuração sugeriu a hipótese de que as fissuras estariam invisíveis a olho nu em função do forte efeito de amarração das barras longitudinais. Entretanto, apesar de tais diferenças, o estudo das tensões através das deformações obtidas pelos *strain gauges* nas PCD apontam um desempenho estrutural adequado do pavimento; as tensões de tração na flexão resultaram em valores bastante inferiores à resistência do concreto, assegurando a qualidade da placa. Além destas afirmações, as PCD possibilitaram uma série de análises de tensões com configurações de carregamento diferentes. O estudo de deflexões mostrou que nas proximidades da borda longitudinal do pavimento, as deflexões são maiores devido à falta de ancoragem do sistema; no centro as deflexões foram típicas de pavimentos de concreto. A retroanálise das bacias de deflexão resultou em valores de módulo de elasticidade e módulo de reação do subleito baixos próximos à borda, reforçando o impacto da falta de ancoragem. A análise da eficiência de transferência de carga entre fissuras mostrou um desempenho altamente satisfatório de todas

as fissuras, inclusive aquelas mais próximas das bordas, o que, novamente, certifica a integridade estrutural da placa.

Palavras chave: pavimento de concreto continuamente armado; curta extensão; desempenho; fissuração; tensões; deflexões.

ABSTRACT

The continuously reinforced concrete pavement (CRCP) is characterized by the presence of a high longitudinal reinforcement percentage located above the slab's middle; this steel allows a concrete slab without joints. Unlike jointed plain concrete pavements, the CRCP has no cracking induction; the cracks occur randomly, but are held strongly tight by the longitudinal steel, thus, providing a highly durable structure that requires minimal maintenance. Given these benefits, it was decided to build four experimental sections of this pavement on the University of São Paulo's campus. The biggest difference between the experimental CRCP and those found in the technical literature is the length; in order to simulate a bus stop, each section is 50 meters long, short compared to traditional PCCA up to 400 meters long. To analyze the behavior of the pavement, three performance studies were carried out: cracks surveys; strain tests with dynamic load tests (DLT) with a loaded truck; and Falling Weight Deflectometer (FWD) deflection testing. The analysis shows that the cracking pattern is quite distinct from that found in traditional PCCA, the short extension, coupled with the slab's lack of anchorage, resulted in a late cracking development and in large crack spacing. Section 1, has yet to develop any cracks. The low cracking suggested the hypothesis that the cracks were invisible to the naked eye due to the longitudinal bars strong binding effect. However, despite these differences, the stress study through strains obtained by strain gauges in DLT indicate an appropriate structural performance of the pavement, the flexural tensile stresses resulted in values well below the concrete's strength, ensuring the slab's quality. Also, the DLT enable a series of stresses analysis with different load configurations. The deflection study showed that in the longitudinal edge's vicinity, deflections are higher due to lack of any anchorage system; the center deflections are typical concrete pavement ones. The deflection basins backcalculation resulted in values of elasticity modulus of concrete and modulus of subgrade reaction lower near the edge, reinforcing the impact of the lack of anchorage. The analysis of the load transfer efficiency across cracks showed highly satisfactory performance of all cracks, including those nearest to the edge, which certifies the structural integrity of the slab.

Keywords: continuously reinforced concrete pavement; short length; performance; cracking; stresses; deflections.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2. 1 - Armadura longitudinal no PCCA (ROESLER, 2005).....	29
Figura 2. 2 - Fissuração em um PCCA (ROESLER, 2005)	29
Figura 2. 3 - Comparação de desempenho entre PCS e PCCA (Adaptado de: TREYBIG, 1969).....	30
Figura 2. 4 - Evolução do PCCA nos EUA (Adaptado de: RENS, 2010).....	32
Figura 2. 5 - Avaliação do PCCA nos estados Norte Americanos	37
Figura 2. 6 - Construção do primeiro PCCA na Bélgica (RENS, 2010).....	39
Figura 2. 7 - Desenvolvimento das tensões térmicas na hidratação do concreto (Adaptado de: SCHINDLER e MCCULLOUGH, 2002)	45
Figura 2. 8 - Relação diária entre temperatura e deformação na espessura da placa (Adaptado de: NISHIZAWA <i>et al.</i> , 1998)	46
Figura 2. 9 - Relação entre falhas na rodovia e temperatura de execução (Adaptado de: MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999b)	47
Figura 2. 10 - Efeito da chuva no desempenho do pavimento: (a) subleito 100% argiloso e (b) subleito sem argila (Adaptado de: SARAF <i>et al.</i> , 1987)	48
Figura 2. 11 - Verificação de modelo de previsão de fissuras (Adaptado de: JOHNSTON e SURDAHL, 2007).....	49
Figura 2. 12 - Mini placa de PCCA fissurada (HAQUE <i>et al.</i> , 1998).....	51
Figura 2. 13 - Fissuras indesejadas (Adaptado de: KOHLER e ROESLER, 2004).....	51
Figura 2. 14 - Relação entre a taxa de aglomeração e aspectos do PCCA (Adaptado de TAYABJI <i>et al.</i> , 1998c)	53
Figura 2. 15 - Método de cálculo do índice de aleatoriedade (Adaptado de: SUH <i>et al.</i> , 1991)	56
Figura 2. 16 - Número de fissuras nas pistas com fissuração ativa e passiva (Adaptado de: KOHLER e ROESLER, 2004)	57

Figura 2. 17 - Espaçamento entre fissuras em: (a) pista com taxa de armadura de 0,67% sobre base de CCR; e (b) pista com taxa de armadura de 0,85% com base de concreto asfáltico (Adaptado de: VERHOEVEN, 1992).....	58
Figura 2. 18 - Espaçamento entre fissuras de pistas construídas no (a) inverno e (b) verão (Adaptado de: MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999a).....	60
Figura 2. 19 - Distribuição do espaçamento entre fissuras (Adaptado de: SELEZNEVA <i>et al.</i> , 2003).....	60
Figura 2. 20 - Verificação da equação de Zuk (Adaptado de: TAYABJI <i>et al.</i> , 1998c).....	63
Figura 2. 21 - Abertura de fissuras versus idade do pavimento e taxa de armadura (Adaptado de: KOHLER e ROESLER, 2005)	64
Figura 2. 22 - Perfil da abertura de fissuras em 24 horas (Adaptado de: NAM <i>et al.</i> , 2006)...	65
Figura 2. 23 - Perfil da abertura de fissuras mensurados em diferentes temperaturas (Adaptado de: KOHLER e ROESLER, 2004)	67
Figura 2. 24 - Mecanismo de desenvolvimento do <i>punchout</i> (Adaptado de: NCHRP, 2003) .	68
Figura 2. 25 - Sensibilidade do modelo de previsão de <i>punchouts</i> à: (a) espessura da placa; (b) resistência à tração na flexão do concreto; (c) taxa de armadura e; (d) profundidade da armadura longitudinal (Adaptado de: RAO, <i>et al.</i> , 2004)	69
Figura 2. 26 - Modelos de formação do <i>punchout</i> (Adaptado de : ZOLLINGER e BARENBERG, 1990b).....	71
Figura 2. 27 - Condições de cura e delaminações no concreto (Adaptado de: ZOLLINGER <i>et al.</i> , 1994).....	73
Figura 2. 28 - Fissuras "D" em uma fissura de PCCA (FHWA, 2013).....	74
Figura 2. 29 - Influência do diâmetro da barra no espaçamento (Adaptado de: MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999b)	77
Figura 2. 30 - Efeito da espessura da placa na previsão de desempenho do PCCA (Adaptado de: GHARAIBEH <i>et al.</i> , 1999)	79
Figura 2. 31 - Previsão de <i>punchouts</i> para vários coeficientes de expansão térmica (CTE) do concreto (Adaptado de: SELEZNEVA <i>et al.</i> , 2004)	80

Figura 2. 32 - Diferenças no desempenho de placas com agregado calcário e de cascalho: (a) falhas e (b) espaçamento médio entre fissuras (Adaptado de: MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999a).....	81
Figura 2. 33 - Tensões máximas em diferentes espessuras da placa (Adaptado de: WON, 2011).....	84
Figura 2. 34 - Tensões máxima com diferentes LTE (Adaptado de: KHAZANOVICH <i>et al.</i> , 2001).....	85
Figura 2. 35 - Efeito do tipo de base no modelo de previsão de desempenho (Adaptado de: GHARAIBEH <i>et al.</i> , 1999)	86
Figura 2. 36 - Comparação de bacias de deflexão obtidas em campo e com retroanálise (Adaptado de : BALBO <i>et al.</i> , 2012).....	91
Figura 3. 1 - Detalhes das seções da pista experimental (Adaptado de BALBO <i>et al.</i> , 2012).	93
Figura 3. 2 - Detalhes da execução da pista experimental.....	94
Figura 3. 3 - Continuação dos detalhes de execução da pista experimental.....	95
Figura 3. 4 - Padrão de fissuração em 30 de novembro de 2013.....	97
Figura 3. 5 - Sinalização para o levantamento de fissuras.....	97
Figura 3. 6 - Configuração de solda dos instrumentos	99
Figura 3. 7 - Segmento de testes na seção 3	102
Figura 3. 8 - Localização dos SG na placa	103
Figura 3. 9 - Conjunto D de SG.....	104
Figura 3. 10 - Conjunto C de SG	104
Figura 3. 11 - Conjunto B de SG	105
Figura 3. 12 - Conjunto A de SG.....	105
Figura 3. 13 - Configuração de eixo do caminhão-teste.....	106
Figura 3. 14 - Provas de Carga	107
Figura 3. 15 - Posicionamento do equipamento para medir a LTE da fissura	109

Figura 3. 16 - Pontos de aplicação de carga	110
Figura 4. 1 - Fissuras (a) divididas e (b) com indício de esborcinamento.....	115
Figura 4. 2 - Evolução do espaçamento médio.....	116
Figura 4. 3 - Espaçamento nas seções 3 e 4	116
Figura 4. 4 - Medição da abertura da fissura	117
Figura 4. 5 - Visualização dos eixos na PCD	118
Figura 4. 6 - Método de determinação de tensões	120
Figura 4. 7 - Configuração das tensões na direção transversal.....	124
Figura 4. 8 - Correlação entre a tensão de compressão e (a) a distância de passagem e (b) a velocidade de operação do veículo.....	126
Figura 4. 9 - Valores médios da tensão de compressão (a) e tração (b) nos pontos do trecho instrumentado	127
Figura 4. 10 - Picos de deformação de topo e fundo na PCD 04 (ESRS e ESRD)	129
Figura 4. 11 - Picos de deformação de topo e fundo na PCD 10 (ESRD).....	130
Figura 4. 12 - Exemplos de diagramas de tensão	131
Figura 4. 13 - Tensões de compressão por PCD e por eixo.....	134
Figura 4. 14 - Tensões de tração por PDC e por eixo.....	135
Figura 4. 15 - Defeito na junta da seção	138
Figura 4. 16 - Bacias de deflexão no meio de placa.....	139
Figura 4. 17 - Bacias de deflexão na fissura.....	140
Figura 4. 18 - LTE em cada fissura	142
Figura 4. 19 - Espaçamento <i>versus</i> LTE	143
Figura 4. 20 - Simulação da geometria da P3.5.....	147
Figura 4. 21 - Simulação dos materiais da P3.5	148
Figura 4. 22 - Simulação do carregamento da P3.5.....	148

Figura 4. 23 - Simulação da armadura da P3.5.....	149
Figura 4. 24 - Simulação do intertravamento da P3.5	149
Figura 4. 25 - Malha de elementos da P3.5	150
Figura 4. 26 - Aproximação de bacias na P1.4.....	152

LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1 - Significância de variáveis de projeto ou construção no desempenho (Adaptado de MCCLLOUGH e DOSSEY, 1999b)	42
Tabela 2. 2 - Avaliação de desempenho de PCCA Norte-Americanos (Adaptado de TAYABJI <i>et al.</i> , 1998b).....	44
Tabela 2. 3 - Efeito da mistura e da cura no formato das fissuras (Adaptado de JOHNSTON e SURDAHL, 2008).....	54
Tabela 2. 4 - Valores médios para parâmetros retroanalizados de 23 PCCA (Adaptado de TAYABJI <i>et al.</i> , 1995)	83
Tabela 2. 5 - Influência de algumas variáveis em PCCA com diferentes tipos de base (Adaptado de JOHNSOTON e SURDAHL, 2006).....	87
Tabela 2. 6 - Quadro resumo da relação variáveis/indicadores no PCCA.....	89
Tabela 2. 7 - Parâmetros retroanalizados para as placas do PCCA (E e k).	90
Tabela 3. 1 - Parâmetros obtidos com corpos de prova moldados durante a concretagem	96
Tabela 3. 2 - Resistências elétricas dos <i>Strain Gauges</i>	101
Tabela 3. 3 - Temperatura durante o ensaio	107
Tabela 3. 4 - Aplicação de FWD no meio de placa.....	111
Tabela 3. 5 - Aplicação de FWD na fissura.....	112
Tabela 4. 1 - Tensões na flexão obtidas através das PCD	122
Tabela 4. 2 - Tensões na flexão em duas e uma direções.....	128
Tabela 4. 3 - Tensões máximas de topo e fundo e posição da linha neutra.....	131
Tabela 4. 4 - Velocidade de operação das PCD	136
Tabela 4. 5 - LTE fictícia no meio de placa	143

Tabela 4. 6 - Parâmetros estimados para aplicações de carga no meio da placa.....	146
Tabela 4. 7 - Exemplo do procedimento de retroanálise na P1.4	152
Tabela 4. 8 - Retroanálise da Seção 1.....	153
Tabela 4. 9 - Retroanálise da Seção 2.....	153
Tabela 4. 10 - Retroanálise da Seção 3.....	154
Tabela 4. 11 - Retroanálise da Seção 4.....	155

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
BGS	Brita Graduada Simples
BTB	Base Tratada com Betume
BTC	Base Tratada com Cimento
CA	Classificação de Aleatoriedade
CAL	Calcário
CAS	Cascalho
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CCR	Concreto Compactado com Rolo
CTE	Coefficiente de Expansão Térmica
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e transporte
EASL	<i>Equivalent Single Axle Load</i>
Ep	Espaçamento entre fissuras
EUA	Estados Unidos da América
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
Gfactor	<i>Gauge Factor</i>
GRA	Base de Material Granular
IA	Índice de Aleatoriedade
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IRI	<i>International Roughness Index</i>
LTE	Eficiência da transferência de carga
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformers</i>
NA	Não avaliado ou Não observado
NC	Não consta
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
NFM	Número de Falhas por Milha
PAC	Plano de Aceleração do Crescimento
PCA	Pavimento de Concreto Armado
PCCA	Pavimento de Concreto Continuamente Armado

PCS	Pavimento de Concreto Simples
PCD	Prova de carga dinâmica
Pm	Precipitação Média Anual
PSI	<i>Present Serviceability Index</i>
RAA	Reação Álcali-Agregado
RAP	Reunião Anual de Pavimentação
SG	<i>Strain Gauges</i>
TS	Tratamento Superficial
USP	Universidade de São Paulo
VWG	<i>Vibrating Wire Gauges</i>
W	Abertura de fissuras

LISTA DE SÍMBOLOS

#	Diâmetro
%	Porcentagem
D	Rigidez da placa
d	Deflexão
E	Módulo de Elasticidade
k	Módulo de reação do subleito
ℓ	Raio de rigidez relativo
μ	Coefficiente de Poisson
°	Graus
°C	Graus Celsius
°F	Graus Fahrenheit
δ	Deflexão
$\Delta\epsilon$	Diferencial de deformação
ϵ	Deformação
σ	Tensão

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS	21
1.1 Motivações e justificativas	21
1.2 Objetivos	25
1.3 Estrutura da dissertação	27
2. PAVIMENTO DE CONCRETO CONTINUAMENTE ARMADO	28
2.1 Histórico	31
2.1.1 Estados Unidos da América (EUA).....	32
2.1.2 Outros países	37
2.2 Desempenho do PCCA	40
2.2.1 Influência da temperatura	45
2.2.2 Influência da chuva.....	47
2.3 Indicadores de Desempenho	48
2.3.1 Fissuras	48
2.3.1.1 Formato das fissuras	51
2.3.1.2 Espaçamento entre fissuras.....	57
2.3.1.3 Abertura de fissuras	61
2.3.2 <i>Punchout</i>	67
2.3.3 Esborcinamento	71
2.3.4 Outros defeitos.....	74

2.4 Variáveis de projeto	75
2.4.1 Armadura longitudinal.....	75
2.4.1.1 Armadura transversal.....	78
2.4.2 Placa de concreto	78
2.4.2.1 Tipo de agregado	80
2.4.2.2 Estudos de deflexões e tensões.....	82
2.4.3 Tipo de base.....	86
2.5 Testes com FWD em pavimento experimental	90
3. METODOLOGIA DE PESQUISA NA PISTA EXPERIMENTAL DA USP	92
3.1 Construção da pista experimental	92
3.1.1 Detalhes do projeto.....	92
3.1.2 Execução.....	93
3.2 Levantamentos de fissuras	96
3.3 Provas de carga dinâmica	98
3.3.1 Logística	98
3.3.2 Trabalhos Preliminares à instrumentação em pista	99
3.3.3 Instrumentação da pista	102
3.3.4 Provas de carga: execução	106
3.4 Levantamentos com FWD	107
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS	113
4.1 Padrão de fissuração	113

4.1.1 Espaçamento e abertura de fissuras	115
4.1.2 Hipótese das fissuras não visíveis	117
4.2 Análise das provas de carga dinâmica	118
4.2.1 Determinação das tensões.....	119
4.2.2 Tensões reais	128
4.2.3 Análise de topo e fundo	129
4.2.4 Tensões com diferentes configurações de carregamento	133
4.3 Análise das deflexões com <i>Falling Weight Deflectometer</i> (FWD)	138
4.3.1 Eficiência da transferência de carga entre fissuras	141
4.3.2 Retroanálise das bacias de deflexão	144
4.3.2.1 O programa EverFE.....	146
4.3.2.2 Procedimento de retroanálise adotado e análise dos parâmetros obtidos.....	151
5. CONCLUSÕES	158
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	163

1. INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1 Motivações e justificativas

No relatório anual sobre o estado funcional das rodovias brasileiras publicado em 2013, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2013) informa que cerca que 87% da rede rodoviária nacional carecem de pavimentação, conforme especificam os manuais do próprio departamento.

O texto relata dados incoerentes com a atual e bastante noticiada bonança econômica brasileira. Nele consta que dos, aproximadamente, 1,5 milhão de quilômetros de estradas no país, somente 203.000 km estão pavimentados. Os outros 87% não possuem qualquer tipo de pavimentação. A título de comparação, a Índia – companheira do Brasil na vitrine dos países emergentes – possui os exatos 1,5 milhão de quilômetros, malha total brasileira, pavimentados. Ao considerar que a extensão territorial do país asiático é 65% menor do que a do Brasil, tem-se a dimensão do atraso nacional (IBGE, 2012 e FEDERAL RESEARCH DIVISION, 2004). Em pesquisa realizada pelo Instituto Llos no ano de 2010, cerca de 90% de um total de 15 mil profissionais de logística de diversas empresas em atuação no país afirmaram que o atual estado de conservação das rodovias e vias urbanas é o principal problema de infraestrutura do Brasil (HIJJAR e LOBO, 2011).

Com o intuito de reverter ou abrandar a situação, o Governo Federal lançou uma série de ações concentradas no Plano de Aceleração do Crescimento, o PAC. De um total de 590,9 bilhões de reais, em torno de 12%, ou seja, 58, 3 bilhões serão destinados à infraestrutura do país. São ações que contemplam não só a construção e duplicação de novas vias, mas também a manutenção e recuperação das mais antigas. É uma iniciativa ambiciosa e digna de aplausos. Entretanto, o PAC iniciou-se em 2008 e passados cinco anos, não é notada uma grande evolução no quadro rodoviário brasileiro (salvo a região nordeste do país onde os avanços foram significativos). O quanto deste dinheiro foi gasto com construções e duplicações de novas rodovias e o quanto foi levado por recuperações e manutenções não é exatamente claro e nem fácil de calcular. Porém com um dado de 2013 que diz que 87% das estradas do país não possuem qualquer tipo de pavimentação, é possível intuir em qual direção a maioria do montante foi aplicada. Mas, defendem os interessados, as estradas antigas agora estão em boas condições. Sim, estão. Mas por quanto tempo? Será que daqui a dois ou quatro anos, frente a dois eventos esportivos mundiais que colocaram todos os (já receosos) holofotes no

país, as rodovias não vão estar em condições semelhantes às aquelas anteriores ao PAC? Não seria melhor gastar um pouco mais em algo que durasse muito mais?

A resposta é obviamente afirmativa. Porém, ao revisar o anexo I do manual para apresentação de propostas do programa PAC 2 para pavimentação e qualificação de vias urbanas, tem-se a noção de que não é esta realmente a ideia do Governo Federal. No manual, há a seguinte citação como sugestão de projetos viáveis de pavimentação: “Deverão ser priorizados os seguintes tipos de pavimentos: CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente), TS (Tratamento Superficial Duplo ou Triplo), Paralelepípedo e Blocos de Concreto” (MINISTÉRIO DAS CIDADES, 2012, p.8).

Não entrando na questão de que as soluções apresentadas são de revestimento e não pavimento como diz o texto, é notória a preferência do governo por, primeiro, projetos que englobem camadas asfálticas (pavimentos flexíveis) e, também por soluções de recapeamento funcional como os tratamentos superficiais, recursos que não garantem uma melhoria na capacidade estrutural da via, são, apenas, um melhoramento paliativo da condição de rolamento. Reflete-se: é de conhecimento sólido que o Brasil é um país onde a tecnologia de pavimentação é, praticamente, baseada no asfalto. É desnecessário apresentar números comprovando a superioridade da aplicação de pavimentos asfálticos quando confrontados com os pavimentos de concreto, basta quantificar o número de artigos científicos nos anais de um dos mais respeitados encontros de pavimentação do país, a Reunião Anual de Pavimentação (RAP). Nos anais da 31ª edição do evento em São Paulo constam 73 artigos apresentados, sendo estes 23 referentes a pavimentos flexíveis, 43 sobre outros assuntos (gerência de pavimentos, solos, materiais granulares, etc.) e somente 7 sobre pavimentos de concreto (rígidos). No Brasil, enfim, há uma predisposição geral da comunidade técnica e executiva de pavimentação por pavimentos asfálticos (ABPv, 1998).

Para uma comparação rápida do número de pavimentos de concreto no Brasil e em outros países, confrontam-se informações de Balbo (2009). Nos EUA, em números de 1999, estima-se que a porcentagem de rodovias de concreto seja de aproximadamente 20%. Na Alemanha constam incríveis 40% (em quilômetros totais, valor inferior ao dos EUA). Já no Brasil há algo em torno de 2% de rodovias em concreto do total pavimentado. Segundo Stock (1988), pavimentos de concreto são mais comumente encontrados em nações altamente industrializadas como os países da Comunidade Europeia e da América do Norte, tendo os EUA como principal precursor e incentivador da técnica. Existem exceções, como cita o

texto; países em desenvolvimento como o Chile e a Indonésia apresentam também uma vasta malha rodoviária em concreto.

No quesito custo-benefício, a relação entre os pavimentos de concreto e os asfálticos é uma questão um tanto quanto complicada. Existem inúmeros trabalhos com comparações de valores, durabilidade e manutenção. Alguns apontam os asfálticos como uma solução de menor custo; já outros defendem os de concreto pela maior longevidade. No trabalho de Scheving (2011) há uma interessante compilação de diversos estudos com a ambição de apontar qual o mais vantajoso. A conclusão do autor é que o resultado final é muito dependente das variáveis – principalmente no quesito manutenção – que são aplicadas no cálculo do valor final e que alguns autores são tendenciosos na escolha de tais variáveis.

Há, porém, um consenso entre todos estes estudos, a saber: os pavimentos de concreto são mais duráveis que os pavimentos asfálticos. O quanto mais é outro assunto espinhoso para a comunidade técnica de pavimentação. Monismith *et al.* (2008) comparando duas estruturas, uma de concreto e uma asfáltica, projetadas para suportar o mesmo nível de carga, concluíram que para alcançar o mesmo grau de dano no pavimento de concreto, dever-se-ia aplicar cinco vezes o valor da carga dirigido ao pavimento asfáltico. Estima-se que um pavimento de concreto simples tenha uma vida útil entre 15 e 20 anos, enquanto o pavimento asfáltico dure entre 5 e 10 anos. São previsões muito difíceis de serem realizadas, pois levam em consideração diversos fatores inerentes ao projeto, desde a qualidade da execução até os fatores climáticos no dia da execução.

Keim (2002) comparou as duas estruturas somente na questão econômica quando aplicadas em um corredor de ônibus na cidade de Porto Alegre. O custo inicial do pavimento asfáltico resultou em um valor 27% menor do que o de concreto. Isso, sem considerar nenhum tipo de manutenção. Ao estender o tempo de vida do pavimento, nos primeiros 10 anos, o pavimento asfáltico continua menos oneroso, porém ao passar desta marca, com os consecutivos recapeamentos o pavimento de concreto assume a posição de solução mais viável economicamente. É de perfeito entendimento que, no caso de um corredor de ônibus ou de uma rodovia importante, principalmente em uma área de grande urbanização, o ideal é um pavimento que além de ser mais durável exija o mínimo de manutenções. Portanto, é bastante claro que a escolha do pavimento de concreto é a mais correta nestes tipos de casos. A princípio, sim; ela é a melhor opção. Porém, deve-se ter em mente que além da predisposição “natural” do país por pavimentos flexíveis, o sucesso e a garantia de durabilidade dos pavimentos de concreto são bastante dependentes da qualidade de execução da obra.

Na comparação de Keim (2002), a manutenção proposta para o pavimento flexível é composta de fresagem, pintura de ligação e recapeamento; já para o pavimento de concreto a conserva abrange apenas a reselagem de juntas – operação rotineira, econômica e básica para pavimentos em bom estado. Para que um pavimento de concreto dependa apenas de uma reselagem de juntas o controle de qualidade da obra deve ser extremamente rígido, o que não ocorre muitas vezes no país. Em artigo publicado pelo jornal Folha de São Paulo (2012) com o título de **“O Novo Rodoanel já precisa de reformas”** é exemplificado o grave problema da ineficiente execução de um pavimento de concreto. No texto consta o aparecimento, no trecho sul do rodoanel Mario Covas, de buracos e esborcimentos (quebra das bordas nas juntas) resultantes de falhas na execução. Isso em apenas dois meses de exposição ao tráfego, em um pavimento que só deveria apresentar este tipo de problema com mais de uma década de uso. Complementando a questão, dentre os seis principais motivos de danificação precoce de pavimentos de concreto citados por Balbo (2009), quatro fazem referência às juntas; sejam eles problemas no projeto ou na execução, os defeitos nas juntas de contração e em suas barras de transferência de carga são o principal resultado e indicador de uma falha jovem e anormal em um pavimento de concreto no Brasil. Ora, se a maioria dos defeitos dos pavimentos de concreto simples (PCS) está relacionada às suas juntas, por que não utilizar um pavimento rígido sem juntas?

É nessa premissa que se insere a ideia do pavimento de concreto continuamente armado (PCCA): um pavimento de concreto sem juntas, uma placa contínua apenas com juntas construtivas ao final do dia de execução. Na verdade a palavra contínua tem um emprego duvidoso para este tipo de estrutura. Explica-se: é de conhecimento básico e já bastante sólido na engenharia o conceito de que o concreto é um material que tem uma grande tendência à fissuração, tanto em estado fresco quanto endurecido; e é em função desta indesejada propriedade que existem as juntas nos PCS. Através da serragem das placas é possível induzir/controlar as fissuras em uma área onde existem barras de transferência que serão responsáveis pela transferência de carga entre placas. Para o PCCA, não há diferença no comportamento do concreto, ele ainda fissura; a disparidade em relação aos PCS é a presença de uma alta taxa de armadura posicionada pouco acima da linha neutra da placa cuja única finalidade é manter as inevitáveis fissuras, fortemente apertadas, a tal ponto que a sua existência seja imperceptível ao rolamento e que a transferência de carga pelo intertravamento dos agregados e pela armadura seja altamente satisfatória. Não há, então, um controle e nem

uma indução dessa fissuração, pois existe toda uma estrutura de aço projetada para manter a integridade estrutural e funcional da placa (BALBO, 2009 e KOHLER e ROESLER, 2004).

Em Faiz e Yoder (1974), a primeira aplicação do PCCA data de 1938 e foi realizada no estado Norte-Americano de Indiana. Nos próximos dez anos vários trechos experimentais foram executados em diversos estados do país, com dedicação especial do Texas e de Illinois. Porém foi somente em meados dos anos 1950 que a técnica começou a ganhar popularidade; em 1958 existiam 127 km de rodovias com o PCCA. Foi a partir também dos anos 1950 que a ideia do PCCA migrou para o continente Europeu, tendo a Bélgica como sua precursora. Atualmente, de acordo com estimativa de Thebeau (2004), só nos Estados Unidos da America (EUA) existem em operação mais de 50 mil quilômetros de rodovias construídas com o PCCA.

O sucesso deste novo tipo de estrutura é dado em função, basicamente, da sua longevidade. Para elucidar o principal atrativo do PCCA, trazem-se quatro diferentes estudos: (i) Dossey e Hudson (1994) analisando pavimentos executados entre 1974 e 1987 calcularam que a primeira intervenção pesada de manutenção (recapeamento) nos PCCA ocorre em média aos 17 anos de serviço, mas que para a maioria das estruturas, o *overlay* só foi necessário a partir dos 20 anos de vida; (ii) Tayabji *et al.* (1995) determinaram o *International Roughness Index* (IRI) – parâmetro que qualifica o rolamento do pavimento – para vários PCCA no Texas; os autores chegaram a valores entre 0,84 m/km e 2,48 m/km, o que indica uma ótima qualidade de rolamento visto que a idade dos pavimentos estava entre 0,3 e 22 anos; (iii) Gharaibeh *et al.* (1999) ao analisarem dados de diversos PCCA construídos entre 1977 e 1994 concluíram que, apesar de diferenças nos projetos, todos os pavimentos suportaram um número maior de tráfego do que aquele para o qual foram projetados e que todos duraram mais que sua vida de projeto; (iv) Won (2011), também analisando PCCA no Texas concluiu que mesmo pavimentos com 33 anos de exposição ao tráfego ainda possuíam as fissuras bastante fechadas na superfície e que inerente à idade do pavimento e mesmo à presença de defeitos, a eficiência da transferência de carga nas fissuras era sempre superior a 90%.

1.2 Objetivos

Com estas afirmações e análises, fica evidente o quanto o uso desta tecnologia pode ser benéfico para a pavimentação nacional. Imagina-se uma parada de ônibus, um corredor inteiro de ônibus ou até mesmo uma rodovia com uma durabilidade tanto funcional quanto estrutural

de mais de 20 anos. Incentivado por este pensamento e por anos de sucesso internacional comprovado foi executado o primeiro trecho experimental de PCCA do Brasil no campus da Universidade de São Paulo (USP) em São Paulo no ano de 2010. São quatro seções de proposital curta extensão para simular o desempenho deste pavimento como uma parada de ônibus, situação crítica em infraestrutura viária. Descrito, primeiramente, por Balbo *et al.*(2012), o PCCA localizado na capital paulista não é só o primeiro do país, mas também, o precursor deste tipo de pavimento em um clima tropical.

O interesse em realizar este experimento baseia-se, não somente nas vantagens que o PCCA possui, como citado anteriormente, mas, principalmente, no estudo comportamental desta placa frente a um tipo diferente de clima. Não há na literatura técnica qualquer exemplo de PCCA executado em clima tropical e como é de conhecimento estabelecido na engenharia de que a temperatura ambiente tem um papel fundamental na retração e na fissuração do concreto, é imperativa a análise deste pavimento em um clima mais quente antes de indicar a sua plena aplicação. A fissuração, embora não controlada, ainda é o principal fator de controle dos projetos do PCCA e a possibilidade de fracasso na execução deste pavimento em temperaturas elevadas é muito mais alta do que em temperaturas baixas, típicas do clima temperado, como afirmam Schindler e McCullough (2002).

Frente a esses dados, pretende-se aqui:

- Realizar uma compilação de diversos estudos e pesquisas sobre o PCCA e analisar criticamente os trabalhos revisados;
- Apresentar e analisar o comportamento do padrão de fissuração das quatro seções de PCCA em São Paulo e confrontá-lo com o desempenho de outros pavimentos encontrados na literatura técnica. Para isso, além de uma extensa revisão bibliográfica sobre o assunto, foram realizados levantamentos de fissuração, procurando evidenciar todos os aspectos referentes à sua formação;
- Comprovar a eficácia estrutural do pavimento, verificando além das bacias de deflexões e parâmetros retroanalisados, a eficiência da transferência de carga entre fissuras por meio de testes com *Falling Weight Deflectometer* (FWD);
- Determinar e analisar tensões de compressão e tração para verificar a resposta estrutural do pavimento frente a uma carga conhecida, através de provas de carga dinâmicas com diferentes velocidades e com operações de frenagem.
- Analisar as tensões obtidas com os diferentes meios de operação do veículo teste.

Ao fim do trabalho, é esperado alcançar um consenso entre a revisão da literatura e o desempenho real apresentado pelas seções experimentais, para, então, afirmar que o uso deste tipo de pavimento é bem vindo ao Brasil.

1.3 Estrutura da dissertação

O presente trabalho encontra-se distribuído em cinco capítulos principais:

- No primeiro capítulo encontram-se as motivações e justificativas que levaram a esta pesquisa dentro do contexto rodoviário nacional; também dispostos estão os objetivos principais do trabalho e a organização da dissertação;
- O segundo capítulo traz a revisão bibliográfica sobre o PCCA. Nela estão descritos mais de 100 pesquisas e trabalhos, a grande maioria de periódicos indexados de relevância internacional. Procurou-se tecer um panorama técnico sobre o PCCA desde as suas primeiras utilizações até os mais modernos modelos de previsão de desempenho;
- No terceiro capítulo é apresentada a metodologia de pesquisa, dividida em duas partes: primeiramente, discorre-se sobre a construção da pista experimental e seus aspectos de projeto; em seguida, são apresentados os procedimentos adotados para a realização dos três testes não destrutivos, o levantamento de fissuras, que reuniu dados de levantamentos de fissuras bimensais durante dois anos; o teste com FWD com aplicações em todas as fissuras e no meio das placas formadas entre fissuras; e a prova de carga dinâmica que resultou em aproximadamente seiscentos dados de deformação;
- No quarto capítulo são apresentados e analisados os resultados dos três testes não destrutivos;
- O quinto capítulo traz as conclusões e constatações obtidas com a pesquisa e, também sugestões para futuros estudos sobre o tema;

2. PAVIMENTO DE CONCRETO CONTINUAMENTE ARMADO

Devido à tendência natural e inexorável do concreto fissurar, tanto em estado fresco quanto endurecido, as juntas de contração são típicas nos PCS (BALBO, 2009). Neste tipo de pavimento, o mais importante aspecto no controle da execução é a indução de fissuras de retração hidráulica exatamente sob as juntas serradas. As fissuras descontroladas trazem além de prejuízo visual ao revestimento, sérios problemas estruturais que em geral reduzem bastante a expectativa de vida de serviço do pavimento; por isso, a importância da correta execução da serragem nas juntas dos PCS. Em rodovias em serviço observa-se que a má construção de juntas é a principal causa de problemas precoces primeiros anos de uso do pavimento.

O pavimento de concreto com armadura contínua ou continuamente armado (PCCA), diferentemente, possui como premissa a não indução de fissuras em juntas, pois essas são inexistentes, a menos quando frias ou de construção, o que muito os diferencia dos PCS. A fissuração aleatória nas longas placas de concreto em PCCA é controlada pela presença de armaduras contínuas dispostas acima da linha neutra da placa (Figura 2.1), que impede inclusive que essas fissuras se abram de maneira a se tornarem imperceptíveis ao rolamento dos veículos (Figura 2.2). Com isso, é possível a construção do pavimento sem corte (serragem) de juntas transversais. A diferença do PCCA com o pavimento de concreto armado (PCA) é que, não obstante o fato de a armadura no PCCA ser contínua em toda a extensão do pavimento, ela não tem nenhuma função estrutural, pois está disposta no banzo comprimido da seção transversal, acima da linha neutra, portanto, destinando-se somente ao controle da fissuração da placa (KOHLENER e ROESLER, 2004).



Figura 2. 1 - Armadura longitudinal no PCCA (ROESLER, 2005)

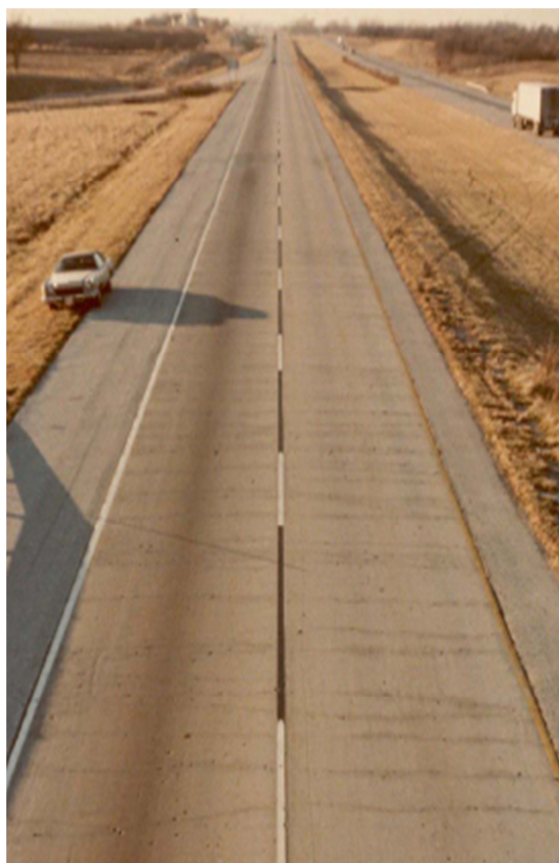


Figura 2. 2 - Fissuração em um PCCA (ROESLER, 2005)

Desde as primeiras aplicações deste tipo de tecnologia nos EUA na década de 1950, procurava-se estabelecer comparações entre o PCCA e o PCS a fim de justificar a utilização

do primeiro, visto seu elevado custo inicial em função da alta taxa de aço requerido. Explica-se: como a taxa de armadura do PCCA só possui a função de controlar a abertura das fissuras, em um projeto hipotético, a espessura de concreto de um PCCA e de um PCS são idênticas; o concreto no PCCA ainda é o responsável pelo desempenho estrutural da placa. Wooley (1947) concluiu, após a análise de algumas seções de PCCA, que a falta de juntas neste tipo de pavimento eliminava quase que completamente os problemas típicos e recorrentes dos PCS, tais como bombeamento, escalonamento, esborcinamento e ineficácia na transferência de carga. Treybig (1969), analisando três PCCA no estado do Texas, constatou que mesmo com seis anos de serviço o *Present Serviceability Index* (PSI) dos pavimentos estava entre 4,0 e 4,2. Isso exhibe a habilidade do PCCA de manter uma boa condição de rolamento (desempenho funcional), em função das trincas imperceptíveis ao usuário, elevando sua avaliação de serventia. O autor ainda traz uma comparação do PSI dos PCCA estudados com os de PCS recém construídos. O gráfico da Figura 2.3 comprova a superioridade do PCCA no quesito serventia mesmo quando este já sofreu 6 anos de solicitação de tráfego, e ainda mostra, a título de curiosidade, a falta de correlação entre as equações de previsão de desempenho da *American Association of State Highway Officials* (AASHO) na época; as equações para PCS preveem um alto desempenho de serventia, muito diferente do encontrado em campo.

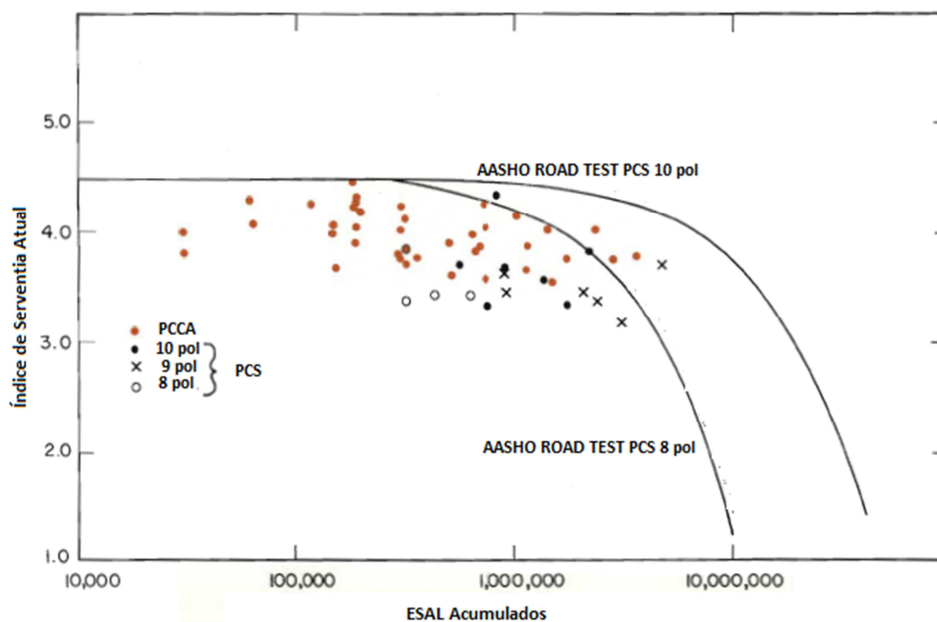


Figura 2. 3 - Comparação de desempenho entre PCS e PCCA (Adaptado de: TREYBIG, 1969)

No trabalho de Muga *et al.* (2009), o PCCA custa inicialmente 46% a mais do que o PCS; porém em estudos analisando os pavimentos num período de 35 anos, os custos com manutenção do PCS são 80% superiores aos do PCCA.

De maneira geral, pode-se afirmar que a principal diferença entre o PCS e o PCCA é o método utilizado para controlar a inevitável fissuração do concreto. No primeiro, a fissuração devido à retração do concreto é induzida para locais onde o concreto está mais frágil, as juntas. Nelas ocorre uma concentração maior de tensões até o ponto em que a fissura ocorre. Nesta exata posição é projetada uma barra de transferência que será responsável pela distribuição de cargas de uma placa para a outra. Já no PCCA as fissuras transversais ocorrem sem um local premeditado, elas apenas controlam as mudanças volumétricas do concreto em função das variações de temperatura e umidade no processo de hidratação do material e, por sua vez, são controladas, isso é mantidas apertadas, por uma alta taxa de armadura longitudinal. A transferência de carga é realizada pelo intertravamento de agregados na fissura (NAM *et al.*, 2007).

De acordo com Kim *et al.* (1998) a utilização do PCCA é preferível em áreas densamente urbanizadas onde o tráfego é intenso e paralisações em função de atividades de manutenção originam altos custos aos usuários das vias. Explicam os autores, que esta preferência é diretamente ligada à alta durabilidade e ao mínimo de manutenção requerido pelo PCCA se este for adequadamente dimensionado e, principalmente, executado. Essa relação direta da execução adequada e do bom desempenho, apropriada para todos os serviços e materiais em engenharia, é ainda mais válida, conforme comentam Zollinger e Barenberg (1990a) para o PCCA. Os dois autores citam que os principais problemas de falha na estrutura são facilmente identificáveis como erros de projeto e, principalmente, de execução, o que originou a fama do PCCA ser extremamente sensível às práticas construtivas utilizadas.

2.1 Histórico

Para o posto de primeiro PCCA construído no mundo, foram encontrados na literatura três candidatos em potencial: para Treybig (1969), o primeiro PCCA foi executado no Texas em 1951; já para Faiz e Yoder (1974) a primeira pista experimental com este tipo de estrutura foi construída em 1938 na rodovia US-40 nas proximidades da cidade de Sitlesville, Indiana; em um estudo mais recente, Huang (2004) aponta como o PCCA original, um pavimento de apenas 60 metros de extensão construído em Columbia Pyke nos arredores da capital Norte-

Americana, a cidade de Washington, no ano de 1921, sendo este então, o mais antigo exemplo deste tipo de pavimento de concreto. Infelizmente, mais dados, além do nome e do local onde estes três pavimentos foram construídos, não foram encontrados na literatura técnica. Indiferente a qual foi realmente o primeiro PCCA da história, é notório que os EUA foram o precursor desta tecnologia. A evolução do uso desta tecnologia nos anos 1960 no país foi quase exponencial (Figura 2.4). Neste item serão apresentadas as informações de diversos estados Norte-Americanos que utilizam o PCCA e, após isso, uma varredura menos específica do aparecimento desta estrutura em outros países do mundo.

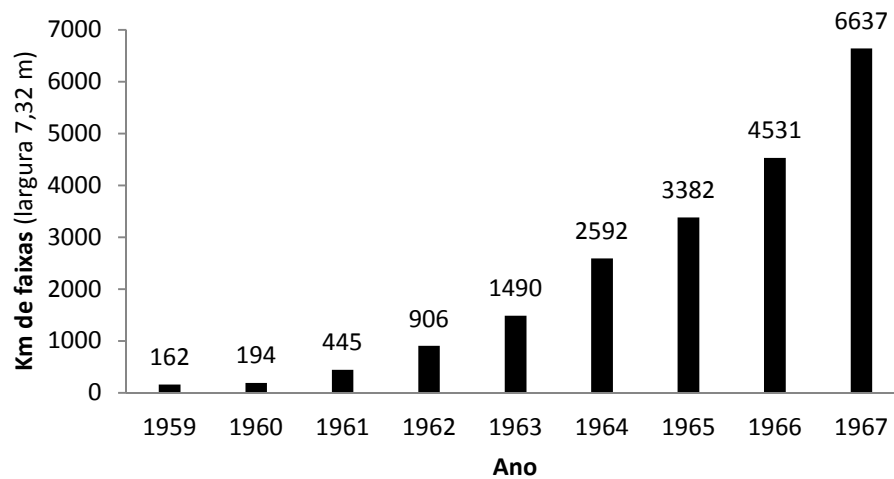


Figura 2. 4 - Evolução do PCCA nos EUA (Adaptado de: RENS, 2010)

2.1.1 Estados Unidos da América (EUA)

Todos os dados apresentados neste subitem possuem a mesma referência: Tayabji *et al.* (1998a). Portanto todas as citações temporais são referentes ao ano de 1998. Algumas informações foram atualizadas por trabalhos mais recentes e são indicadas e destacadas no próprio texto.

- **Alabama:** O estado possui oito PCCA, totalizando aproximadamente 68 km. A seção mais antiga data de 1969. As placas possuem uma espessura variando entre 203 e 229 mm. Informações sobre o restante da estrutura do pavimento não foram encontradas. O desempenho dos pavimentos baseados em defeitos encontrados na superfície foi, em

geral, regular. Alguns pavimentos obtiveram uma avaliação muito boa e outros, muito ruim.

- **Arizona:** Começando tardiamente em 1983, o Arizona construiu somente quatro seções de PCCA que somadas apresentam uma extensão de 17,7 km. A espessura média das placas é de 244 mm sendo colocadas sobre uma base tratada com betume (BTB) de espessura não informada. Não existem dados sobre o desempenho das seções neste estado.
- **California:** O estado construiu somente duas seções experimentais do PCCA em 1949 e em 1971, nunca realmente adotando a tecnologia. A porcentagem de armadura utilizada variou de 0,5 a 0,62%, sendo as placas com 203 mm de espessura executadas sobre uma base de espessura entre 102 e 127 mm de material granular (GRA). Os dados de desempenho são bastante limitados, mas indicam uma boa qualidade das seções.
- **Connecticut:** Desde 1963 até 1981, o estado construiu cinco seções que juntas somam 45 km de pistas. O projeto típico destas seções é uma placa com espessura entre 152 a 203 mm sobre uma camada de GRA com espessura variando entre 152 e 610 mm. O desempenho foi diferente em cada seção. Duas delas (as mais antigas) apresentaram a presença de *punchouts* e remendos que, entretanto não prejudicaram a qualidade de rolamento da pista. O surgimento dos defeitos está, possivelmente, relacionado ao fato de que as seções já suportaram cerca de duas vezes o tráfego previsto em projeto e que a drenagem existente se tornou ineficaz com o tempo. As outras três seções apresentaram um desempenho muito bom.
- **Georgia:** Iniciando em 1971, o estado de Georgia possui em operação 143 km de PCCA distribuídos em 10 seções. O dimensionamento padrão do estado engloba placas com espessura entre 118 e 229 mm sobre bases tratadas com cimento (BTC) de espessura de 152 mm. Os defeitos mais recorrentes são *punchouts*, fissuras longitudinais e falhas em juntas construtivas, todos com baixa gravidade, necessitando mínima manutenção. A avaliação das seções foi dada como muito boa, tendo em conta que algumas seções apresentavam idade de 20 anos durante o último levantamento registrado.
- **Illinois:** Considerado um dos maiores incentivadores do PCCA, e iniciando em 1957 o estado já executou mais de 1.600 km de pistas. As placas possuem uma taxa de armadura variando entre 0,58 e 0,72%, tendo como 229 mm a espessura mais comum.

Os tipos de bases utilizados variam entre BTB (maioria), concreto compactado com rolo (CCR) e GRA; com uma espessura média de 102 mm. O desempenho das rodovias com PCCA em Illinois foi classificado como excelente, principalmente frente ao fato de que a maioria das seções suportou um tráfego maior ao do que foi originalmente projetado. Os defeitos mais encontrados, porém com baixa gravidade são fissuras “D”, *punchouts*¹ e rompimento de armadura.

- **Iowa:** Com uma malha total de 475 km, Iowa construiu o seu primeiro PCCA em 1965. O projeto típico da estrutura é composto de uma placa com 203 mm de espessura sobre uma base de GRA ou BTB de 102 mm. O desempenho foi avaliado como bom; o defeito mais ocorrente foi a aglomeração de fissuras, porém estes não formaram *punchouts*.
- **Kentucky:** O estado construiu somente três PCCA, iniciando em 1968. As placas possuem espessura entre 203 e 229 mm e foram colocadas sobre bases de BGS de 152 mm. O desempenho do PCCA no estado foi classificado como regular visto que este tipo de pavimento deteriorou-se mais precocemente que outros pavimentos de concreto no estado. Deve-se frisar que as avaliações de desempenho do estado contemplam somente levantamentos de condição de superfície, não levando em conta o estado estrutural do pavimento.
- **Maryland:** O estado executou cerca de 160 km de PCCA distribuídos em sete seções. As espessuras para placa e base (BTC ou GRA) são 250 e 160 mm, respectivamente. O desempenho foi avaliado como regular a bom, dependendo da seção, visto que alguns trechos apresentaram defeitos prematuros como *punchout*, esborcinamento e bombeamento.
- **Michigan:** O PCCA original do estado data de 1958, e após ele foram construídos seis outros. As placas possuem espessura média de 210 mm, enquanto que as bases de BGS são dotadas de uma camada de 102 mm. A taxa de armadura até 1962 era de 0,6%, quando então foi substituída por um percentual de 0,7. Armadura transversal foi requerida em todos os pavimentos até 1973. Devido a fissuras longitudinais e falha de suporte da base os PCCA do estado foram classificados com desempenho variando entre regular e ruim.
- **Minnesota:** Desde 1964, Minnesota executou 29 PCCA, sendo a extensão total da malha não encontrada. Apesar do grande número de seções, o estado não executa mais PCCA, em função do fraco desempenho da grande maioria dos pavimentos, em função

¹ Os tipos de defeitos, suas gêneses e morfologias, são apresentados no Cap. 2, item 2.3

do rompimento da armadura em diversos locais. As espessuras de placa ficam entre 203 e 254 mm e as de base (GRA), entre 76 e 112 mm.

- **Mississippi:** 89 pavimentos com PCCA foram construídos no Mississippi desde 1960, totalizando uma malha de 1.652 km. A típica seção de PCCA no estado apresenta uma placa de 203 mm de espessura colocada sobre uma base de BTC de 152 mm. O desempenho geral dos PCCA no estado foi considerado como muito bom, apresentando ocasionalmente alguns *punchouts*.
- **Ohio:** Iniciando em 1967, o estado já executou 27 PCCA. A extensão total é de cerca de 146 km desde pavimento. Placas de espessura de 203 mm sobre bases (BTB, BTC ou GRA) de 152 mm compõe o projeto típico do PCCA no estado. O desempenho foi considerado regular em função de que alguns PCCA apresentaram comportamento pior do que PCS construídos na mesma época. Os problemas mais comumente encontrados no estado são aglomeração de fissuras, *punchouts* e bombeamentos.
- **Oklahoma:** Desde 1970, o estado já construiu 36 PCCA. O projeto mais comum destas seções é uma placa com espessura de 229 mm sobre uma base que pode ser de BTB ou CCR com espessura de 110 mm. O desempenho foi considerado como muito bom, necessitando reabilitação de apenas uma das seções.
- **Oregon:** Com uma malha total de 1.287 km, iniciada nos anos 1960, o estado é também considerado um dos maiores incentivadores do PCCA. A seção típica da estrutura é composta de uma placa com espessura de 203 mm sobre uma base de BTC ou GRA com espessura de 102 no caso da primeira e 178 mm para a segunda. Os únicos defeitos apontados no estado são referentes a erros de execução e/ou de má qualidade do concreto empregado. O desempenho foi considerado excelente, tendo todos os pavimentos suportado um tráfego maior do que para o qual foram dimensionados.
- **Pennsylvania:** Não foram encontrados números sobre a malha total de PCCA no estado, onde é comum a execução de placas de espessura entre 203 e 229 mm construídas no topo de uma base GRA com espessura entre 76 (PCCA mais jovens) e 330 mm (novos projetos). O desempenho da estrutura no estado foi considerado como regular devido ao aparecimento de *punchouts* e fissuras longitudinais nas placas.
- **South Carolina:** O estado computa 515 km de PCCA divididos em 14 seções construídas desde os anos 1970. A placa possui espessura entre 203 e 229 mm e é colocada sobre uma base de BTC (127 mm) ou CCR (152 mm). Os *punchouts* são o

único problema recorrente no estado. Quanto ao desempenho do PCCA, das 14 seções existentes, duas receberam uma nota ruim; três, regular; e oito foram consideradas muito boas.

- **South Dakota:** Principiando em 1968, o estado possui 10 seções de PCCA. A espessura das camadas é, normalmente, 203 mm para a placa de concreto e no caso da base, 76 mm para a GRA ou 51 mm para BTB. O maior problema registrado nos PCCA do estado foram defeitos associados com a relação álcali-agregado (RAA), embora estes mesmos defeitos também ocorreram em PCS. O desempenho do PCCA é considerado como muito bom.
- **Texas:** Talvez o maior incentivador da técnica nos EUA, o estado do Texas construiu, desde os anos 1950, milhares de quilômetros de PCCA (a exata extensão não foi encontrada). O projeto típico da maioria destes pavimentos consiste em uma placa de espessura de 203 mm sobre uma base de material granular. A taxa de armadura varia entre 0,5 e 0,6%. O desempenho é considerado excelente para quase todas as seções.
- **Virginia:** desde meados dos anos 1960, o estado executou 60 seções de PCCA que somadas totalizam cerca de 350 km. A espessura de 203 mm é a mais usual para as placas de concreto, enquanto que a base de BTC pode apresentar espessuras desde 127 até 178 mm. O comportamento das seções foi classificado como bom e seria excelente se não houvesse problemas com a RAA. Alguns pavimentos se aproximam dos 25 anos de serviço e apresentam-se em ótimo estado.
- **Wisconsin:** Com uma malha de PCCA em constante crescimento desde 1961, o estado já alcança os 2.000 km de pistas empregando esta tecnologia. A espessura média das placas de concreto passou de 203 mm para 254 mm em 1984 pelo aumento no tráfego. A base para esses pavimentos é composta de GRA ou BTB com uma espessura média de 305 mm. A porcentagem de armadura longitudinal abrange valores entre 0,6 e 0,81. A avaliação resultou no conceito “regular” devido a presença de *punchouts* e fissuras longitudinais.

Estas 20 experiências Norte Americanas com o PCCA demonstram certa polaridade quanto ao seu uso. Embora a maioria das avaliações seja positiva em alguns casos a estrutura não se comportou da maneira esperada e isto é bastante alarmante em um pavimento de alto custo. Deve-se levar em consideração, também, que cada estado possui a sua própria normatização de avaliação de desempenho de pavimentos. Muitos estados utilizam apenas levantamentos de defeitos de superfície, não considerando a capacidade estrutural do pavimento. Isso aliado ao

fato de que o PCCA é um pavimento “fissurado” e com um aspecto visual de superfície não exatamente agradável, pode explicar alguns dos casos mal sucedidos. A Figura 2.5 traz o mapa dos EUA com destaque para os estados aqui analisados, separando de acordo com o conceito do desempenho do PCCA em cada um deles.

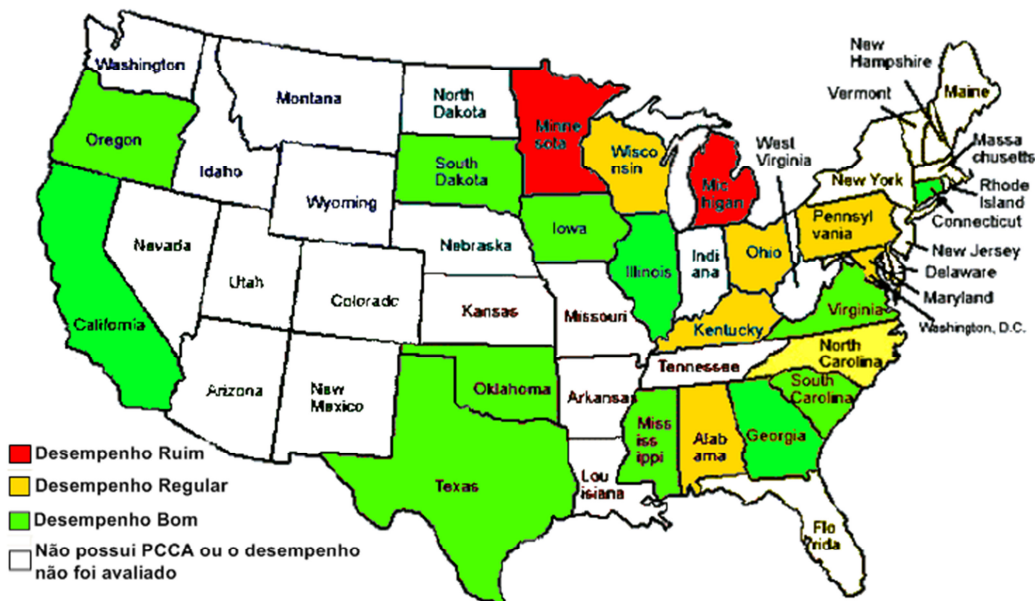


Figura 2. 5 - Avaliação do PCCA nos estados Norte Americanos

2.1.2 Outros países

No início dos anos 1950, outros países – principalmente os europeus, impulsionados pela Bélgica – começaram a importar a técnica do PCCA dos EUA. Este é um breve relato da experiência destas nações com o PCCA. Além da referência chave do subitem anterior, Tayabji *et al.* (1998a), neste subitem são apresentadas informações extraídas de Hall *et al.* (2007). Possíveis citações de outros trabalhos estão indicadas no próprio texto.

- **Experiência Canadense:** Incentivado por vários exemplos de sucesso apresentados pelos PCCA nos EUA, o Canadá construiu a partir de 1958 diversas seções experimentais do pavimento. Metade das seções foi dimensionada com uma placa de espessura igual a 178 mm com taxas de armadura entre 0,71 e 0,78%, enquanto que a outra metade foi executada com placa com espessura de 152 mm e com taxas entre 0,72 e 0,82%. A base foi GRA em uma camada de 102 mm para todas as seções. O

interessante do caso canadense é o fato de que a maioria dos pavimentos do país é exposta a uma variação ampla de temperatura no decorrer do ano. Em julho as temperaturas podem alcançar os 36 °C e em janeiro, no mesmo local, a temperatura pode se aproximar dos 30 °C negativos. Entretanto, essa variação acentuada não impediu o sucesso das seções, que só necessitaram uma manutenção leve após dez anos de serviço. Atualmente, em Quebec, os pavimentos de concreto correspondem a apenas 4% da malha total da cidade, porém nestes 4% trafegam cerca de 75% do tráfego municipal total. Os projetos atuais – vida de serviço de 30 anos – utilizam placas de 270 mm sobre bases de GRA com taxas de armadura entre 0,7 e 0,76%.

- **Experiência Francesa:** o primeiro projeto de PCCA no país foi realizado no início dos anos 1960 nos arredores de Paris. Atualmente o país possui 20 seções de PCCA que somam mais de 600 km de pistas. A espessura da placa varia de acordo com o tipo de tráfego e a importância da rodovia, podendo ser desde 165 até 318 mm. A base é de CCR (152 mm) ou BTB (51 mm). A típica porcentagem de armadura do dimensionamento francês é 0,67, embora que uma rodovia fora construída com 0,72% em 1982. No geral todas as seções obtiveram um desempenho bom; a seção com 0,72% apresentou com dez anos de serviço um desempenho excelente.
- **Experiência Belga:** grande incentivador dos pavimentos de concreto na Europa desde 1923, a Bélgica executou o seu primeiro PCCA em 1950 (Figura 2.6), imitando o dimensionamento Norte Americano. Nos anos seguintes, diversos projetos experimentais foram implantados, porém foi somente na década de 1970 que a tecnologia do PCCA se espalhou impulsionada por um programa de construção de pavimentos duráveis. Os projetos Belgas se diferem a partir do ano de 1979; projetos antigos utilizavam 0,85% de taxa de armadura e os mais recentes, 0,67% para evitar a aglomeração de fissuras que ocorria nas seções de 0,85%, além de diminuir os custos de implantação. Entretanto, deve-se notar que as seções antigas, mesmo as que apresentaram aglomeração de fissuras continuaram a proporcionar um ótimo desempenho. Algumas seções com a taxa de 0,67% apresentaram espaçamento de fissuras muito grandes e alguns *punchouts*.



Figura 2. 6 - Construção do primeiro PCCA na Bélgica (RENS, 2010)

- **Experiência Britânica:** A experiência inglesa com o PCCA não é muito extensa, durante os anos 1980 foram construídas algumas seções que obtiveram um bom desempenho. A tecnologia foi parcialmente abandonada pelo fato de que durante os anos 1990 houve uma mudança nos procedimentos de dimensionamentos de pavimento, sendo o custo inicial alavancado ao principal fator de decisão.
- **Experiência Espanhola:** O PCCA tem sido construído no norte do país desde 1975. O projeto básico é uma placa de espessura entre 229 e 305 mm sobre uma base de 160 mm de GRA. A quantidade de armadura longitudinal é de 0,85%. As seções apresentam um excelente desempenho, exigindo um mínimo de manutenção.
- **Experiência Holandesa:** cerca de 5% da malha viária total da Holanda é composta de pavimentos de concreto, divididos entre PCS e PCCA. A construção do PCCA no país começou tardiamente nos anos 1980. Stet e Leest (2001) informam que o projeto típico holandês para rodovias de tráfego pesado é uma camada de revestimento asfáltico de 50 mm para redução de ruídos, seguida da placa de PCCA com espessura de 250 mm e uma base de BTB de 60 mm. A taxa de armadura usual é de 0,7%. O desempenho dos pavimentos tem sido considerado como excelente.

Nota-se que a experiência com o PCCA fora dos EUA, principalmente na Europa, mostra-se bastante positiva, salvo o caso britânico que abandonou a técnica por questões financeiras. Outros países com Alemanha, Áustria e Suíça começaram a implantação de pistas experimentais de PCCA no início desde século. Existem exemplos de PCCA na China, Índia e Indonésia, entretanto, os dados destas malhas rodoviárias não foram encontrados e os trabalhos de estudiosos chineses sobre o PCCA trazem pouca informação histórica e de desempenho geral sobre os pavimentos no país.

2.2 Desempenho do PCCA

De maneira geral e análoga a outros tipos de pavimentos e revestimentos, o desempenho do PCCA é influenciado por diversos fatores, dos quais se destacam os materiais utilizados na concepção da estrutura, o dimensionamento, a execução e as cargas, tanto de veículos quanto ambientais.

De acordo com Zhang e Wang (2011), o desempenho em longo prazo do PCCA depende do comportamento da estrutura em curto prazo. Com isso vários estudos sobre o PCCA tem a proposta de analisar o comportamento do pavimento logo no primeiro ano de exposição ao tráfego; todavia, a pesquisa em pistas operacionais é bastante complicada, visto a necessidade de paralisação do tráfego e instalação de equipamentos na pista. Estas dificuldades têm levado muitos pesquisadores a conduzirem as análises em laboratório, o que, segundo os autores, prejudica muito o entendimento da estrutura como um todo em função das limitações, principalmente de tamanho, aderência e carregamento, que os PCCA em escala menor apresentam.

No guia da AASHTO de 1993, foram incluídos, como critério de desempenho do PCCA, os conceitos de espaçamento entre fissuras, abertura da fissura e tensão na armadura de concreto. Já no guia de dimensionamento da NCHRP de 2003 aparece com destaque o conceito do *punchout* como principal indicador de desempenho do PCCA. O guia também indica que aspectos de rolamento e largura das fissuras também devem ser observados somente se necessário. Na China, as especificações de dimensionamento de PCCA adotam três critérios principais: espaçamento entre fissuras, a largura de abertura das fissuras e a tensão na armadura de aço (SUOJI, 2010).

Em Gharaibeh *et al.* (1999) o objetivo dos pesquisadores, através da análise de dados de 2.797,6 km de PCCA divididos em 476 seções no estado de Illinois, era estudar o real impacto de diversos fatores – materiais, clima, execução, projeto e operação – no comportamento das seções. Para tal foram reunidas informações de espessura de placa, taxa de armadura, método de posicionamento desta armadura, tipo e espessura da base, idade, tráfego acumulado, índice anual de congelamento, temperatura média anual e precipitação média anual. Essa grande quantidade de dados, foi, então relacionada com o número de falhas encontradas em cada seção; o conceito de falha para este trabalho foi considerado como a soma de *punchouts*, remendos, rompimento da armadura e painéis. A Equação 1 traz a função obtida:

$\text{Log FALHA} =$

$$11,57 - 2,11 * \text{PLACA}^{0,816} - 11,806 * \text{TAXA}^{6,53} + 1,643 * \log(\text{TRÁFEGO}) - 0,14 * \text{CA} - 1,534 * \text{BGTC} - 0,465 * \text{BGS} - 0,01 * \text{CHAIR} + 0,397 * \text{FD}; (R^2 = 0,57) \quad (1)$$

Onde:

FALHA = número de defeitos por 1,61 km;

PLACA = espessura da placa de PCCA em polegadas;

TAXA = porcentagem de armadura longitudinal;

TRÁFEGO = o acumulado de eixos padrão equivalentes (ESAL) desde a construção, em milhões;

CA = 1 se o material é concreto asfáltico; caso contrário, zero;

BGTC = 1 se o material é brita graduada tratada com cimento; caso contrário, zero;

BGS = 1 se o material é uma brita graduada simples; caso contrário, zero;

CHAIR = 1 se foram utilizados espaçadores; zero se foram tubos;

FD = 1 se existirem fissuras “D”; caso contrário, zero.

A fraca correlação apresentada pela equação expõe a grande dificuldade em caracterizar o efeito conjunto de vários fatores no desempenho do PCCA, mesmo com uma grande quantidade e qualidade de dados.

Para McCullough e Dossey (1999a) o tipo de agregado e a estação do ano na execução do pavimento foram os dois fatores mais importantes para a garantia de qualidade do pavimento, enquanto que a execução de dia ou à noite, porcentagem e diâmetro da armadura bem como o método de posicionamento desta armadura provaram serem menos significantes.

Em outro trabalho, os mesmos autores supracitados, através do estudo de PCCA no Texas durante 20 anos, desenvolveram a Tabela 2.1 que relaciona indicadores de desempenho com variáveis de projeto e/ou de execução. Para cada célula da tabela é dado um valor de 0 a 5, onde 5 representa um fator bastante significativo no desempenho da estrutura e 0, sem significância alguma. Na última coluna encontra-se um somatório das notas; quanto maior for este valor, maior é a influência da variável no desempenho; a estação climática em que ocorre a construção do pavimento, a evaporação, a execução em uma temperatura ambiente acima dos 32 °C e o tipo de agregado obtiveram os primeiros lugares na lista. É interessante notar que somente o tipo de agregado é uma variável específica de projeto, sendo os outros, aspectos relacionados às condições climáticas na época da execução; essa maior

susceptibilidade ao clima é uma consideração bastante importante quanto à concepção deste tipo de pavimento em um ambiente tropical. É recomendação dos autores que o engenheiro projetista deva evitar as condições climáticas prejudiciais ao pavimento e que caso não possa interferir nestes quesitos, o projeto deverá ser dimensionado para a pior situação possível. Era esperado que a porcentagem de armadura longitudinal alcançasse um valor maior, principalmente para os indicadores espaçamento e abertura de fissuras; a justificativa dos autores reside na utilização de pequenas variações deste elemento no estudo, o que pode ter comprometido sua classificação final. Na última linha, encontra-se o valor (soma das colunas) que determina uma maior ou menor dificuldade em manter tal indicador num patamar de desempenho adequado. Por exemplo: o esborcinamento de fissuras pode ser abrandado com um controle efetivo da evaporação e com uma execução em temperaturas abaixo de 32 °C; já a aleatoriedade das fissuras é mais complexa, pois envolve um maior número e uma maior influência das variáveis (MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999b).

Tabela 2. 1 - Significância de variáveis de projeto ou construção no desempenho (Adaptado de MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999b)

	Variáveis de Projeto ou Construção	Indicadores de Desempenho					Σ
		Ep	W	Aleat. de fissuras	Esborcin.	Resist. à tração	
Projeto	Tipo de Agregado	5	5	5	5	1	21
	Mistura de Agregados	1	1	3	1	0	6
	Iniciadores de Fissuras	1	0	5	1	0	7
	Armadura transversal enviesada	2	0	3	0	0	5
	Porcentagem de armadura	3	3	0	0	0	6
	Diâmetro da barra de aço	2	2	0	0	0	4
Construção	Estação climática	5	5	5	5	3	23
	Hora do dia	3	2	3	3	4	15
	Acima dos 32 °C	5	2	5	5	5	22
	Evaporação	4	4	4	5	5	22
Σ		31	24	33	25	18	

Ep = espaçamento entre fissuras; W = abertura das fissuras

Segundo Dossey *et al.*, (1996) para uma previsão eficiente do desempenho dos PCCAs, é necessário que os dados da fissuração em idades jovens do pavimento (0 a 1 ano) sejam coletados. No trabalho de Tayabji *et al.* (1998b), foram selecionadas algumas seções de rodovias em seis estados Norte Americanos para uma análise mais completa do projeto e do desempenho destes pavimentos. Na Tabela 2.2, encontra-se um resumo do estudo. Nela constam dados de projeto como espessura de placa, tipo de base, tipo de subleito, porcentagem e diâmetro de armadura longitudinal e presença ou não de armadura transversal. Também constam alguns indicadores de desempenho como espaçamento de fissuras, abertura destas fissuras pela manhã e a tarde, eficiência da transferência de carga na fissura e tipos de defeitos mais recorrentes. Os dados foram levantados no ano de 1991. Uma busca por informações atualizadas destas rodovias foi realizada, embora sem sucesso. As informações dispostas na Tabela 2.2 serão utilizadas no decorrer do presente trabalho na análise de indicadores de desempenho e/ou de variáveis de projeto.

Tabela 2. 2 - Avaliação de desempenho de PCCA Norte-Americanos (Adaptado de TAYABJI *et al.*, 1998b)

Seção	Ano	Estado	Rodovia	Idade (1991)	Placa (mm)	Tx (%)	Diam. #	BT (%)	Diam. #	Base	Subleito (AASTHO)	E (m)	W manhã (mm)	Temp Manhã (°C)	W Tarde (mm)	Temp Tarde (°C)	LTE (%)	E (MPa)	Resit. Tração (MPa)	Desemp.	Defeitos
IL-1	1969	Illinois	US-51	0,3	254	0,7	6	NC	NC	BTC	A-7-6	1,56	0,22	7	0,16	14	92	37.206	3,38	NA	NA
IL-2	1976	Illinois	I-72	15	203,2	0,59	5	NC	NC	BTC	A-6	1,29	0,55	14	0,44	23	83	39.273	3,98	BOM	FL
IL-3	1971	Illinois	US-36	20	203,2	0,6	5	0,06	3	CAUQ	A-7-5	1,09	0,48	NA	0,42	NA	94	33.761	4,15	ÓTIMO	R
IL-4	1971	Illinois	I-55	20	203,2	0,6	5	NC	NC	CAUQ	A-7-5	0,65	0,35	18	0,27	24	95	29.627	3,25	BOM	FA
IL-5	1986	Illinois	US-50	5	203,2	0,7	6	0,06	4	CCR	A-7-5	0,9	0,29	17	0,22	24	94	33.761	3,33	ÓTIMO	SD
IA-1	1971	Iowa	I-29	20	203,2	0,65	6	NC	NC	BTC	A-2-6	1,8	0,46	19	0,37	27	93	30.316	3,33	BOM	R
IA-2	1969	Iowa	I-80	22	203,2	0,65	6	NC	NC	CAUQ	A-6	0,9	0,20	14	0,14	23	95	28.249	3,51	BOM	FA
IA-3	1976	Iowa	I-380	15	203,2	0,65	6	NC	NC	CAUQ	A-6	0,9	0,47	18	0,34	22	93	35.828	3,86	BOM	FA
OK-1	1989	Oklah.	I-40	2	228,6	0,5	5	0,08	5	CAUQ	A-6	2,59	0,63	18	0,44	28	88	39.962	3,29	ÓTIMO	SD
OK-2	1988	Oklah.	US-69	3	228,6	0,5	5	0,08	5	CAUQ	A-6	1,39	0,48	6	0,38	12	89	45.474	3,95	ÓTIMO	FA
OK-3	1989	Oklah.	I-35	2	254	0,5	5	0,08	5	CAUQ	A-4	1,44	0,54	16	0,44	26	93	35.828	3,42	ÓTIMO	SD
OK-4	1984	Oklah.	US-69	7	228,6	0,5	5	0,08	5	SAF	A-6	1,95	0,76	4	0,70	12	76	44.096	3,27	BOM	FA; P
OK-5	1989	Oklah.		2	254	0,61	6	0,08	5	BTC	A-2-6	1,88	0,45	6	0,39	8	88	22.737	3,32	ÓTIMO	SD
OR-1	1984	Oregon	I-5	7	330,2	0,6	6	0,08	4	GRA	A-4	1,2	0,31	10	NA	12	93	24.804	3,64	REGULAR	FA;PO
OR-2	1987	Oregon	I-5	4	254	0,6	6	0,08	4	BTC	A-4	1,68	0,20	9	0,20	12	92	29.627	3,33	BOM	FL
OR-3	1971	Oregon	I-205	20	203,2	0,54	6	0,12	4	BTC	A-6	1,35	0,84	9	NA	10	93	32.383	3,09	BOM	FL; FA
PA-1	1976	Penns.	I-180	15	228,6	0,45	5	NC	NC	GRA	A-2-4	1,47	1,55	6	NA	7	86	28.938	3,33	BOM	FA
PA-2	1969	Penns.	I-81	22	228,6	0,55	5	0,08	4	GRA	A-2-4	1,32	2,16	8	2,11	14	92	33.761	3,76	REGULAR	FL; P
WI-1	1973	Wiscon.	I-43	18	203,2	0,65	4	NC	NC	GRA	A-2-4	0,87	0,91	13	0,69	20	86	38.584	4,57	RUIM	FL; FA; P
WI-2	1985	Wiscon.	I-90	6	254	0,67	6	0,08	4	GRA	A-4	0,88	0,58	14	0,27	16	92	31.005	3,36	BOM	FA
WI-3	1984	Wiscon.	I-90/I-94	7	254	0,67	6	0,08	4	GRA	A-4	1,06	0,54	12	0,41	18	91	26.871	3,08	REGULAR	FL; FA; P
WI-4	1984	Wiscon.	I-90/I-94	7	254	0,67	6	0,08	4	GRA	A-2-4	1,4	0,63	10	0,45	19	94	35.139	4,36	BOM	FA
WI-5	1975	Wiscon.	I-90/I-94	16	203,2	0,61	6	NC	NC	GRA	A-1-a	1,03	0,64	9	0,28	18	91	36.517	3,56	REGULAR	FL; FA

NA = não avaliado; NC = não consta.

Defeitos: SD = sem defeitos; FL = fissuras longitudinais; FA = fissuras aglomeradas; P = *punchouts*; PO = *popouts*; R = remendos.

Tipos de base: BTC = base tratada com cimento; CAUQ = concreto asfáltico usinado à quente; CCR = concreto compactado com rolo; SAF = solo tratado com asfalto;

GRA = material granular

2.2.1 Influência da temperatura

O processo de hidratação de uma mistura com cimento é uma ação que libera calor. Em função de o concreto ser um fraco condutor de calor, o processo de hidratação resulta em uma taxa de aumento de temperatura muito maior do que a taxa com que essa temperatura é dissipada. A temperatura externa pode agravar essa situação, fazendo com que a mistura absorva mais calor. A influência da temperatura ambiente no processo de hidratação e na posterior formação de uma fissura por retração é melhor explicada pela Figura 2.7. Nota-se que a partir do ponto A (final da execução) o aumento da temperatura leva o concreto a uma expansão que é reprimida fazendo com que a mistura trabalhe em compressão até que atinja o pico de temperatura (B). Quando começa o declínio da temperatura do concreto as tensões de compressão serão aliviadas até que o material passe para um estágio de compressão para tração (C). Se a tensão de tração for superior que a resistência à tração em um determinado ponto, ocorrerá a trinca (D) (SCHINDLER e MCCULLOUGH, 2002).

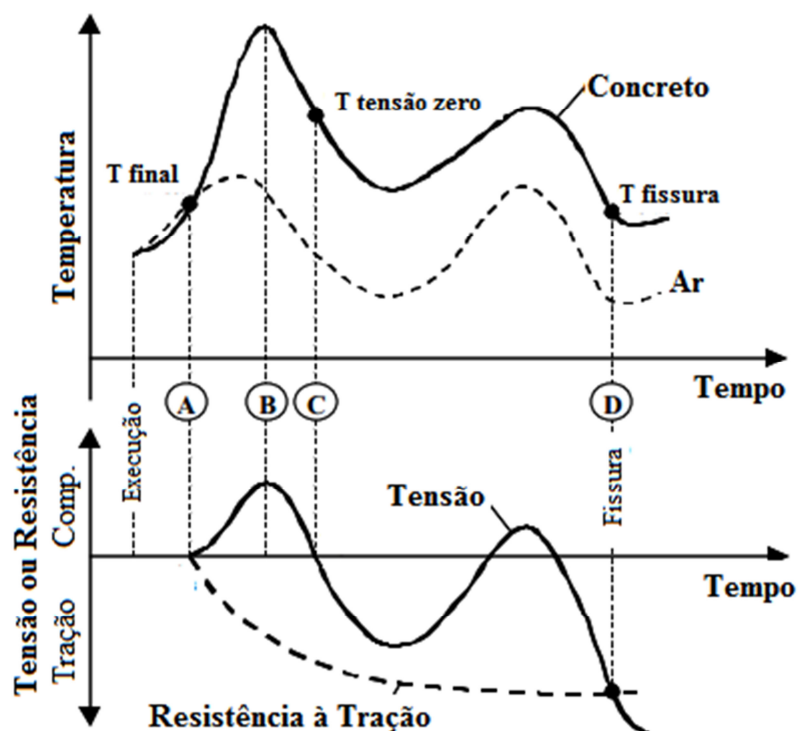


Figura 2. 7 - Desenvolvimento das tensões térmicas na hidratação do concreto (Adaptado de: SCHINDLER e MCCULLOUGH, 2002)

Nishizawa *et al.* (1998) estudando o efeito das tensões térmicas no comportamento do PCCA observaram – logicamente, em um dia ensolarado – que durante o dia, a temperatura no topo da placa é superior do que no fundo; relação que se torna invertida no período noturno. De maneira contrária, a deformação retida no topo é menor que a do fundo durante o dia. A Figura 2.8 mostra esta relação diária de temperatura e deformação ao longo da espessura da placa. Os gráficos sugerem que a tensão térmica em função do gradiente de temperatura gera tração no fundo da placa durante o dia. Nota-se que os valores positivos de deformação plotados no gráfico são considerados de tração.

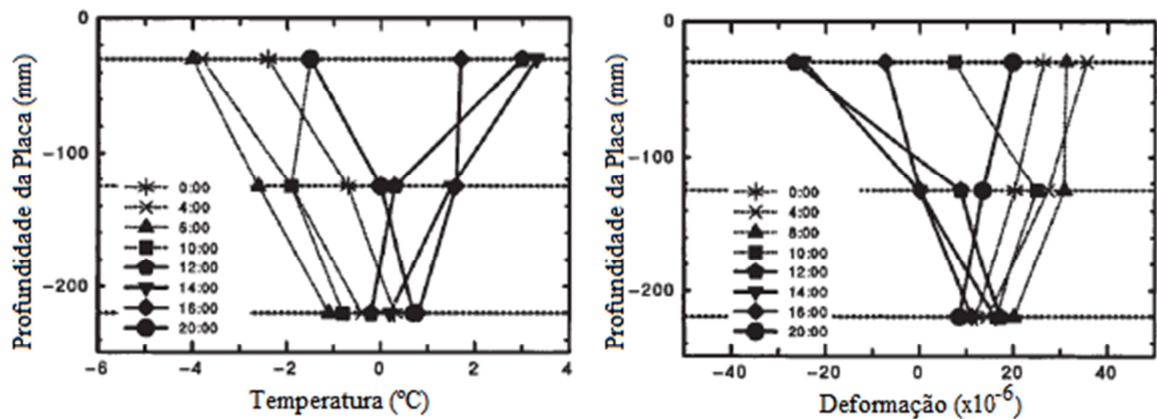


Figura 2. 8 - Relação diária entre temperatura e deformação na espessura da placa (Adaptado de: NISHIZAWA *et al.*, 1998)

A Figura 2.9 traz um típico relatório de desempenho de pavimentos executados em temperaturas elevadas. No caso da rodovia I-45 no Texas, a taxa de falha (porcentagem de defeitos encontrados em cada seção) para PCCA executados em temperaturas ambientes superiores a 32°C foi de 3 a 4 vezes superior a taxa de pavimentos construídos em dias com clima mais ameno. A influência da temperatura em outros indicadores de desempenho como espaçamento e, principalmente, abertura de fissuras será apresentada nos subitens destinados a estes indicadores (MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999b).

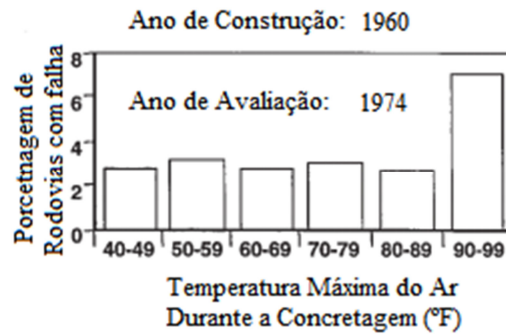


Figura 2. 9 - Relação entre falhas na rodovia e temperatura de execução (Adaptado de: MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999b)

2.2.2 Influencia da chuva

Analisando dados de PCCA no Texas obtidos ao longo de 10 anos de observação, Saraf *et al.* (1987) foram capazes de relacionar o desempenho do pavimento – notado como o número de falhas por milha (NFM), onde as falhas seriam os *punchouts* e remendos na superfície da placa – com o índice pluviométrico de cada seção; a Equação 2 relaciona a chuva e o número de defeitos.

$$\log(NFM) = -4,05 + 2,35 \log(Pm); (R^2 = 0,94) \quad (2)$$

Onde:

NFM = número de falhas por milha;

Pm = precipitação média anual da localidade em polegadas.

É interessante notar que a Equação 2 só apresenta essa boa correlação em pavimentos com alguns anos de serviço e, portanto, alguns defeitos; o desempenho inicial de PCCA em diferentes zonas pluviométricas foi o mesmo, ou seja, a relação só é oportuna a partir do surgimento de um número de falhas. Outro aspecto interessante do estudo é que o efeito da chuva só é considerável no NFM quando o subleito da estrutura apresenta alguma porcentagem de argila, como mostra a Figura 2.10; nela são apresentados os NFM de quatro pavimentos, dois (a) possuem um subleito composto 100% de argila enquanto que os outros dois possuem um subleito com 0% do material. A diferença entre os pavimentos no mesmo gráfico está no índice pluviométrico médio anual especificado em cada curva.

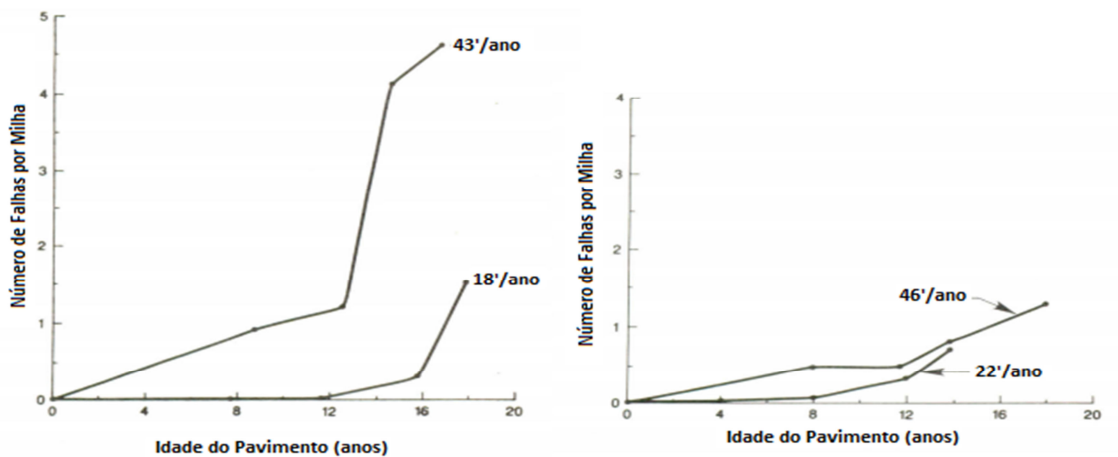


Figura 2. 10 - Efeito da chuva no desempenho do pavimento: (a) subleito 100% argiloso e (b) subleito sem argila (Adapatdo de: SARAF et al., 1987)

2.3 Indicadores de Desempenho

Neste item serão apresentados os aspectos que possibilitam a avaliação do desempenho do PCCA. Primeiramente comentado o papel da fissuração tão característica deste tipo de placa e depois serão elucidados os defeitos mais comumente evidenciados na estrutura. Seja observado que esta separação de conceitos é extremamente proposital, pois, deve-se ficar claro que **a fissuração não é um defeito no PCCA, e sim um aspecto de sua estrutura**. Ela só se torna um defeito a partir do momento que não cumpre o seu papel estrutural de manter uma adequada transferência de carga entre as “placas” que se formam no pavimento.

2.3.1 Fissuras

A formação das fissuras no PCCA ocorre de maneira análoga à qualquer superfície composta de concreto; como visto na Figura 2.7 (anterior), no momento em que a tensão de tração imposta pela retração do concreto se iguala a resistência do concreto uma fissura surge para controlar e amenizar as tensões causadas pelas mudanças volumétricas na placa de concreto em função do carregamento ambiental (variações de temperatura e umidade) ao que a placa é exposta logo após a execução. Quanto ao exato momento em que o processo de fissuração acaba, os pesquisadores afirmam que depende muito das variáveis de projeto utilizadas, como espessura da camada, percentagem de armadura e extensão da placa; em Kohler e Roesler (2004), uma pista experimental de 150 m de extensão apresentou novas fissuras durante dois

anos, quando, acreditam os autores, a placa alcançou um patamar de fissuração. O conceito essencial do PCCA implica na noção de que o surgimento destas fissuras não deve ser considerado um defeito ou um fracasso da estrutura; isso, desde que as fissuras sejam mantidas fortemente apertadas pela armadura longitudinal. A fissuração transversal do PCCA, quando mantida com uma abertura mínima, fornece uma eficiente transferência de carga entre fissuras, mantendo assim as tensões devidas aos carregamentos baixas e, por fim, aumentando a vida útil do pavimento. Além desta função principal, a abertura largura das fissuras no PCCA também impede a água de alcançar as armaduras, prevenindo sua corrosão (WU, 2000 e NAM *et al.*, 2007).

Esclarecida a questão sobre a origem e importância da fissuração no PCCA, passa-se ao estudo da influência das variáveis de projeto na formação das fissuras. Johnston e Surdahl (2007) desenvolveram uma análise estatística com um grande número de dados sobre PCCA nos EUA. O estudo resultou em um modelo onde apenas cinco fatores atingiram o critério de aceitação, são eles: temperatura média do concreto no momento da aplicação, relação água-cimento, velocidade do vento, temperatura média do ar no dia da execução e tipo de mistura. Eles realizaram uma calibração dos modelos com dados de rodovias, originando o gráfico da Figura 2.11, onde o alto valor do coeficiente de correlação (R^2) mostra o sucesso das hipóteses formuladas pelos autores.

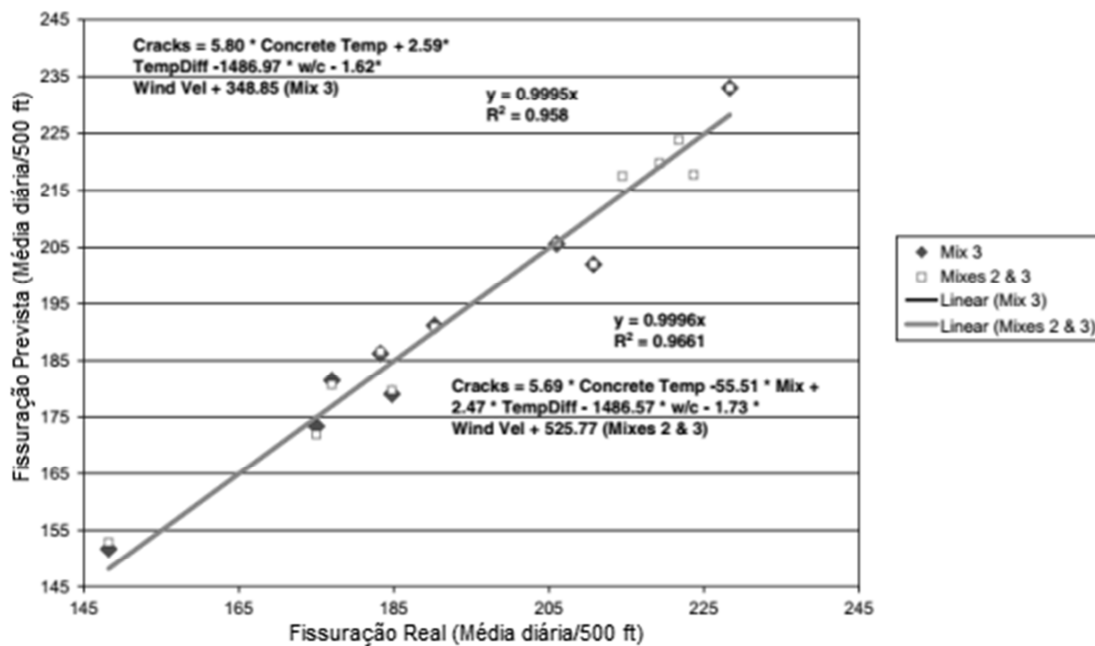


Figura 2. 11 - Verificação de modelo de previsão de fissuras (Adaptado de: JOHNSTON e SURDAHL, 2007)

Examinando as duas equações, pode-se intuir sobre a influência destes parâmetros no surgimento de um maior número de fissuras. Para a temperatura do concreto (*Concrete Temp*), como esperado, obteve-se uma constante positiva, ou seja, quanto maior for a temperatura, maior o número de fissuras. Diferentemente, a velocidade do vento (*Wind Vel*) e a temperatura do ar (representada pelo diferencial de temperatura, *TempDiff*) são desfavoráveis à formação de fissuras. Esta última constatação vai contra os estudos sobre controle tecnológico do concreto em pavimentos que prega a utilização de métodos de cura que impeçam a ação do vento e protejam das altas temperaturas climáticas. Entretanto, os autores justificam que o estudo apenas estabelece os parâmetros de projeto que são mais favoráveis ao surgimento de um maior número de fissuras em curto prazo, sem fazer nenhuma atribuição à “qualidade” de tais fissuras. Os autores comentam que o vento seca o concreto, induzindo uma maior retração plástica, mas também provendo um rápido equilíbrio entre a superfície do concreto e o ar.

Com a finalidade de verificar precisamente a ocorrência da fissuração e os fatores que envolvem esse fenômeno, Haque *et al.* (1998) desenvolveram PCCAs em miniatura transformando todos os elementos de um PCCA tradicional com uma escala de 1:12; dessa forma as mini placas ficaram medindo 762 mm de comprimento, 305 de largura e com espessura igual a 21 mm. Tensões de tração foram aplicadas às placas instrumentadas com *linear variable differential transformers* (LVDT); mais detalhes sobre a configuração das placas e da instrumentação podem ser encontrados na referência. Os resultados do teste comprovou a teoria da formação de fissuras; a primeira foi originada no exato momento em que a tensão de tração imposta tornou-se idêntica à resistência à tração do concreto desenvolvida até aquele período. Para todas as mini placas, a primeira fissura surgiu no meio ou muito próxima ao meio da placa como era intuitivamente esperado; a explicação para o fato pode ser encontrada ao analisar as deformações medidas logo antes da primeira fissura aparecer; na posição central da placa a deformação foi 80% maior do que nas regiões próximas ao final da placa. O trabalho também concluiu que após a formação da primeira fissura, há uma reconfiguração da distribuição de tensões e deformações ao longo das, agora formadas, duas placas. Se a tensão de tração for superior à resistência à tração próximo ao meio destas novas placas ocorrerá uma nova fissura e assim sucessivamente até que a tensão não supere mais a resistência do concreto. O padrão final da fissuração nas mini placas é mostrado na Figura 2.12. Embora, deva-se ter em mente que a configuração e o estudo de

pavimentos em espécimes em tamanho reduzido é bastante limitado, o trabalho tece algumas considerações a serem verificadas em pavimentos em escala normal.

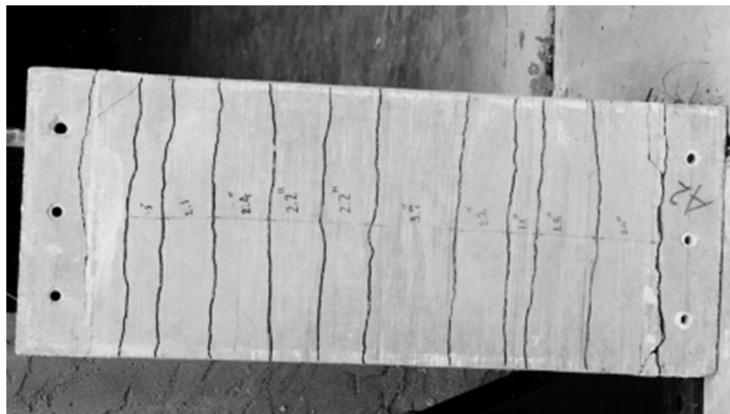


Figura 2. 12 - Mini placa de PCCA fissurada (HAQUE *et al.*, 1998)

2.3.1.1 Formato das fissuras

O padrão de fissura “ideal” (com base na observação de pavimentos com bom desempenho) para o PCCA é aquele na qual a fissura segue uma linha reta ao longo da largura da placa, sem conexão com nenhuma outra fissura, com espaçamento adequado (conforme adiante se esclarece) e com uma abertura mínima nessas fissuras. Segundo Suh *et al.* (1991), as fissuras aleatórias e com formato serpenteado aumentam a possibilidade da formação de fissuras secundárias, ou mesmo da união com outras fissuras já existentes, o que favorece o aparecimento do *punchout*. Devido ao processo de fissuração descontrolado é bastante comum encontrar formatos de fissuras indesejados como os descritos na sequência (Figura 2.13).

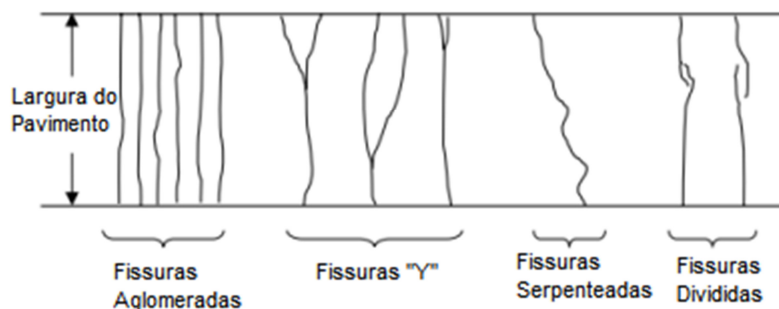


Figura 2. 13 - Fissuras indesejadas (Adaptado de: KOHLER e ROESLER, 2004)

- **Fissuras Aglomeradas:** São fissuras em intervalos muito pequenos, em geral menores que 0,6 m. Para conceito, a comunidade técnica considera como fissuras aglomeradas somente se o número de fissuras consecutivas com espaçamento menor que 0,6 m for no mínimo cinco. Como foi visto, o agrupamento das fissuras facilita o surgimento do *punchout* logo nos primeiros anos de uso do pavimento, principalmente em estruturas com fracas condições de suporte (TAYABJI *et al.*, 1998c).

Tayabji *et al.* (1998c) analisando dados de diversos PCCA americanos criaram o conceito de taxa de aglomeração. Basearam-se nos dados que mostravam que enquanto um pavimento possuía fissuras com um espaçamento médio de 1,8m, o desvio padrão chegava a 1,2m, ou seja, havia pontos com espaçamentos entre 0,3 e 0,6m, propícios à aglomeração de fissuras. A taxa calcula a probabilidade de o pavimento apresentar fissuras aglomeradas através de algumas medidas de espaçamentos entre fissuras existentes na placa. A fórmula está representada na Equação 3:

$$\text{Taxa de Aglomeração} = 1 - \frac{2 \times X_1}{X_2} \quad (3)$$

Onde:

X_1 e X_2 são distâncias consecutivas entre duas e três fissuras, respectivamente.

A mesma publicação traz ainda relações entre a taxa de aglomeração e alguns aspectos do PCCA como tipo de sub-base, temperatura de cura, média de espaçamento entre fissuras, desvio padrão do espaçamento entre fissuras, porcentagem de armadura e deformação de retração. Enquanto a correlação com a temperatura de cura não se mostrou muito concreta, pode-se observar uma boa relação da taxa com o desvio padrão do espaçamento entre fissuras, como era esperado. Outra relação interessante foi a com a deformação de retração, um aumento na retração por secagem resultou em uma diminuição da porcentagem de fissuras aglomeradas o que levou os autores sugerirem a hipótese de que deve-se “deixar” o concreto retrair para maximizar o desempenho do pavimento. As outras variáveis mostraram pouca ou nenhuma relação com a taxa. Alguns gráficos das relações estão representados na Figura 2.14.

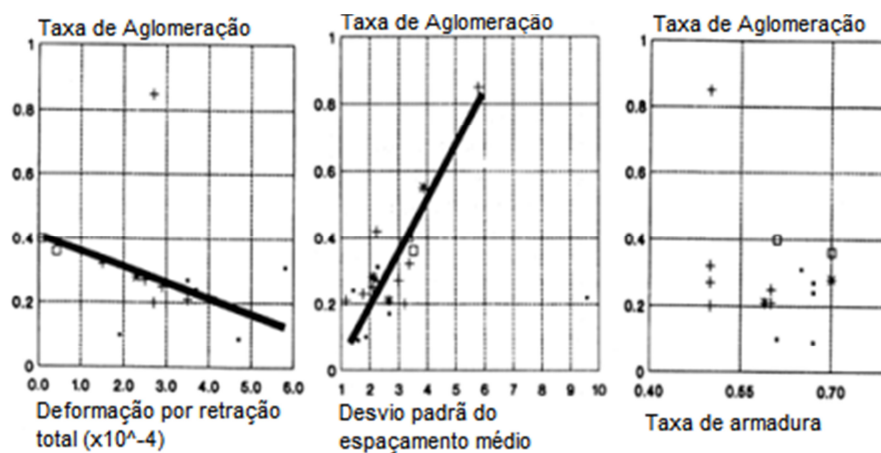


Figura 2. 14 - Relação entre a taxa de aglomeração e aspectos do PCCA (Adaptado de TAYABJI *et al.*, 1998c)

- **Fissuras “Y”:** De acordo com Kohler e Roesler (2004), como a fissuração do PCCA não é controlada, a fissura transversal ideal – reta e com espaçamento adequado – é bastante incomum. O que ocorre são fissuras de formato serpenteado. Com isso há um aumento da probabilidade de ocorrer intersecções entre fissuras próximas ou até mesmo de surgir uma nova fissura a partir de uma já existente. Quando isso ocorre, denomina-se fissura “Y” devido à aparência da fissura com a letra alfabética. Estudos, e a própria configuração da fissura, indicam que a fissura Y é uma das grandes causas do surgimento de esborcinamento e punchout em PCCA.

Tayabji *et al.* (1998c), assim como no estudo das fissuras aglomeradas, também analisou a ocorrência das fissuras Y com outros parâmetros do pavimento; as correlações não resultaram otimistas. Houve uma diminuição da fissuração em Y com o aumento da profundidade no posicionamento da armadura. Contrariando o que ocorreu com as fissuras aglomeradas, a fissura Y apresentou uma redução com uma menor retração do concreto.

- **Fissuras serpenteadas:** Na literatura técnica não foi encontrado nenhum estudo que relacionou as características de mistura e execução da placa com o surgimento de fissuras serpenteadas. Sabe-se que sua ocorrência é um indicador de um potencial do pavimento para desenvolver fissuras Y.
- **Fissuras divididas:** Também dão origem a fissuras Y. Sua formação não está plenamente estudada pela comunidade técnica.

Na inspeção de 23 seções de PCCA distribuídos por seis estados Norte-Americanos, Tayabji *et al.* (1995) encontraram fissuras “Y” em todas as seções, sendo elas um percentual de 11%

de todas as fissuras observadas. O mesmo estudo apontou apenas 3 seções livres de fissuras aglomeradas; este tipo de defeito foi observado em média três vezes a cada 300 m. Em uma avaliação somente no estado de Illinois, Zollinger *et al.* (1998) também encontraram a fissura “Y” em todas as seções analisadas.

Johnston e Surdahl (2008) em estudo mais recente analisando PCCA com sub-bases granulares concluíram que este tipo de sub-base faz com que o concreto fissure quase que imediatamente porque sujeita a placa a um maior valor de tensão em um momento em que o concreto ainda não adquiriu a resistência necessária e a ligação concreto-armadura ainda não esta completamente formada. Os autores também citam que um aumento no tamanho do agregado graúdo e uma redução da porcentagem de armadura trazem benefícios aos padrões de fissura em função de um potencial aumento na ligação concreto armadura e na elevada resistência à fratura dada por um agregado maior. A mesma publicação ainda testou diferentes tipos de mistura de concreto e a utilização de cura simples ou dupla com a formação de fissuras indesejadas. O aumento do teor de cimento e um processo de cura mais rígido proveram um melhor espaçamento de fissuras e, principalmente fissuras com uma forma mais uniforme. O resultado encontra-se na Tabela 2.3. Também é possível notar que o uso de um maior teor de cimento (mais resistente) diminui o número de fissuras originadas.

Tabela 2. 3 - Efeito da mistura e da cura no formato das fissuras (Adaptado de JOHNSTON e SURDAHL, 2008)

Seção	Cimento/Cinza Volante (Kg/m ³)	Taxa de cura (l/m ²)	Fissuras (#/150 m)	Formato da Fissura
Normal	274/68	40	140	serpenteado/variado
Dupla Cura	274/68	80	145	estanque/uniforme
Alta Resist.	303/66	40	126	estanque/uniforme
Dupla Cura e Alta Resist.	303/66	80	108	estanque/uniforme

Johnston e Surdahl (2007) também analisando seções curtas de PCCA, constataram que as seções curtas da rodovia *Intersatate 29* possuíam menos fissuras e mais importante, fissuras uniformes e retas; os autores supõem que isso se deve ao fato de que as seções curtas apresentam concentrações de tensões menores do que as que ocorrem em PCCA de

longa/convenção extensão, embora não tenham apresentado dados sólidos para essa comparação.

Com a finalidade de entender e evitar os mecanismos que levam ao surgimento de fissuras serpenteadas, Suh *et al.* (1991) desenvolveram, baseados no modelo do *Present Serviceability Index* (PSI), o índice de aleatoriedade (IA) e a classificação de aleatoriedade (CA). O CA é realizado através da inspeção por profissionais da área de pavimentos de fissuras ou fotografias de fissuras, onde os avaliadores classificam as fissuras da seguinte forma:

- 5,0: muito boa (fissura praticamente reta);
- 4,0: boa;
- 3,0: regular;
- 2,0: ruim;
- 1,0: muito ruim (bastante serpenteada).

Já o IA é calculado, fissura por fissura, de acordo com a Figura 2.15; a correlação do CA com o IA foi de 0,9, indicando que 90% da variabilidade do CA é explicada pelo modelo. Com o sucesso do modelo, o IA foi aplicado em algumas rodovias no estado do Texas; os autores constataram que os PCCA construídos durante o verão (temperatura máxima de 35 °C) apresentaram um IA menor do que os construídos em climas mais frios (temperatura máxima entre 15 e 20 °C); não houve efeito notável da variação da taxa de armadura no formato das fissuras; o tipo de agregado influenciou bastante a aleatoriedade das fissuras (será discutido no item específico para agregados); e que as fissuras que ocorreram na primeira noite após a construção obtiveram valores de IA muito menores do que as fissuras que ocorreram mais tarde. É suposição dos autores que a última constatação seja em função do estado mais mole e heterogêneo do concreto nos primeiros dias. Os autores por fim, juntam-se a outros pesquisados na defesa de uma rígida técnica de cura e da preferência por uma execução nos meses mais frios.

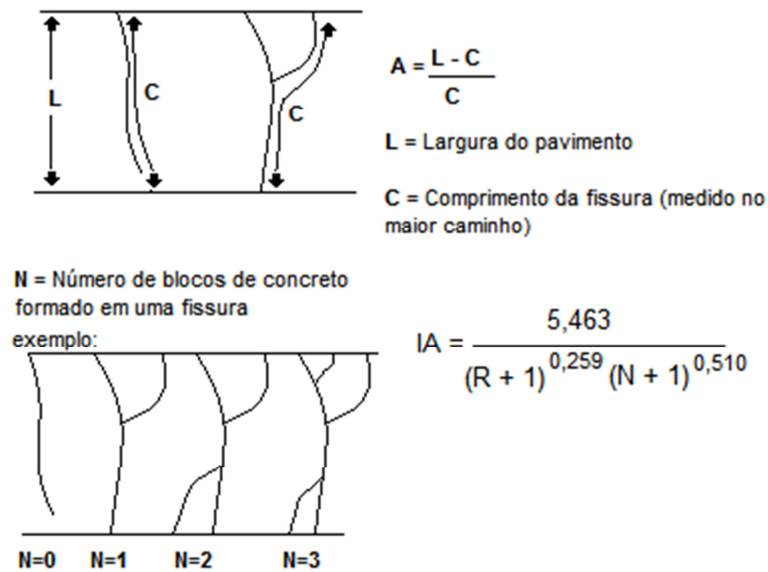


Figura 2. 15 - Método de cálculo do índice de aleatoriedade (Adaptado de: SUH *et al.*, 1991)

Kohler e Roesler (2004), buscando resolver de forma mais ativa o problema das fissuras serpenteadas e em “Y”, criaram um método de controle de fissuras durante a execução das placas. Em sua pesquisa os autores compararam duas pistas experimentais de PCCA com 25 cm de espessura; na Pista 1 foi permitida a fissuração natural do concreto, já na Pista 2 as fissuras foram induzidas por dois mecanismos distintos: serragem com profundidade de 4 cm (4 horas após a concretagem); e inserção automática de fitas plásticas com profundidade de 7,5 cm; o espaçamento adotado foi de 5, 10 e 15 cm, intercalando as duas soluções. A Figura 2.16 mostra o surgimento das fissuras com o tempo; na Pista 1 (passiva) o processo de fissuração ocorreu ao longo de dois anos, enquanto que na Pista 2 (ativa) mais de 90% das fissuras se formaram nos primeiros dois meses. Quanto ao formato destas fissuras, os autores comentam que a pista 2 não apresentou nenhuma fissura em “Y”, serpenteada ou dividida; já a Pista 1 apresenta todos os formatos indesejáveis discutidos acima.

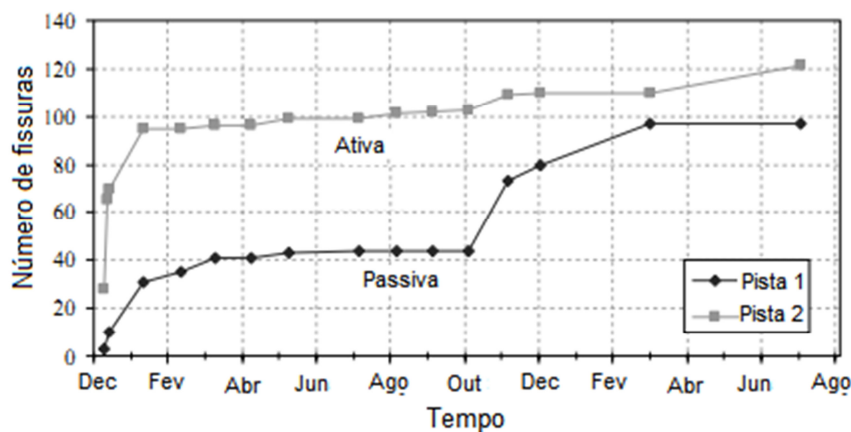


Figura 2. 16 - Número de fissuras nas pistas com fissuração ativa e passiva (Adaptado de: KOHLER e ROESLER, 2004)

2.3.1.2 Espaçamento entre fissuras

McCullough e Treybig (1976) citam que, na década de 1970, o espaçamento ideal de fissuras foi taxado entre 1,5 e 2,4 m. Alguns estudos, naquela época, concluíram que um espaçamento médio de 2 m seria apropriado, pois resultava em uma melhor eficiência na transferência de carga pelas fissuras e um menor índice de tensões relacionadas à passagem do tráfego. De modo geral, especulava-se que um espaçamento maior que 2,4 m acarretaria em um aumento na abertura da fissura, dificultando a transferência de carga e que valores abaixo de 1,5 m produziram uma elevação nas deflexões em pavimentos com subleitos e/ou sub-bases mais flexíveis.

Nos primeiros estudos sobre o PCCA – anos 1950, 1960 e 1970 – procurou-se relacionar aspectos de mistura, climáticos de projeto e execução com o espaçamento entre fissuras. Teng e Coley (1974) ao avaliar PCCA no estado do Mississippi não encontraram nenhuma relação com a temperatura no momento da aplicação e a ação dos veículos no espaçamento entre fissuras. Como todos os pavimentos analisados possuíam um espaçamento variando de 0,8 até 1,4 m eles também não relacionaram a idade do pavimento (o estudo contemplava pavimentos com idades diferentes) com o espaçamento. Os autores também indicaram que bases tratadas ou com asfalto ou com cimento produziam um melhor padrão de fissuração, com um espaçamento mais adequado, do que bases granulares. Faiz e Yoder (1974) citam que apenas o tráfego, o método de pavimentação e o método de colocação da armadura têm influência no comportamento das fissuras. Treybig (1969) mostra que ao atingir uma idade de 200 dias a placa apresenta um espaçamento de fissuras constante. O autor, contrariando a avaliação de

Teng e Coley (1974), mostra que a temperatura de execução tem muita influência no espaçamento e que quanto maior for a temperatura menor – e pior – será o espaçamento. Nos anos 1990, o guia para projeto de pavimentos da AASHTO (1993) especificava valores entre 0,9 e 2,4 m; estes valores também são adotados pelo Departamento de Transportes do Texas, conforme informam Cho *et al.* (1997). Estreitando o espaçamento, Verhoeven (1992) assume que a distância entre fissuras ideal é de 1 até 1,5 m. Novamente o conceito de que espaçamentos muito pequenos trazem uma maior tensão no topo da placa, o que não é problema se as fissuras estiverem fortemente apertadas. Espaçamentos maiores que 1,5 m criam placas muito grandes dificultando a transferência de carga. O autor cita que após análise de seções de PCCA na Bélgica de dois tipos de estrutura, uma com taxa de armadura em 0,85% e com sub-base betuminosa e outra com 0,64% de armadura e com sub-base de concreto compactado com rolo. A Figura 2.17 traz os gráficos com os levantamentos. O autor concluiu que quanto maior a taxa de armadura menor será o espaçamento entre fissuras. Outro aspecto interessante é que ambos os pavimentos estão expostos ao tráfego a mais de 20 anos, o que segundo o autor, demonstra que o padrão de espaçamento entre fissuras é muito lento, visto que houve uma mudança do espaçamento médio após 10 anos de idade.

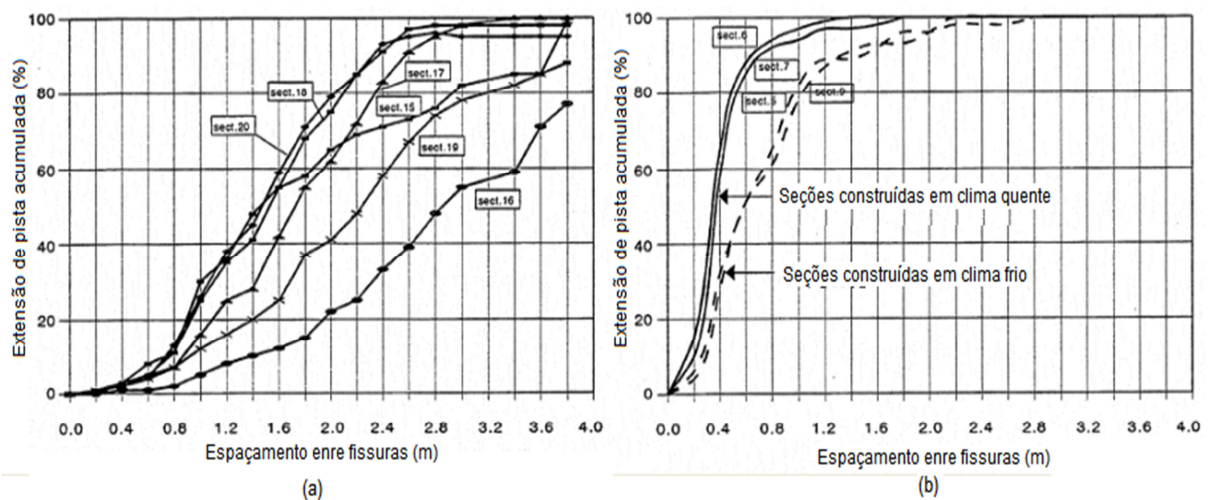


Figura 2. 17 - Espaçamento entre fissuras em: (a) pista com taxa de armadura de 0,67% sobre base de CCR; e (b) pista com taxa de armadura de 0,85% com base de concreto asfáltico (Adaptado de: VERHOEVEN, 1992)

Segundo Kohler e Roesler (2004), espaçamentos muito pequenos não necessariamente são um problema para o PCCA; isso procede desde que a abertura das fissuras seja mínima e que o

espaçamento seja uniforme em toda a seção, garantindo a eficiência de transferência de carga (LTE).

No trabalho de Selezneva *et al.* (2003), a análise de dados de pavimentos de longa duração não revelou nenhuma correlação entre o espaçamento médio e a ocorrência de *punchouts*, embora tenha confirmado que o último ocorre em painéis de placa menores, ou seja, com menor espaçamento. Won (2011) também não encontrou nenhuma correlação entre o espaçamento de fissuras e o LTE, fortalecendo o argumento apresentado acima de que não se pode relacionar o espaçamento médio com o potencial para desenvolver *punchout*; de fato, o autor somente encontrou, nas 27 seções estudadas, valores de LTE acima dos 95% para todos os tipos de espaçamento, pequeno, médio e grande; acredita-se que essa relação entre o *punchout* e o espaçamento está muito mais ligada com o desvio padrão do espaçamento médio do que com o espaçamento em si.

Em comparativo com dois PCCA idênticos, salvo o método de cura, Cho *et al.* (1997) não perceberam diferenças nos espaçamentos das duas seções; em uma foi utilizado uma cura simples, com aplicação única do composto químico e na outra uma cura dupla. Os autores comentam que a única diferença foi um maior atraso no surgimento das primeiras fissuras na seção com cura mais rígida. Em outro estudo comparativo, McCullough e Dossey (1999a) procuraram verificar as diferenças na fissuração de pavimentos executados durante o dia e no período noturno. Os autores evidenciaram que a fissuração se inicia muito mais rapidamente na seção executada durante o dia, mas passados um ano e meio, as duas seções estabeleceram um espaçamento médio bastante parecido. Infelizmente não há no trabalho informações sobre a temperatura durante as duas concretagens; intui-se que a noite fosse mais fria e que o maior calor do dia tenha sido o responsável pela fissuração mais rápida. Quanto à época do ano, em estudo similar, os autores constataram que a execução no inverno gera uma fissuração muito mais lenta do que no verão e que o clima mais frio resulta em um espaçamento mais adequado e regular; o estudo analisou dados de fissuras de dois PCCA de sete anos; a Figura 2.18 apresenta o espaçamento médio através do tempo para os dois períodos no ano. Novamente os valores de temperatura nos dias de execução estavam ausentes no trabalho. Os gráficos também possibilitam constatar que para a pavimentação em dias mais quentes o número de fissuras a cada meio ano aumenta consideravelmente enquanto que no clima mais frio, o número de fissuras é menos variável.

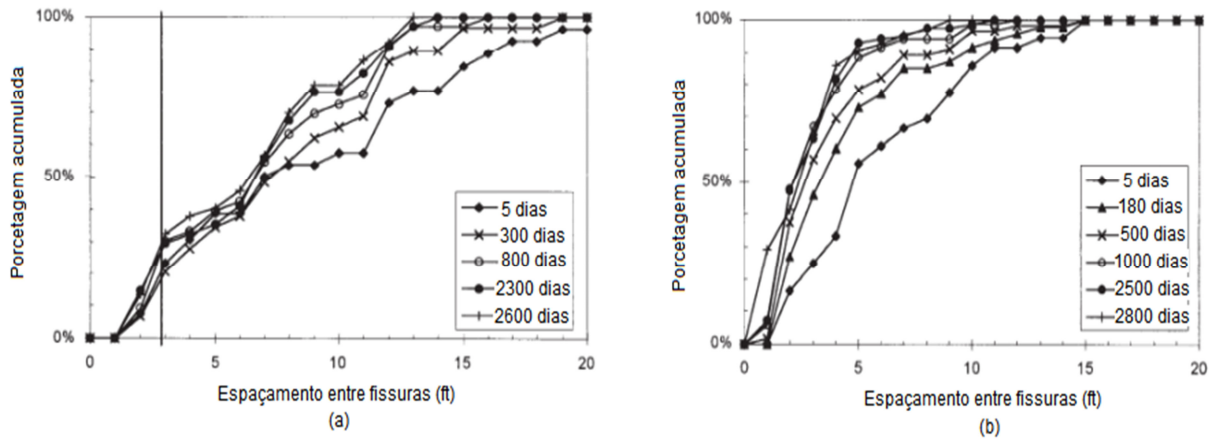


Figura 2. 18 - Espaçamento entre fissuras de pistas construídas no (a) inverno e (b) verão (Adaptado de: MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999a)

Através da análise de 47 seções de PCCA, Selezneva *et al.* (2003) observaram que a distribuição estatística normal do espaçamento de fissuras não era a forma mais semelhante ao que ocorria em campo. Ela era na verdade enviesada e com um pico localizado na direita. Os autores indicam a distribuição de Weibull como substituta da distribuição normal, pois a primeira mostrou uma forte correlação com o que foi evidenciado em campo (Figura 2.19).

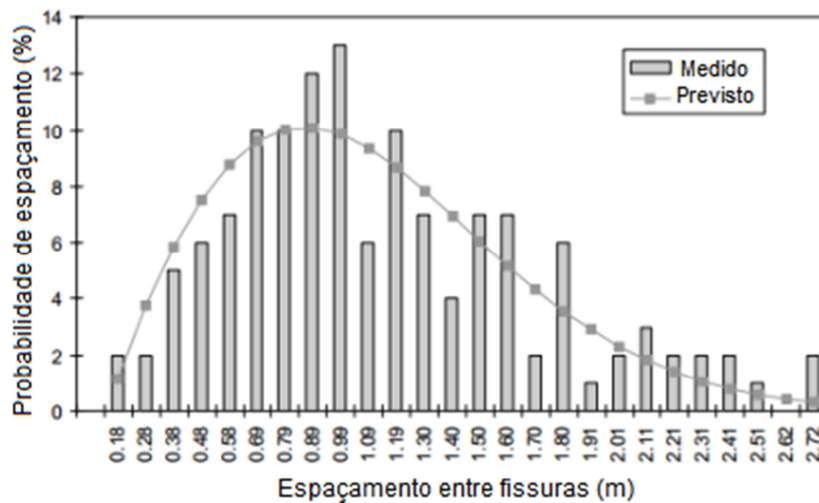


Figura 2. 19 - Distribuição do espaçamento entre fissuras (Adaptado de: SELEZNEVA *et al.*, 2003)

Tayabji *et al.* (1995) comentam que há uma tendência natural de que o espaçamento vá diminuindo com a idade do pavimento; quanto a velocidade desta queda, é difícil intuir, mas os autores citam que, normalmente ocorre uma estabilização do espaçamento depois de 8 a 10 anos de serviço. No mesmo trabalho, foi evidenciado que espaçamentos muito pequenos resultam em menores valores de PSI, indicando que a aglomeração de fissuras, mesmo que não traga problemas estruturais, pode resultar em uma inadequada condição de rolamento.

2.3.1.3 Abertura de fissuras

De acordo com Kohler e Roesler (2004), a abertura da fissura sempre foi o fator de controle no projeto dos PCCA. Entretanto, nenhum dos trabalhos aqui revisados que foram publicados antes dos anos 90 apresenta considerações sobre a abertura das fissuras; embora não se saiba ao certo, é intuitivo pensar que ou os pesquisadores não levavam em consideração a abertura ou não possuíam a tecnologia necessária para determinar este fator. Aparentemente o trabalho de Zollinger (1989) foi o precursor na consideração da abertura da fissura no desempenho do PCCA; a partir desta pesquisa todos os demais trabalhos apresentaram a abertura como o fator potencial do surgimento de *punchouts* e não somente o espaçamento, como antes se pensava.

O quanto aberta esta a fissura afeta a infiltração de água, que pode ser prejudicial às armaduras e a penetração de materiais incompressíveis, mas principalmente, na eficiência da transferência de carga. Para evitar a infiltração de água é sugerido uma largura máxima de 1 mm. Normas americanas preconizam uma abertura máxima de 0,63 mm a 0° de temperatura enquanto que as normas europeias regulam que a abertura não deve ser maior que 0,5 mm (KOHLE e ROESLER, 2004; ZOLLINGER, 1989). Em comparação com o PCS com barras transversais, Lee (2001) encontrou fissuras abertas desde 0,45 até 315 mm a 25 °C em pavimentos considerados com desempenho adequado.

A temperatura é de grande influência na abertura da fissura tanto antes quanto depois do processo de fissuração. As fissuras tem uma enorme tendência de serem mais abertas se a execução for realizada em um dia quente. Após a fissuração, devido à expansão natural do concreto, é esperado encontrar aberturas maiores em temperaturas baixas. Normalmente, durante o dia as fissuras estão mais ligadas e à noite mais afastadas. (SUH e MCDULLOUGH, 1994; TAYABJI *et al.*, 1998c).

A publicação citada anteriormente (TAYABJI *et al.*, 1998c) também traz relações entre a abertura das fissuras e o espaçamento entre elas, contrariando os trabalhos citados no item

anterior que não encontram relação entre esses dois indicadores. Para o estudo, é esperado que quanto menor for o espaçamento menor será a abertura da fissura. Evidentemente uma quebra nesta relação leva ao surgimento de *punchout* como discutido anteriormente. Os autores ainda fazem uma comparação com a equação de previsão de abertura de fissuras criada em 1959 por Zuk (não consta no formato original na referência). A fórmula relaciona o espaçamento e a abertura das fissuras como sendo função da porcentagem de armadura, retração do concreto, coeficientes de temperatura, temperatura no momento de cura e características referentes ao aço e ao concreto. Os autores adicionaram à equação dois novos fatores que se mostraram importantes: a idade do pavimento e a profundidade de posicionamento do aço. A nova fórmula é descrita na Equação 4. A Figura 2.20 traz a relação entre o previsto pela equação e o real em pista.

$$W = Ep \times (z + \alpha_c \times t_t) - \frac{\sigma_f}{E_c} \times Ep - \frac{d_b \times \sigma_f}{4 \times u \times p} \quad (4)$$

Onde:

W = Abertura da fissura;

Ep = Espaçamento entre fissuras;

z = Retração por secagem;

α_c = Coeficiente de expansão térmica do concreto;

t_t = Temperatura do concreto no momento da medição;

σ_f = Resistência à tração do concreto;

E_c = Módulo de elasticidade do concreto;

d_b = Diâmetro da armadura longitudinal;

u = Resistência de aderência do concreto;

p = Taxa de armadura longitudinal.

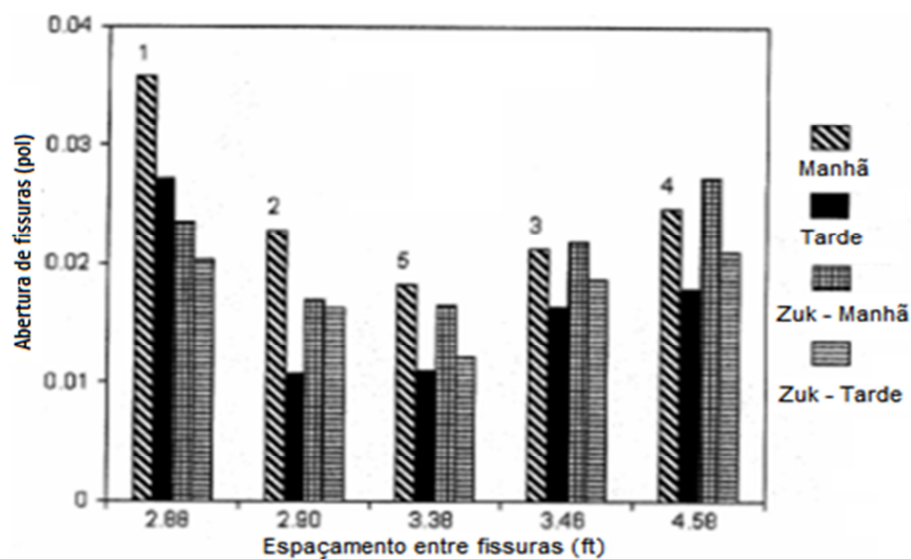


Figura 2. 20 - Verificação da equação de Zuk (Adaptado de: TAYABJI *et al.*, 1998c)

Nota-se, primeiramente, que a afirmação que as fissuras são mais abertas pela manhã está correta. É visível também a boa aplicabilidade da equação teórica, principalmente para os primeiros períodos do dia. As fissuras com menor espaçamento mostraram a maior abertura, cerca de 0.8 mm. Isso vai contra o conceito inicial de que para o adequado desempenho de um pavimento com espaçamento menor que 1 m as fissuras devem estar fortemente ligadas. Este fato vai ao encontro com o que os autores encontraram em campo, a saber: o segmento em questão apresentou o maior número de *punchouts*. Contudo, outros estudos com o de Suh e McCullough (1994) e Nam *et al.* (2007) não encontram nenhuma relação entre a abertura e o espaçamento de fissuras. Won (2011) solidifica a relação estrita da abertura da fissura com a LTE e junta-se aos dois últimos trabalhos ao não encontrar nenhuma influência do espaçamento na LTE; porém, deve-se destacar que no trabalho do autor, realizado com avaliações em mais de 20 PCCAs com diversas idades e com espaçamentos desde muito pequenos a muito grandes, ele não encontrou nenhuma fissura com uma LTE menor que 95%, ou seja, todas as fissuras amostradas estavam totalmente funcionais apesar dos diferentes espaçamentos.

McCullough e Dossey (1999a) acreditam que as fissuras formadas logo nas primeiras idades da placa são aquelas que têm a maior abertura. Os autores explicam a afirmação pelo fato de que a ligação entre o concreto e o aço ainda não está completamente formada e que como o espaçamento inicial é maior, o movimento de abertura de fissuras pela ação das cargas e temperatura também o é.

Kohler e Roesler (2005) acompanharam duas seções experimentais de PCCA com diferentes porcentagens de armadura e comprovaram que quanto maior a taxa de armadura, mais firmemente apertadas estarão as fissuras. Eles também concluíram que com o passar dos anos há um aumento na abertura das fissuras ocasionada pelo acumulado de cargas. A Figura 2.21 mostra os resultados dos levantamentos. Suh e McCullough (1994) encontram a mesma influência da taxa de armadura na abertura da fissura e também afirmam que as fissuras mais antigas são mais abertas, porém acreditam que esse último fato tenha relação com o maior nível de retração ao que uma fissura formada logo após a execução está sujeita do que uma fissura originada meses depois. Contrariamente, Nam *et al.* (2007), estudando pavimentos de até 1 ano e 10 meses observaram um decréscimo nas aberturas de fissuras, embora que o tempo de análise foi muito menor do que os outros citados.

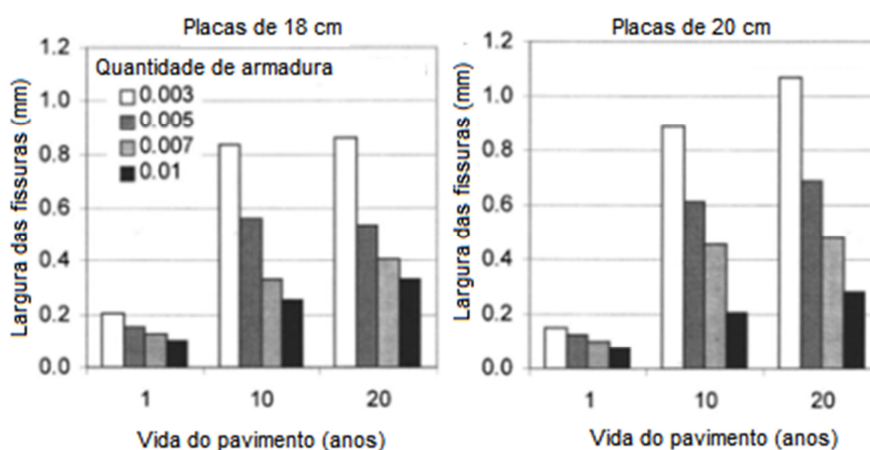


Figura 2. 21 - Abertura de fissuras versus idade do pavimento e taxa de armadura (Adaptado de: KOHLER e ROESLER, 2005)

Em relação à armadura transversal, Kim *et al.* (2000) afirmam que a abertura da fissura é afetada pelo número e pela localização desta armadura somente em uma área 25 cm distante da borda da placa.

De maneira similar ao trabalho de Selezneva *et al.* (2003), Kohler e Roesler (2006) concluíram que a distribuição de Weibull é mais apropriada para representar a abertura média do que a distribuição normal.

Nam *et al.* (2006) observaram que após a fissuração, a variação da abertura da fissura na superfície do pavimento era muito maior do que ao longo da profundidade; isso ocorre porque

as variações de temperatura e umidade são também maiores no topo da placa. A Figura 2.22 mostra as aberturas encontradas pelos autores durante um dia inteiro. É interessante notar – embora a legenda não ajude muito – que no período das 7 até as 9 horas da manhã as fissuras apresentaram as maiores aberturas e que logo após no início da tarde as aberturas estavam menores indicando um aumento na temperatura. Infelizmente, o trabalho não apresenta a temperatura nos levantamentos. Os mesmos autores, em outro trabalho, também evidenciaram o efeito da chuva de um dia para o outro na abertura da fissura. Devido à expansão do concreto em contato com muita umidade as aberturas ficavam menores em determinados períodos mesmo que a temperatura estivesse caindo; em uma seção, quatro dias se passaram até que o efeito da expansão não fosse mais notado (NAM *et al.*, 2007).

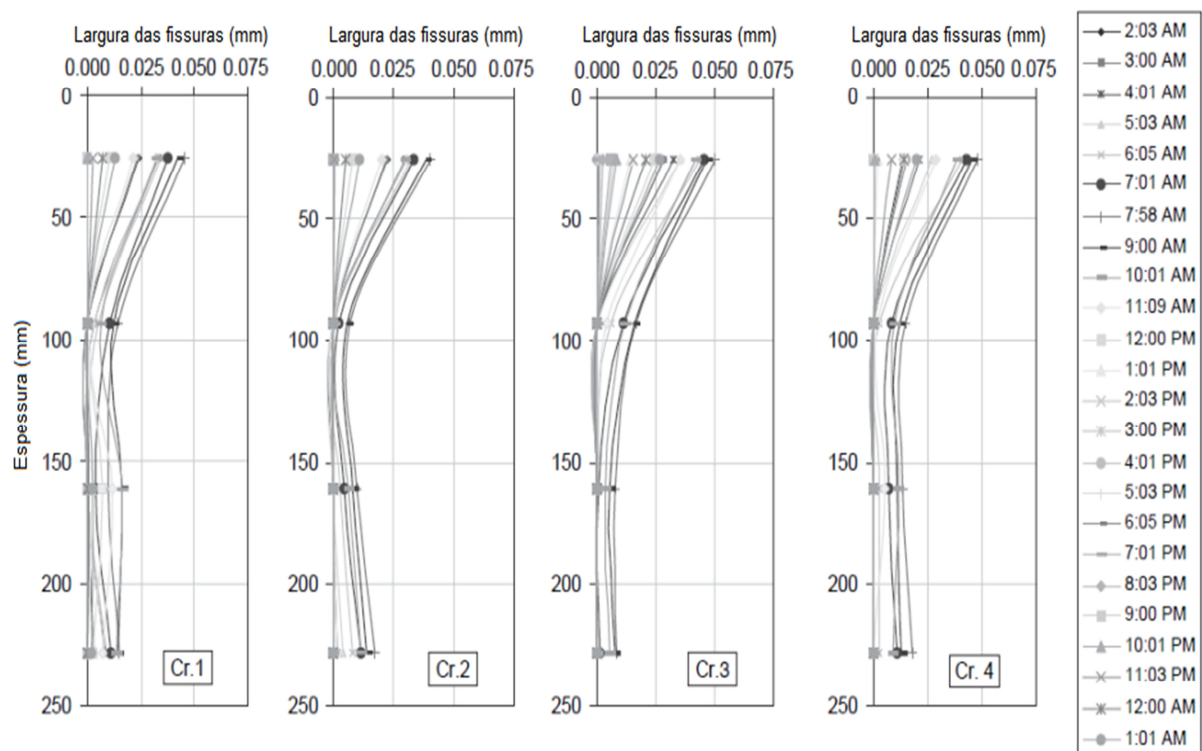


Figura 2. 22 - Perfil da abertura de fissuras em 24 horas (Adaptado de: NAM *et al.*, 2006)

A metodologia de aferição desta abertura é motivo de discussão na comunidade técnica; existem diversos trabalhos publicados, cada qual com o seu método próprio. Nam *et al.* (2006) e Nam *et al.* (2007) relacionaram a extensão do *vibrating wire gauges* (VWG) e a deformação total medida por ele; Suh e McCullough (1994) operaram um microscópio com

uma lente ocular graduada (esse método permite medir somente a abertura na superfície); Kohler e Roesler (2004) utilizaram LVDT no perfil da placa e obtiveram a abertura da fissura pela análise da linearidade do gráfico de compressão dos testes com um simulador de tráfego – o que parece mais adequado; como uma alternativa mais simples Kohler e Roesler (2006) também desenvolveram um método com LVDT na superfície da placa e com um FWD e comentam que para esse método a temperatura ambiente não pode ser muito baixa, ou seja, próprio para o clima tropical.

Kohler e Roesler (2004) observaram que quando a carga experimental passa sobre a fissura, esta apresenta uma sequência de abrir-fechar-abrir na superfície, já no fundo da placa o que ocorre é o inverso, ou seja, fechar-abrir-fechar. Analisando essa sequência de movimentos em um simulador de tráfego, os autores concluíram que, ao aplicar uma variação de carga de 27 até 227 kN em um período de menos de 15 minutos para limitar a influência da temperatura, o processo de fechamento da fissura ocorria quando a carga estava em cima dela, e a abertura dava-se longe da fissura; o oposto ocorria no fundo. Os autores também analisaram uma carga constante de 200 kN com variações na temperatura de -3 a 12 °C. Foi confirmada novamente a influência da temperatura, pois a comparação das cargas de 227 kN sem variação da temperatura e de 200 kN com temperatura de 9 °C, resultaram em aberturas muito menores para a segunda. Na Figura 2.23 é possível visualizar o perfil de uma fissura em diferentes condições de temperatura ao longo da profundidade da placa. Os autores defendem a criação de um padrão de temperatura e local para aferir a abertura da fissura; opinam que é impossível comparar e relacionar aberturas de outros trabalhos e guias de projeto sem uma padronização do parâmetro. É sugestão deles que a medida seja sempre realizada a 0 °C e na profundidade na qual está localizada a armadura longitudinal. O local parece bastante adequado, pois o método de dimensionamento da AASHTO (2002) realmente calcula a abertura nesta posição; entretanto, a temperatura de 0°C é inviável para climas tropicais, embora propícia para Illinois, onde o trabalho fora realizado.

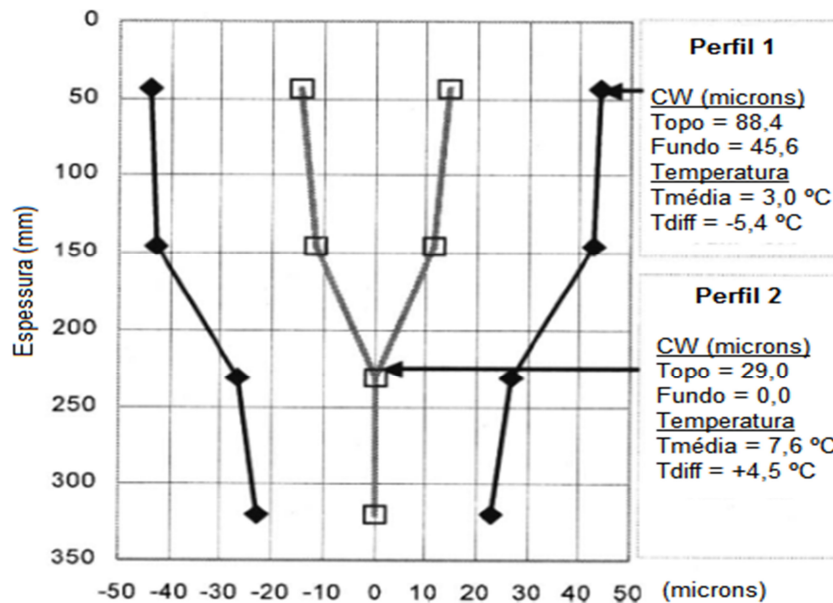


Figura 2. 23 - Perfil da abertura de fissuras mensurados em diferentes temperaturas (Adaptado de: KOHLER e ROESLER, 2004)

2.3.2 *Punchout*

O *punchout* (“punção para fora”) é consequência da formação de fissuras irregulares e descontroladas. Na Figura 2.24 são demonstrados sequencialmente os passos que levam ao desenvolvimento do *punchout*. Primeiramente (1), o espaçamento pequeno entre fissuras (menor que 0,6 m) (e/ou fissuras em “Y”) aliado à uma abertura larga dessas fissuras facilita a perda da eficiência de transferência de cargas entre as fissuras (2). Quando a estes fatores soma-se uma baixa capacidade de suporte das camadas adjacentes (3), gera-se um alto nível de tensão de tração no topo da placa, que por sua vez forma uma fissura longitudinal por fadiga (4), delimitando o *punchout*. Formado o defeito, qualquer passagem de carga irá acarretar na penetração do pedaço de placa na base; o que resulta em um prejuízo tanto estrutural quanto financeiro bastante elevado visto a necessidade de reconstituir toda a estrutura de camadas do pavimento, além de incorporar um pedaço de placa em um maciço contínuo de concreto. O *punchout*, então, nada mais é do que um pedaço de placa de forma retangular que se desprende do pavimento, corriqueiramente próximo à borda; tal elemento, sob ação do tráfego, penetra na camada de base. (NCHRP, 2003; SELEZNEVA *et al.*, 2003; ZOLLINGER e BARENBERG, 1990b; KHAZANOVICH *et al.*, 2001).

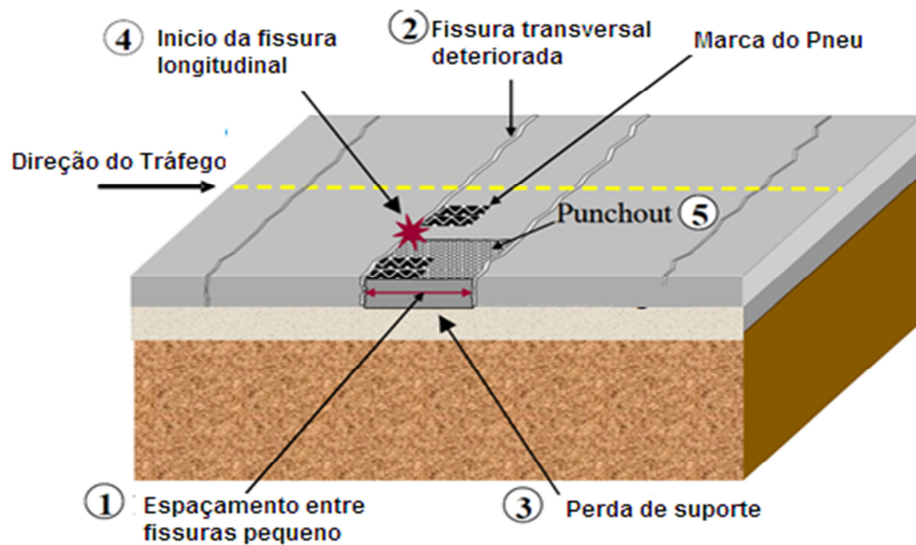


Figura 2. 24 - Mecanismo de desenvolvimento do *punchout* (Adaptado de: NCHRP, 2003)

Em relação à exata posição da placa em que a maioria dos *punchouts* ocorrem, Selezneva *et al.* (2003) afirmam que estes defeitos possuem uma grande tendência de se formarem em fissuras espaçadas entre 0,3 e 0,6 m. Os resultados também indicaram que não existe relação entre o espaçamento médio entre fissuras e o tamanho do segmento que poderia desenvolver *punchouts*. É recomendação dos autores que os mecanismos de previsão de *punchouts* levem em consideração não apenas o espaçamento médio entre fissuras, mas também a distribuição deste espaçamento, visto que, normalmente, o desvio padrão deste espaçamento médio é bastante elevado, originando segmentos de espaçamento muito pequenos, próprios para o desenvolvimento do defeito. Outro efeito da alta variabilidade do espaçamento entre fissuras no PCCA é a proximidade dos pequenos painéis de placas – formados entre duas fissuras mais próximas – com os painéis maiores – fissuras mais distantes. Isso, segundo os autores, gera uma maior abertura das fissuras o que acelera o enfraquecimento da transferência de carga, potencializando o processo de desenvolvimento do *punchout*. Quanto à posição da fissura longitudinal de fadiga que delimita o defeito, o trabalho mostrou que a grande maioria dos *punchouts* apresenta a fissura cerca de 1 a 1,2 m da borda do pavimento. Esta localização foi bastante parecida com aquela encontrada ao testar PCCA em um software de desempenho estrutural com diversos materiais, e carregamentos; a fissura longitudinal nestes modelos teóricos aparece distanciada em 1 a 1,4 m do bordo do pavimento.

Com o intuito de prever o potencial de surgimento de *punchouts* em uma determinada estrutura, foi desenvolvido pela *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP)

um software de previsão empírico mecanicista. O trabalho de Rao *et al.* (2004) apresenta a calibração de tal método; dentre as variáveis de projeto que serviram como dado de entrada ao método destacam-se: idade do pavimento, número de carregamentos sofridos, idade em que apresentou o primeiro defeito, espessura de placa, tipo de cimento, entre outros; são mais de 25 variáveis. Entretanto, a relação entre os *punchouts* previstos pelo programa e os existentes na pista gerou um coeficiente de correlação de 0,679, evidenciando a dificuldade na previsão deste defeito, apesar dos autores considerarem este um alto valor. A Figura 2.25 traz alguns gráficos que demonstram a sensibilidade do programa para a variação de alguns aspectos de projeto do PCCA.

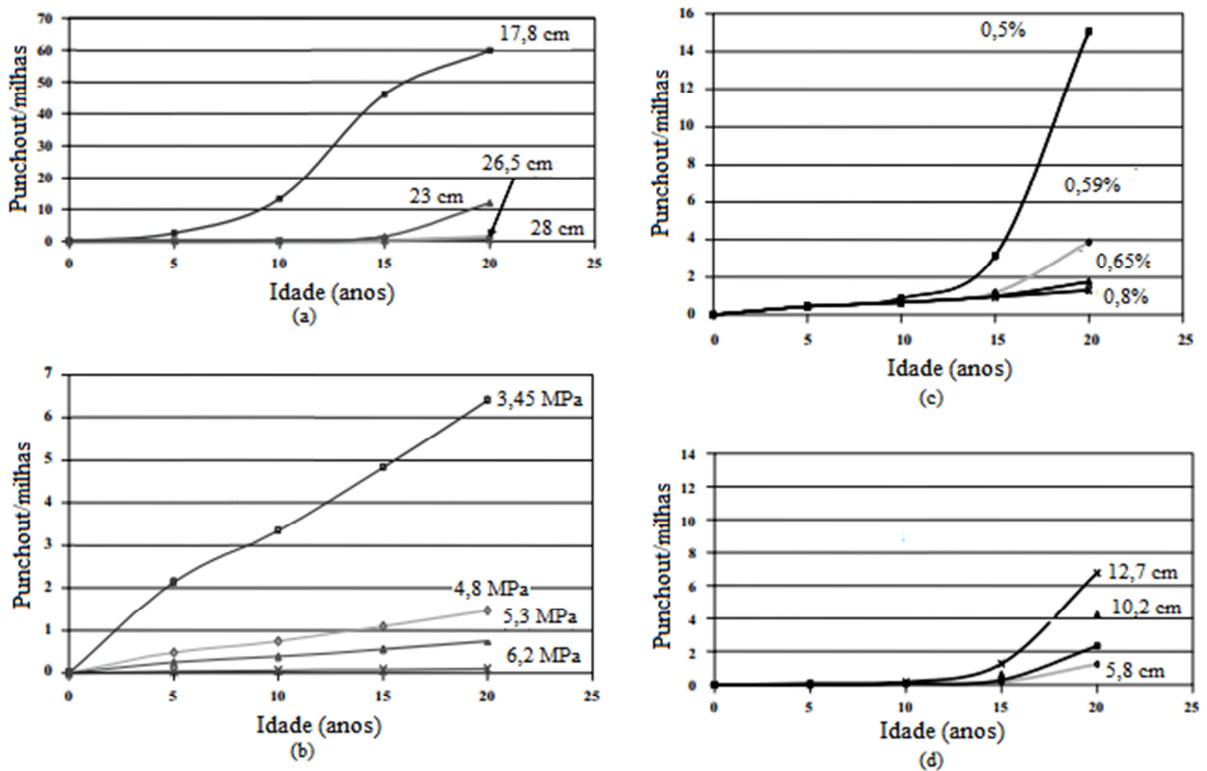


Figura 2. 25 - Sensibilidade do modelo de previsão de *punchouts* à: (a) espessura da placa; (b) resistência à tração na flexão do concreto; (c) taxa de armadura e; (d) profundidade da armadura longitudinal (Adaptado de: RAO, *et al.*, 2004)

Em uma análise mais completa das falhas básicas que levam ao surgimento do *punchout* no PCCA, Zollinger e Barenberg (1990b) apontam quatro estágios de defeitos (Figura 2.26) baseados em estudos de campo, que isolada ou conjuntamente podem originar o *punchout*. No estágio I, a fratura está ocorrendo pela quebra da ligação aço-concreto interrompendo a ação

de transferência de carga dada pela armadura. Isso ocorre em ensaios de arrancamento de concreto quando a tensão no aço encontra-se entre 95 e 125 MPa. Os autores afirmam que se deve ignorar o efeito positivo das barras de aço na transferência de carga, pois normalmente os níveis de tensão no aço estão acima dos 130 MPa; este fato explica o porquê do conceito de que a armadura de aço no PCCA possui unicamente a função de manter as fissuras transversais fortemente unidas; a eficiência na transferência de carga só depende do intertravamento dos agregados na fissura e para casos de dimensionamento e avaliação de desempenho, só este fator deve ser considerado. No estágio II, aparece o esborcinamento da fissura. Devido ao defeito estar relacionado à rigidez do pavimento, quando há quebra da ligação aço-concreto (estágio I), vazios aparecem na estrutura de concreto, reduzindo a rigidez da camada. Outros fatores, segundo os autores, também afetam a rigidez do concreto no PCCA como a abertura das fissuras, a temperatura e posição da armadura na placa; de maneira geral, quanto mais fechadas estiverem as fissuras maior rigidez e menos problemas com esborcinamento o pavimento apresentará. O estágio III já apresenta a ineficiência na transferência de carga; finalmente no estágio IV, ocorre a fissura longitudinal por fadiga causada por tensões de tração na flexão na direção transversal que não são um problema para a placa desde que esta possua uma adequada transferência de carga (fissuras apertadas) ou que o espaçamento entre essas fissuras seja maior do que 1,3 m, o que não é muito comum no PCCA. A análise mecanicista destes modelos de falha originários do *punchout* foi utilizada pelos autores para propor algumas considerações sobre a espessura de placa, dependente do tráfego e clima, para evitar este problema. Os resultados destes estudos serão apresentados no decorrer do presente trabalho (ZOLLINGER e BARENBERG, 1990b e ZOLLINGER, 1989).

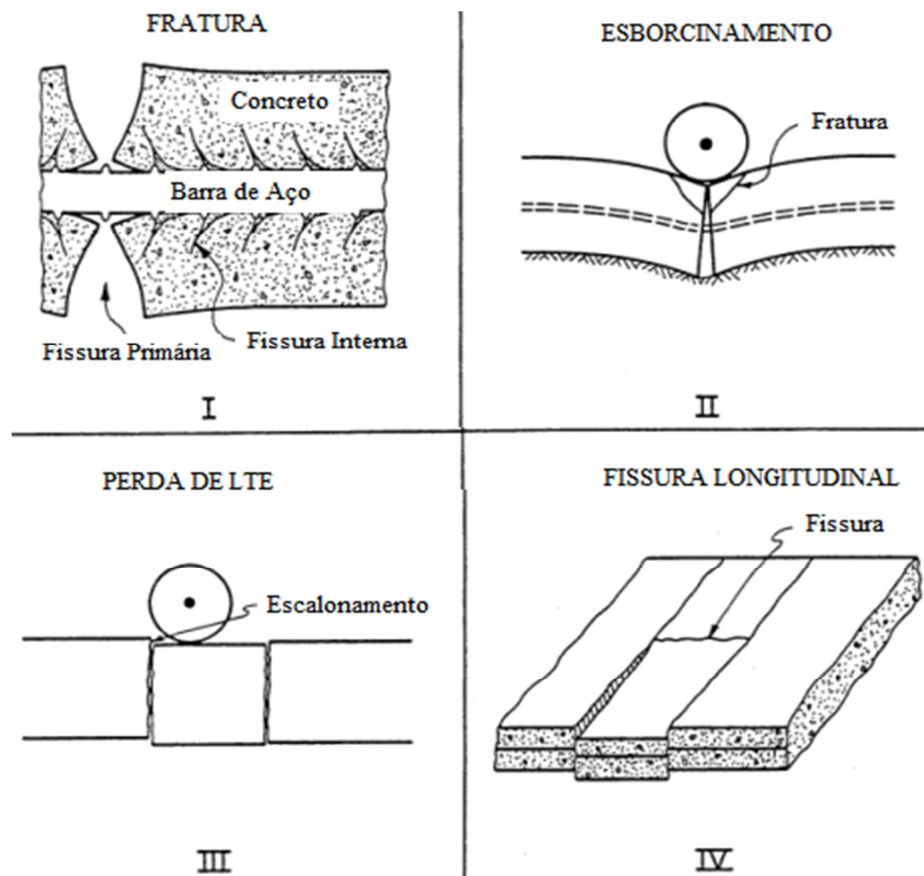


Figura 2. 26 - Modelos de formação do *punchout* (Adaptado de : ZOLLINGER e BARENBERG, 1990b)

2.3.3 Esborcinamento

Em Zollinger *et al.* (1994), o esborcinamento é causado pela fragmentação de delaminações próximas ao topo da placa, que por sua vez são originadas pela retração do concreto após a execução da camada. Como visto no item anterior, o esborcinamento enfraquece o concreto e dificulta a transferência de carga entre as fissuras que *a posteriori* originará um possível *punchout*.

Segundo os autores, o esborcinamento é caracterizado pela sua profundidade, sendo chamados profundos quando estão a mais de 2,5 cm do topo da placa. Os mais rasos são normalmente formados em planos horizontais enfraquecidos (delaminações); já os profundos apontam para uma falha estrutural da camada, não sendo mais tão ligados à divisão pela retração. Análises de tensão indicam que a posição da armadura longitudinal, a umidade, a condição de suporte do subleito e a abertura das fissuras são os fatores que mais significativamente influenciam o

esborcinamento no PCCA. O estudo de corpos de prova retirados de fissuras com esborcinamento sugeriu as seguintes constatações e conclusões dos autores:

- **Orientação do esborcinamento:** o estudo confirma que o defeito surge primeiro em um lado da fissuras para depois se desenvolver no outro, mesmo que a delaminação ocorra em ambos os lados; 75% dos esborcinamentos ocorre no lado oposto ao tráfego da fissura, sendo o restante ocorrendo no lado primeiramente solicitado pelo veículo;
- **Distribuição na pista:** para surpresa dos pesquisadores, a trilha de roda interna apresentou um maior número – e uma maior severidade – de esborcinamentos do que a trilha externa. Pelo fato consagrado de que a trilha de roda externa é solicitada com mais rigor pelo tráfego e, portanto apresenta mais defeitos, tanto em pavimentos rígidos quanto em flexíveis, esperava-se o contrário. Os autores citam duas possíveis causas desta disparidade, a saber: primeiro, estima-se que a trilha de roda interna, pela sua posição na placa de concreto possua um maior nível de restrição de movimento o que aumenta a retração e a delaminação por consequência; segundo – e mais provável – a ação do pneu passando sobre uma fissura auxilia a remoção parcial da umidade presente nesta fissura, logo, quanto maior a carga maior será a perda de umidade o que favorece o não aparecimento do esborcinamento;
- **Efeito do agregado:** dos seis pavimentos analisados, quatro seções possuíam cascalho aluvial, um tinha pedra britada e o outro uma mistura de pedra calcária britada e cascalho aluvial. O resultado da análise foi inconclusivo; nenhuma relação com o tipo de agregado e o aparecimento de esborcinamento foi encontrada;
- **Efeito das práticas construtivas:** a conclusão sobre este aspecto remonta toda a problemática envolvendo pavimentos de concreto de qualquer tipo; em referência ao traço do concreto: com o intuito de aumentar a resistência da ligação agregado-pasta de cimento (primeira a quebrar-se no esborcinamento), aumenta-se o consumo de cimento; maiores consumos de cimento geram um maior calor de hidratação que por sua vez maximiza a deformação por retração. Em resumo: os autores juntam-se a tantos outros pesquisadores do concreto ao afirmar que este problema pede por melhores técnicas de cura. Na Figura 2.27 é mostrada a relação entre uma eficiente condição de cura e o surgimento das áreas de delaminação; quanto pior for o método de cura, mais a parte superior irá perder umidade e maior será a diferença entre as resistências à tração do topo e do fundo da camada, o que cria uma placa com

características de resistência heterogêneas. Em estudo realizado no Texas tais diferenças alcançaram até 2,8 MPa (MCCULLOUGH E DOSSEY, 1999a).

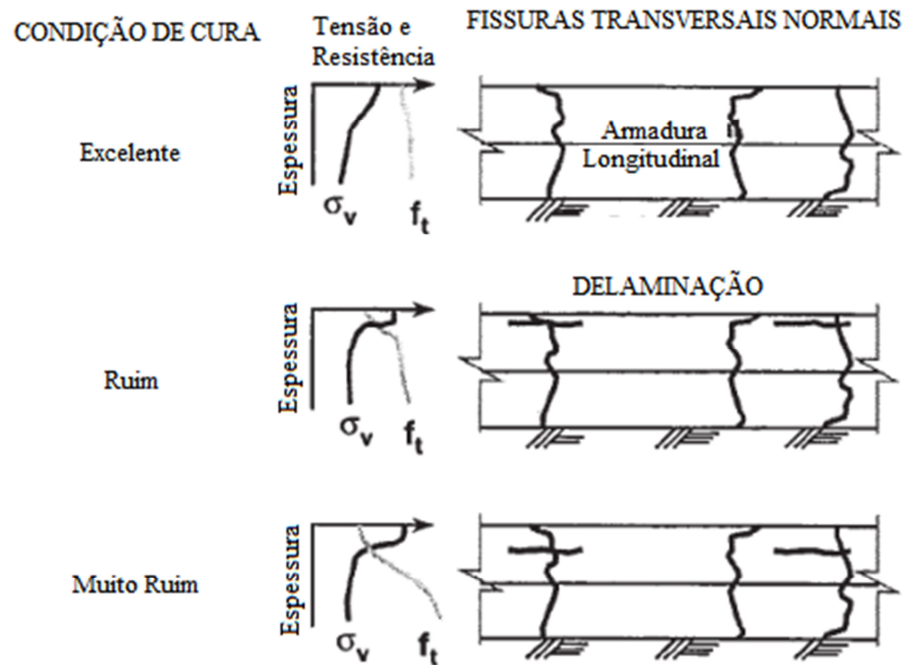


Figura 2. 27 - Condições de cura e delaminações no concreto (Adaptado de: ZOLLINGER *et al.*, 1994)

Devido à delaminações, e consequentes esborcinamentos, nos PCCA construídos recentemente em Houston, Texas; é recomendação de Liu e Zollinger (2009) a utilização de uma técnica mais rígida de cura e até mesmo de mudanças na forma de mistura do concreto. Após investigações laboratoriais, modelagem numérica e validação com dados de campo, os autores concluíram que dependendo da qualidade do agregado (cascalho sendo o pior) utilizado deve-se optar por uma considerável diminuição na relação água-cimento, pelo uso de agregados mais densos, e de manta de cura úmida em toda a extensão da placa. Assim, segundo os autores, é possível aumentar a força de ligação interfacial entre o agregado e a pasta de cimento, mitigando a delaminação.

2.3.4 Outros defeitos

Os principais defeitos encontrados no PCCA são evidentemente o *punchout* e o esborcinamento; é difícil encontrar escalonamentos neste tipo de pavimento porque o *punchout* se forma mais rapidamente do que um possível degrau em uma fissura. Os defeitos relacionados à fissuração serão tratados no próximo item. Outros defeitos evidenciados no PCCA são:

- Fissuras “D”: de acordo com Gharaibeh *et al.* (1999), as fissuras “D” são uma série de pequenas fissuras com a aparência de fios de cabelo emaranhados (Figura 2.28) que permitem o esborcinamento do concreto quando na ação do congelamento/descongelamento. Os autores comentam que a fissura “D” é causada pela pressão expansiva de alguns tipos de agregados graúdos quando congelados. Seu aparecimento, embora restrito a climas com temperaturas negativas, é grave, podendo diminuir em até 25% a vida útil do PCCA. No estado de Illinois é considerada como um grande problema do PCCA, tendo aparecido em cerca de 50% dos pavimentos em operação no estado. Lee e Darter (1995) também analisando os PCCA de Illinois evidenciaram uma clara relação entre a espessura da placa e uma maior incidência das fissuras “D”; 60% das placas com 18 cm apresentaram o defeito enquanto que ele só apareceu em 40 e 20% das seções com 20 e 23 cm, respectivamente. Nas seções de 25 cm, a falha não foi evidenciada.



Figura 2. 28 - Fissuras "D" em uma fissura de PCCA (FHWA, 2013)

- Fissuras longitudinais: Wu (2000) comenta que este tipo de fissura longitudinal não é o mesmo apresentado no processo de formação do *punchout*. Estas são fissuras muito mais longas, estendendo-se por várias fissuras transversais. O autor ainda afirma que o surgimento do defeito está bastante ligado a presença ou não de armadura transversal, visto que no estado da Carolina do Norte, vários PCCAs construídos sem armadura transversal apresentaram fissuras longitudinais. Essa análise é contrária as informações de Tayabji *et al* (1998a) dispostas na Tabela 2.2 (anterior); das sete seções que exibiram fissuras longitudinais, quatro possuíam taxa de armadura transversal. Choi *et al.* (2011) observaram que a fissura longitudinal inicia-se na fissura transversal e se propaga pela na profundidade da armadura longitudinal; os autores comentam que concretos com alto valor de coeficiente de expansão térmica e módulo de elasticidade elevado possuem um maior potencial para o desenvolvimento da fissura longitudinal em função da retração do concreto; ao analisar a Tabela 2.2 (anterior) pode-se observar que somente uma das seções que apresentaram este defeito possuía um módulo de elasticidade menor do que 29.000 MPa, confirmando a informação dos autores.

2.4 Variáveis de projeto

Nesse item serão analisadas as variáveis de projeto, principalmente em relação ao seu efeito nos indicadores de desempenhos estudados no item anterior. A importância desta pesquisa é a possibilidade da mudança do projeto visando um melhor desempenho; são indicações importantes, baseadas em outras pesquisas e constatações, do que é benéfico ou não em um projeto de PCCA.

2.4.1 Armadura longitudinal

Conceito consagrado no estudo do PCCA: quanto maior a taxa de armadura, mais fissuras surgiram na placa, menor serão o espaçamento e a aberturas dessas fissuras (MCCULLOUGH, 1977; MA e MCCULLOUGH, 1978, VERHOEVEN, 1992; TAYABJI *et al.*, 1995; KIM *et al.*, 1998; JOHNSTON e SURDAHL, 2008). Frisando novamente: um espaçamento pequeno não é problema desde que as fissuras estejam fortemente apertadas. A indicação mais tradicional de guias de dimensionamento para usar taxas de armadura de 0,6

até 0,7%, gerando um espaçamento “ideal” de 0,9 a 1,5 m é utilizada para pavimentos construídos sobre subleitos com baixa resistência. Novas pesquisas sugerem que o controle dos projetos deve estar baseado na abertura das fissuras e não no espaçamento, visto que há pouca correlação entre eles. É evidente a mudança de foco de publicações e trabalhos acadêmicos do espaçamento para a abertura de fissuras no início do século XXI.

Gharaibeh *et al.*(1999) afirmam que quanto maior a porcentagem de armadura longitudinal menos defeitos o pavimento apresenta ao longo de sua vida de serviço; esse fato ocorreu tanto no modelo criado pelo trabalho quanto na avaliação de rodovias em Illinois; os PCCA com melhor desempenho foram aqueles construídos com uma taxa entre 0,7 e 1%. Os autores também informam que nessas placas foram observados espaçamentos bastante pequenos (espaçamento médio menor que 1 m), o que não atrapalhou a qualidade da estrutura visto que na seção com taxa de 1% da rodovia US-40, após 50 anos de serviço, continua a apresentar fissuras que, embora pouco espaçadas, estão fortemente unidas e sem nenhum defeito.

Para Johnston e Surdahl (2008), também, taxas menores de armadura originam menos fissuras. Em uma comparação, seções de PCCA com 0,54% e 0,6% apresentaram uma fissuração de 78 e 87 fissuras por 150 m, respectivamente, enquanto que na mesma extensão, placas com 0,7% exibiram uma média de 160 fissuras. Infelizmente, os autores somente verificaram o número de fissuras e não as características e formato delas. McCullough e Dossey (1999b) observaram que conforme a taxa de armadura aumenta o espaçamento entre fissuras diminui; isso ocorre, segundo os autores, porque a alta taxa de armadura mantém as primeiras fissuras fortemente apertadas, diminuindo o seu potencial de dispersão da tensão originada pela retração do concreto, logo, obrigando o surgimento de outra fissuras para auxiliar nesta dispersão.

Verhoeven (1992) evidenciou na prática que altas taxas de armadura resultam em mais fissuras e conseqüentemente em um espaçamento médio menor. A Figura 2.17 (anterior) apresenta os seus levantamentos. É interessante notar que, segundo o autor, antes de 1977 os PCCA projetados na Bélgica possuíam a taxa de armadura de 0,85% o que resultava em uma placa com espaçamento médio bastante pequeno, contrário ao indicado por publicações da época. A partir deste ano, os guias de projeto passaram a indicar uma taxa de 0,67%, o que solucionou o problema do espaçamento pequeno, porém gerou fissuras muito abertas que originaram *punchouts*, defeito este que era ausente nos PCCAs antigos com 0,85%.

McCullough e Dossey (1999b), também analisaram a influência do diâmetro da barra de armadura longitudinal no espaçamento médio das fissuras. Eles concluíram que quanto maior

o diâmetro maior será o espaçamento (Figura 2.29) visto que uma barra de maior dimensão implica em uma maior superfície de contato entre o aço e o concreto e em uma maximizada zona de deslizamento. Além de uma elevação no espaçamento médio, os autores também observaram que o aumento no diâmetro eleva a abertura das fissuras, o que torna o uso de barras mais grossas, não indicado. Com modelagem numérica, Kim *et al.* (1998) também encontraram o mesmo efeito: o aumento no diâmetro acarreta em fissuras mais abertas, entretanto o mesmo aumento também resultou em uma redução das tensões no topo da placa do concreto e no aço.

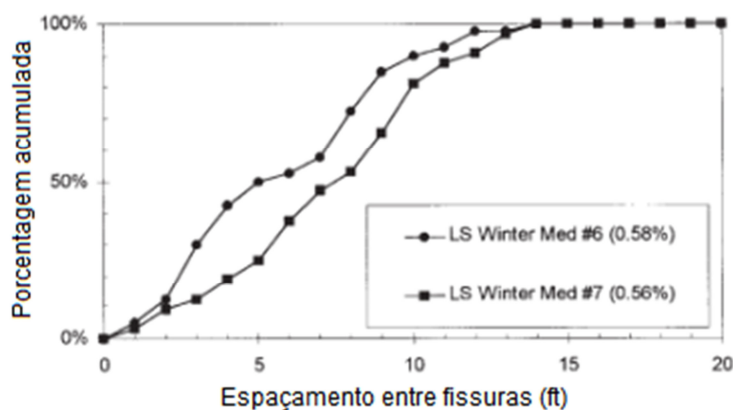


Figura 2. 29 - Influência do diâmetro da barra no espaçamento (Adaptado de: MCCULLOGH e DOSSEY, 1999b)

Gharaibeh *et al.* (1999) observando seções experimentais abertas ao tráfego no início dos anos 1960 com a armadura posicionada entre 51 até 102 mm do topo de placas de 203 mm, constataram que quanto mais próximo o aço estiver da superfície, mais apertadas estarão as fissuras transversais. No entanto, para a proteção de agentes corrosivos, é necessário no mínimo 76 mm de cobertura da armadura. Johnston e Surdhal (2008) também relacionaram o número de fissuras com a profundidade em que a armadura era posicionada. Em geral quanto mais coberta estiver a armadura, mais fissuras irão se formar; para uma mesma taxa de 0,7%, a armadura a 8,9 cm do topo da placa originou 140 fissuras em 150 m, já a 10,2 cm foram encontradas 188 fissuras na mesma extensão. Nota-se que novamente, o objetivo dos autores é só a quantidade de fissuras e, portanto, não há nenhuma menção sobre a qualidade delas. De forma análoga para Kim *et al.* (1998), o modelo mostrou elevação da abertura das fissuras com o decréscimo da posição da armadura na placa. Como na análise da taxa e do diâmetro, o

efeito foi contrário para o nível de tensão no concreto e no aço. É interessante notar que no trabalho de Kim *et al* (1998) modificações relacionadas à armadura longitudinal trouxeram diferentes resultados para a abertura das fissuras e para a tensão no concreto. De acordo com o resultado do trabalho quanto maior a abertura das fissuras, menor seria a tensão no concreto, o que vai contra a relação concreta de fissuras abertas e péssimo desempenho do pavimento. Infelizmente os autores não concluem sobre este aspecto, apenas constatam que essas modificações surtem efeito no desempenho do PCCA. Quanto ao método de posicionamento da armadura, Gharaibeh *et al.* (1999), assim como Lee e Darter (1995), não evidenciaram qualquer diferença no desempenho do PCCA construído pelo método de tubos ou espaçadores.

Em relação à corrosão, Verhoeven (1992) estudando dois PCCA com 10 e 20 anos de serviço, encontrou muito pouca corrosão no aço da armadura longitudinal; inclusive, o PCCA com 20 anos, apresentou barras menos corroídas do que o pavimento mais novo, em função das fissuras do segundo estarem mais abertas (taxa de armadura de 0,67%; Figura 1.17); de maneira geral a perda média de área de aço encontrada foi de 0,04%, o que o autor considerou como um número irrisório.

2.4.1.1 Armadura transversal

É comum que em PCCA com armadura transversal, as fissuras ocorram na exata posição destas barras porque no processo inicial de hidratação do concreto, a ligação aço-concreto não está bem formada, originando naquele local específico um ponto de pouca resistência, propício para a formação das fissuras (MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999b, KIM *et al.*, 2000). Kim *et al.* (2000) comprovaram esta teoria ao evidenciar que as tensões de tração na flexão na placa próximos à posição da armadura transversal eram maiores do que nos locais sem essa armadura; a análise foi realizada antes da fissuração.

McCullough e Dossey (1999b) testando inclinações para a armadura transversal (30 e 45° de inclinação) concluíram que a prática traz um efeito benéfico, porém pouco notável.

2.4.2 Placa de concreto

Em relação à espessura do concreto, Gharaibeh *et al.* (1999) concluíram que quanto mais robusta for a placa, menos defeitos (*punchouts*) esse pavimento apresentaria – como era

esperado. O trabalho, realizado com diversos PCCA em Illinois, também mostra que quanto maior a espessura, menos sensível torna-se o desempenho do pavimento perante outras variáveis de projeto como a taxa de armadura (Figura 2.30), o tipo de base e o tráfego total passante. No gráfico da Figura 2.30 é possível observar que um aumento na taxa de armadura é muito mais benéfico para uma placa de 18 cm do que para uma de 25 cm.

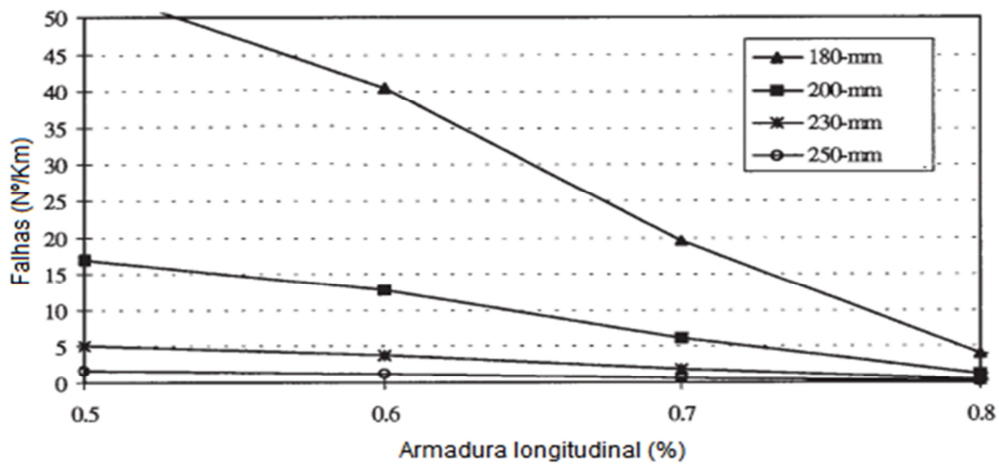


Figura 2. 30 - Efeito da espessura da placa na previsão de desempenho do PCCA (Adaptado de: GHARAIBEH *et al.*, 1999)

Quanto à mistura, Johnston e Surdahl (2007) mostraram na Tabela 2.3 (anterior) que quanto maior o consumo de cimento na mistura menos fissuras irão surgir e melhor desempenho (mais apertadas) elas apresentarão. Entretanto, deve-se verificar que o benefício da utilização de um concreto de maior resistência é potencializado com uma técnica de cura de alta qualidade (cura dupla no caso do estudo). A necessidade de um controle de retração ainda mais rígido para os concretos com alto teor de cimento é explicada pela relação entre o coeficiente de expansão térmica do concreto e o maior índice de fissuração das placas; é de entendimento da comunidade técnica que uma quantia maior de cimento na mistura, aumenta o coeficiente de expansão térmica do concreto elevando, também, a temperatura de hidratação deste. Como prova desse fato, Kim *et al.* (1998) em análise de modelos comprovaram que qualquer aumento no coeficiente de expansão térmica do concreto causa um aumento na abertura das fissuras e também na tensão sofrida pelo concreto e pelo aço da armadura longitudinal; essa afirmação também foi comprovada por Selezneva *et al.* (2004) em um modelo de previsão de desempenho baseado no número de *punchouts*; conforme mostra a

Figura 2.31 quanto maior o coeficiente de expansão térmica maior será o potencial do PCCA em desenvolver o defeito mesmo em idades jovens; com o passar do tempo essa predisposição é potencializada.

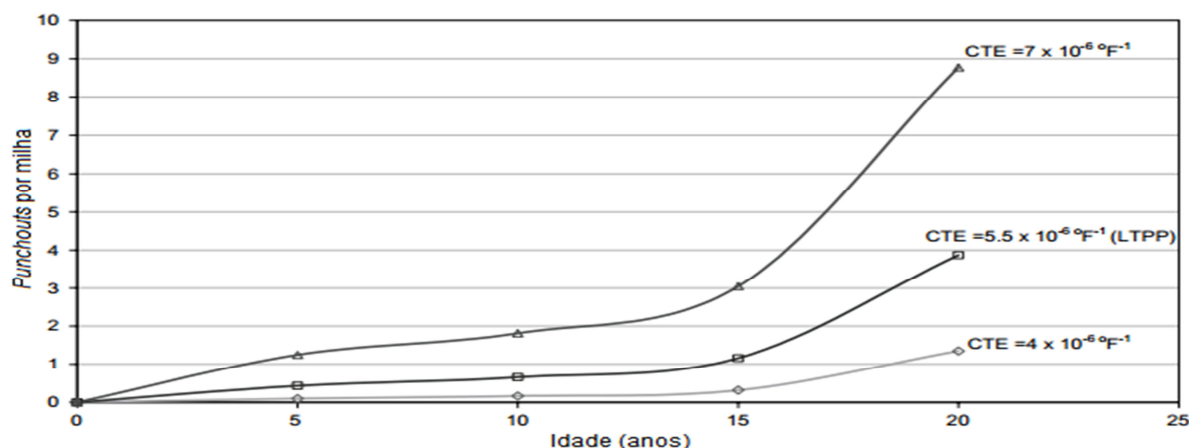


Figura 2. 31 - Previsão de *punchouts* para vários coeficientes de expansão térmica (CTE) do concreto (Adaptado de: SELEZNEVA *et al.*, 2004)

2.4.2.1 Tipo de agregado

Outro conceito consumado no estudo de concretos é que o tipo de agregado graúdo utilizado na mistura pode, também, aumentar o coeficiente de expansão térmica do concreto, potencializando a fissuração das placas. Com isso, o estudo do PCCA com diferentes tipos de agregado se tornou recorrente nas publicações técnicas da área. De maneira geral o consenso que é encontrado neste tipo de estudo é o de que placas com agregados de cascalho apresentam um padrão de fissuração com espaçamento bastante inferior e com desempenho menos satisfatório do que placas com agregados de calcário (DOSSEY e HUDSON, 1994; CHO *et al.*, 1997; MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999a).

Cho *et al.* (1997) concluíram que PCCA com agregado calcário tem uma vida de serviço mais longa do que PCCA com agregado de cascalho. Os autores explicam que essa diferença ocorre em função do maior coeficiente de expansão térmica do agregado de cascalho e porque este tipo de material tem uma superfície muito mais lisa do que a do agregado calcário – que é rugosa –, o que implica em uma diminuição no potencial de ligação entre a argamassa e o agregado. Eles também evidenciaram que o concreto com agregado calcário possui um menor módulo de elasticidade, e afirmam que o fato ocorre porque esse concreto com menor módulo

sofre menos com as tensões térmicas justamente por apresentar um menor coeficiente de expansão térmica. Em relação à resistência à tração na flexão, os dois concretos apresentaram valores similares, o que sugere, novamente, que a diferença de comportamento entre os concretos com esses dois agregados é muito mais ligada aos efeitos de temperatura do que de carga de veículos. Apesar de não apresentarem valores de abertura de fissuras, os autores encontraram delaminações somente nos PCCA com agregado de cascalho o que indica um potencial de esborcinamento e posterior punchout maior nestas misturas. O trabalho também traz uma mistura com 50% de cada agregado e mostra que o desempenho da placa com mistura de agregados foi bastante parecido com aquele da placa com agregado de cascalho. McCullough e Dossey, pg 41, (1999a) afirmam que a “variável mais importante do desenvolvimento do padrão de fissuração é o tipo de agregado”. O estudo traz uma comparação direta entre seções de PCCA com agregado calcário e com agregado de cascalho. O espaçamento do PCCA com agregado de cascalho é muito menor do que o outro e isso, segundo os autores, denota um potencial para um fraco desempenho (Figura 2.32); nos gráficos ficam evidentes as diferenças de espaçamento e número de defeitos das distintas seções. Novamente, o conceito do coeficiente de expansão térmica ligado à uma elevação no calor de hidratação do concreto é apresentado como conclusão, entretanto, falta ao trabalho medidas de abertura comparativas entre as seções, pois sabe-se que somente um espaçamento pequeno não gera falhas se as fissuras estão fortemente apertadas. Os autores também testaram uma mistura de agregados de calcário e de cascalho que resultou em uma placa com padrão de fissuração, baseado somente no espaçamento, bastante similar ao da seção com somente o agregado de cascalho e, portanto, pior do que a seção com agregado calcário.

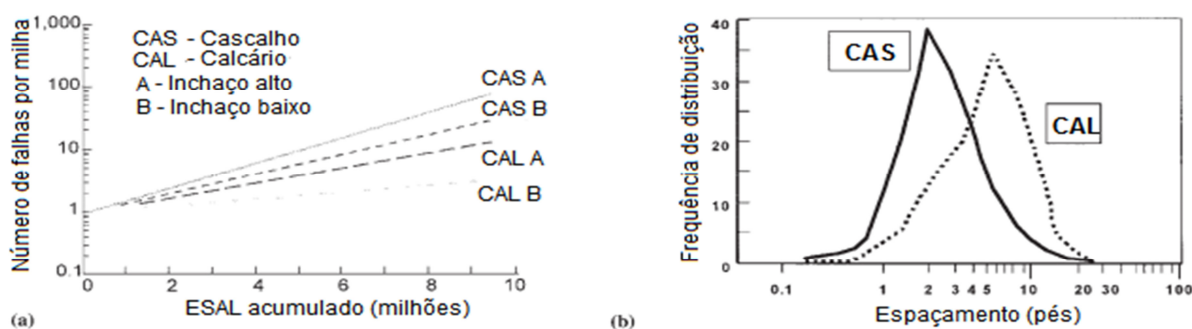


Figura 2. 32 - Diferenças no desempenho de placas com agregado calcário e de cascalho: (a) falhas e (b) espaçamento médio entre fissuras (Adaptado de: MCCULLOUGH e DOSSEY, 1999a)

Johnston e Surdahl (2008) também informam que o padrão de fissuração desenvolvido por pavimentos com agregado quartzito foi muito mais aleatório do que o originado com agregado de calcário; isso também é explicado pelo maior coeficiente de expansão térmica do primeiro material (em média, duas vezes e meio maior).

O efeito do tamanho do agregado graúdo foi analisado por Johnston e Surdahl (2008). Eles evidenciaram, em dois pavimentos idênticos salvo o tamanho do agregado, uma diminuição na fissuração e na porcentagem de fissuras “Y” e aglomeradas quando houve o aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo de 1 para 1,5 polegadas. É conclusão dos autores que o benefício dá-se em função de uma maior e melhor ligação entre o agregado e a massa do concreto; com esse resultado o estado norte-americano da Dakota do Sul passou a indicar o uso de agregados de maior diâmetro para futuros projetos de PCCA.

Na impossibilidade da troca de agregado, Liu e Zollinger (2009) indicam que o agregado de cascalho pode ser utilizado desde que: (i) a cura empregada seja bastante rígida; (ii) aumente-se quantidade de cinza volante na mistura do concreto; e; (iii) se possível, utilize-se uma granulometria bastante densa. Segundo os dois autores esses três fatores mostraram-se mais eficientes na elevação da força da ligação agregado-argamassa. O estudo foi realizado com o objetivo de procurar uma solução para os casos de esborcinamento em idades jovens de PCCA próximos à Houston, construídos com agregado de cascalho.

2.4.2.2 Estudos de deflexões e tensões

O estudo de deflexões e tensões é de suma importância na área de pavimentação. Para o PCCA a análise das deflexões ocupa outro grande papel que é a mensuração da LTE das fissuras transversais; através desse parâmetro é possível intuir sobre a qualidade da fissura na placa e, como foi visto, a avaliação da fissuração é o principal indicador de desempenho do PCCA.

Treybig (1969) evidenciou, previsivelmente, uma queda nas deflexões com o aumento da taxa de armadura longitudinal; o autor também observou que os valores de deflexão máximas na fissura e entre fissura eram bastante parecidos, salvo no inverno, quando as deflexões próximas à fissura tornavam-se maiores do que no meio das placas. Pode-se concluir que essa elevação nos períodos mais frios deve-se ao aumento das aberturas das fissuras que diminuía a LTE aumentando as deflexões e provavelmente as tensões também.

Tayabji *et al.* (1995) verificaram que as deflexões máximas no local da fissura eram quase sempre maiores do que as deflexões medidas no meio de uma placa formada por duas fissuras; além disso, os autores observaram que as deflexões no bordo eram maiores do que as no meio de placa para qualquer local de aplicação de carga – como era esperado. As deflexões no período da tarde foram reduzidas de 10 a 30% das deflexões da manhã; embora o estudo não traga as temperaturas dos dois períodos, estima-se que na parte da tarde estivesse mais quente o que diminuiria a abertura da fissura aumentando a rigidez da placa. Os autores também estimaram o valor do raio de rigidez relativa (ℓ) para todas as 23 seções, os valores retroanalizados com a ajuda do programa ILLI-BACK juntamente com os valores do módulo de reação do subleito (k) e da rigidez da placa (D). Os resultados médios das 23 seções são mostrados na Tabela 2.4. Outro aspecto interessante do trabalho é que, segundo os autores, o ℓ não foi influenciado pelo valor da carga aplicada que variou de 40 a 70 kN; os valores da Tabela 2.4 são da carga de 40 kN. Os números de módulo de elasticidade (E) e de resistência à tração são encontrados na Tabela 2.2.

Tabela 2. 4 - Valores médios para parâmetros retroanalizados de 23 PCCA (Adaptado de TAYABJI *et al.*, 1995)

FWD			ℓ (mm)	k (kPa/mm)	D (kN-m)
Entre duas fissuras			914	81	546.000
Na Fissura	Centro da placa	Manhã	762	103	341.000
		Tarde	838	92	391.000
	Bordo	Manhã	762	54	171.000
		Tarde	787	62	216.000

O trabalho de Won (2011) comprova a noção de que maiores espessuras de placas geram menores deflexões. O estudo também mostrou que as fissuras estudadas em diversas seções apresentaram valores de LTE maiores que 90%. A grande novidade trazida pelo trabalho foi a possibilidade dos *punchouts* analisados não serem uma causa direta da deterioração das fissuras; explica-se: na análise das deflexões das seções, observou-se grandes deflexões em pontos onde haviam *punchouts*, entretanto, as fissuras nesses pontos ainda apresentavam uma

LTE elevada (algumas com 98%); viu-se também que a fissura longitudinal que delimita o defeito estava exatamente na profundidade da armadura longitudinal e que em diversos casos a base ou o subleito encontravam-se com vazios e apresentando *pumping*. A Figura 2.33 elucidada o caso da fissura longitudinal próxima à meia seção da placa, as tensões máximas são, inesperadamente, mais elevadas no meio da placa do que no topo e no fundo. Esses dois fatores levaram o autor a propor uma nova teoria de que o *punchout* é originado principalmente pela ação conjunta da fraca ligação do concreto-armadura e de altas deflexões causadas por defeitos no apoio das placas; e não propriamente das fissuras transversais. Embora sejam considerações interessantes, é complexo intuir sobre qual foi o defeito original que levou o *punchout* e o próprio autor destaca a necessidade de mais estudos sobre o tema. Na Tabela 2.2 (anterior) também é possível observar que mesmo seções com LTE de 88%, baixos em relação aos encontrados por Won (2011) apresentam desempenho considerado com ótimo. Ainda em relação a ligação aço-armadura, Zhang e Wang (2011) também concordam que o papel dessa ligação é subestimado nas análises de desempenho do PCCA e apostam que este parâmetro será alvo de vários estudos nos próximos anos. Os autores concluíram que a hipótese utilizada por vários métodos de dimensionamento e previsão de fissuras de que a ligação está completa nos primeiros dias após a execução da placa é inválida na análise do desempenho de PCCA em idades jovens.

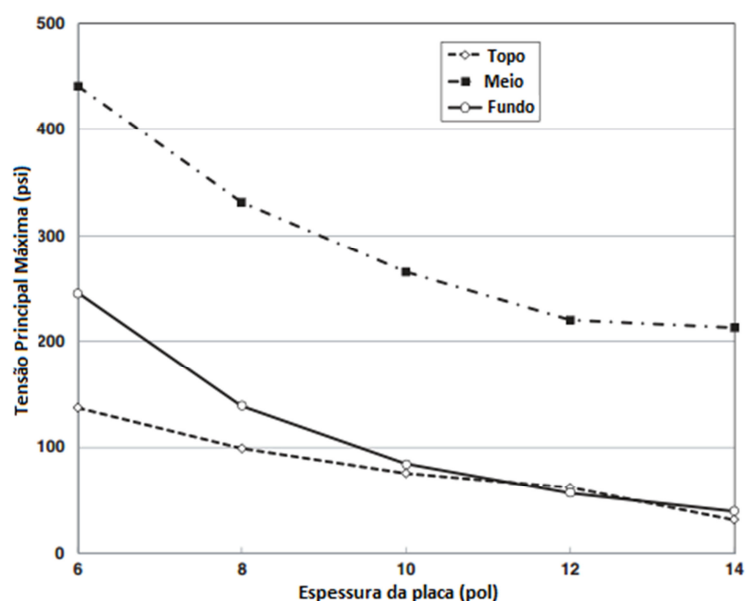


Figura 2. 33 - Tensões máximas em diferentes espessuras da placa (Adaptado de: WON, 2011)

Khazanovich *et al.* (2001), ao analisar o PCCA em redes neurais e com elementos finitos, observaram que:

- O formato do pneu do veículo não interfere na previsão das tensões no topo da placa; os autores testaram pavimentos com variadas temperatura, LTE e diferentes tipos de perda da condição de suporte, não observando nenhuma mudança significativa nas tensões com a mudança da área de aplicação da carga (forma do pneu);
- Para todos os espaçamentos testados, os níveis mais altos de tensão foram encontrados quando a carga estava mais próxima da fissura, como era esperado (Figura 2.34);
- Quanto maior o valor da LTE menor será a tensão de tração na flexão máxima e menos independente essa propriedade será da posição da carga (Figura 2.34);
- O aparecimento de vazios abaixo da placa acompanhados de uma queda na LTE potencializa o valor das tensões de tração na flexão.

É interessante notar que, segundo as conclusões do estudo, valores altos de LTE garantem um bom desempenho mesmo que outros fatores como espaçamento, condição de suporte e posição de carga sejam deficientes.

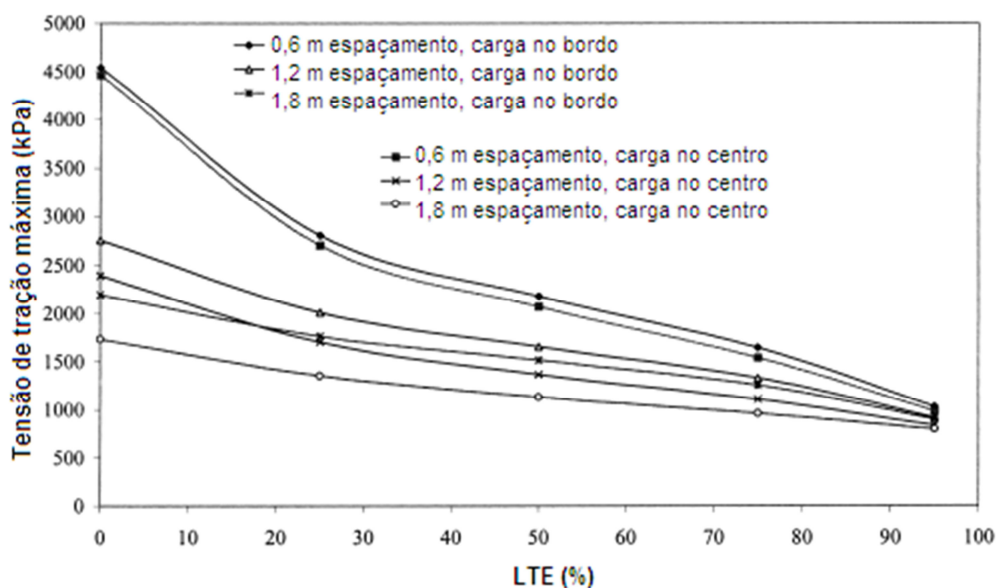


Figura 2. 34 - Tensões máxima com diferentes LTE (Adaptado de: KHAZANOVICH *et al.*, 2001)

2.4.3 Tipo de base

De acordo com Faiz e Yoder (1974) o tipo de base ou sub-base tem um grande efeito no potencial surgimento de defeitos no PCCA. Os autores evidenciaram que as bases tratadas com asfalto apresentaram um melhor desempenho do que bases granulares e de escória. Ainda segundo os autores, o tipo de subleito não mostrou nenhuma correlação com o desempenho do pavimento. Para Treybig (1969), o espaçamento de PCCA com bases estabilizadas, por asfalto ou por cimento, era menor do que o placas sobre bases granulares para qualquer idade do pavimento. Nos modelos de previsão de desempenho baseados em um banco de dados de rodovias em Illinois e desenvolvidos por Lee e Darter (1995) ao isolar o tipo de base das demais variáveis analisadas, descobre-se que o pavimento com melhor potencial de falha é composto primeiramente pela base granular, seguido da base tratada com cimento e – por último, e logo, com melhor desempenho – a base tratada com asfalto.

Na Figura 2.35 é possível evidenciar a hierarquia das bases utilizadas no PCCA em relação a durabilidade do pavimento em um modelo teórico. Como era esperado, pavimentos sem base apresentaram o pior desempenho, contudo, o número de defeitos em relação ao tráfego de um PCCA com base granular (GRA) foi bastante similar ao das placa executadas diretamente sobre o subleito. O desempenho das bases tratadas com cimento (BTC) também foi pouco satisfatório, sendo, então as bases tratadas com betume (BTB) as mais indicadas para o PCCA. Infelizmente, não há conclusões dos autores do por que desse comportamento díspar (GHARAIBEH *et al.*, 1999).

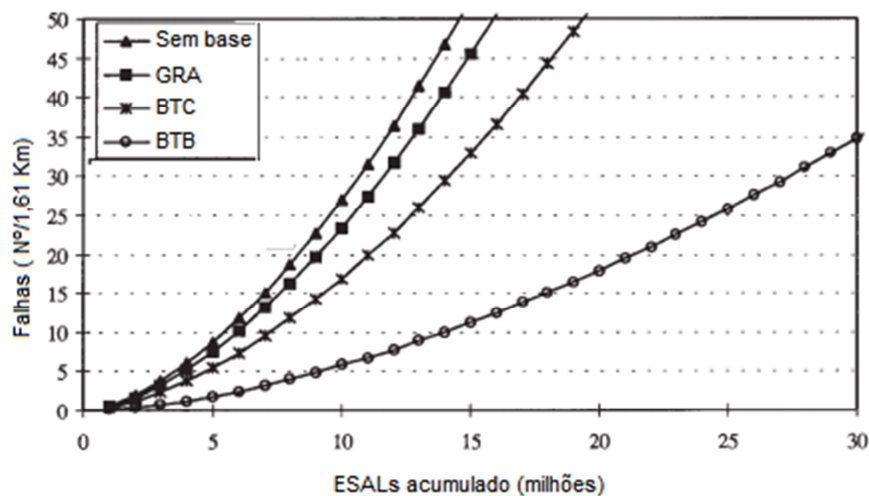


Figura 2. 35 - Efeito do tipo de base no modelo de previsão de desempenho (Adaptado de: GHARAIBEH *et al.*, 1999)

Zollinger e Barenberg (1990a) indicam que a BTB é uma melhor base do que as BTC, pois as primeiras sofrem consideravelmente menos erosão. Como foi discutido, a perda de apoio causada pela erosão da base é um dos principais causadores de punchout. Em uma análise destes defeitos, os pesquisadores evidenciaram que as bases cimentadas haviam perdido muito mais material do que as bases tratadas com asfalto.

Johnston e Surdahl (2006) em um extenso estudo no efeito do tipo de base nos PCCA, desenvolveram um modelo numérico capaz de relacionar diversas variáveis no grau de fissuração da placa para cada tipo de base. A Tabela 2.5 traz os principais resultados. O valor de ρ indica se há uma influência significativa de determinada variável na fissuração, quanto menor for este valor em relação a 0,5, mais influente será a variável.

Tabela 2. 5 - Influência de algumas variáveis em PCCA com diferentes tipos de base (Adaptado de JOHNSOTON e SURDAHL, 2006)

Tipo de base	Espessura da Placa	% Armadura	Prof. Armadura	Dif. de Temp.	E	Espessura da Base	k do subleito
GRA	0,002	0	0	0,536	0,756	0,798	0,117
BTB	0	0	0	0,001	0,038	0,001	0,745
SC; STC	0,003	0,003	0,835	0,086	0,147	0,729	0,024
BTC	0,008	0	0,310	0	0,025	0,764	0,813

GRA = Granular; BTB = base tratada com betume; SC = solo-cimento;

STC = subleito estabilizado com cimento; BTC = base tratada com cimento

É importante destacar que no estudo, a influência das variáveis foi analisada em relação ao número de fissuras, não ao espaçamento médio e também não à qualidade/desempenho dessas fissuras. Com isso, é possível evidenciar uma clara diferença entre os tipos tratados com cimento (SC, STC e BTC) e os não (GRA e BTB); enquanto que ambos os grupos mostraram uma influência bastante previsível da espessura da placa e da porcentagem de armadura, nos modelos de previsão criados pelos autores, essas variáveis assumem fatores opostos. Para as bases GRA e BTB um aumento na espessura da placa produz uma diminuição no número de fissuras, enquanto que um aumento na taxa de armadura aumenta a fissuração do concreto, como foi visto em diversos estudos, entretanto para as bases tratadas com cimento as duas variáveis desenvolveram efeitos opostos, o aumento na espessura originou mais fissuras e o uma maior porcentagem de aço diminuiu a fissuração. É conclusão dos autores, que obviamente a ligação placa-base é muito influente na formação inicial de fissuras. Segundo,

Weseich *et al.* (1987, *apud* Johnston e Surdahl, 2006), a adesão entre bases estabilizadas ou tratadas com cimento é muito maior do que em outros tipos de base; essa força de adesão é tão grande que enormes forças de compressão são desenvolvidas durante a contração ou expansão do concreto, gerando tensões de tração quando a base resiste ao movimento. Isso, segundo os autores, pode explicar a relação obtida com os modelos. O coeficiente de correlação (R^2) dos modelos para os quatro grupos de bases foi sempre superior a 0,81.

Outros aspectos interessantes da pesquisa foram a pouca influência do diferencial de temperatura entre a base e a placa somente para as bases granulares implicando que a fissuração desse tipo de PCCA com base granular sem aderência ocorre em idades muito jovens; e a profundidade da armadura, que mostrou uma melhor correlação com as bases não tratadas com cimento; isso reitera a importância da ligação base-placa e demonstra que ela pode ser até mais importante do que a ligação concreto-armadura. Em relação ao módulo de elasticidade (E), novamente, o PCCA com base granular foi a exceção, apresentando pouca influência da variável na fissuração; infelizmente os autores só constatam essa informação, não explicando as razões dela assim o ser. Também não há no trabalho nenhuma explicação do porque da espessura da base ser influente somente nos PCCA com BTB. Em contraponto, Kim *et al.* (2000) analisando estruturas de PCCA em três dimensões, evidenciaram uma influência mínima do coeficiente de fricção entre a base e a placa no desempenho do pavimento; e no levantamento das 23 seções do trabalho de Tayabji *et al.* (1995) também não foi possível observar a influência do tipo de base no desempenho do pavimento. Os PCCA eram compostos de GRA, BTC, BTB, BTC permeável e base em solo asfalto. Porém ao verificar a Tabela 2.2 (anterior) retirada de um trabalho posterior dos mesmos autores, os PCCA com base granular foram os únicos a apresentarem desempenhos ruim ou regular (TAYBJI *et al.*, 1998a).

Tayabji *et al.* (1995), também comentam que o uso de bases tratadas com cimento permeáveis não mostrou-se prejudicial ao desempenho do PCCA. Em três seções com este tipo de base, o pavimento apresentou um padrão de fissuração adequado e alguns defeitos de baixa severidade. Não obstante, deve ser notado que as três possuem uma taxa de armadura superior a 0,65%, o que também pode explicar o bom desempenho do pavimento.

A análise das pesquisas discutidas ao longo do item 2.4 permite indicar as potencialidades e deficiências de cada variável de projeto em relação aos indicadores de desempenho apresentados no item 2.3. A Tabela 2.6 traz um quadro resumo do estado da arte da relação projeto versus desempenho do PCCA.

Tabela 2. 6 - Quadro resumo da relação varáveis/indicadores no PCCA

INDICADORES					
VARIÁVEIS	Fissuração	Espaçamento	Abertura	<i>Punchout</i>	Desempenho Final
Taxa de Armadura	Quanto maior a taxa, mais fissuras	Menor espaçamento	Menor abertura	Menos <i>Punchout</i>	Placas com maiores taxas apresentam menos defeitos e maior durabilidade
Diâmetro da Barra	Não conclusivo	Quanto maior o diâmetro, maior será o espaçamento	Maior abertura	Não analisado	Não analisado. Sabe-se que fissuras com maior abertura resultam em um desempenho inadequado
Armadura Transversal	A presença ou não da armadura transversal não influencia o número de fissuras	Não analisado	Não analisado	Não conclusivo	As fissuras tendem a ocorrer na posição da armadura. Não influência o desempenho final
Profund. da Armadura	Quanto mais coberta estiver a armadura, mais fissuras irão surgir	Menor espaçamento	Maior abertura	Mais <i>Punchout</i>	Indica-se um recobrimento mínimo de 76 mm para evitar a ação de agentes corrosivos. Armaduras muito profundas são prejudiciais ao desempenho
Espessura da Placa	Não analisado	Não analisado	Não analisado	Quanto mais espessa a placa, menos <i>punchouts</i> irá apresentar	Placas mais espessas apresentam desempenho melhor e são menos influenciáveis pelas outras variáveis
CTE	O aumento no CTE potencializa o número de fissuras	Menor espaçamento	Não analisado	Mais <i>Punchout</i>	Altos teores de cimento devem ser acompanhados de uma cura impecável em função da relação entre o CTE e a fissuração da placa
Agreg. Calcário	Placas com o agregado de cascalho apresentam uma melhor fissuração	Agregado de cascalho denota um menor espaçamento	Não analisado	Agregados de calcário potencializam o surgimento de <i>punchouts</i>	O agregado de cascalho possui desempenho bastante superior em função dos altos valores de CTE do agregado de calcário
Agreg. Cascalho					
Tipo de Base	Placas com bases granulares apresentam maior fissuração, menor espaçamento e maior largura; e portanto, um maior potencial para <i>punchouts</i>				No geral, em termos de desempenho, bases com betume são superiores que bases com cimento e ambas são muito mais vantajosas que bases granulares

2.5 Testes com FWD em pavimento experimental

A fim de verificar a capacidade estrutural do pavimento experimental (os aspectos do projeto e o processo construtivo serão apresentados mais detalhadamente no item metodologia deste trabalho), foram realizados por Balbo *et al.* (2012) alguns testes FWD com uma placa de aplicação de carga com diâmetro de 300 mm e com uma carga de 65 kN (carga maior para mobilizar mais deslocamentos em estrutura rígida), em dezembro de 2011 (a temperatura atmosférica estava em 29 °C e aquela da superfície dos pavimentos em 42 °C). Foram realizadas várias aplicações em um mesmo ponto localizado no meio de cada seção (a 25 m da borda final) e distanciando um metro da borda longitudinal externa. A partir das bacias de deflexão obtidas pôde-se retroanalisar a estrutura; Para a realização das retroanálises empregou-se o programa EVERFE (DAVIDS, 2004). O posicionamento da carga do FWD no modelo numérico de análise foi exatamente a mesma ocorrida em pista. O modelo simulou as espessuras existentes e a geometria das placas. As fissuras existentes (visíveis na superfície) foram consideradas como juntas transversais e em cada fissura foram adotadas barras de aço contínuas como barras de transferência. Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto armado (E) e o módulo de reação do subleito (k) as simulações foram levadas ao ponto de razoáveis aproximações entre as bacias de deflexões teóricas e aquelas reais de campo. Na Figura 2.36 são confrontadas as bacias de deflexões retroanalizadas com as bacias de deflexões reais, para cada seção. Na Tabela 2.7 são apresentados os parâmetros retroanalizados para as seções de PCCA.

Tabela 2. 7 - Parâmetros retroanalizados para as placas do PCCA (E e k).

Seção Experimental	FWD - Deflexões (0,01 mm) ➤	D ₀	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₅	D ₆₀	D ₉₀	D ₁₂₀	E (PCCA)	k
	Offset (mm) ➤	0	200	300	450	600	900	1200	(MPa)	(MPa/m)
	Carga (kN)									
1	65,40	24,5	23,6	22,7	21,7	20,9	18,7	15,5	32.000	80
2	64,60	22,1	20,9	19,9	18,6	17,3	14,4	11,4	35.000	100
3	64,70	29,7	28,5	27,1	25,2	23,1	17,7	16,1	22.000	80
4	64,50	36,3	35,2	33,9	32,4	31,0	24,8	22,6	23.000	54

A Figura 2.36 revela as dificuldades encontradas para equiparar as bacias de deflexão de campo com as teóricas nas seções 3 e 4, justamente nos *offsets* de 900 mm destas seções. Os autores comentam que a hipótese mais aceitável para este acontecimento é a de que no

período do levantamento, existiam fissuras, próximas à aplicação de carga, porém não visíveis a olho nu. Em relação aos parâmetros retroanalizados para as seções 1 e 2, os resultados mostraram-se bastante coerentes; como a seção 2 possui uma taxa maior de armadura (0.7%) do que a seção 1 (0.6%), a seção 2 apresenta uma maior rigidez, além disso, o módulo de elasticidade e módulo de reação do subleito da seção são, de fato, maiores. No caso das seções 3 e 4, os resultados apontaram um comportamento similar, com alguma compensação entre E e k. No processo de retroanálise da seção 3 ocorreu uma redução do módulo de elasticidade do concreto para sobrepor as bacias de deformação de campo e teóricas. Isso, segundo os autores, é explicado pelo fato de, como se mostrou, a seção 3 apresentar maior quantidade de fissuras transversais que a seção 4 e, portanto, mais fissuras não visíveis.

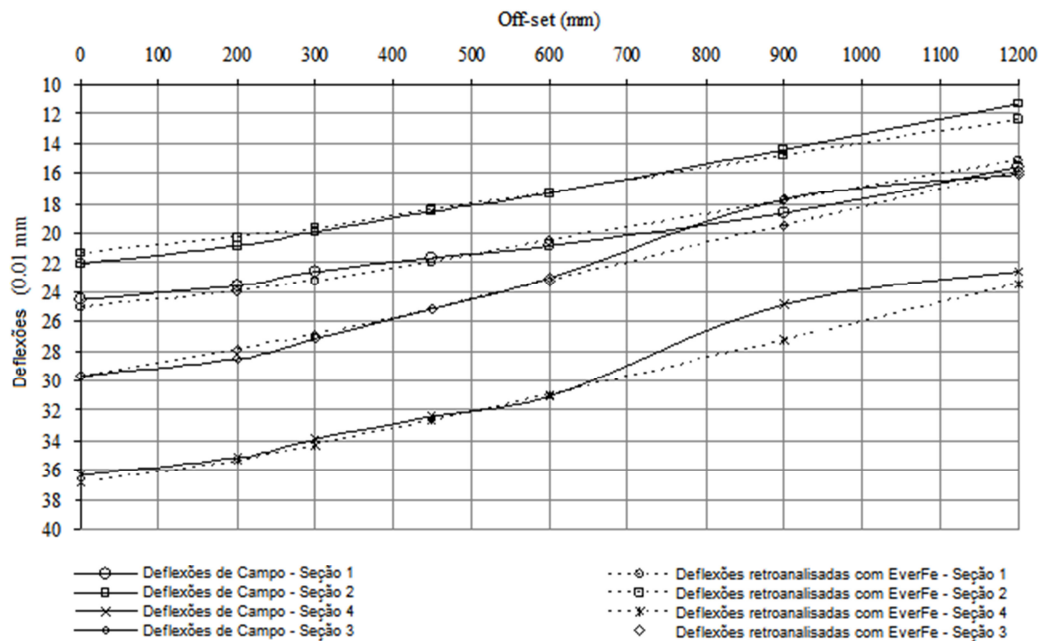


Figura 2. 36 - Comparação de bacias de deflexão obtidas em campo e com retroanálise (Adaptado de : BALBO *et al.*, 2012)

3. METODOLOGIA DE PESQUISA NA PISTA EXPERIMENTAL DA USP

3.1 Construção da pista experimental

3.1.1 Detalhes do projeto

Primeiramente apresentada por Balbo *et al.* (2012), as seções da pista experimental foram construídas entre julho e setembro de 2010, no período seco do inverno paulistano, com extensão de 50 m cada uma e sem ancoragem em suas extremidades estão localizadas na Av. Prof. Almeida Prado no campus da USP em São Paulo. O tráfego diário é composto da avenida é de aproximadamente 800 ônibus urbanos junto com algumas dúzias de caminhonetes médias e 1,500 carros. O antigo pavimento asfáltico, que havia sido construído quase 40 anos antes, foi completamente removido. As seções possuem largura constante de 5.05 m, que coincide com uma faixa de rolamento em vias de pista simples do campus (10 m de largura aproximadamente). As seções são compostas de placas de concreto com 240 mm de espessura. A armadura longitudinal possui taxa variável (0,4 a 0,7% da seção transversal da placa), estando as barras afastadas entre si conforme indicado na Figura 3.1; a armadura transversal é composta de barras espaçadas 0.9 m entre si, com barras de diâmetro de 20 mm. Todo o aço empregado foi do tipo CA-50. A resistência à tração na flexão de projeto do concreto foi fixada em 4,5 MPa (aos 28 dias); o concreto comercialmente disponível empregou agregados graníticos e consumo de cimento de 350 kg/m³. Não há ancoragem no final das seções, dando liberdade ao deslocamento longitudinal de placas de concreto, como seria no caso de construções em paradas de ônibus em corredores urbanos (sem laje de transição ou ancoragem). Nota-se que salvo a porcentagem de armadura longitudinal, as quatro seções possuem as mesmas características de projeto. É também interessante observar que as variáveis de projeto utilizadas no dimensionamento das quatro seções podem ser encontradas de maneira idêntica nas rodovias apresentadas na Tabela 2.2 (anterior); o que fornece uma comparação direta do desempenho da pista mais curta com os PCCAs tradicionais.

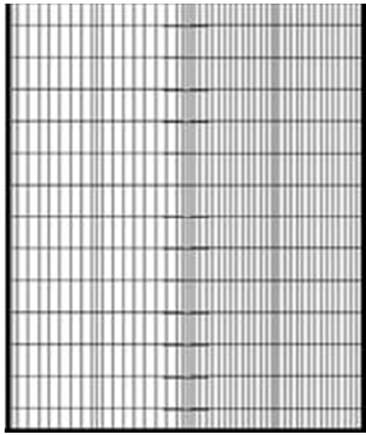
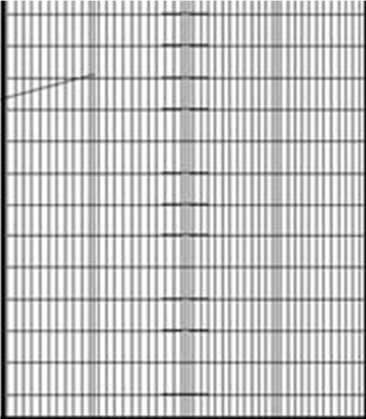
Lado Esquerdo	Posicionamento das Barras da Armadura	Lado Direito
<p>Seção 4</p> <p>Espessura do Concreto 240 mm</p> <p>Espessura da base CAUQ 60 mm</p> <p>Espessura da sub-base (Macadame Seco) 300 mm</p> <p>Taxa de Armadura CA-50 com 0,4% a cada 300 mm (Diâmetro das Barras = 200mm)</p> <p>Barras transversais Diâmetro = 20 mm a cada 0,9 m</p>		<p>Seção 2</p> <p>Espessura do Concreto 240 mm</p> <p>Espessura da base CAUQ 60 mm</p> <p>Espessura da sub-base (Macadame Seco) 300 mm</p> <p>Taxa de Armadura CA-50 com 0,7% a cada 170 mm (Diâmetro das Barras = 200mm)</p> <p>Barras transversais Diâmetro = 20 mm a cada 0,9 m</p>
<p>Seção 3</p> <p>Espessura do Concreto 240 mm</p> <p>Espessura da base CAUQ 60 mm</p> <p>Espessura da sub-base (Macadame Seco) 300 mm</p> <p>Taxa de Armadura CA-50 com 0,5% a cada 230 mm (Diâmetro das Barras = 200mm)</p> <p>Barras transversais Diâmetro = 20 mm a cada 0,9 m</p>		<p>Seção 1</p> <p>Espessura do Concreto 240 mm</p> <p>Espessura da base CAUQ 60 mm</p> <p>Espessura da sub-base (Macadame Seco) 300 mm</p> <p>Taxa de Armadura CA-50 com 0,6% a cada 200 mm (Diâmetro das Barras = 200mm)</p> <p>Barras transversais Diâmetro = 20 mm a cada 0,9 m</p>

Figura 3. 1 - Detalhes das seções da pista experimental (Adaptado de BALBO *et al.*, 2012)

3.1.2 Execução

A construção da pista experimental deu-se entre os meses de julho e setembro de 2010. Nos primeiros meses foram executados os serviços de remoção do pavimento antigo, seguido da conformação do subleito e aplicação e compactação das camadas de sub-base e base. Nos dias 13, 18, 21 e 25 de agosto do mesmo ano, foram realizadas as concretagens das seções 1, 2, 3 e 4 respectivamente. Os dias seguintes foram destinados à cura do concreto até a abertura da via em 16/09/2012. A sequência de imagens da Figura 3.2 e da Figura 3.3 mostra detalhes do processo construtivo. Todas as seções foram construídas e vibradas de maneira manual; fôrmas de madeira foram empregadas para cada seção para segurar o concreto fresco. A finalização da superfície, de modo a evitar qualquer buraco e para alcançar uma aparência estanque, foi realizada por meio de flutuação da superfície com ferramentas manuais. A textura da superfície foi obtida pela criação de uma macrotextura usando um *grooving* transversal por meio de texturização com vassoura de aço. A cura foi executada inicialmente com a aspersão de um composto químico sobre a superfície acabada e, então, com umedecimento com manta úmida por duas semanas.



(a) Armadura longitudinal (seção 1)



(b) Armadura longitudinal (seção 4)



(c) Cura



(d) Concretagem (seção 2)



(e) Adensamento (seção 4)



(f) Concretagem (seção 2)

Figura 3. 2 - Detalhes da execução da pista experimental



(a) Acabamento (seção 3)



(b) Texturização (seção 1)



(c) Junta entre a pista e o pavimento intertravado (seção 1)



(d) Armadura longitudinal (seção 4) e cura (Seções 1 e 2)



(e) Pista em operação (vista da seção 4)



(f) Pista em operação (vista da seção 3)

Figura 3. 3 - Continuação dos detalhes de execução da pista experimental

Na tabela 3.1 são apresentados alguns parâmetros resultantes do controle tecnológico em campo (28 dias).

Tabela 3. 1 - Parâmetros obtidos com corpos de prova moldados durante a concretagem

Seção	Resistência à Compressão* (MPa)	Módulo de Ruptura* (MPa)	Módulo de Elasticidade** (MPa)
2	38.4	5.02	21,526 / 28,614 / 28,350
3	34.5	-	-
4	29.5	-	-

* Valores Médios
 ** Valores individuais

3.2 Levantamentos de fissuras

Os primeiros levantamentos de fissuras foram realizados nas semanas seguintes à construção, sempre com a observação pela borda das seções, tendo como resultado o não aparecimento de nenhuma fissura nas quatro seções; posteriormente, os levantamentos foram realizados mensalmente, porém com o mesmo resultado. Foi somente em outubro de 2011, após um ano e dois meses da execução da pista, que a primeira fissura foi visualizada na seção 3 (a primeira fissura aparece destacada com uma seta na Figura 3.4) A partir desta primeira fissura, foram evidenciadas mais cinco fissuras na seção 3, e três na seção 4 em janeiro de 2012. Em função desde recente desencadeio das fissuras, decidiu-se realizar os levantamentos, a cada dois meses, porém dessa vez observando as seções do eixo da pista, pois, notou-se que as fissuras eram mais visíveis nessa posição do que na borda. Para tal, foi coordenado junto à prefeitura e à guarda civil do campus da USP um esquema de logística e sinalização que possibilitasse o acesso ao eixo da pista sem atrapalhar o tráfego do campus, conforme mostra a Figura 3.5. A Figura 3.4 mostra o resultado de todos os levantamentos e possibilita a análise da fissuração com o tempo.

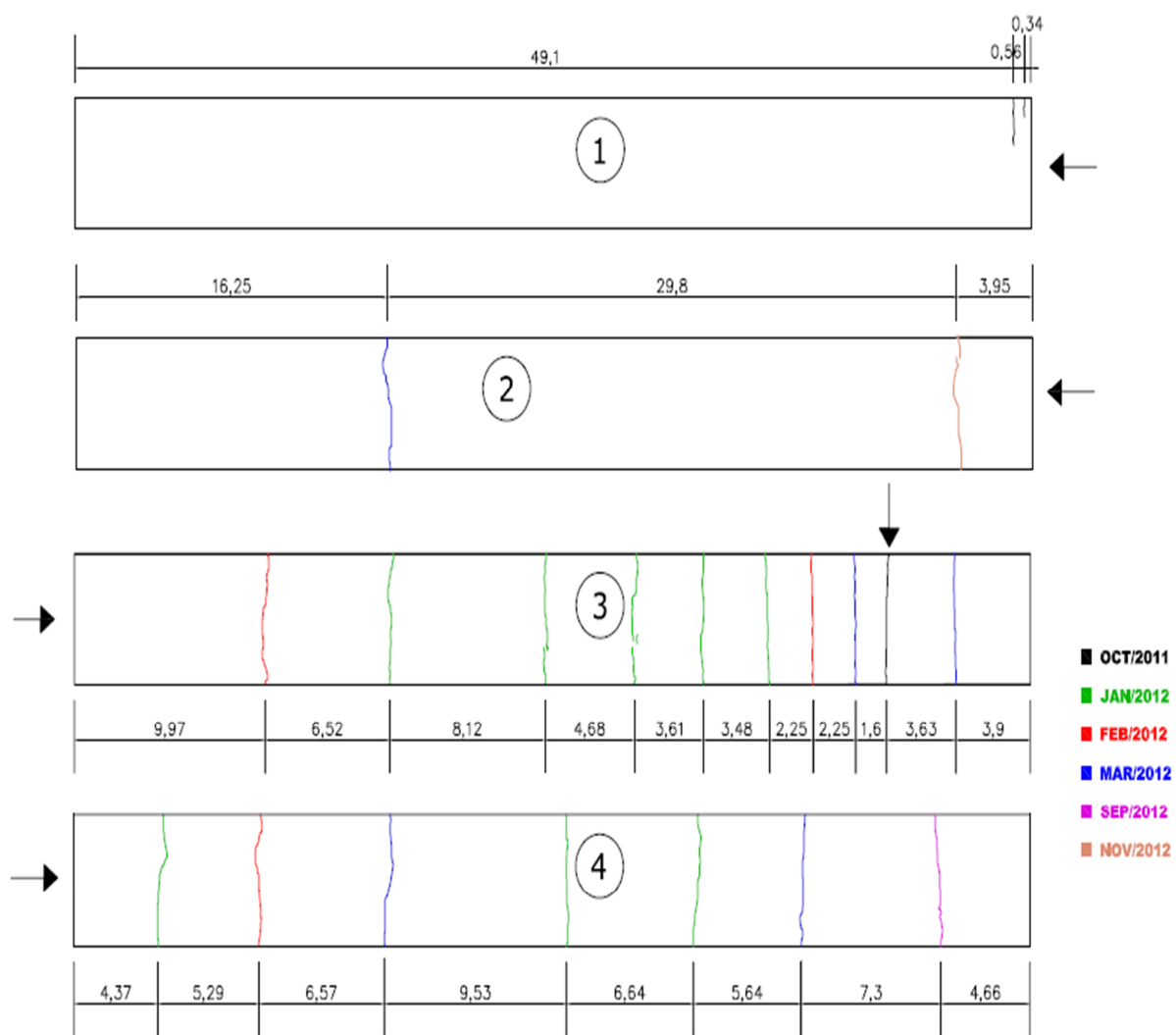


Figura 3. 4 - Padrão de fissuração em 30 de novembro de 2013



Figura 3. 5 - Sinalização para o levantamento de fissuras

3.3 Provas de carga dinâmica

Com a finalidade de mensurar as deformações da pista experimental de PCCA, decidiu-se pela realização de uma série de provas de carga com o uso de *strain gauges* (SG). Os SG, através de pequenas variações na sua resistência elétrica, possibilitam a medida mensuração das deformações específicas ocorrentes na placa de concreto. Estes dados aliados ao conhecimento do módulo de elasticidade do concreto permitem a determinação das tensões na flexão (de tração ou de compressão) máximas atuantes. Com isso, finalmente, é possível alimentar, comparar e aferir as bases de dados de calibração de modelos de previsão de comportamento de pavimentos. A seção 3 foi a escolhida para a realização dos testes, pois possuía na época o trecho entre três fissuras com menor espaçamento. Os subitens conseguintes mostram todas as etapas da realização deste levantamento.

3.3.1 Logística

Primeiramente, foi realizada, junto ao engenheiro responsável da Prefeitura do Campus de São Paulo, uma reunião a fim de esquematizar a logística necessária aos levantamentos. Como citado anteriormente, a pista experimental encontra-se em uma avenida bastante funcional e movimentada do campus, onde passam diariamente três linhas de ônibus urbanos. A paralização total da via foi o principal problema enfrentado pelos pesquisadores juntamente com a prefeitura. Por fim foi tomada a decisão de realizar os levantamentos no dia 05 de fevereiro de 2013 no período noturno, afetando, assim, o mínimo possível da infraestrutura do campus. Na reunião também foram acordados os seguintes serviços: uma equipe de pedreiros e serventes para destruir aproximadamente 4 metros de sarjeta na seção 3, dois pontos de fornecimento de rede de energia elétrica, um com voltagem de 110V e outro com 220V; sinalização adequada para as etapas de retirada de sarjeta, instrumentação da pista e provas de carga; um caminhão carregado com motorista e um ponto de iluminação adicional. Finalmente, o cronograma para a realização dos ensaios ficou resumido da seguinte forma:

- 30/01/2013: Comunicação aos usuários do campus da USP sobre a interrupção parcial da Av. Almeida Prado, entre a Av. Mello de Moraes e a Praça Ramos de Azevedo, na tarde do dia 05/02/2013; e sobre a paralização total do mesmo trecho das 22h00min até as 24h00min também no dia 05.

- 05/02/2013, das 08h00min as 12h00min: carregamento do caminhão com brita; pesagem dos eixos traseiro e dianteiro; fornecimento de dois pontos de energia elétrica com voltagens de 110 e 220 V.
- 05/02/2013, das 13h30min as 20h00min: sinalização de parte da pista; demolição de 4 metros de sarjeta e remoção de entulho; fornecimento de um ponto de iluminação; instrumentação da pista.
- 05/02/2013, das 22h00min as 24h00min: paralização total da pista; provas de carga; com o final do ensaio, retornar a sinalização parcial da área de sarjeta demolida e liberar o tráfego;
- 06/02/2013: Reconstrução da sarjeta; retirada das instalações elétricas provisórias.

3.3.2 Trabalhos Preliminares à instrumentação em pista

Optou-se pela utilização de 28 SG da marca japonesa KYOWA todos da mesma remessa com um *gauge fator* de $2,13 \pm 1,0\%$ e uma resistência elétrica de $120,2 \pm 0,2\Omega$. Para medir as variações de temperatura dentro da placa de concreto durante o ensaio, foram utilizados 4 termo resistores PT100. Escolhidos os equipamentos, deu-se à confecção dos cabos e à soldagem dos SG e PT100. Foram dimensionados cabos elétricos de 8 metros para cada SG e de 6 metros para cada PT100. Com isso passou-se ao corte de 3 cm em cada ponta de todos os cabos, isolando os fios vermelho, laranja e preto; após isso foi realizada a solda a ponto do SG e do PT100 ao terminal e do terminal ao cabo respeitando o esquema apresentado na Figura 3.6.

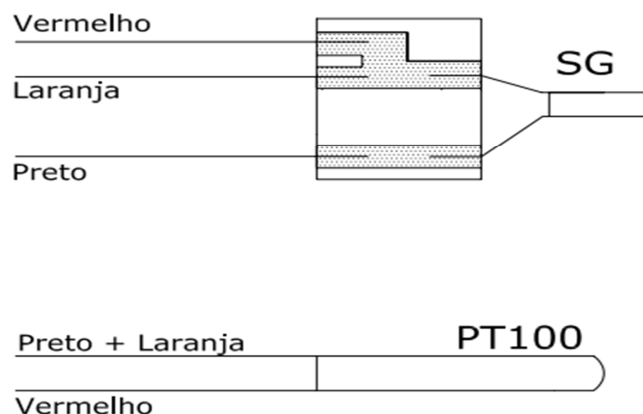


Figura 3. 6 - Configuração de solda dos instrumentos

Finalizada a confecção dos cabos com os aparelhos, todos os cabos foram identificados com numeração em ambas as pontas, de 1 a 32.

Passou-se então, à verificação da integridade dos instrumentos por meio de sua resistência elétrica. Como fora informado, os SG medem a deformação do concreto através de pequenas variações na sua resistência elétrica, logo, a verificação de sua integridade implica em medir tal resistência que dependendo do comprimento dos cabos que conectam os instrumentos ao condicionador de sinais, pode variar entre 120Ω e 130Ω. Realizada esta medida passou-se à calibração do condicionador de sinal; o aparelho utilizado foi um condicionador ADS 2000. Um técnico da empresa LYNX foi convocado para averiguar a o funcionamento do equipamento; após uma pequena explicação sobre as condições de operação e leitura do condicionar, foi medida a resistência de ambas as placas (superior e inferior) resultando em 61730Ω e 61879Ω para as placas inferior e superior, respectivamente; esta resistência das placas é chamada resistência de calibração. Este valor é de muita importância, pois com ele pode-se calcular o valor de engenharia a ser empregado no software do programa que irá receber os dados e com isso, finalmente, será possível realizar a calibração dos instrumentos já posicionados na pista no momento – e durante, se necessário – dos ensaios. O cálculo do valor de engenharia (adimensional) é realizado através da Equação 5. A Tabela 3.2 apresenta a resistência elétrica dos instrumentos a serem utilizados na pista experimental de PCCA.

$$Valor Eng. = \frac{1}{Gfactor} \times \frac{R_{G+C}}{R_G} \times \frac{R_{G+C}}{R_{G+C}+R_{cal}} \times 10^6 \quad (5)$$

Onde:

$Gfactor = Gage factor$, fornecido pelo fabricante, em %;

R_{G+C} = Resistência elétrica do SG soldado ao cabo, medida com um voltímetro, em Ω;

R_G = Resistência elétrica do SG, fornecida pelo fabricante, em Ω;

R_{cal} = Resistência de calibração da placa do condicionador de sinal, em Ω.

Os resultados das resistências dos SG mais o cabo e do valor de engenharia para cada instrumento encontram-se na Tabela 3.2.

Tabela 3. 2 - Resistências elétricas dos *Strain Gauges*

PLACA 4840 (Inferior)				PLACA 4841 (Superior)			
INST.	Nº	Resistência Gage + Cabo (Ω)	Valor de Engenharia	INST.	Nº	Resistência Gage + Cabo (Ω)	Valor de Engenharia
SG	00	122,1	-941,440	SG	16	122,2	-940,715
SG	01	122,4	-946,068	SG	17	122,3	-942,254
SG	02	122,0	-939,900	SG	18	122,2	-940,715
SG	03	122,4	-946,068	SG	19	122,3	-942,254
SG	04	122,3	-944,524	SG	20	122,1	-939,178
SG	05	122,1	-941,440	SG	21	122,3	-942,254
SG	06	122,1	-941,440	SG	22	122	-937,642
SG	07	122,0	-939,900	SG	23	122,1	-939,178
SG	08	122,2	-942,982	SG	24	122,2	-940,715
SG	09	122,3	-944,524	SG	25	122	-937,642
SG	10	122,2	-942,982	SG	26	122,1	-939,178
SG	11	122,2	-942,982	SG	27	122,2	-940,715
				SG	28	122,2	-940,715
				SG	29	122,1	-939,178
				SG	30	122,2	-940,715
				SG	31	122,4	-943,794

Nota-se que a ausência dos números 12 a 15 na primeira placa foi em função destas entradas serem destinadas aos PT-100.

Com os valores de engenharia devidamente calculados, foi então realizada a calibração teste de todos os SG conectados ao amplificador de sinal. O *software* utilizado foi o *AqDados for Windows*. O programa, juntamente com o amplificador de sinal, possibilita a ampliação dos sinais analógicos provenientes dos SG para a posterior conversão destes em sinais digitais, permitindo a análise numérica das deformações.

Para a calibração dos SG é extremamente necessário que todos os cabos e instrumentos permaneçam imóveis, sem qualquer interferência ou carga sobre eles. O programa inicia a calibração e em poucos minutos responde para cada SG se a calibração foi bem sucedida ou não; no caso presente a resposta foi positiva para todos os instrumentos. Porém no caso dos PT-100, a calibração resultou em números anormais de temperatura, cujo valor no dia, medido por termômetro digital era de 24 °C; os instrumentos estavam indicando temperaturas de até 80 °C. Em função de esta calibração ter sido realizada na noite anterior à instrumentação da pista e aos testes, decidiu-se por não utilizar os PT-100, sendo, então, a

variação de temperatura controlada por termômetro digital no momento dos testes a cada 15 minutos.

3.3.3 Instrumentação da pista

Conforme informado, a placa escolhida para análise foi a da seção 3, a qual apresenta o maior número de fissuras e o menor espaçamento entre elas. Para a escolha do trecho, foram analisados dois quesitos principais; primeiro: ausência de bueiros, pois estes iriam dificultar a remoção da sarjeta e instrumentação da lateral da pista; e segundo: local com três fissuras com menor extensão possível. A Figura 3.7 destaca a posição (retângulo vermelho) do segmento que melhor atendeu as exigências descritas acima no desenho da placa.

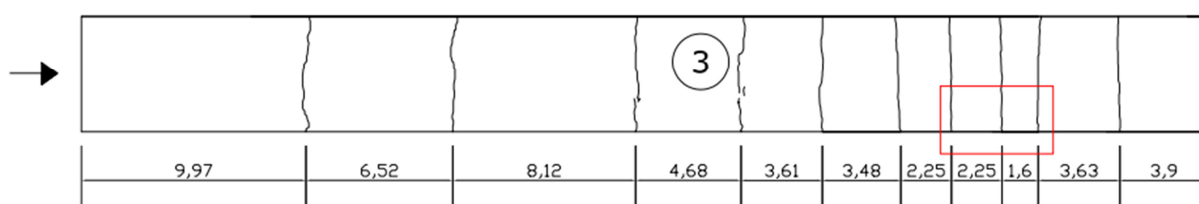


Figura 3. 7 - Segmento de testes na seção 3

No início da tarde do dia 05 de fevereiro, foi realizada a remoção e a escavação da sarjeta; finalizado serviço, foi encontrada uma divisória de isopor que separava a placa de concreto da sarjeta, o que muito facilitaria a colocação dos instrumentos na lateral da placa, pois esta se encontrava bastante regular e lisa. Em contraponto, foram também evidenciados a existência de um “pé de concreto” nos últimos centímetros de placa que se formou porque a sarjeta possuía apenas 20 cm contra os 24 cm de placa, portanto não recebendo a divisória de isopor; e a não uniformidade da espessura da placa; foram encontrados somente neste trecho de cerca de 5 metros, espessuras de 26, 22, 25 além dos especificados 24 cm.

Finalizada a remoção da sarjeta, iniciou-se a limpeza das superfícies a serem coladas com uma esmerilhadeira elétrica seguida de uma varredura da placa a fim de eliminar o pó de concreto. O processo de colagem dos SGs foi realizado nesta sequência:

- Disposição da acetona em um reservatório aberto (copo) por alguns minutos; segundo o fabricante da cola, nunca se deve realizar a limpeza da superfície com a aplicação da acetona diretamente do frasco original do produto;
- Escolher na superfície lixada, o local mais liso e uniforme possível, respeitando, claro, a posição planejada dos instrumentos;
- Umedecer um pedaço de algodão na acetona e limpar suavemente o local até que não haja mais pó de concreto; aguardar um minuto para a secagem da superfície;
- Aplicação do adesivo instantâneo Loctite 496 em toda a extensão a ser colada;
- Rapidamente, colocar o SG em cima da cola e com a ajuda do plástico protetor arrumar a posição do instrumento;
- Pressionar o SG levemente durante 30 segundos; deve-se ter cuidado para não colar a ponta dos dedos durante essa operação, pois isso pode danificar o SG no momento da retirada da mão; no caso deste experimento, dois instrumentos foram perdidos desta maneira;
- Por último, o cabo do SG recém-colado é conectado em sua respectiva entrada no amplificador de sinal.

A Figura 3.8 mostra a posição de cada conjunto de SG no segmento teste e as Figuras 3.9 a 3.12 detalham esses conjuntos, indicando a distância (em metros) de cada um ao início da placa; a linha vermelha ilustra a fissura transversal.

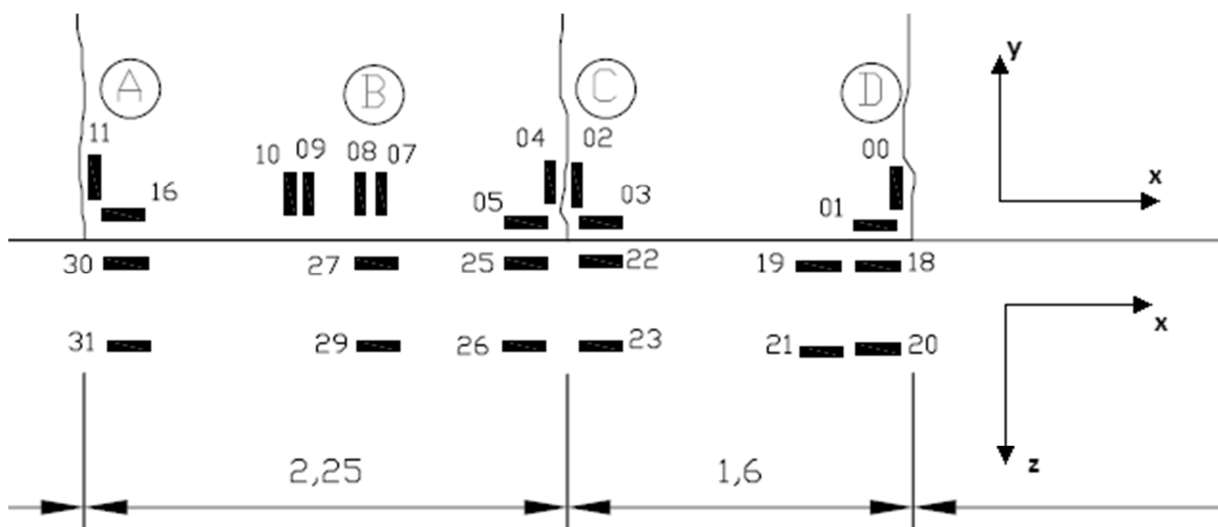


Figura 3. 8 - Localização dos SG na placa

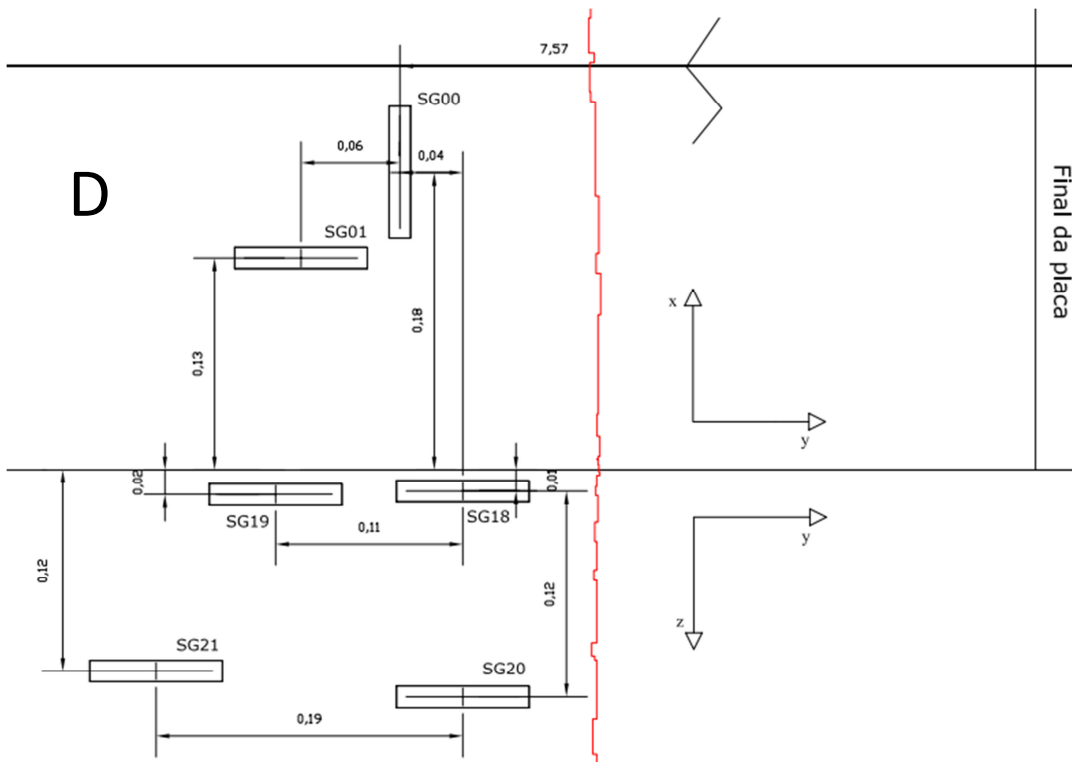


Figura 3. 9 - Conjunto D de SG

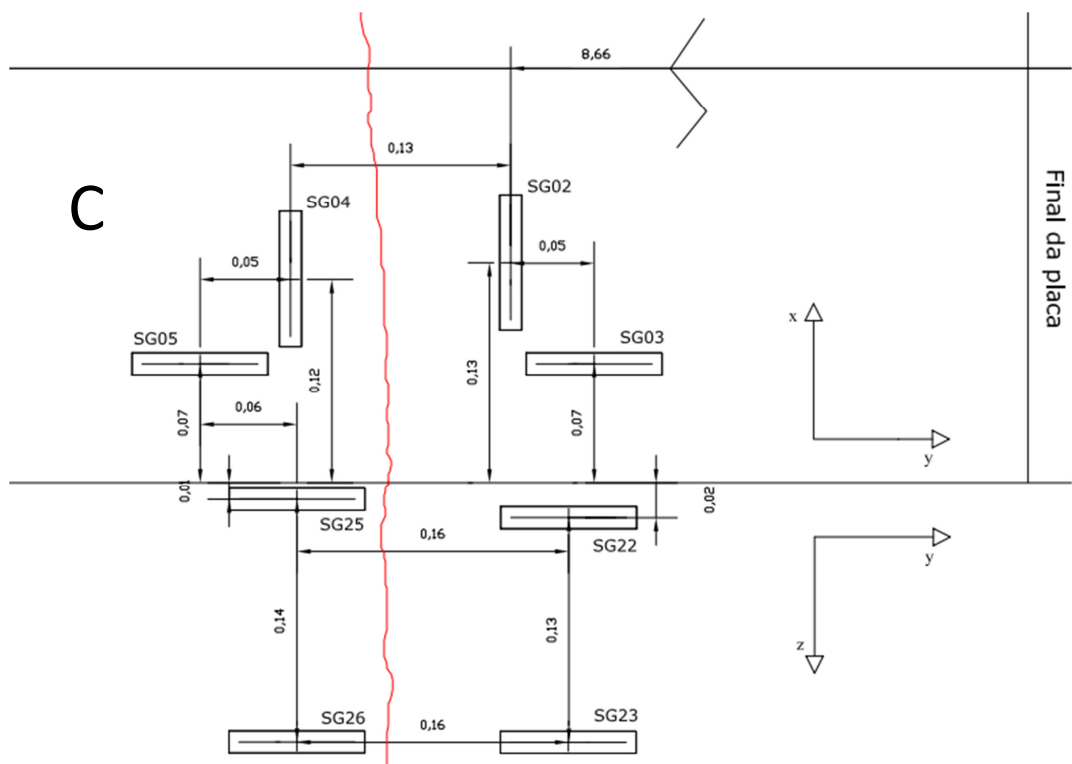
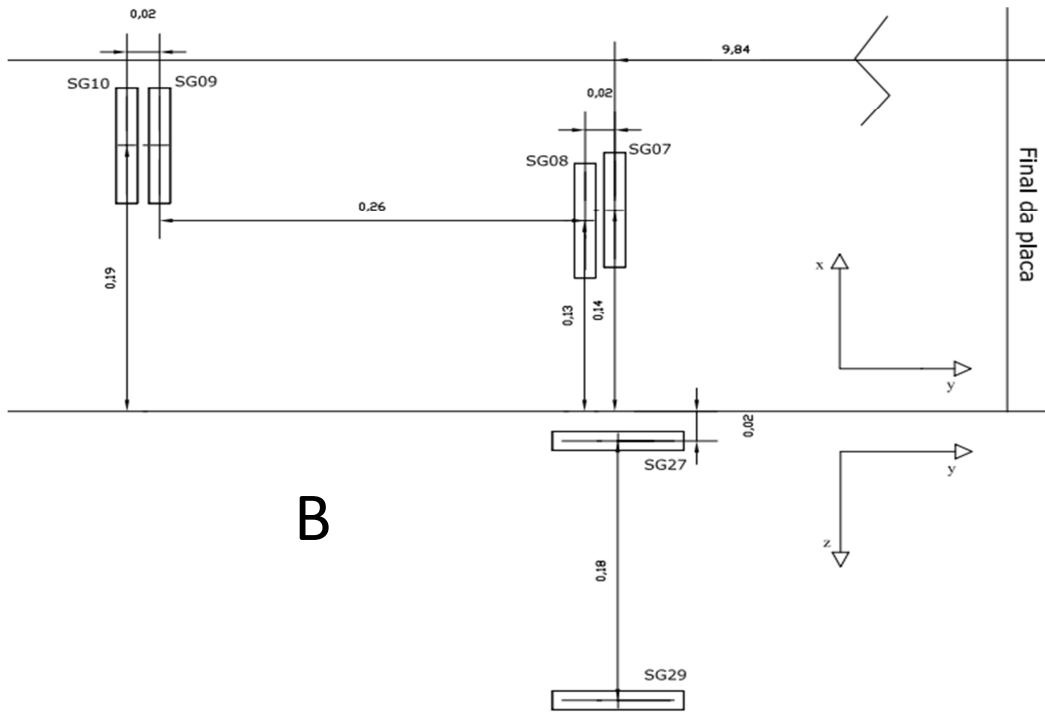
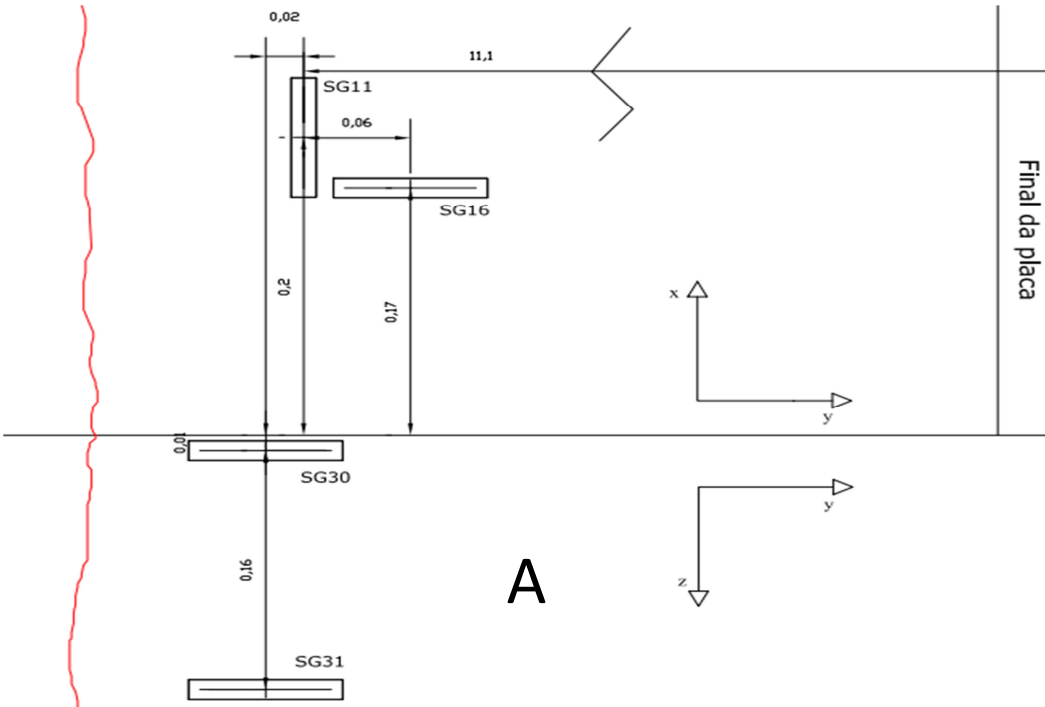


Figura 3. 10 - Conjunto C de SG



B

Figura 3. 11 - Conjunto B de SG



A

Figura 3. 12 - Conjunto A de SG

3.3.4 Provas de carga: execução

O caminhão-teste utilizado no experimento foi um *Constellation* 13-180 com carroceria basculante da marca Volkswagen o qual apresenta as configurações de eixo exibidas na Figura 3.13; a pesagem dos eixos dianteiro e traseiro resultou em 3.910 e 12.580 kg, respectivamente. Como um dos objetivos das provas de carga é alimentar um banco de dados e verificar, comparando as tensões reais e teóricas do programa, a calibração do *software*, os levantamentos devem ser conduzidos de maneira a documentar de forma mais precisa a localização dos eixos do veículo-teste em relação aos SG. Com isso, foram utilizadas câmeras fotográficas digitais filmando e fotografando a passagem do caminhão pelo segmento. Como referencia da distancia dos eixos e dos SG, foi pintada, no bordo da placa, uma faixa de exatos 30 cm. A Figura 3.14 ilustra uma passagem no caminhão-teste; foram realizadas 16 PCD com velocidade constante de 10 km/h, duas com alta velocidade (55 km/h) e duas com frenagem no meio do segmento. A temperatura do teste foi controlada por um termômetro posicionado na superfície da pista e atingiu uma média de 20,9 °C durante o ensaio. A variação da temperatura é apresentada na Tabela 3.3.

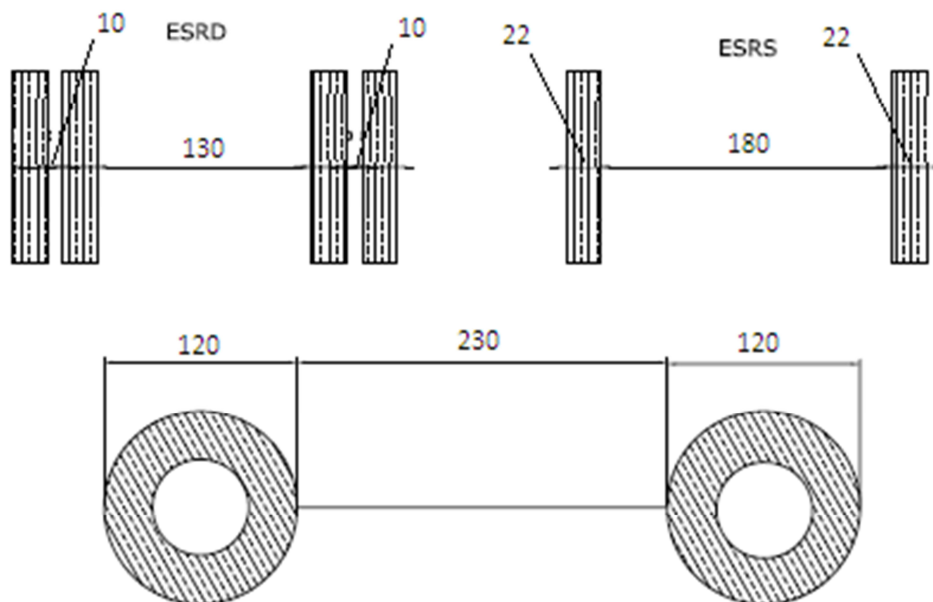


Figura 3. 13 - Configuração de eixo do caminhão-teste



Figura 3. 14 - Provas de Carga

Tabela 3. 3 - Temperatura durante o ensaio

	PCD01 → PCD20													
Tempo (min)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65
Temperatura (°C)	21,1	20,9	20,9	20,9	20,9	20,9	21,1	20,9	20,8	20,4	20,8	20,8	20,9	20,9

3.4 Levantamentos com FWD

Como visto na revisão bibliográfica, o método mais usual para aferir a transferência de carga entre fissuras (LTE) é a utilização de um teste com o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). O teste foi realizado no dia 14 de abril de 2013 com o auxílio voluntário da empresa Copavel Consultoria de Engenharia LTDA que gentilmente disponibilizou o equipamento e funcionários.

De acordo com Colim (2009) o teste com FWD é classificado com um ensaio não destrutivo onde, através de sensores em posições preestabelecidas, é possível captar as ondas de acelerações verticais (deslocamentos) que ocorrem na superfície, decorrentes de uma carga. Para a determinação das deflexões (descolamentos verticais) sofridas pelo pavimento, essas ondas de deslocamento são duplamente integradas por um *software* acoplado ao equipamento.

Em Balbo (2007), o FWD surgiu como uma solução muito mais precisa e de excelente repetitividade na medida de deflexões em comparação com a Viga Benkelman, justamente pela mínima influência do operador nas leituras.

Para determinar a LTE das fissuras, a maneira mais simples e mais corriqueiramente utilizada é aquela introduzida por Shahin (1985); nela, a porcentagem de transferência de carga é determinada por meio de testes com aplicação de carga adjacente à fissura, sendo mensuradas a deflexão na placa sob a carga aplicada e a deflexão na placa sem o carregamento, ou seja, à mesma distância da fissura, sendo consideradas deflexões em simetria. O cálculo é realizado através da Equação 6.

$$LTE = \frac{\delta_2}{\delta_1} \times 100[\%] \quad (6)$$

Onde:

δ_1 = Deflexão na placa carregada;

δ_2 = Deflexão na placa sem carregamento.

Enquanto que o estudo de Shahin (1985) realizado em juntas de PCS indicava uma LTE mínima de 75% como indicativo de um bom desempenho estrutural do pavimento, Vadenbossche (2007) evidenciou, novamente em juntas de PCS, que em pavimentos novos sem barras de transferência, a LTE variava entre 70 e 100%, e que em pavimentos novos com a barra de transferência o limite inferior era de 80%. O autor considera inaceitável uma LTE menor do que 70%.

Como a configuração de sensores do equipamento utilizado era de 0, 20, 30, 45, 60, 90 e 120 cm, sendo o prato de aplicação de carga com diâmetro de 30 cm posicionado no primeiro sensor, decidiu-se utilizar as deflexões medidas pelo sensor nos pontos 0 e 30, conforme mostra a Figura 3.15. A carga estipulada previamente foi de 60 kN em função da necessidade de um melhor detalhamento das leituras de deflexões, o que uma carga menor poderia não fornecer visto a elevada rigidez de um pavimento de concreto com altas taxas de armadura.

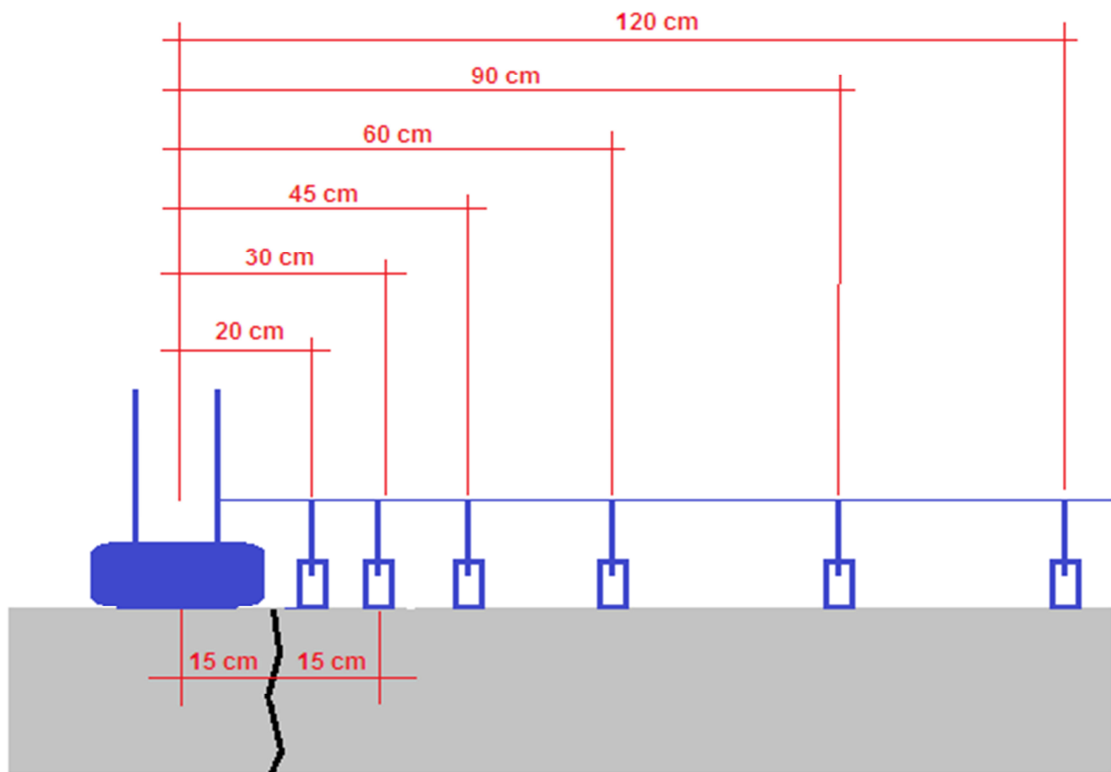


Figura 3. 15 - Posicionamento do equipamento para medir a LTE da fissura

Também realizou-se medidas no meio das placas formadas por fissuras com o intuito de analisar as bacias de deflexão obtidas, além de determinar, através da retroanálise delas, parâmetros essenciais ao estudo do comportamento do pavimento como o módulo de elasticidade (E) e o módulo de reação do subleito (k). Como a seção 1 não apresenta fissuras visíveis, nesta seção as aplicações de carga ocorreram a cada 10 metros. Como cada faixa possui uma largura de 5,05 m, o ponto de aplicação de carga foi sempre no meio da faixa, ou seja, a 2,525 m do eixo da pista. De maneira geral, a Figura 3.16 mostra os pontos de aplicação e codifica cada ponto como fissura (F) ou meio de placa (P) em todas as seções.

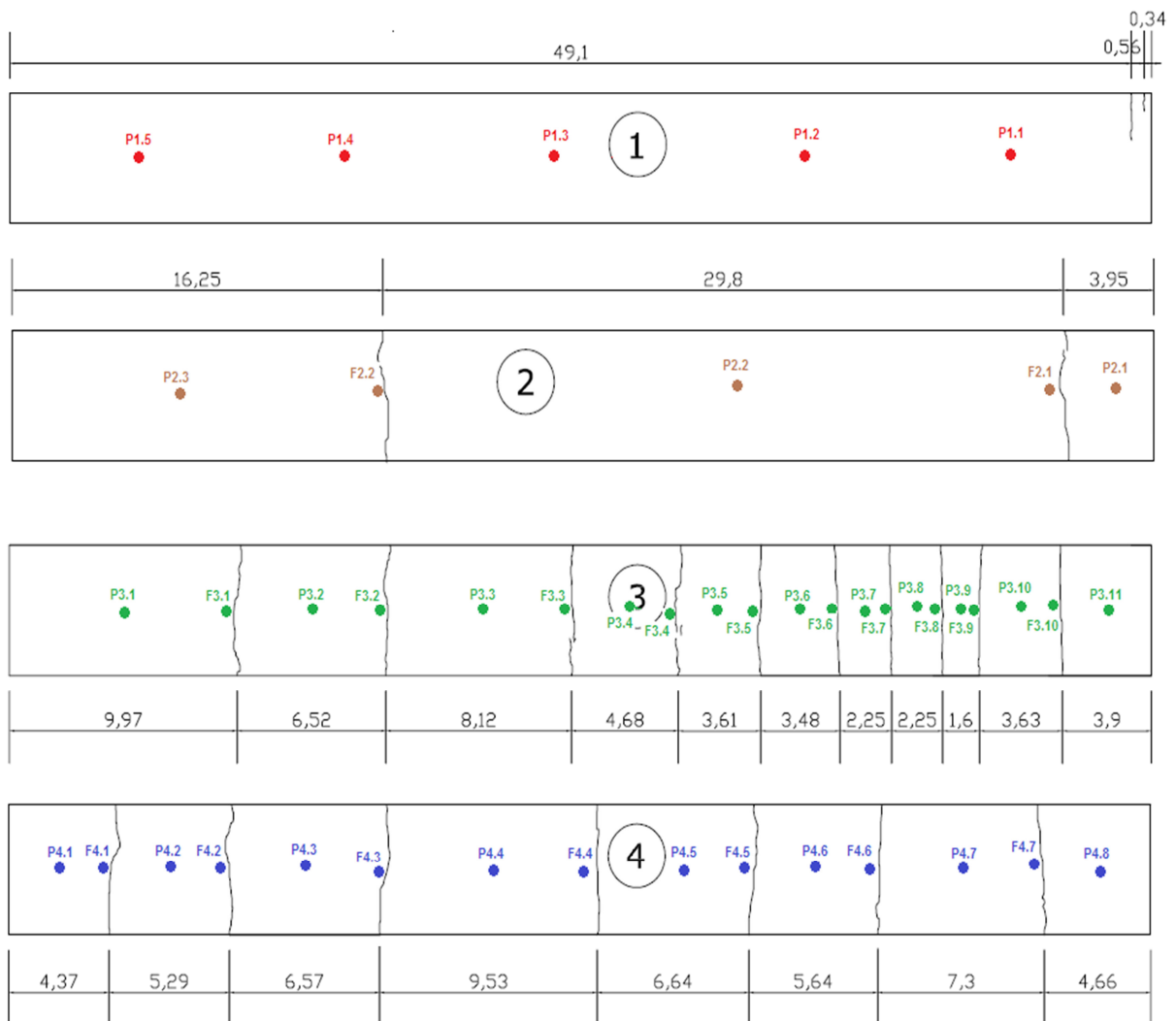


Figura 3. 16 - Pontos de aplicação de carga

As Tabelas 3.4 e 3.5 trazem as deflexões captadas pelo FWD em cada ponto especificado pela Figura 3.16.

Tabela 3. 4 - Aplicação de FWD no meio de placa

Ponto	Carga (kgf)	Deflexões (0,01 mm)							Temp.	
		D ₀	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₅	D ₆₀	D ₉₀	D ₁₂₀	Ar (°C)	Pav. (°C)
P4.1	6171	31,4	31,0	30,3	29,7	28,4	25,7	23,1	20	20
	6194	31,4	31,1	30,3	29,8	28,4	25,7	23,0	20	20
P4.2	6198	25,2	24,4	23,8	22,9	21,6	19,4	17,2	20	19
	6202	25,2	24,5	23,6	22,8	21,5	19,4	17,3	20	19
P4.3	6227	13,0	12,7	12,2	11,8	11,0	9,9	8,5	19	19
	6254	13,0	12,7	12,2	11,8	11,0	9,9	8,7	19	19
P4.4	6200	22,4	21,5	20,8	20,0	18,6	16,3	14,0	20	19
	6191	22,3	21,5	20,8	19,9	18,5	16,2	13,9	20	19
P4.5	6187	20,9	20,5	19,9	19,4	18,3	16,5	14,5	20	20
	6210	20,9	20,5	19,9	19,4	18,2	16,5	14,6	21	19
P4.6	6219	14,9	14,0	13,3	12,4	11,4	9,6	7,8	20	20
	6190	14,8	13,9	13,3	12,3	11,3	9,6	7,8	20	20
P4.7	6169	16,3	15,7	15,0	14,4	13,5	11,9	10,3	21	20
	6180	16,3	15,7	15,0	14,4	13,4	12,0	10,2	21	19
P4.8	6167	17,7	17,1	16,5	15,9	14,9	13,1	11,4	21	17
	6182	17,7	17,0	16,3	15,8	14,9	13,1	11,3	21	18
P3.1	6192	20,8	20,0	19,1	18,2	16,9	14,6	12,4	20	18
	6185	20,7	19,9	19,0	18,2	16,8	14,6	12,5	20	18
P3.2	6170	21,5	20,4	19,4	18,6	17,2	15,2	13,2	20	18
	6158	21,5	20,4	19,4	18,6	17,2	15,2	13,2	20	18
P3.3	6214	15,9	15,6	15,1	14,9	14,0	12,8	11,4	20	18
	6232	15,9	15,7	15,2	14,9	14,0	12,8	11,4	20	18
P3.4	6169	15,3	14,8	14,2	13,7	12,8	11,3	9,7	19	17
	6171	15,3	14,7	14,1	13,6	12,7	11,2	9,8	19	17
P3.5	6206	14,5	13,9	13,3	12,8	12,0	10,5	9,0	19	18
	6195	14,4	13,9	13,3	12,7	12,0	10,5	9,1	19	19
P3.6	6159	14,9	14,3	13,8	13,1	12,2	10,7	9,2	19	19
	6190	15,0	14,3	13,7	13,1	12,3	10,7	9,2	19	19
P3.7	6169	15,7	15,2	14,6	14,2	13,3	11,8	10,2	19	19
	6175	15,7	15,2	14,6	14,1	13,3	11,8	10,2	19	19
P3.8	6170	17,0	16,5	15,9	15,3	14,4	12,8	11,1	18	18
	6154	17,0	16,4	15,8	15,3	14,3	12,8	11,1	18	19
P3.9	6159	19,6	19,0	18,4	18,0	16,9	14,9	12,9	18	19
	6155	19,7	19,0	18,4	17,9	16,8	14,9	12,9	18	19
P3.10	6163	22,2	21,4	20,6	20,0	18,7	16,9	14,8	18	19
	6127	22,1	21,3	20,6	19,9	18,7	16,9	14,8	18	19
P3.11	6134	29,8	28,8	27,8	26,9	25,0	22,2	19,1	18	19
	6122	29,5	28,6	27,6	26,7	24,8	21,9	18,9	18	19
P1.1	6100	37,9	36,6	35,4	34,1	31,6	28,0	24,2	18	18
	6113	37,9	36,6	35,4	34,1	31,6	27,9	24,1	18	18
P1.2	6177	18,8	18,1	17,5	16,9	16,0	14,4	12,5	18	18
	6180	18,7	18,1	17,5	17,0	16,0	14,3	12,5	18	18
P1.3	6198	16,2	15,7	15,0	14,6	13,6	12,2	10,7	18	18
	6228	16,3	15,7	15,1	14,7	13,8	12,3	10,7	18	18
P1.4	6181	13,3	12,5	12,0	11,3	10,6	9,2	8,1	18	17
	6193	13,4	12,7	12,1	11,5	10,7	9,4	8,2	18	17
P1.5	6130	25,0	24,3	23,3	22,5	21,2	18,9	16,4	18	17
	6164	25,1	24,3	23,4	22,6	21,2	18,7	16,5	18	17
P2.1	6167	22,5	22,1	21,6	21,3	20,5	19,6	19,0	18	17
	6181	22,5	22,1	21,5	21,2	20,4	19,5	18,9	18	17
P2.2	6190	10,1	9,5	9,0	8,6	7,9	7,1	6,1	18	19
	6213	10,1	9,6	9,1	8,6	8,0	7,0	6,1	18	19
P2.3	6146	17,8	17,1	16,4	15,9	14,9	13,2	11,4	18	17
	6160	17,7	17,0	16,4	15,8	14,8	13,1	11,3	18	17

Tabela 3. 5 - Aplicação de FWD na fissura

Ponto	Carga	Deflexões (0,01 mm)							Temp.	Temp.
	(kgf)	D ₀	D ₂₀	D ₃₀	D ₄₅	D ₆₀	D ₉₀	D ₁₂₀	Ar (°C)	Pav. (°C)
F4.1	6116	27,9	27,6	26,6	25,7	24,0	21,3	18,9	19	18
	6125	27,8	27,6	26,6	25,7	24,0	21,4	18,7	19	18
F4.2	6122	25,0	24,3	23,5	22,4	20,8	18,3	15,8	19	18
	6145	25,0	24,4	23,5	22,3	20,8	18,4	15,9	19	18
F4.3	6143	21,1	20,4	19,5	18,7	17,3	15,3	13,1	19	19
	6171	21,2	20,5	19,7	18,8	17,5	15,4	13,0	19	19
F4.4	6112	25,1	24,4	23,3	22,4	20,8	18,2	15,6	20	19
	6116	25,0	24,4	23,3	22,4	20,7	18,2	15,6	20	19
F4.5	6173	9,9	9,5	8,9	8,6	8,1	7,3	6,6	19	19
	6175	9,8	9,4	8,9	8,5	8,0	7,2	6,5	19	19
F4.6	6178	19,0	18,3	17,4	16,5	15,3	13,0	11,1	19	19
	6184	19,1	18,3	17,5	16,4	15,2	13,0	11,1	19	19
F4.7	6154	19,5	18,7	17,9	17,1	15,9	13,7	11,5	20	17
	6164	19,6	18,8	17,9	17,0	15,7	13,7	11,5	19	17
F3.1	6156	21,1	20,1	19,1	18,0	16,6	14,4	12,4	20	17
	6171	21,1	20,1	19,1	18,2	16,8	14,3	12,3	20	17
F3.2	6142	21,7	21,3	20,4	19,6	18,3	16,3	14,3	20	17
	6153	21,7	21,3	20,4	19,6	18,4	16,3	14,3	20	17
F3.3	6175	17,0	16,8	15,8	15,0	13,7	11,9	9,8	20	17
	6184	17,0	16,8	15,9	15,0	13,9	11,9	9,8	20	17
F3.4	6151	15,9	15,4	14,6	13,8	12,7	10,8	9,5	20	17
	6172	16,0	15,5	14,7	13,9	12,8	11,0	9,5	20	17
F3.5	6135	14,8	14,5	13,7	13,1	12,1	10,7	9,2	20	18
	6149	14,9	14,6	13,7	13,1	12,2	10,7	9,2	19	18
F3.6	6148	16,1	15,7	15,0	14,3	13,4	11,6	10,1	19	18
	6154	16,1	15,7	15,0	14,4	13,5	11,6	10,2	19	18
F3.7	6155	17,0	16,4	15,7	15,1	14,1	12,4	10,8	19	18
	6168	17,0	16,4	15,8	15,1	14,2	12,5	10,8	19	18
F3.8	6132	19,9	19,4	18,8	17,9	16,8	14,6	12,8	19	19
	6178	19,9	19,5	18,8	17,9	16,7	14,6	12,6	19	18
F3.9	6157	21,3	20,9	20,0	19,1	17,8	15,7	13,7	19	18
	6159	21,4	21,0	20,0	19,2	17,9	15,8	13,8	19	18
F3.10	6125	28,2	27,2	25,9	24,8	23,1	20,2	17,7	19	19
	6126	28,1	27,1	26,0	24,8	23,1	20,2	17,6	19	19
F2.1	6136	23,2	22,1	21,3	20,2	18,9	16,5	14,1	18	17
	6163	23,1	22,0	21,1	20,3	18,8	16,5	14,1	18	17
F2.2	6186	17,6	17,2	16,5	16,0	15,0	13,2	11,7	18	19
	6188	17,6	17,2	16,6	16,1	15,1	13,3	11,6	18	19

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Padrão de fissuração

Primeiramente, a diferença mais notável entre a fissuração do PCCA de curta extensão e do PCCA tradicional é o tempo de fissuração. Como exemplificado por diversos trabalhos na revisão da literatura, espera-se que o PCCA comece a desenvolver fissuras, se não imediatamente após a construção, em no máximo dois meses após a concretagem; também era esperado que todo o processo de fissuração não durasse mais de dois anos. Para o PCCA de curta extensão, passou-se mais de um ano até que a primeira fissura fosse visível a olho nu na superfície da placa; e mesmo após dois anos da construção, a seção 2 apresenta apenas 2 fissuras e a seção 1 nenhuma. Existem apenas duas fissuras próximas à borda da seção 1 em função de uma falha construtiva na junta com o pavimento intertravado existente (um solavanco vertical é facilmente percebido quando veículos pesados acessam a pista). Outra discrepância significativa em relação aos conceitos clássicos do PCCA é o fato de que no PCCA de curta extensão, a porcentagem de armadura longitudinal tem um efeito contrário na fissuração; esperava-se que as placas com um maior percentual de armadura fissurassem mais; o que não ocorreu, as seções com menor taxa (3 e 4) apresentam um maior número de fissuras. Também notada foi a inaplicabilidade da teoria sobre o posicionamento/surgimento das fissuras; nela a primeira fissura iria ocorrer ao redor do meio da placa pois é prevista, intuitivamente, uma maior concentração de tensões nesse local, ainda segundo a teoria, a segunda e a terceira fissuras iriam aparecer no meio destas agora formadas duas placas e assim sucessivamente. Como mostra a Figura 3.4 (anterior) a maioria das fissuras das seções 3 e 4 não apresentam essa tendência; e na seção 2 as duas únicas fissuras visíveis parecem ter surgido em locais aleatórios. Ainda considerando a posição das fissuras, aparentemente há uma tendência das fissuras surgirem na mesma posição longitudinal em todas as placas; esse fato é facilmente visível na Figura 3.4 (anterior): as duas fissuras na seção 2 tem uma distância da borda quase idêntica às de fissuras nas seções 3 e 4; ainda mais, com a exceção da primeira fissura na seção 4 (na direção do tráfego), todas as fissuras desta seção possuem uma fissura correspondente em posição na seção 3. Espera-se que a próxima fissura na seção 2 irá aparecer em um local com uma distância da borda similar às de fissuras nas seções 3

e/ou 4. De alguma forma, a concentração de tensões nestas placas de 50 m ocorre em posições similares.

Ao considerar que o PCCA de curta extensão tem camadas e materiais similares àqueles encontrados em PCCA da revisão técnica, é bastante razoável pensar que o diferente padrão de fissuração é fruto do pequeno comprimento das seções experimentais. Avaliando as diferenças climáticas, o clima tropical quente do Brasil poderia aumentar a retração do concreto, potencializando o processo de fissuração, o que evidentemente não ocorreu; essa reflexão reforça a força da variável “extensão” no comportamento do PCCA.

O conhecimento básico da tecnologia de concreto convencional mostra que uma superfície de 50 m de concreto sem nenhuma fissura é de ocorrência bastante improvável; deve-se, então, considerar que as fissuras estão presentes em todas as placas desde a construção e o período de cura; entretanto, essas fissuras não estão visíveis na superfície em função de duas principais razões: primeira, não existe nenhum sistema de ancoragem no final das placas, o que, por si próprio, permite o deslocamento horizontal do volume da placa; e segunda – e menos significativa – o concreto foi colocado sobre uma base de concreto asfáltico com 60 mm de espessura, o que criou uma forte quebra de ligação entre as interfaces, favorecendo também o descolamento da massa do concreto sobre a base durante a retração inicial. Essa combinação bastante particular combinação de não ancoragem e descolamento livre pode ajudar a esconder o mecanismo de retração, mas não o impede; as fissuras estão lá, somente impedidas de aparecer nos primeiros meses pelo elevado efeito de amarração da armadura longitudinal.

Em relação ao formato das fissuras, as seções 3 e 2 exibem fissuras divididas em um estágio inicial (Figura 4.1 a), duas na seção 3 e uma na seção 2; como visto, este tipo de fissura é considerado como indesejável devido ao seu potencial de intersecção o que pode causar futuros *punchouts*; quanto ao formato serpenteado, todas as fissuras apresentam um estado bastante uniforme, mostrando pouco potencial para intersecções. Esborcinamentos pouco acentuados foram encontrados em duas fissuras na seção 3 (Figura 4.1 b); futuros levantamentos indicaram se este problema evoluiu ou não.

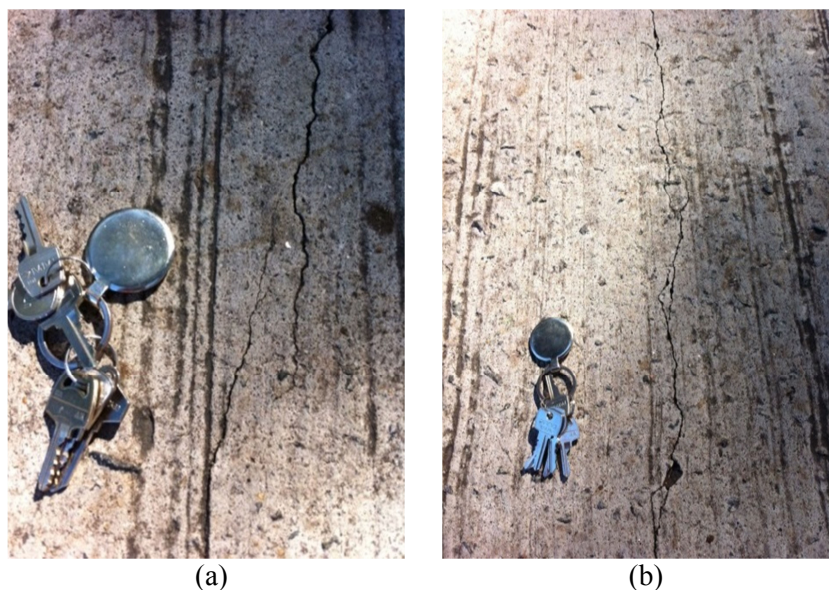


Figura 4. 1 - Fissuras (a) divididas e (b) com indício de esborcinamento

4.1.1 Espaçamento e abertura de fissuras

As Figuras 4.2 e 4.3 mostram a evolução do espaçamento médio entre fissuras através do tempo e a distribuição percentual do espaçamento nas seções 3 e 4, respectivamente; na Figura 4.2 o comprimento total da seção (50 m) foi considerado como o espaçamento inicial; este valor só foi modificado com a visualização da primeira fissura em outubro de 2011 na seção 3, quase 400 dias após a construção. Com o aparecimento da primeira fissura, o espaçamento médio entre fissuras começou a diminuir mais rapidamente nas seções 3 e 4 até que alcançou um aparente patamar em dois anos. Na seção 2 a primeira fissura visível só foi identificada após 500 dias da construção e diferentemente das seções 3 e 4 o decréscimo do espaçamento tem sido mais lento. O espaçamento médio entre fissuras do PCCA curto (seções 3 e 4) é mais que o dobro daquele encontrado em PCCA tradicionais; uma diferença agravada pelo fato de que para o último o patamar de espaçamento é alcançado em menos de um ano. As linhas vermelhas e verticais na Figura 4.3 marcam o intervalo de espaçamento recomendado pelo guia de projeto da AASTHO (1993); o gráfico mostra que somente 27% do espaçamento da seção 3 pode ser considerado como ideal; também é visível que para ambas as seções não existem espaçamentos menores do que 1,5 m o que implica em uma pequena possibilidade de aglomeração de fissuras e consequentes *punchouts*; em relação aos *punchouts*, nenhum exemplo desde defeito foi encontrado em espaçamentos maiores do que 1,5 m na revisão técnica. A experiência com PCCA tradicionais mostra que a porcentagem

cumulativa do espaçamento entre fissuras atinge 100% com um espaçamento menor que 3,0 m para pavimentos com dois anos de idade e que para pavimentos com um desempenho satisfatório, os limites recomendados pela AASTHO englobam de 50 a 90% do espaçamento.

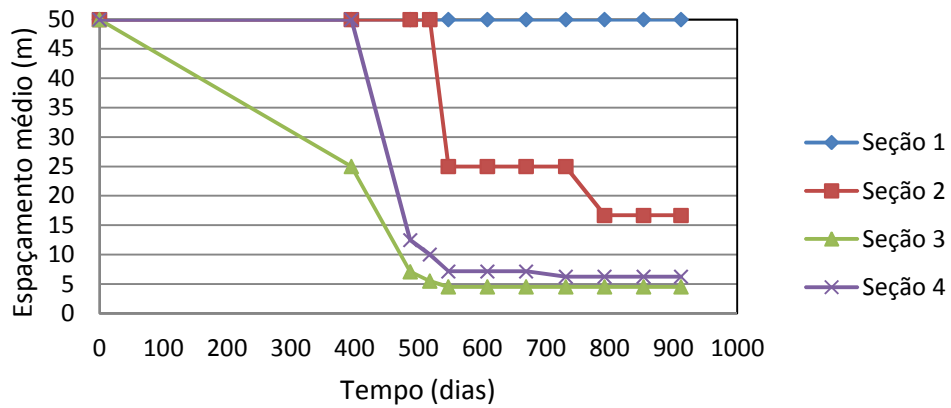


Figura 4. 2 - Evolução do espaçamento médio

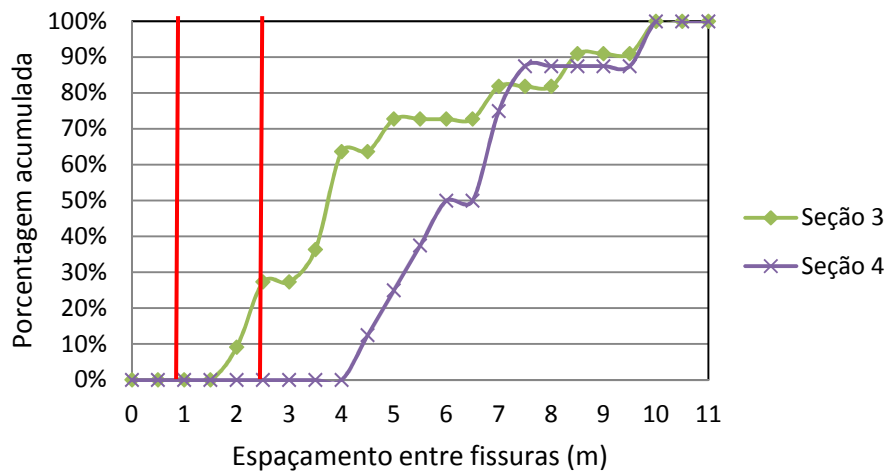


Figura 4. 3 - Espaçamento nas seções 3 e 4

Por outro lado, de maneira análoga aos PCCA tradicionais, os levantamentos de abertura da fissura comprovaram a influência da porcentagem de armadura e principalmente da temperatura nesse parâmetro. A mensuração da abertura foi realizada com uma régua (Figura 4.4); este método, embora rápido, permite somente a determinação da abertura na superfície

do pavimento. A abertura média das fissuras no último levantamento, realizado em maio de 2013, foi de 0,17 mm para a seção 2, enquanto que as seções 3 e 4 apresentaram 0,55 e 0,33 mm, respectivamente; a temperatura média durante o levantamento foi de 16 °C. Em contraste, em um dia quente de verão em janeiro de 2013, as médias foram de 0,1 mm (seção 2), 0,37 mm (seção 3) e 0,26 mm (seção 4). A temperatura alcançou os 27 °C naquele dia em particular; as duas fissuras na seção 2 estavam quase invisíveis. Um método mais preciso para a determinação da abertura da fissura em toda a espessura da placa está sendo estudado.

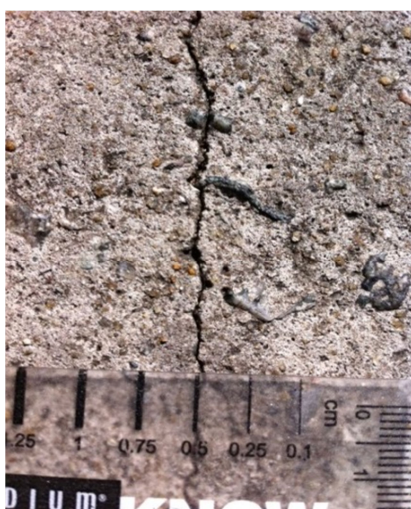


Figura 4. 4 - Medição da abertura da fissura

4.1.2 Hipótese das fissuras não visíveis

A ideia original de que as fissuras estavam presentes nas em todas as placas, porém invisíveis, apresentada por Balbo *et al.* (2012), ganha força ao comparar a análise do teste de FWD disposto na Figura 2.36 (anterior) com os levantamentos de fissuras posteriores. É visível na Figura 2.36 que houve algumas dificuldades para a simulação correspondente das bacias de deformação reais, obtidas em campo, com as teóricas, resultado da retroanálise; estes problemas ocorreram proximidades no *offset* de 900 mm das seções 3 e 4; as seções 1 e 2 não apresentaram qualquer dificuldade no processo, o resultado para elas resultou em uma combinação de bacias quase perfeita. A razão para as discrepâncias encontradas nas seções 3 e 4 foram, então, ligadas a possível existência de fissuras ainda não visíveis a olho nu durante o levantamento realizado em outubro de 2011. A Figura 3.4 (anterior) comprova que as

fissuras estavam na placa, entretanto seriam visíveis apenas no próximo levantamento; em janeiro de 2012 – data do levantamento seguinte – a seção 3 apresentou uma fissura visível a exatos 25,39 m do bordo da placa; o mesmo ocorreu com a seção 4, com uma fissura distanciada em 24,24 m da junta transversal. Como a seção 2 não apresentou problemas na equiparação de bacias, não era esperado que uma fissura fosse aparecer nos arredores do meio longitudinal da placa nos meses posteriores ao teste de FWD; a Figura 3.4 também atesta esta suposição.

4.2 Análise das provas de carga dinâmica

Primeiramente, para visualizar e compreender os sinais de passagem dos dois eixos pelo trecho-teste, na Figura 4.5 é apresentado o gráfico deformação versus tempo. Nele estão explícitas as deformações causadas pelos eixos do caminhão durante o tempo de ensaio da prova de carga dinâmica 20 (PCD20) no SG 16; a PCD20 foi realizada com uma velocidade média de 10 km/h freando na posição dos SG 08 e 07. A escolha do SG 16 deu-se em função desse instrumento coletar as deformações resultantes da passagem dos dois eixos nas duas provas de carga; como o caminhão parou na posição dos SG 8 e 7; os únicos SG capazes de medir deformações nas provas de carga com frenagem foram os SG 11, 16, 30 e 31, conforme detalha a Figura 3.7.

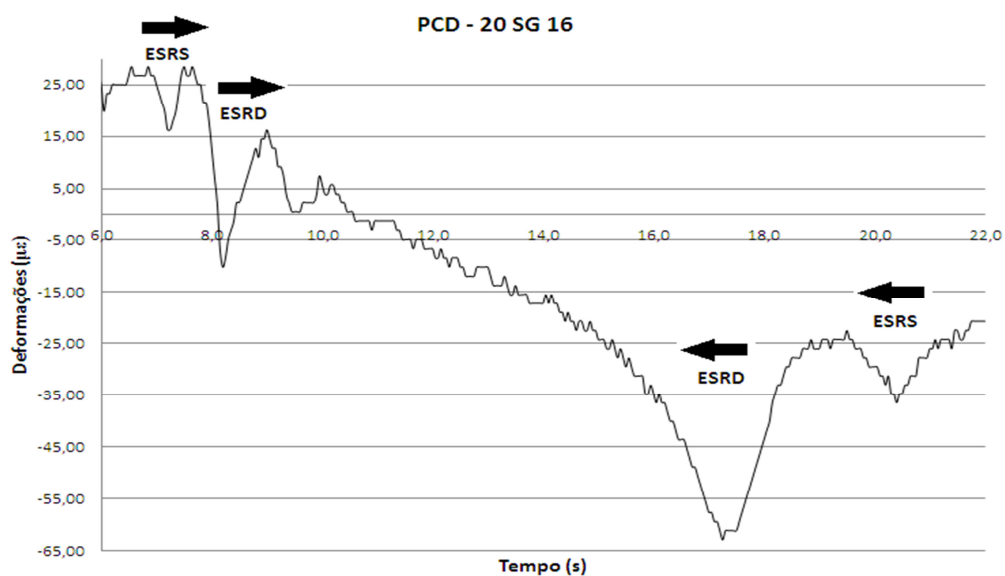


Figura 4. 5 - Visualização dos eixos na PCD

Para verificar o efeito da passagem de uma carga em um gráfico deformação versus tempo é necessário visualizar as alterações na deformação; deve-se ter cuidado na análise dos dados pois muitas vezes fatores externos podem modificar a leitura de deformação do instrumento. No caso do SG 16 fica clara a passagem dos eixos do veículo na seguinte sequência: aos 7,2 s do ensaio o ESRS solicitou a placa no exato local do SG 16 causando o primeiro pico decrescente; um segundo depois foi a vez do ESRD solicitar a placa originando o segundo pico; o caminhão parou no segmento, aos 9,2 s onde permaneceu por aproximadamente 8 s; aos 17,2 s, acelerando em marcha à ré, o ERSR passa novamente pelo SG 16 criando o terceiro pico e é seguido 3 s após pelo ESRS finalizando a passagem completa com o quarto pico. Como o SG 16 estava posicionado na superfície do pavimento esperava-se que as tensões geradas pela carga fossem de compressão, o que foi confirmado pelo ensaio; tensões de compressão são observadas no gráfico como picos decrescentes (negativos) enquanto que tensões de tração formam picos crescentes (positivos). Com as informações do tempo de passagem de ambos os eixos e o conhecimento da configuração do caminhão pode-se também determinar a velocidade de operação do veículo em cada etapa do ensaio. Deve-se lembrar de que nem todos os gráficos obtidos são de fácil leitura como o da Figura 4.5; alguns instrumentos não apresentaram picos de deformações concisos, o que impossibilitou o cálculo das tensões; de um total de 24 SG posicionados na placa, 14 apresentaram dados coerentes, os outros 10 (SG 00, 02, 05, 04, 11, 19, 20, 21, 23 e 27) foram excluídos da análise final; por fim, o ensaio teve um aproveitamento de 58% dos instrumentos.

4.2.1 Determinação das tensões

O trabalho de interpretação dos dados coletados nas PCD baseia-se no tratamento das deformações obtidas em campo e informadas pelo *AqDados* por meio de um arquivo digital de extensão “.TEM”, o qual é, para facilitar o cálculo, transformado em um arquivo de texto simples (extensão “.TXT”). Com isso passa-se à determinação das tensões máximas tanto de tração quanto de compressão, ambas na flexão. As tensões de tração ou compressão na flexão geradas (σ) em uma direção específica do SG, conforme sugere Pereira (2003), são o produto da multiplicação entre o diferencial de deformação entre os estados de relaxação e tensional máximos ($\Delta\varepsilon$) e módulo de elasticidade do material. Se o valor do $\Delta\varepsilon$ for positivo, significa que aquele ponto específico da placa sofreu tração na flexão; caso contrário, se $\Delta\varepsilon$ for negativo, o carregamento induziu compressão na flexão no determinado local. A Figura 4.6

exemplifica o método de cálculo juntamente com a equação utilizada. No caso de patamares de deformação diferentes é empregada a equação 6; para este trabalho, o módulo de elasticidade (E) utilizado foi aquele retroanalisado para a seção 3 por Balbo *et al.* (2012) disposto na tabela 2.7.

$$\Delta\varepsilon = \varepsilon_{m\acute{a}x} - \frac{(\varepsilon_{Patamar\ A} + \varepsilon_{Patamar\ B})}{2} \quad (6)$$

onde:

- $\varepsilon_{m\acute{a}x}$ = Deformação no pico da linha de influência;
- $\varepsilon_{Patamar\ A}$ = Deformação antes da passagem do caminhão;
- $\varepsilon_{Patamar\ B}$ = Deformação depois da passagem do caminhão.

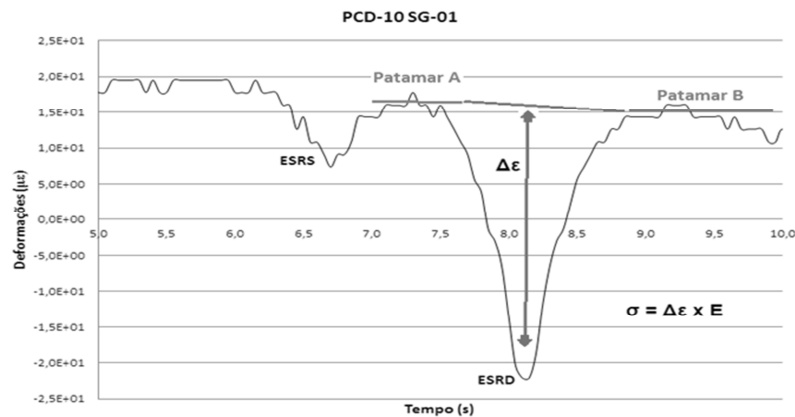


Figura 4. 6 - Método de determinação de tensões

A Tabela 4.1 apresenta os valores de tensões obtidos em todas as PCD além da posição de passagem do ESRS em relação à borda da placa. Para tal foram analisadas as gravações e fotografias das PCD tendo como referência a marca vermelha de 30 cm explícita na Figura 2.14.

Entretanto, deve-se salientar que o método de cálculo descrito acima e aplicado na Tabela 4.1 somente considera uma direção – na qual o SG está posicionado – o que implica na determinação de uma tensão que não leva em consideração as deformações atuantes nas duas direções x e y. De acordo com Balbo (2009), através da teoria clássica de placas isotrópicas, cuja uma das principais hipóteses é a placa em estado plano de tensões; e da aplicação da lei

de Hooke generalizada, as expressões que determinam a verdadeira tensão ou a tensão real (Equação 7 e Equação 8) são aquelas que estimam as tensões nas duas direções possíveis.

$$\sigma_x = \frac{E}{(1-\mu^2)} \times (\epsilon_x + \mu \times \epsilon_y) \quad (7)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{(1-\mu^2)} \times (\epsilon_y + \mu \times \epsilon_x) \quad (8)$$

onde:

σ_x = Tensão na flexão na direção x;

σ_y = Tensão na flexão na direção y;

E = Módulo de elasticidade do concreto;

ϵ_x = Deformação na direção x;

ϵ_y = Deformação na direção y;

μ = Coeficiente de Poisson do concreto.

A posição perpendicular dos SG 11 e 16; 04 e 05; 02 e 03; e 00 e 01 foi decidida de maneira proposital para determinar a tensão real. Os SG aplicados na direção horizontal (x) captariam a deformação ϵ_x , já os SG na vertical obteriam a deformação ϵ_y . Através da determinação das tensões nas direções x e y seria possível intuir sobre a real influência da deformação na direção y sobre a tensão na direção x e vice-versa. O ponto teórico representante das tensões x e y seria a diagonal formada pelos SG horizontal e vertical.

Tabela 4. 1 - Tensões na flexão obtidas através das PCD

	Distância da Borda do ESRS (cm)	SG01		SG03		SG07		SG08		SG09		SG10		SG11		SG16	
		ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD
		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
PCD01	93	-0,154	-0,477	-0,077	-0,306	NA	0,152	NA	0,117	NA	0,117	NA	0,114	NA	NA	-0,175	-0,658
PCD02	59	-0,209	-0,671	-0,096	-0,419	0,077	0,171	NA	0,136	0,038	0,155	NA	0,135	NA	NA	-0,253	-0,814
PCD03	54	-0,152	-0,628	0,058	-0,422	0,077	0,190	NA	0,174	NA	0,156	NA	NA	NA	0,098	-0,213	-0,946
PCD04	56	-0,209	-0,667	NA	-0,497	NA	0,133	NA	0,175	NA	0,134	NA	0,977	NA	NA	-0,252	-1,024
PCD05	62	-0,191	-0,724	-0,117	-0,499	NA	0,152	NA	0,193	NA	0,114	NA	0,000	NA	NA	-0,173	-0,945
PCD06	57	-0,229	-0,819	0,000	-0,574	NA	0,133	NA	NA	NA	0,155	NA	0,000	NA	NA	-0,212	-0,888
PCD07	59	-0,209	-0,723	-0,113	-0,480	0,077	0,171	NA	NA	NA	0,136	NA	0,135	NA	NA	-0,155	-1,043
PCD08	58	-0,190	-0,779	NA	-0,573	NA	0,152	NA	NA	NA	0,096	NA	0,135	NA	0,096	-0,251	-0,948
PCD09	65	-0,190	-0,684	-0,134	-0,498	NA	0,152	NA	0,193	NA	0,176	NA	0,135	NA	0,134	-0,211	-0,849
PCD10	48	-0,210	-0,820	-0,076	-0,536	NA	0,171	NA	0,193	NA	0,097	NA	0,752	NA	NA	-0,193	-0,927
PCD11	62	-0,191	-0,706	-0,114	-0,458	NA	0,171	NA	0,213	NA	0,117	NA	0,077	NA	NA	-0,194	-0,966
PCD12	47	-0,249	-0,838	-0,192	-0,568	NA	0,171	NA	NA	NA	0,153	NA	NA	NA	NA	-0,251	-0,967
PCD13	48	-0,229	-0,895	-0,134	-0,423	NA	0,183	NA	NA	NA	0,116	NA	NA	NA	NA	-0,252	-1,025
PCD14	58	-0,171	-0,780	-0,117	-0,499	NA	0,152	NA	0,194	NA	0,156	NA	0,117	NA	NA	-0,213	-1,006
PCD15	57	-0,210	-0,780	-0,153	-0,518	NA	0,171	NA	0,155	NA	0,171	NA	NA	NA	NA	-0,231	-0,948
PCD16	44	-0,134	-0,668	-0,096	-0,460	NA	0,114	NA	0,193	NA	0,174	NA	0,153	NA	0,135	-0,097	-0,910
PCD17	39	-0,210	-0,801	-0,096	-0,440	NA	0,140	NA	0,193	NA	0,155	NA	NA	NA	0,096	-0,212	-0,928
PCD18	37	-0,153	-0,820	-0,154	-0,592	0,096	0,191	NA	0,212	NA	0,134	NA	NA	NA	0,096	-0,251	-1,039
PCD19	55	NA	-0,420	NA	-0,134	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	-0,251	-0,716
PCD20	54	-0,342	NA	-0,114	-0,114	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	-0,233	-0,677

Continuação da Tabela 4.1 – Tensões na flexão obtidas através das PCD

	Distância da Borda do ESRS (cm)	SG18		SG22		SG25		SG26		SG29		SG30		SG31	
		ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD	ESRS	ESRD
		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)
PCD01	93	NA	-0,229	NA	-0,169	NA	-0,152	NA	0,114	NA	0,150	NA	-0,229	0,077	0,248
PCD02	59	-0,095	-0,343	NA	-0,245	NA	NA	NA	0,095	NA	0,227	NA	-0,342	0,057	0,344
PCD03	54	NA	-0,306	NA	-0,242	NA	-0,172	NA	0,094	0,114	0,266	NA	-0,337	0,076	0,458
PCD04	56	NA	-0,343	NA	-0,292	NA	-0,286	NA	0,112	NA	0,285	-0,152	-0,400	0,134	0,475
PCD05	62	NA	-0,361	NA	-0,283	NA	-0,285	NA	NA	NA	0,304	NA	-0,362	NA	0,495
PCD06	57	NA	-0,418	-0,075	-0,208	NA	-0,322	NA	0,134	NA	0,362	NA	-0,275	NA	0,400
PCD07	59	-0,113	-0,342	NA	-0,283	NA	NA	NA	0,171	NA	0,304	NA	-0,362	0,114	0,266
PCD08	58	-0,133	-0,380	NA	-0,319	NA	-0,284	NA	0,114	NA	0,285	NA	-0,383	0,114	1,048
PCD09	65	NA	-0,304	NA	-0,372	NA	-0,209	NA	0,152	NA	0,266	-0,095	-0,343	0,266	0,782
PCD10	48	-0,114	-0,476	NA	-0,302	NA	-0,376	NA	0,170	NA	0,286	NA	-0,401	0,285	0,266
PCD11	62	-0,076	-0,323	-0,075	-0,282	NA	-0,262	NA	0,151	0,095	0,266	-0,096	-0,383	NA	NA
PCD12	47	-0,095	-0,361	-0,094	-0,226	NA	NA	NA	0,150	0,095	0,323	-0,134	-0,788	NA	0,571
PCD13	48	-0,096	-0,419	NA	-0,320	NA	-0,265	NA	0,152	0,095	0,321	NA	-0,419	NA	0,400
PCD14	58	-0,114	-0,361	-0,132	-0,263	NA	-0,264	0,058	0,152	0,077	0,285	-0,133	-0,399	0,113	0,246
PCD15	57	-0,077	-0,362	NA	NA	NA	-0,245	NA	0,112	0,112	0,285	NA	-0,362	NA	NA
PCD16	44	-0,076	-0,293	NA	-0,357	NA	-0,208	NA	0,151	NA	0,265	-0,095	-0,362	NA	NA
PCD17	39	-0,114	-0,383	NA	NA	-0,112	-0,283	0,077	0,208	0,095	0,286	-0,075	-0,381	NA	NA
PCD18	37	-0,076	-0,323	NA	NA	NA	-0,266	NA	0,131	0,096	0,323	-0,096	-0,399	NA	NA
PCD19	55	NA	-0,210	NA	NA	NA	NA	NA	0,114	NA	0,133	-0,115	-0,269	0,133	NA
PCD20	54	-0,114	NA	-0,094	NA	NA	NA	NA	0,114	NA	NA	-0,056	-0,229	0,190	0,361

Analisando a Tabela 4.1, pode-se observar que, primeiramente, a teoria de que os instrumentos posicionados na superfície - ou próximos ao topo - e no fundo da placa iriam medir tensões de compressão (negativas) e de tração (positivas), respectivamente foi comprovada parcialmente. Todos os SG dispostos longitudinalmente responderam de acordo com a teoria; entretanto, os instrumentos fixados na superfície em posição transversal à placa (SG 07, 08, 09, 10 e 11) mediram picos de deformação positivos, o que gerou tensões de tração. Isso ocorre, supostamente, em razão do carregamento solicitar a carga não exatamente na borda; o deslocamento da passagem da carga pode criar, transversalmente, uma configuração de tensões (Figura 4.7) no qual abaixo da carga surgem tensões de compressão e nas extremidades da placa tensões de tração.

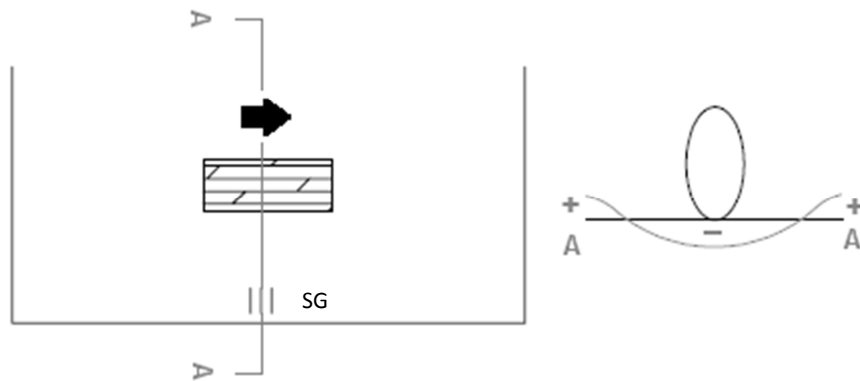
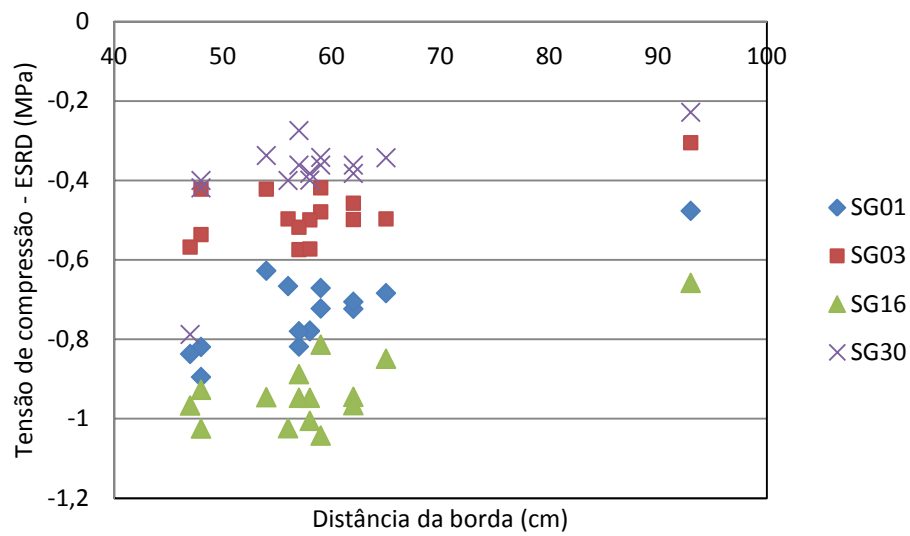


Figura 4. 7 - Configuração das tensões na direção transversal

Embora uma simulação deste ensaio para comprovar as tensões geradas seja necessária, pode-se intuir analisando os valores das tensões que comportamento estrutural do pavimento no que diz respeito a sua resistência à tração na flexão está adequado. O concreto foi dosado para uma resistência de 4,5 MPa aos 28 dias e as tensões geradas por um caminhão carregado – provavelmente o maior veículo em peso que a via enfrenta – não ultrapassam 1 MPa. Da mesma forma, foi possível notar que, logicamente, as deformações geradas pelo ESRD são superiores as geradas pelos ESRS; em média, 3,4 vezes maiores. Nota-se que estes valores desconsideram as tensões obtidas nas quatro últimas PCD; a análise comparativa destas PCD com altas velocidades e frenagem será realizada adiante. Em relação à posição de tráfego do veículo existe uma tendência óbvia de que quanto mais próximo o eixo passar do instrumento

maior será a deformação que este irá medir; entretanto, existem outros fatores, como a velocidade de operação e a temperatura no momento podem também influenciar esta disparidade de valores. Existe um consenso na comunidade técnica de que altas velocidades geram menores deformações para uma mesma carga (KIM *et al.*, 2002; ZHANG *et al.*, 2007; e XIAO *et al.*, 2011). Todavia, há trabalhos que discordam desta afirmação; nestas pesquisas altas velocidades causaram maiores tensões tanto em modelos analíticos como em provas reais em campo (LIU *et al.*, 2000; KIM *et al.*, 2009 e DARESTANI *et al.*, 2007). Em função deste tipo de análise não ser o objetivo principal das PCD, a pequena variação da posição de passagem do veículo não gerou uma tendência desta variável com a tensão calculada, conforme mostra a Figura 4.8a ; todavia, fica claro no gráfico que para a PCD01 realizada com o veículo passando com o ESRS a 93 cm – quase o dobro da posição de passagem das outras PCD – da borda do pavimento, as tensões foram menores. Em relação a velocidade de operação, com uma faixa de velocidade variando entre 6 e 11 km/h, a mesma falta de correlação ocorre (Figura 4.8b) . Contudo, é possível observar que os menores valores de tensão são sempre aqueles calculados em PCD com velocidade inferior a 7 km/h, o que contraria alguns estudos citados acima. Uma futura análise numérica que envolva dados de velocidade e temperatura pode resultar em uma melhor compreensão destas influências.



(a)

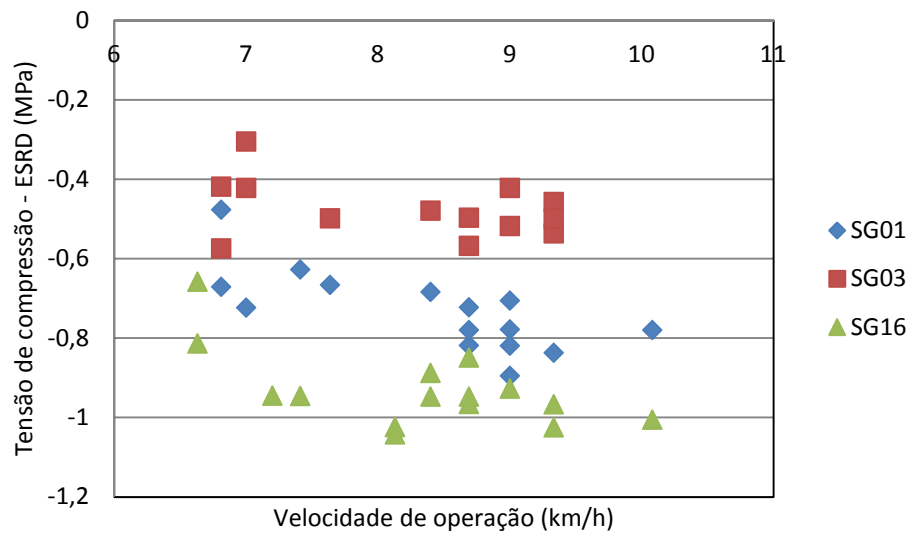
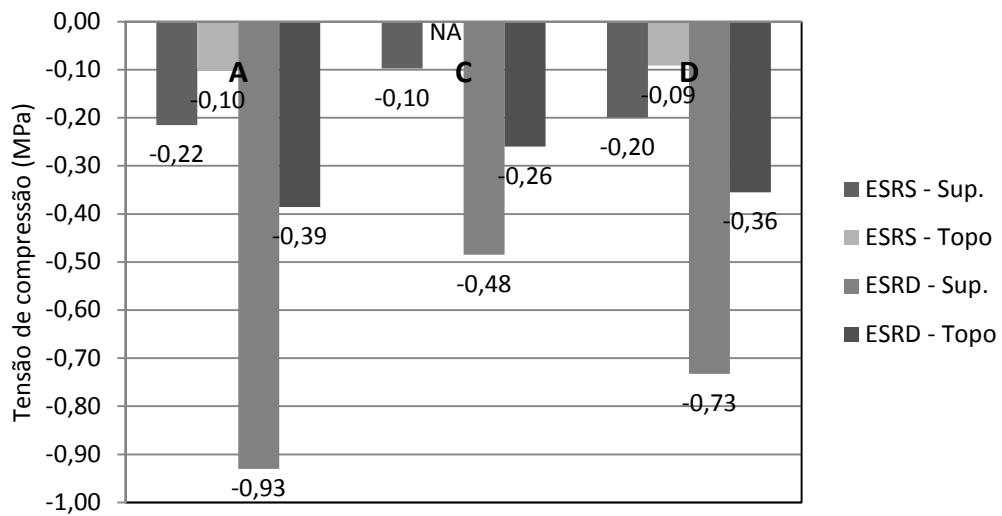
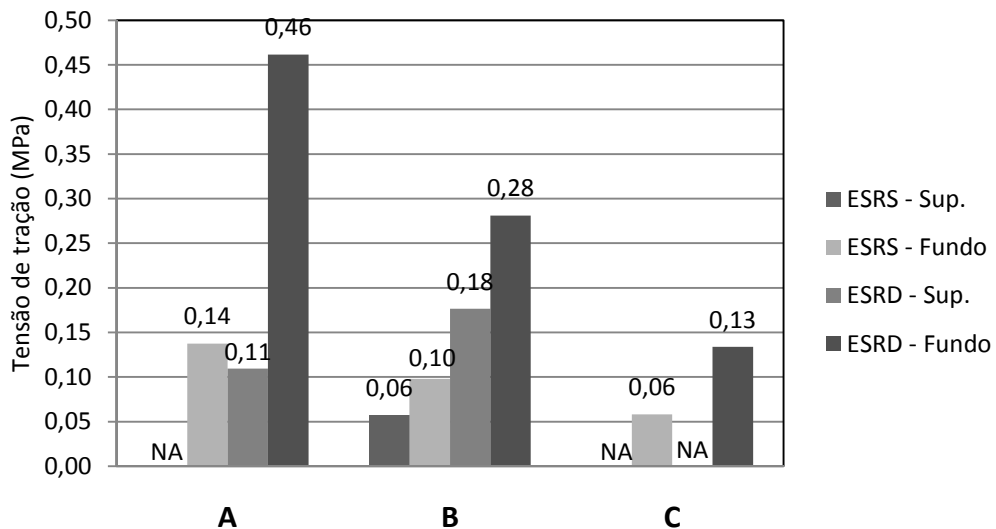


Figura 4. 8 - Correlação entre a tensão de compressão e (a) a distância de passagem e (b) a velocidade de operação do veículo

Outro ponto interessante da análise dos valores da Tabela 4.1 é a visualização das tensões de compressão e tensão médias em cada ponto do trecho instrumentado. A Figura 4.9 traz essa informação de acordo com os pontos A, B, C e D ilustrados na Figura 3.8.



(a)



(b)

Figura 4. 9 - Valores médios da tensão de compressão (a) e tração (b) nos pontos do trecho instrumentado

Primeiramente, pôde-se notar, como esperado, que os valores de tensão de compressão dos instrumentos posicionados na superfície são superiores aos daqueles fixados próximos ao topo; é intuitivo pensar que mesmo a profundidade de 1 cm abaixo da superfície acarreta uma diminuição dessa tensões e que, principalmente, a distância média da borda de 7 cm dos SG de superfície as potencializa. Esse efeito não é visto para as tensões de tração em função do posicionamento dos SG de superfície ser transversal como explicado anteriormente. Ainda em

relação aos gráficos, aparentemente, os valores de tensão tanto de compressão como de tração no ponto inicial A possuem maior magnitude em comparação com os outros pontos.

4.2.2 Tensões reais

Como elucidado anteriormente, as tensões calculadas nas Tabelas 4.1 só levam em consideração uma direção do plano de tensões e, por consequência, possuem um valor de função comparativa, não necessariamente representando a resposta do material de fato. Com o objetivo de calcular a tensão real (duas direções) os SG 11 e 16; 04 e 05; 02 e 03; e 00 e 01 foram posicionados de forma perpendicular. Infelizmente, destes quatro pares somente os SG 11 e 16 se mostraram funcionais. A Tabela 4.2 apresenta os valores de tensão real calculados conforme as Equações 6 e 7 com e sem o incremento da direção oposta, e, com o intuito comparativo, os valores obtidos em uma só direção, previamente dispostos na Tabela 4.1.

Tabela 4. 2 - Tensões na flexão em duas e uma direções

	σ_x	σ_x (sem ϵ_y)	Gráfico σ ($\epsilon \times E$)	σ_y	σ_y (sem ϵ_x)	Gráfico/Tabela σ ($\epsilon \times E$)
PCD03	-0,953	-0,968	-0,946	-0,045	0,100	0,098
PCD08	-0,955	-0,969	-0,948	-0,047	0,099	0,096
PCD09	-0,848	-0,869	-0,849	0,007	0,137	0,134
PCD16	-0,910	-0,931	-0,910	-0,002	0,138	0,135
PCD17	-0,934	-0,949	-0,928	-0,044	0,099	0,096
PCD18	-1,048	-1,063	-1,039	-0,061	0,098	0,096

Na direção x, longitudinal (SG 16), não houve mudanças significativas em relação aos três métodos de determinação. Já para as tensões em y, transversais (SG 11) ao considerar o acréscimo de tensões da direção x, ocorre praticamente uma anulação das tensões com os resultados tendendo à zero. Quando se retira o efeito das deformações em x, os resultados obtidos graficamente são praticamente iguais aos resultantes da equação. Isso ocorre em função da eleva magnitude dos valores de deformação obtidos na direção x em relação aos da direção y. Provavelmente, a influência da posição de passagem do veículo das deformações captadas pelos SG transversais impossibilita o estudo correto das tensões reais.

4.2.3 Análise de topo e fundo

Os pares de SG fixados na lateral da placa foram propositalmente posicionados com a finalidade de determinar a linha neutra da camada. Como dito anteriormente, era esperado que os instrumentos de fundo captassem uma deformação positiva, caracterizando uma tensão de tração na flexão, e os de topo, uma deformação negativa, sendo esta, então, geradora de uma tensão de compressão na flexão. O fenômeno de fato ocorreu como mostram as Figura 4.10 e 4.11; nelas verifica-se que ambos os eixos do caminhão solicitam os dois SG ao mesmo tempo criando os picos de deformação positivo e negativo. Infelizmente devido a falhas em alguns instrumentos, somente os pares de SG 30-31 e 25-26 foram capazes de captar tais informações.

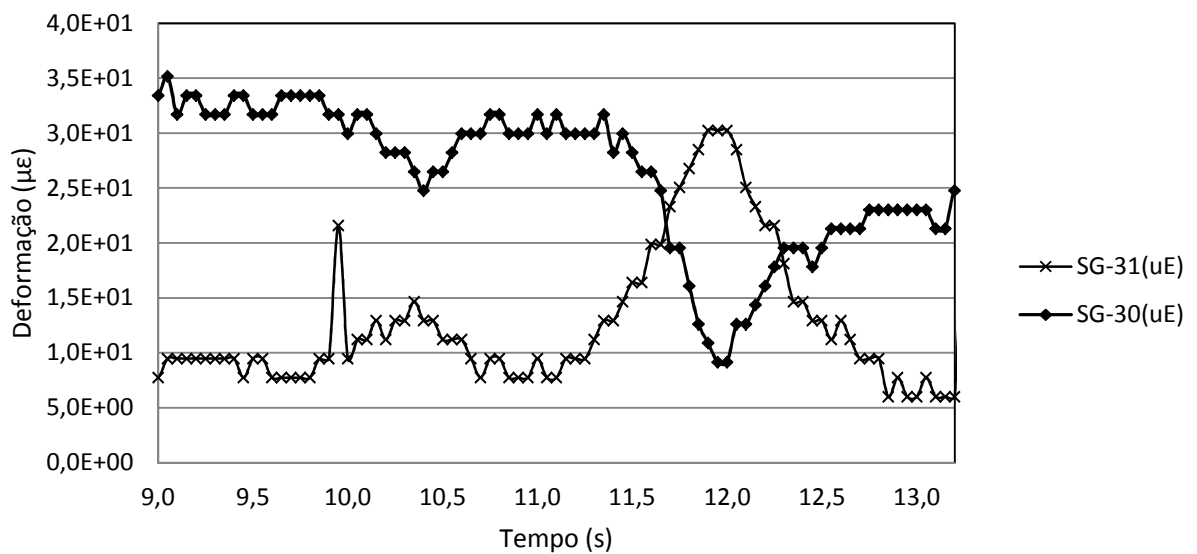


Figura 4. 10 - Picos de deformação de topo e fundo na PCD 04 (ESRS e ESRD)

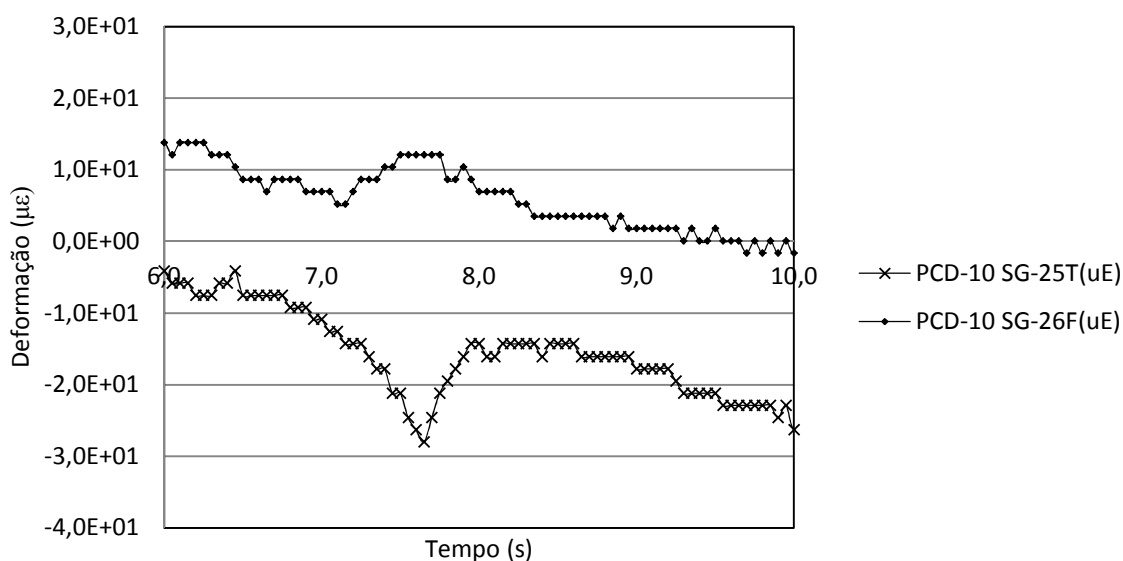


Figura 4. 11 - Picos de deformação de topo e fundo na PCD 10 (ESRD)

Com os valores de tensão de tração e compressão obtidos e com o conhecimento exato da posição destes SG (Figuras 3.10 e 3.12) foi possível traçar o diagrama de tensões atuantes na placa. Alguns exemplos destes diagramas encontram-se dispostos na Figura 4.12 (valores de deformação multiplicados por dez para facilitar a visualização). Deve-se lembrar que, devido a um “pé” de concreto encontrado no últimos centímetros da placa, os SG 26 e 31 foram fixados, respectivamente, a 9 e 7 cm do fundo da placa. Portanto o valor de tensão calculado não é propriamente do fundo; isso também ocorre com o topo, embora em menor escala – os instrumentos estão posicionados a 1 cm da superfície. Através da extensão da linha de tensões do diagrama pôde-se estimar os valores das tensões máximas de fundo e de topo, além, claro, da determinação da posição da linha neutra (LN) na placa. Nota-se que a LN é medida do fundo da placa. Estes dados encontram-se na Tabela 4.3.

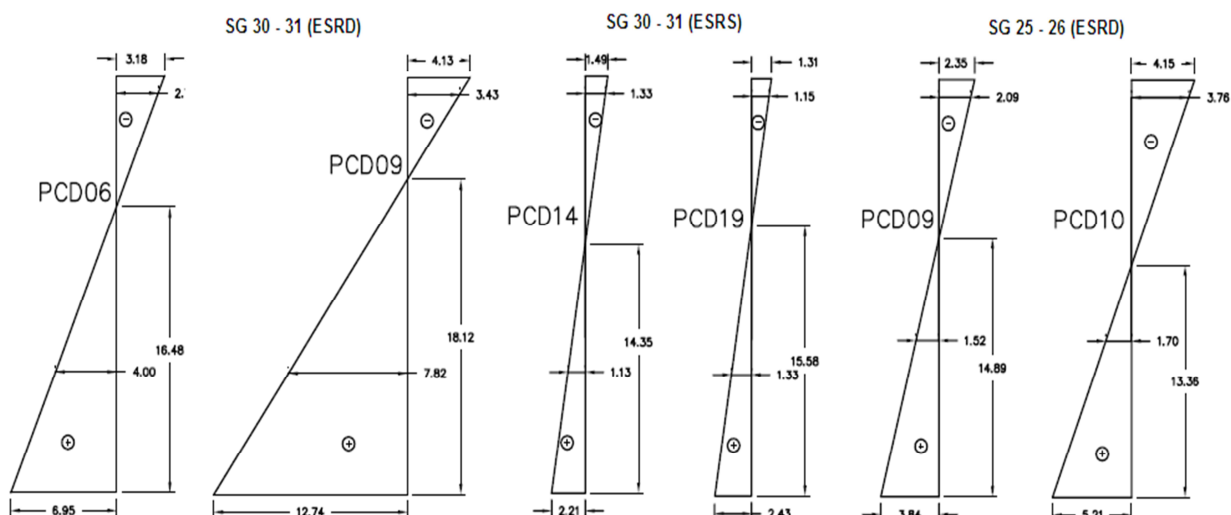


Figura 4. 12 - Exemplos de diagramas de tensão

Tabela 4. 3 - Tensões máximas de topo e fundo e posição da linha neutra

SG 30 -31							SG 25 - 26			
PCD	ESRS			ESRD			PCD	ESRD		
	TOPO	FUNDO	LN	TOPO	FUNDO	LN		TOPO	FUNDO	LN
	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(cm)	Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(cm)		Tensão (MPa)	Tensão (MPa)	(cm)
PCD01	NA	NA	NA	-0,259	0,457	15,32	PCD01	-0,171	0,285	15,00
PCD02	NA	NA	NA	-0,385	0,644	15,02	PCD03	-0,191	0,265	13,95
PCD03	NA	NA	NA	-0,387	0,806	15,22	PCD04	-0,314	0,368	12,94
PCD04	-0,170	0,259	14,50	-0,455	0,858	15,69	PCD06	-0,351	0,427	13,11
PCD05	NA	NA	NA	-0,414	0,827	16,00	PCD08	-0,312	0,370	13,01
PCD06	NA	NA	NA	-0,318	0,695	16,48	PCD09	-0,235	0,384	14,89
PCD07	NA	NA	NA	-0,467	0,541	13,78	PCD10	-0,415	0,521	13,36
PCD08	NA	NA	NA	-0,472	1,674	18,72	PCD11	-0,292	0,417	14,12
PCD09	-0,118	0,424	18,79	-0,413	1,274	18,12	PCD13	-0,295	0,420	14,10
PCD10	NA	NA	NA	-0,443	0,558	13,38	PCD14	-0,294	0,419	14,12
PCD12	NA	NA	NA	-0,873	1,166	13,72	PCD15	-0,271	0,342	13,39
PCD13	NA	NA	NA	-0,470	0,758	14,81	PCD16	-0,234	0,382	14,39
PCD14	-0,149	0,221	14,35	0,440	0,528	13,10	PCD17	-0,318	0,512	14,93
PCD19	-0,131	0,243	15,58	NA	NA	NA	PCD18	-0,294	0,386	13,62
PCD20	-0,071	0,298	14,50	-0,266	0,619	16,79				

A análise dos dados da Tabela 4.3 possibilita as seguintes constatações:

- Primeiramente, nota-se uma elevação considerável das tensões de tração na flexão (fundo) quando se extrapola a linha de tensões do diagrama. Como os SG de fundo estavam posicionados 7 e 9 cm distantes do fundo, essa diferença era esperada; o valor médio da tensão de fundo foi de 0,60 MPa (ERSD), embora tenha-se sido encontrados três valores isolados maiores do que 1 MPa, o que não é – a princípio – preocupante visto a resistência de dosagem do concreto. Quando comparados com os valores medidos somente pelos SG de fundo (SG31, 29 e 26 funcionais) a elevação de tensão média (ESRD) do ponto em que o instrumento estava fixado e o fundo real da placa foi de aproximadamente 100%. Para o ESRS, notada a inferioridade de dados, o valor médio de acréscimo saltou de 0,10 MPa para 0,29 MPa, ou seja, 290%. Essa diferença no aumento de tensões para os dois eixos não pôde ser explicada;
- Já no caso do topo da placa, visto a mínima distância entre o instrumento e a superfície, o aumento de valor foi pouco significativo. Para o ESRD o valor médio foi de, negativos, 0,325 MPa para 0,327 MPa, ou seja, uma variação irrisória; para o ESRS obteve-se uma variação de 0,03 MPa, também pouco expressiva, porém de maneira análoga às tensões de fundo, maior do que a do ESRD. Nota-se que estes valores são aqueles obtidos pelos instrumentos de topo, não considerando os SG fixados na superfície;
- Quando comparados os valores de tensão de compressão medidos pelos instrumentos de topo e de superfície, a superioridade dos valores obtidos pelo segundo permanece praticamente inalterada. Em valores médios os SG longitudinais de superfície indicaram valores médios de tensão de -0,18 MPa (ESRS) e -0,69 MPa (ESRD). Isso denota que mesmo com a extrapolação dos valores até o topo “real” da placa, os instrumentos de superfície continuam medindo deformações maiores do que aqueles fixados na lateral. A maior proximidade transversal dos SG de superfície do carregamento (em média 7 cm da borda) pode explicar essa superioridade;
- Em relação à posição da linha neutra (LN), observou-se uma média de valores de 14,97 cm (medidos do fundo da placa) com um desvio padrão da amostra de 0,90 cm, o que implica em dados bastante confiáveis;
- Em uma situação hipotética ideal, uma placa de concreto sem armadura com espessura de 24 cm, espera-se que a posição da LN seja próxima do meio da placa, aos 12 cm; entretanto, problemas como adensamento irregular, falhas na dosagem e cura inapropriada podem deslocar a LN. No caso do PCCA experimental viu-se um deslocamento médio de 3

cm para cima em relação ao meio da placa. É intuitivo pensar, embora deva-se considerar o efeito dos problemas de execução citados a cima, que a presença da armadura longitudinal na parte superior da placa, acima do meio da placa, elevou a posição da LN.

4.2.4 Tensões com diferentes configurações de carregamento

Os métodos de dimensionamento de pavimentos de concreto mais rotineiramente empregados na atualidade remetem à análise estática de tensões devidas às cargas de veículos sobre as placas. Todavia não há uma orientação sedimentada sobre qual situação de carregamento gera o maior nível de tensão e que por decorrência seja a mais danosa ao pavimento; qualquer afirmação também exigiria considerações sobre o comportamento real do tráfego. De acordo com Darestani *et al.* (2007), as cargas rodoviárias foram consideradas como estáticas nos primeiros guias de projetos porque as análises dinâmicas e os testes experimentais ratificaram que as diferenças de tensões geradas por este tipo de carregamento eram insignificantes. Nos testes da AASHO Road Test (AASHO, 1962) consta que um aumento na velocidade do veículo de 3,2 para 95,6 km/h suavizava as tensões no pavimento em 29%. Esses fatores elucidam a grande quantidade de estudos sobre o desempenho de pavimentos de concreto conduzidos com cargas estáticas ou quase estáticas. Entretanto, como citado anteriormente, alguns estudos discordam deste conceito. Dadas estas incertezas ainda existentes decidiu-se analisar a questão no PCCA experimental por meio de PCD com diferentes configurações de velocidade e operação. Procurou-se aqui estabelecer uma comparação entre as tensões causadas por uma carga dinâmica com velocidades baixas (10 km/h) e altas (50 km/h); e por uma carga com frenagem. Os efeitos da frenagem são pouco estudados em placas de concreto, embora sejam considerações importantes para pavimentos aplicados em paradas de ônibus ou em vias sujeitas a tráfego intenso e congestionamentos. Pereira e Balbo (2004) em análise similar sobre um *whitetopping* ultradelgado evidenciaram um acréscimo significativo das tensões com a frenagem.

As tensões resultantes da passagem dos eixos do caminhão pelos SG selecionados encontram-se na Tabela 4.1. Para efeito comparativo, trazem-se novamente os valores de duas com velocidade constante de 10 km/h (PCD10 e PCD07) além das duas com velocidade constante de 50 km/h (PCD17 e PCD18) e duas com frenagem (PCD19 e PCD20).

Nas PCD com frenagem o ESRD parou aproximadamente na posição dos SG 08 e 07, e assim o efeito desta carga não foi considerado nos SG posteriores. Em algumas situações não é

visível no gráfico qualquer pico (positivo ou negativo) o que impossibilita o cálculo das tensões, como foi o caso da PCD19 quando o caminhão retornou em marcha à ré.

Da análise da Figura 4.13 é possível verificar que as tensões causadas pelo ESRS nas PCD com frenagem são superiores (27,4%) as das PCD com velocidade constante; para o ESRD essa relação é oposta: as tensões com velocidade constante excedem aquelas ocorridas durante a frenagem em 31,8%; na questão do retorno em marcha à ré na PCD20, as tensões de ida e de volta são bastante semelhantes para os dois eixos, salvo, para o ESRS no SG01 onde as tensões de ida foram quase o triplo das de volta;

Já para a comparação das PCD com velocidades baixas (10 km/h) e altas (50 km/h) não se pode notar qualquer tendência ou influência do aumento da velocidade nas tensões, contrariando alguns trabalhos revisados que constataram tensões menores em altas velocidades.

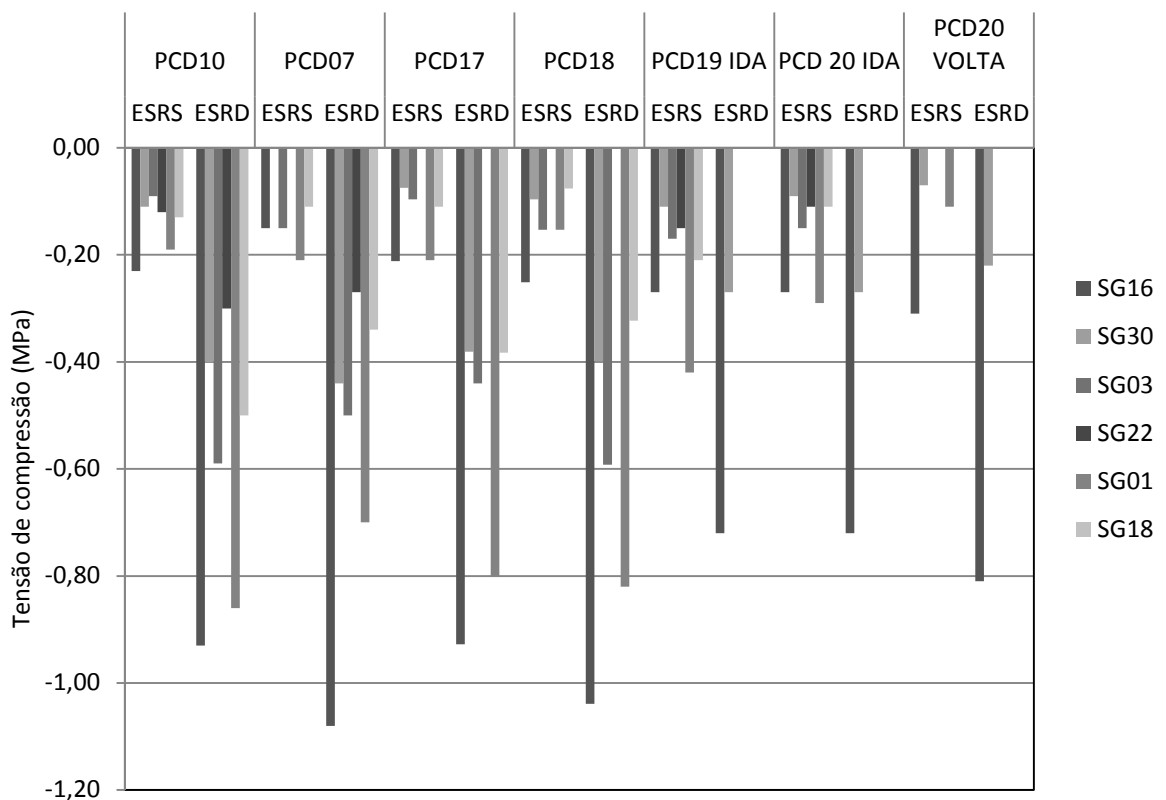


Figura 4. 13 - Tensões de compressão por PCD e por eixo

Em relação às tensões de tração, embora com menor quantidade de dados, pode-se constatar observando-se a Figura 4.14 que, na comparação entre tensões geradas pela carga dinâmica com frenagem e com velocidade constante não há indicativos de superioridade para um dos dois eixos, porém na análise do retorno, os valores de ida foram superiores aos de volta. De maneira análoga às tensões por compressão, não há um aumento ou diminuição significativos quando se muda de baixa para alta velocidade.

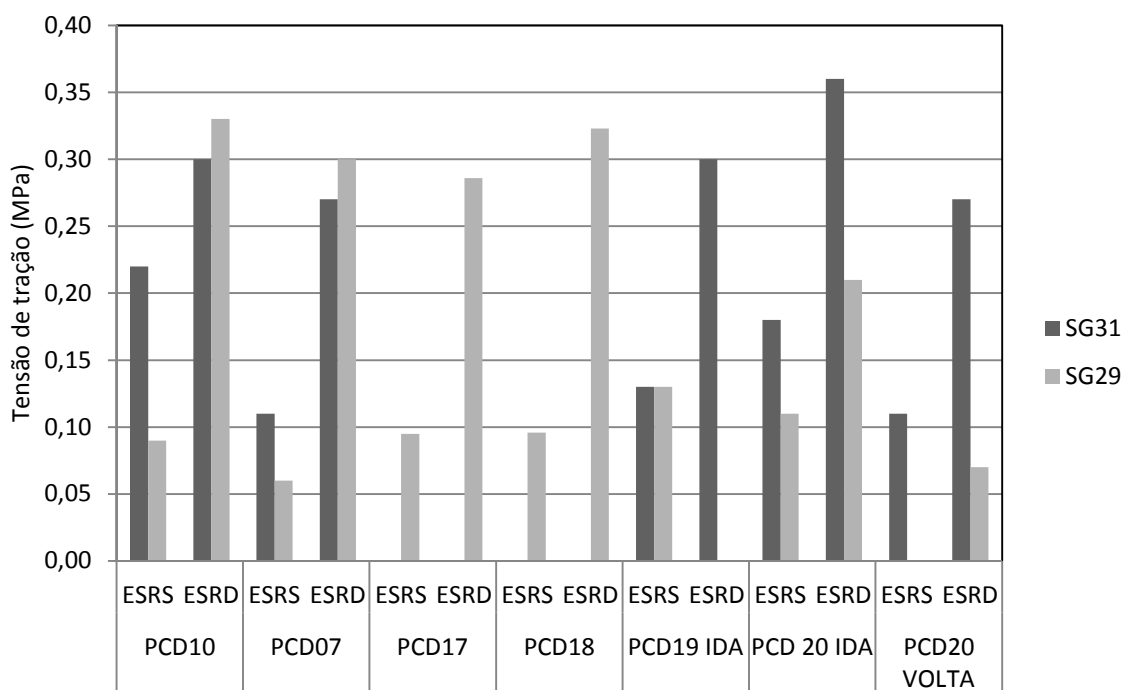


Figura 4. 14 - Tensões de tração por PDC e por eixo

Na busca de uma melhor compreensão dos valores indicados nas Figuras 4.13 e 4.14 procurou-se situar a velocidade do caminhão-teste em cada segmento do trecho. A velocidade especificada para os testes fora de 10 km/h; entretanto seria bastante provável que esse parâmetro tenha sido alterado involuntariamente a cada prova de carga e até mesmo em uma mesma PCD em diferentes partes do trecho instrumentado. Como o gráfico deformação versus tempo permite visualizar no pico de deformação o exato momento em que determinado eixo solicitou a placa é possível, conhecendo-se as configurações do caminhão, estimar a velocidade média em cada etapa da PCD. A Tabela 4.4 fornece essas informações.

Tabela 4. 4 - Velocidade de operação das PCD

PCD	PONTO	ESRS – t (s)	ESRD – t (s)	Δt (s)	Distância (m)	Velocidade (km/h)
10	A	5,30	6,75	1,45	3,50	8,69
10	B	5,75	7,20	1,45	3,50	8,69
10	C	6,30	7,70	1,40	3,50	9,00
10	D	6,70	8,13	1,43	3,50	8,84
07	A	10,25	11,78	1,53	3,50	8,22
07	B	10,90	12,25	1,35	3,50	9,33
07	C	11,25	12,75	1,50	3,50	8,40
07	D	11,73	13,18	1,45	3,50	8,69
17	A	3,45	3,75	0,30	3,50	42,00
17	B	3,50	3,85	0,35	3,50	36,00
17	C	3,65	3,95	0,30	3,50	42,00
17	D	3,75	4,05	0,30	3,50	42,00
18	A	4,15	4,45	0,30	3,50	42,00
18	B	4,25	4,55	0,30	3,50	42,00
18	C	4,35	4,65	0,30	3,50	42,00
18	D	4,45	4,70	0,25	3,50	50,40
19	A	8,05	9,07	1,02	3,50	12,39
20 IDA	A	7,20	8,17	0,97	3,50	13,03
20 IDA	B	7,45	8,85	1,40	3,50	9,00
20 VOLTA	A	17,27	20,37	3,10	3,50	4,06

É possível notar que as PCD com frenagem foram realizadas com uma velocidade inicial (Ponto A) maior do que as PCD com velocidade constante de 10 km/h. Na PCD 20 é visível uma diminuição da velocidade conforme o caminhão-teste passa do ponto A para o B, sinalizando o processo de frenagem. Dada a ausência dos valores referentes ao ERSR nos pontos C e D a continuação deste processo não pôde ser observada. Nas PCD com velocidade constante fica evidente que a velocidade de passagem manteve-se praticamente uniforme, com uma média de 8,80 km/h para a PCD10, 8,86 km/h para a PCD07, 40,5 km/h para a PCD17 e 44,1 km/h para PCD18.

O fato de as tensões do ESRS nas PCD com frenagem serem maiores do que na PCD com velocidade constante pode ser explicado pela seguinte hipótese: a frenagem das rodas dianteiras induz a um deslocamento do centro de massa do veículo causando um incremento de carga nas rodas dianteiras; essa ideia também explicaria o fato de que as tensões com frenagem no ESRD foram menores na PCD com frenagem do que na PCD com velocidade constante; no primeiro caso o ESRD estaria momentaneamente menos carregado; isso também poderia explicar o alto valor de tensão de compressão gerado pelo ESRS, na PCD19,

no SG01; o instrumento encontrava-se no final do trecho e sofreu a influência acumulada e final do processo de frenagem; na PCD20 para o ESRS, o SG01 foi também aquele que apresentou o maior valor de tensão de compressão.

Em relação ao trajeto de “ida” e “volta” da PCD20 pode-se observar claramente uma diferença de velocidade muito grande. No trajeto realizado com a operação marcha à ré, a velocidade do caminhão foi reduzida a quase um terço de velocidade de entrada com a operação normal. Enquanto que nas tensões de compressão não foi possível observar uma tendência clara, nas tensões de tração os valores de “ida” foram maiores do que aqueles de volta, caracterizando um diferente resultado da maioria dos trabalhos revisados sobre o assunto, que constataram que velocidades menores geram tensões maiores e, por conseguinte seriam mais prejudiciais. Contudo essa influência não foi percebida ao elevar a velocidade de 10 km/h para 50 km/h. Quando se comparam tensões de “volta” com aquelas das PCD com velocidade constante não se observa uma tendência de disparidade muito grande, o que reforça a hipótese da elevação momentânea de carga no ESRS durante a frenagem. Outro aspecto interessante ao considerar a diferença de velocidade dessas duas operações é o formato do pico de deformação da Figura 3.5; nela é possível verificar que, devido à velocidade mais alta da “ida” são gerados picos muito mais pontuais e com pouco espaço de tempo entre o ESRS e o ESRD do que os picos no retorno; o formato dos picos no gráfico pode ser um indicador de velocidade de operação do veículo.

Entretanto, outro fator deve ser considerado na análise comparativa destes dados: a posição de passagem. De forma involuntária, a posição de passagem das PCD (Tabela 4.1) com velocidade alta foi em média 20 cm mais próxima dos instrumentos do que as com velocidade constante. Esse fator auxilia na explicação dos valores parecidos de tensão com aqueles da velocidade constante; a posição mais próxima da carga elevou os valores de tensão, portanto o conceito de que velocidades mais baixas causam maiores deformações foi verificado neste experimento. Em relação às PCD com frenagem a diferença de passagem foi mínima (3 cm), não modificando os resultados.

4.3 Análise das deflexões com *Falling Weight Deflectometer (FWD)*

As deflexões medidas no meio da placa (Tabela 3.4) permitiram o traçado das bacias de deformação mostrado na Figura 4.16.

Primeiramente, nota-se que a menor deflexão máxima ocorre na maior placa formada entre fissuras, a P2.2 no meio da seção 2. Isso pode ser explicado pela maior taxa de armadura da seção o que lhe confere uma maior rigidez. Já as maiores deflexões máximas – valores acima de 25×10^{-2} mm incidiram justamente nas bordas transversais das seções. A falta de ancoragem nestes pontos elucida o porquê deste fato; nestes locais a placa está mais livre para deslocar-se e não incomum é a sensação de um deslocamento vertical quando um veículo pesado acessa ou sai da via. Apesar de sua maior taxa de armadura em relação às seções 3 e 4, a seção 1 apresenta o local (P1.1) com a maior deflexão máxima (38×10^{-2} mm) – bastante superior comparado ao segundo colocado, o ponto P4.1 (seção 4) com $31,4 \times 10^{-2}$ mm; isso ocorre porque há um afundamento no pavimento intertravado na junção com a pista experimental. Esse defeito já causou o escalonamento e a quebra da do canto da placa conforme mostra a Figura 4.15. Nesse local, o “solavanco” vertical é facilmente verificado. Também é interessante notar que os dois locais com os maiores deslocamentos são aqueles de acesso do veículo do pavimento intertravado para a pista experimental. Quanto ao formato, salvo a bacia P1.1, as bacias aparentam um contorno típico de pavimentos rígidos com uma diminuição de deflexões suave através dos leitores.



Figura 4. 15 - Defeito na junta da seção

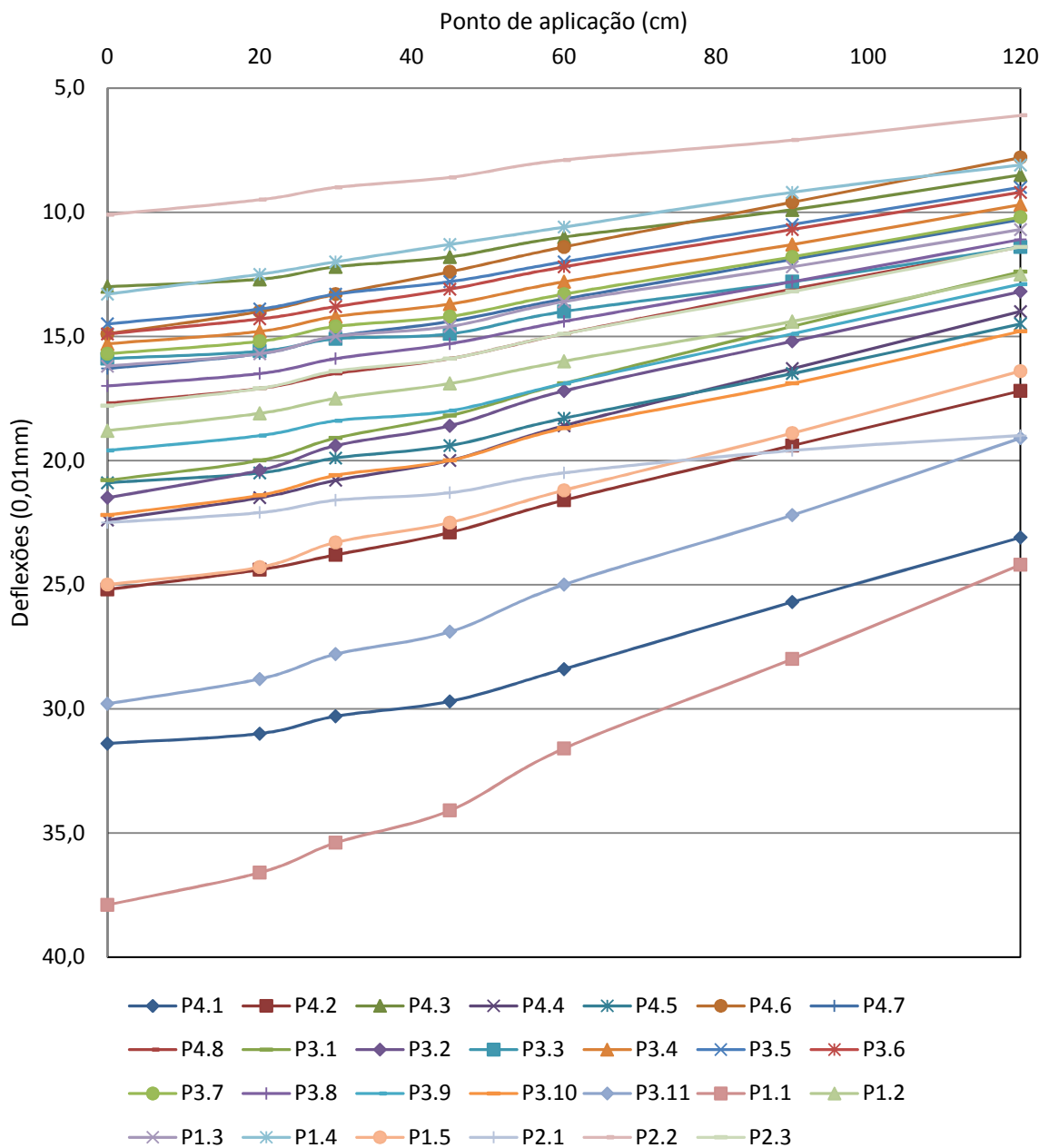


Figura 4. 16 - Bacias de deflexão no meio de placa

As deflexões exibidas na Tabela 3.5 (ponto de aplicação na fissura) também possibilitaram o traçado das bacias de deflexão conforme é visto na Figura 4.17. Pela análise do gráfico, observa-se a não ocorrência de valores muito elevados da deflexão máxima, conforme esperado; a maior distância da fissura em relação à borda livre da placa atenua os deslocamentos. As duas maiores deflexões máximas são de pontos próximos à borda (F3.10 e F4.1). Não se notou um aumento significativo de deflexões quando se compara as medidas

tomadas na fissura e no meio da placa em locais próximos – em alguns casos as deflexões medidas na fissura foram até inferiores. Colim (2009) evidenciou, em um PCS, que juntas sem a barra de transferência de carga sofriam deslocamentos muito superiores àqueles apresentados por juntas com o dispositivo. Apesar das juntas (fissuras) do PCCA não possuírem barras de transferência de carga, a pequena abertura das fissuras somada a força de ligação da armadura longitudinal mantém a placa íntegra, aumentando a rigidez e diminuindo as deflexões mesmo em uma descontinuidade física.

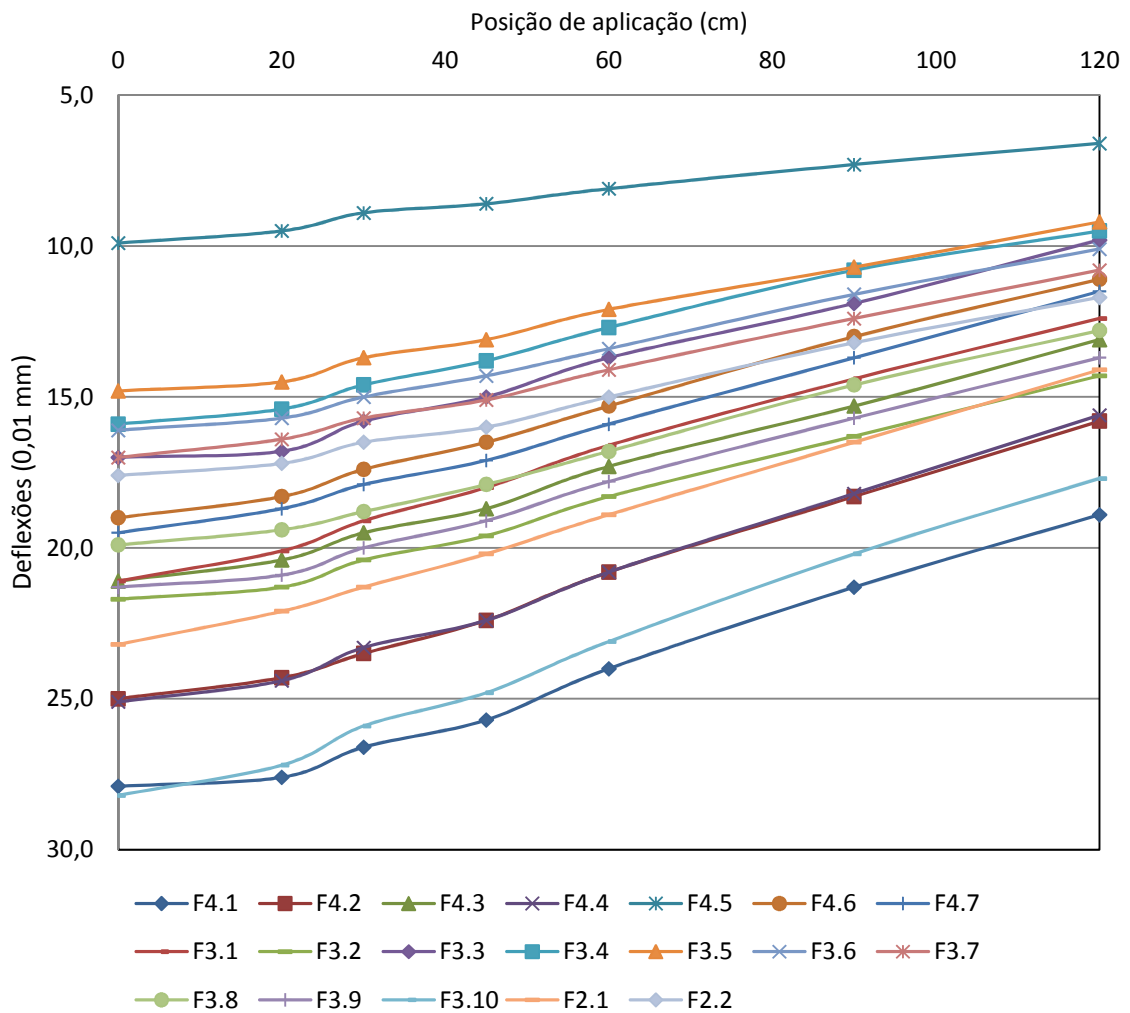


Figura 4. 17 - Bacias de deflexão na fissura

4.3.1 Eficiência da transferência de carga entre fissuras

A aplicação do FWD próximo à fissura forneceu dados de deflexões equidistantes que, com o emprego da Equação 6, possibilitaram o cálculo da LTE. A Figura 4.18 ilustra comparativamente todos os valores da LTE para cada fissura. A observação da Figura 4.18 permite as seguintes constatações:

- Todas as fissuras apresentaram um valor de LTE maior que 90% (média de 92,7%);
- Não foi possível observar qualquer influência da porcentagem de armadura longitudinal na LTE; esperava-se que as fissuras da seção 2 apresentassem os maiores valores, entretanto a média das três seções foi bastante similar;
- A fissura com o menor valor de LTE (90,52%) é a F3.1, posicionada no fim da seção 3; todavia, estranhamente, a fissura com o maior valor de LTE (95,51%) também encontra-se no limite de uma seção – seção 4 no caso. As deflexões nesta posição foram bastante altas conforme visto nas Figuras 4.17 e 4.16, entretanto, o maior ou menor deslocamento não parece influenciar no comportamento de transferência de carga na fissura;
- Conforme alguns pesquisadores confirmam, a influência do espaçamento também não foi observada nos valores do LTE. A Figura 4.18 mostra a relação entre o LTE e o espaçamento da placa carregada e da placa descarregada em cada fissura. Nota-se que nenhuma tendência é visível, ou seja, espaçamentos muito grandes como aqueles apresentados pela seção 2 não são prejudiciais à transferência de carga o que contraria as constatações de Verhoeven (1992);
- Outro aspecto é que ao simular uma fissura nos pontos de aplicação no meio da placa e calcular a LTE resulta em valores de “transferência de carga” muito similares àqueles da Figura 4.18; isso significa que em relação à transferência de carga, a fissura do PCCA de curta extensão se comporta como um pavimento contínuo. Os dados da LTE simulada encontram-se na Tabela 4.5;
- Por fim, a análise da LTE permite concluir que, apesar das diferenças verificadas entre a fissuração do PCCA de curta extensão e aquela de PCCA convencionais, o desempenho estrutural das fissuras do primeiro, existentes e visíveis, é altamente satisfatório.

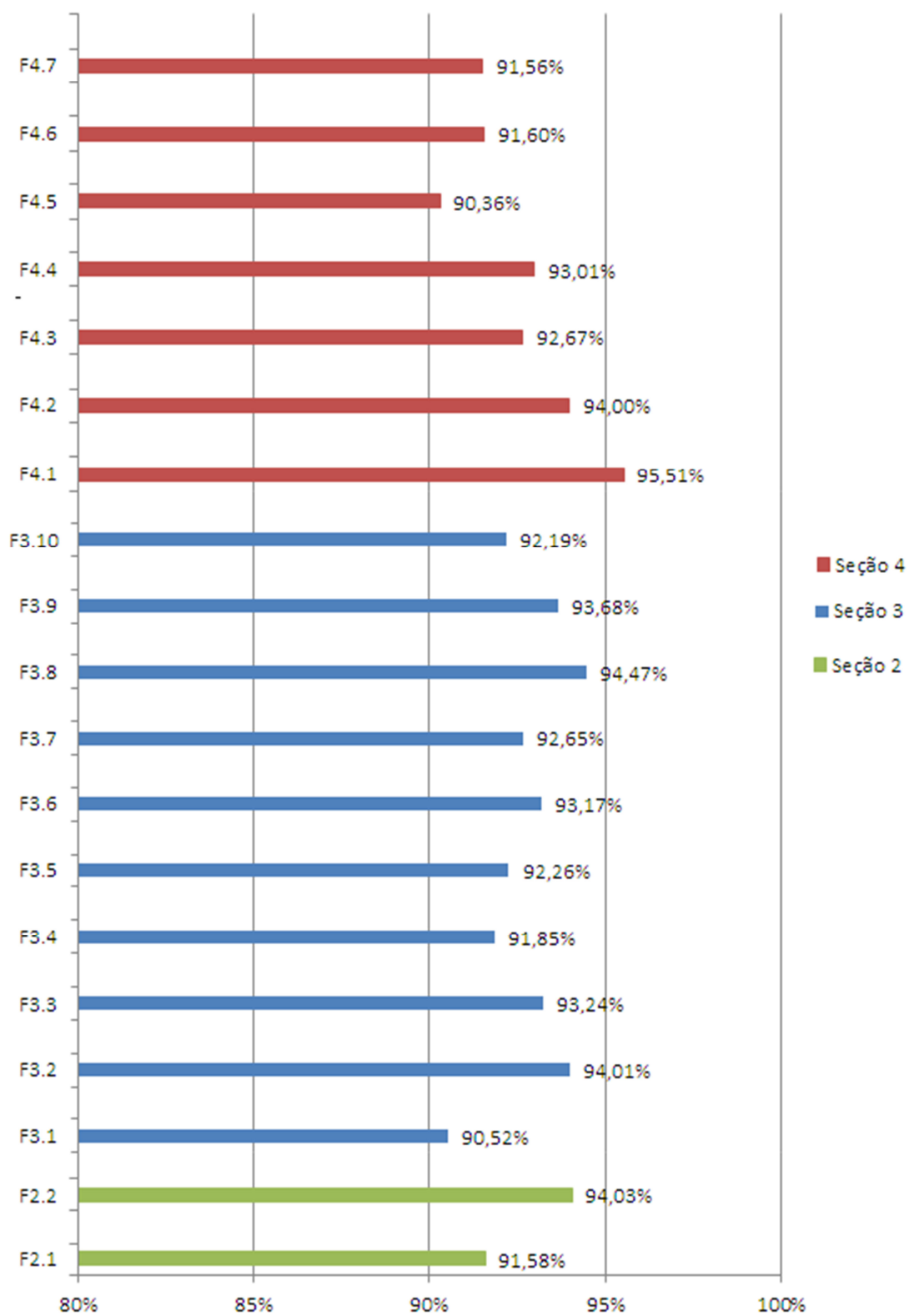


Figura 4. 18 - LTE em cada fissura

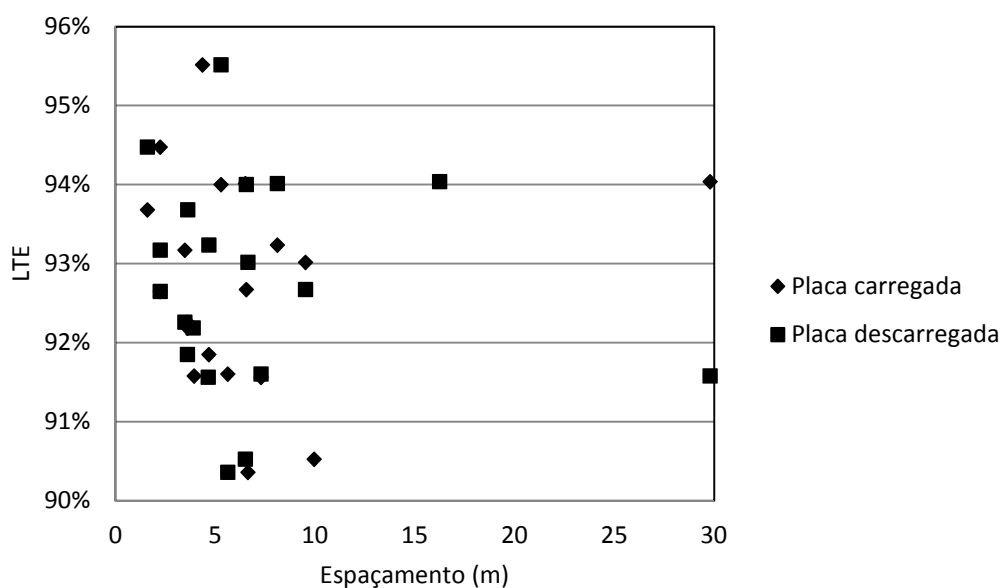


Figura 4. 19 - Espaçamento *versus* LTE

Tabela 4. 5 - LTE fictícia no meio de placa

Ponto	Deflexões (0,01 mm)		LTE	Ponto	Deflexões (0,01 mm)		LTE
	0	30			0	30	
P4.1	31,4	30,3	96,50%	P3.7	15,7	14,6	92,99%
P4.2	25,2	23,8	94,44%	P3.8	17,0	15,9	93,53%
P4.3	13,0	12,2	93,85%	P3.9	19,6	18,4	93,88%
P4.4	22,4	20,8	92,86%	P3.10	22,2	20,6	92,79%
P4.5	20,9	19,9	95,22%	P3.11	29,8	27,8	93,29%
P4.6	14,9	13,3	89,26%	P1.1	37,9	35,4	93,40%
P4.7	16,3	15,0	92,02%	P1.2	18,8	17,5	93,09%
P4.8	17,7	16,5	93,22%	P1.3	16,2	15,0	92,59%
P3.1	20,8	19,1	91,83%	P1.4	13,3	12,0	90,23%
P3.2	21,5	19,4	90,23%	P1.5	25,0	23,3	93,20%
P3.3	15,9	15,1	94,97%	P2.1	22,5	21,6	96,00%
P3.4	15,3	14,2	92,81%	P2.2	10,1	9,0	89,11%
P3.5	14,5	13,3	91,72%	P2.3	17,8	16,4	92,13%
P3.6	14,9	13,8	92,62%				

4.3.2 Retroanálise das bacias de deflexão

Conforme comenta Balbo (2007) a simulação de uma teoria condizente com o comportamento estrutural da estrutura por meio de deformações ou tensões da estrutura real é um conceito bastante apropriado para a retroanálise. Para tal empregam-se parâmetros geométricos e de carregamento que o modelo teórico (analítico ou numérico) consegue representar.

A simulação teórica baseia-se, então, uma vez fornecidos todos os elementos necessários, em uma busca, através de sucessivas aproximações, de uma resposta teórica com um nível de representação suficiente da resposta real. A metodologia mais usual de verificar a qualidade destas aproximações é a análise do erro quadrático entre as deflexões teoricamente calculadas e as deflexões reais medidas em campo pelo FWD. A Equação 9 rege este método. Obviamente quanto menor for o valor do erro quadrático, menor serão as discrepâncias entre as bacias reais e teóricas. Além disso, foi utilizado o critério de erro percentual e estabelecido que nenhum valor teórico individual quando comparado ao real poderia apresentar um erro maior que 5% e que o somatório total dos erros da bacia não poderia ultrapassar 10%.

$$\text{Erro Quadrático} = \sum (d_i^{\text{pista}} - d_i^{\text{teórico}})^2 \quad (9)$$

Outro aspecto relevante na retroanálise é a necessidade de estimar certos parâmetros para facilitar o processo de aproximação. Valores de E e k variam com a idade do pavimento, o que pode tornar não representativos valores medidos no dia da execução da obra, por exemplo. Para estimar os valores de E e k com base na deflexões obtidas utilizam-se aqui os estudos de Hall (1991) e Croveti (1994).

Hall (1991) ao analisar a resposta estrutural de inúmeras seções de pavimentos de concreto com base no conceito de raio de rigidez relativa (l) da placa definiu a seguinte relação (Equação 10 e Equação 11) entre este parâmetro e as deflexões obtidas em campo.

$$l = \left[\frac{\ln\left(\frac{36-AREA}{1812,279133}\right)}{-2,55934} \right]^{4,387009} \quad (10)$$

$$AREA = 6 \left(1 + \frac{2d_{30}}{d_0} + \frac{2d_{60}}{d_0} + \frac{d_{90}}{d_0} \right) \quad (11)$$

O parâmetro AREA é a área da bacia de deflexões normalizada pela deflexão máxima em relação à uma carga de FWD aplicada em uma placa de diâmetro de 30 cm. É importante salientar que o conceito por traz do estudo é condizente com aplicações de carga no meio da placa.

Com o conhecimento de ℓ , é possível empregar as equações para carga em centro de placa de Westergaard conforme sugere o trabalho de Croveti (1994), para determinar os valores de k e E. Para tal, utilizam-se a Equação 12 e a Equação 13.

$$k = \frac{P}{8 \cdot d_0 \cdot \ell^2} \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2\pi} \right) \cdot \left[\ln \left(\frac{a}{2 \cdot \ell} \right) - 0,67278436 \right] \cdot \left(\frac{a}{\ell} \right)^2 \right\} \quad (12)$$

$$E = \frac{12(1-\mu^2)k \cdot \ell^4}{h^3} \quad (13)$$

Onde:

P = carga aplicada (libras-força);

a = raio da carga circular aplicada (pol)

μ = coeficiente de Poisson

h = espessura da placa.

Deve-se citar que os modelos apresentados tem seu campo de aplicação limitado às placas infinitas com cargas aplicadas em seu centro. Também deve se observar que para os valores de k, os números estimados remetem uma carga estática; entretanto, o FWD aplica uma carga dinâmica, portanto os valores reais devem ser superiores às estimativas.

Na Tabela 4.6 encontram-se os valores estimados de k e E de acordo com a metodologia descrita acima. Nota-se que foram selecionadas somente as aplicações em meio de placa. Estes valores serão o *input* inicial utilizado no *software* para o processo de retroanálise.

Tabela 4. 6 - Parâmetros estimados para aplicações de carga no meio da placa

	Ponto	Carga (Kgf)	AREA	ℓ (pol)	K MPa/m	E Mpa
1	P4.1	6171	33,344	60,710	10,022	48.080
2	P4.2	6198	32,238	47,733	20,106	36.862
3	P4.3	6227	31,985	45,561	42,883	65.265
4	P4.4	6200	31,473	41,769	29,349	31.552
5	P4.5	6187	32,670	52,005	20,460	52.858
6	P4.6	6219	29,758	32,801	70,594	28.861
7	P4.7	6169	31,362	41,032	41,544	41.591
8	P4.8	6167	31,729	43,576	34,023	43.328
9	P3.1	6192	30,981	38,702	36,600	29.003
10	P3.2	6170	30,670	36,999	38,493	25.477
11	P3.3	6214	32,792	53,378	25,667	73.588
12	P3.4	6169	31,608	42,701	40,960	48.094
13	P3.5	6206	31,283	40,524	48,133	45.844
14	P3.6	6159	31,248	40,307	46,972	43.789
15	P3.7	6169	31,834	44,372	37,039	50.713
16	P3.8	6170	31,906	44,930	33,390	48.057
17	P3.9	6159	32,173	47,158	26,303	45.943
18	P3.10	6163	31,811	44,192	26,378	35.531
19	P3.11	6134	31,732	43,596	20,082	25.622
20	P1.1	6100	31,646	42,976	16,147	19.453
21	P1.2	6177	31,979	45,513	29,476	44.671
22	P1.3	6198	31,704	43,391	37,671	47.164
23	P1.4	6181	30,541	36,341	64,536	39.753
24	P1.5	6130	31,896	44,852	22,634	32.351
25	P2.1	6167	33,680	66,428	11,704	80.488
26	P2.2	6190	30,297	35,153	90,736	48.938
27	P2.3	6146	31,551	42,299	35,726	40.393

4.3.2.1 O programa EverFE

A interpretação e simulação das deflexões foram realizadas no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da EPUSP, com uso de um software específico chamado EverFE. Primeiramente apresentado em 1998, o EverFe, hoje em sua versão 2.24, permite simulações numéricas por elementos finitos de provas de carga. Com o uso do software é possível simular os testes reais a fim de verificar dois parâmetros bastante importantes na análise estruturas do pavimento: o módulo de reação do subleito (k) e o módulo de elasticidade do concreto (E).

Apesar de o programa ter sido desenvolvido especificadamente para pavimentos de concreto simples, é possível simular outras estruturas em placas conhecendo suas configurações geométricas. O programa permite simular até três camadas podendo cada uma conter características próprias com juntas transversais e longitudinais entre placas; o número máximo de placas é nove. Além disso, o programa permite uma série de configurações de cargas veiculares que contemplam de forma satisfatória o encontrado nas rodovias atualmente (DAVIDS, 2004).

Para a simulação do PCCA experimental, primeiramente, foi informado ao programa as propriedades geométricas das placas. Consideram-se placas, o espaço entre fissuras nas seções, sendo assim, a seção 3 possui onze placas como mostra a Figura 3.16 (anterior). A seção 1 foi simulada como uma única placa com cinco pontos de aplicação. Para as seções fissuradas, com o objetivo de conferir a configuração contínua do pavimento, foram simuladas as placas anterior e posterior à placa analisada.

Nas Figuras 4.20 a 4.25 tem-se o exemplo de simulação da placa P3.4 da seção 3.

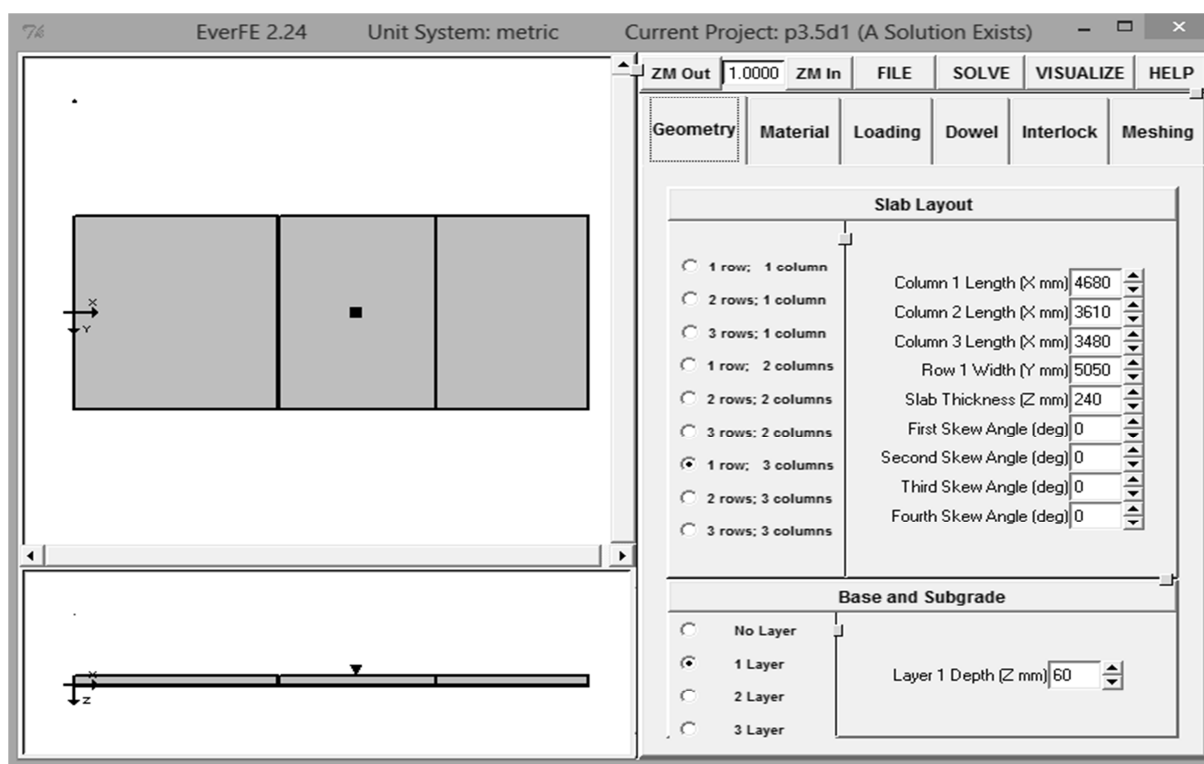


Figura 4. 20 - Simulação da geometria da P3.5

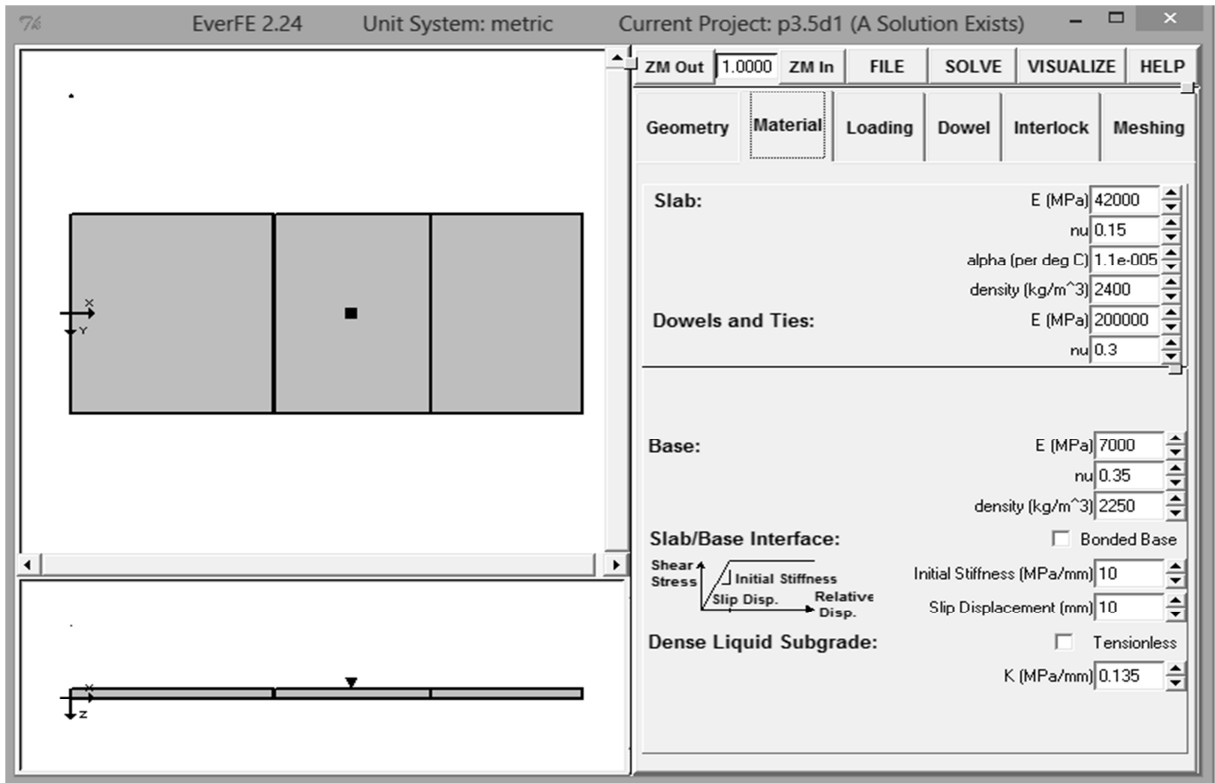


Figura 4. 21 - Simulação dos materiais da P3.5

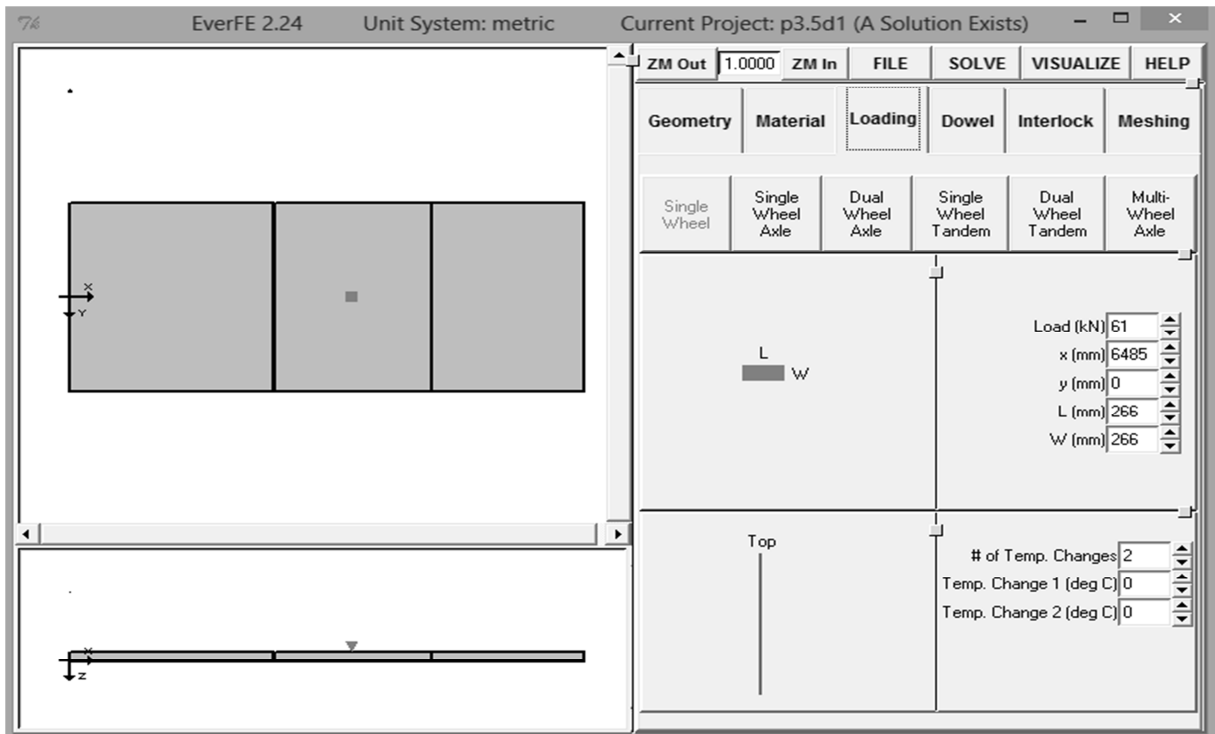


Figura 4. 22 - Simulação do carregamento da P3.5

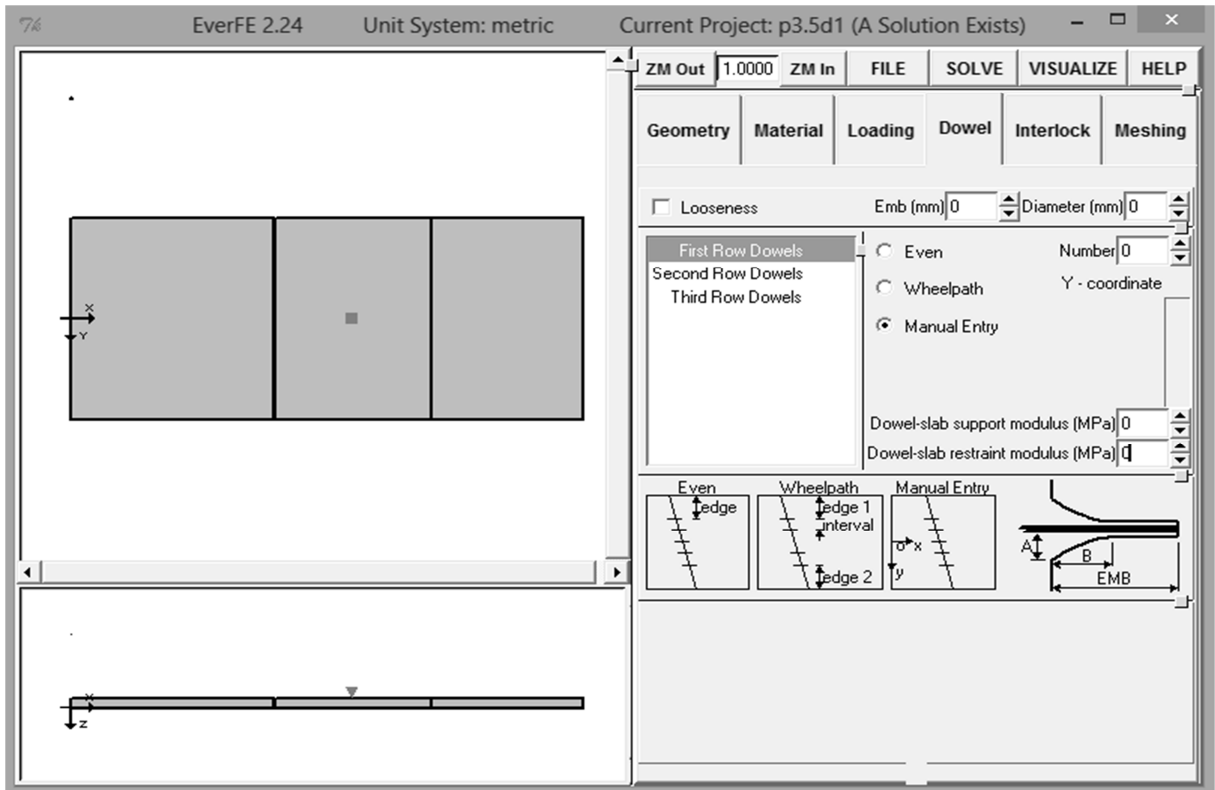


Figura 4. 23 - Simulação da armadura da P3.5

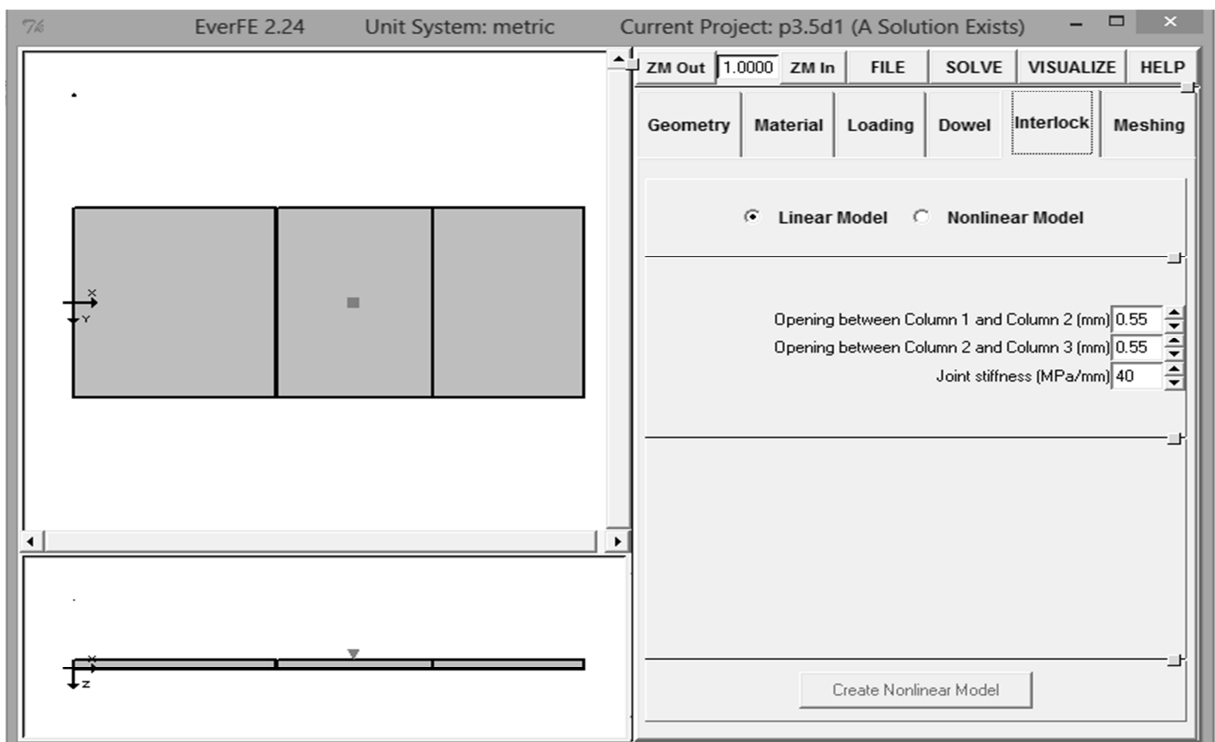


Figura 4. 24 - Simulação do intertravamento da P3.5

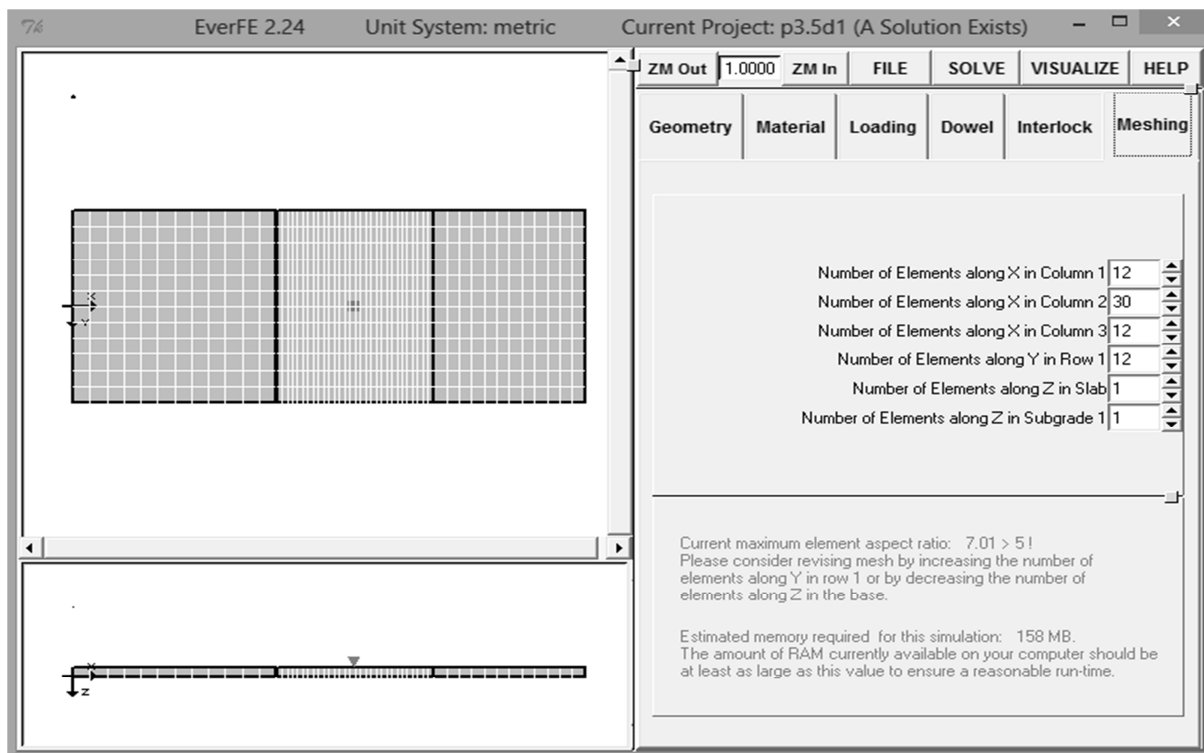


Figura 4. 25 - Malha de elementos da P3.5

Algumas considerações quanto à simulação:

- Optou-se por simular apenas a camada de base do pavimento, pois ao simular juntamente a camada granular de sub-base, observou-se que o efeito nas deflexões desta última era nulo;
- O módulo de elasticidade do concreto asfáltico da camada de base foi baseado em análises de dois trabalhos que indicam um módulo relativamente alto para camadas asfálticas isoladas, pois estas ficam menos expostas as variantes térmicas do que revestimentos (SVASDISANT, *et al.*, 2002; KIM, *et al.*, 2007);
- Os valores referentes à ligação da base com a placa foram estipulados em 10 cada um apenas para não deixá-los nulos; novamente observou-se em três simulações que a variação dos valores numa escala de 1 a 100 não causa variações nas deflexões;
- Em relação ao diferencial térmico, a temperatura no dia do teste com FWD foi de 20°C em um dia bastante nublado. De acordo com Balbo e Severi (2002) o diferencial térmico entre topo e fundo deveria ser de 7°C. Ao aplicar este valor no EverFE, a placa sofreu um empenamento tão severo que as deflexões ficaram negativas; mesmo

diminuindo este valor para 2°C as deflexões resultantes só eram equiparadas com as reais com um E maior que 200MPa, o que é improvável para o concreto em análise. Acredita-se que o programa esteja com algum erro na consideração do efeito térmico. Portanto, o diferencial térmico utilizado foi zero;

- Em relação às juntas, como Zollinger e Barenberg (1990) bem colocam, a armadura longitudinal do PCCA não tem função de transferência de carga, portanto, para a simulação, as juntas foram consideradas sem armadura. Foi colocada somente a abertura média das juntas para cada seção e uma estimativa da rigidez da junta em relação à abertura conforme indicam Jeong e Zollinger (2001);
- Em função dos microcomputadores utilizados na análise não suportarem simulações com tamanho maior que 170 Mb, as simulações ficaram no nível vermelho do programa para o tamanho da malha; entretanto, alguns testes com um aparelho mais potente foram realizados para verificar a influência da malha recomendada pelo programa e o resultado foi uma variação praticamente insignificante nas deflexões.

4.3.2.2 Procedimento de retroanálise adotado e análise dos parâmetros obtidos

Com base nas estimativas de valores de E e k expostas na Tabela 4.6, iniciou-se as tentativas de retroanálise por um valor aproximado de E e um valor cerca de duas vezes superior à estimativa de k. A Tabela 4.7 mostra o exemplo utilizado para a P1.4 na seção 1. Sabe-se que o aumento no valor de k e no valor de E tornam a estrutura mais rígida, diminuindo as deflexões. A cada tentativa, são analisados o erro percentual e o erro quadrático, sendo então a tentativa 8 (p1.4h), no caso, a mais apropriada e representativa do teste real. A Figura 4.26 mostra a aproximação das bacias de tentativa com a bacia real. Foi observado claramente no ajuste de todas as bacias que o valor de k era mais influente nos valores de deflexão dos três últimos sensores; por sua vez, os valores de E modificavam mais as deflexões dos três primeiros sensores. Após essa constatação, passou-se a primeiramente, fixar um valor de k que correspondesse ao um erro muito baixo para os sensores 60, 90 e 120 cm, e depois, variava-se o valor de E até que os sensores 0, 20 e 30 estivessem adequados. As Tabela 4.8 a 4.11 trazem os resultados finais de todas as retroanálises.

Tabela 4. 7 - Exemplo do procedimento de retroanálise na P1.4

Tent.	Arq.	E (MPa)	k (MPa/m)	0	20	30	45	60	90	120	Erro (%) TOTAL	Erro ²
				13,3	12,5	12,0	11,3	10,6	9,2	8,1		
1	p1.4a	35000	120	15,5	15,7	15,1	14,3	13,4	11,8	10,6	180,06%	54,54
				Erro(%)	16,5%	25,6%	25,8%	26,5%	26,4%	28,3%		
2	p1.4b	35000	130	14,7	14,8	14,3	13,4	12,6	11,0	9,8	126,10%	27,08
				Erro(%)	10,5%	18,4%	19,2%	18,6%	18,9%	19,6%		
3	p1.4c	38000	130	14,4	14,5	14,0	13,2	12,4	10,9	9,8	114,20%	21,84
				Erro(%)	8,3%	16,0%	16,7%	16,8%	17,0%	18,5%		
4	p1.4d	38000	140	13,6	13,8	13,1	12,5	11,7	10,2	9,1	66,03%	7,64
				Erro(%)	2,3%	10,4%	9,2%	10,6%	10,4%	10,9%		
5	p1.4e	38000	145	13,3	13,4	12,9	12,2	11,4	9,9	8,9	47,70%	4,20
				Erro(%)	0,0%	7,2%	7,5%	8,0%	7,5%	7,6%		
6	p1.4f	38000	150	13,0	13,1	12,6	11,9	11,1	9,6	8,6	32,60%	1,83
				Erro(%)	2,3%	4,8%	5,0%	5,3%	4,7%	4,3%		
7	p1.4g	40000	150	12,8	13,0	12,5	11,7	11,0	9,6	8,6	29,76%	1,48
				Erro(%)	3,8%	4,0%	4,2%	3,5%	3,8%	4,3%		
8	p1.4h	38000	160	12,7	12,6	12,1	11,3	10,6	9,1	8,1	7,23%	0,39
				Erro(%)	4,5%	0,8%	0,8%	0,0%	0,0%	1,1%		
9	p1.4i	40000	155	12,8	12,9	12,4	11,6	10,9	9,4	8,3	20,42%	0,83
				Erro(%)	3,8%	3,2%	3,3%	2,7%	2,8%	2,2%		
10	p1.4j	40000	160	12,2	12,4	11,9	11,2	10,5	9,1	8,1	12,82%	1,26
				Erro(%)	8,3%	0,8%	0,8%	0,9%	0,9%	1,1%		

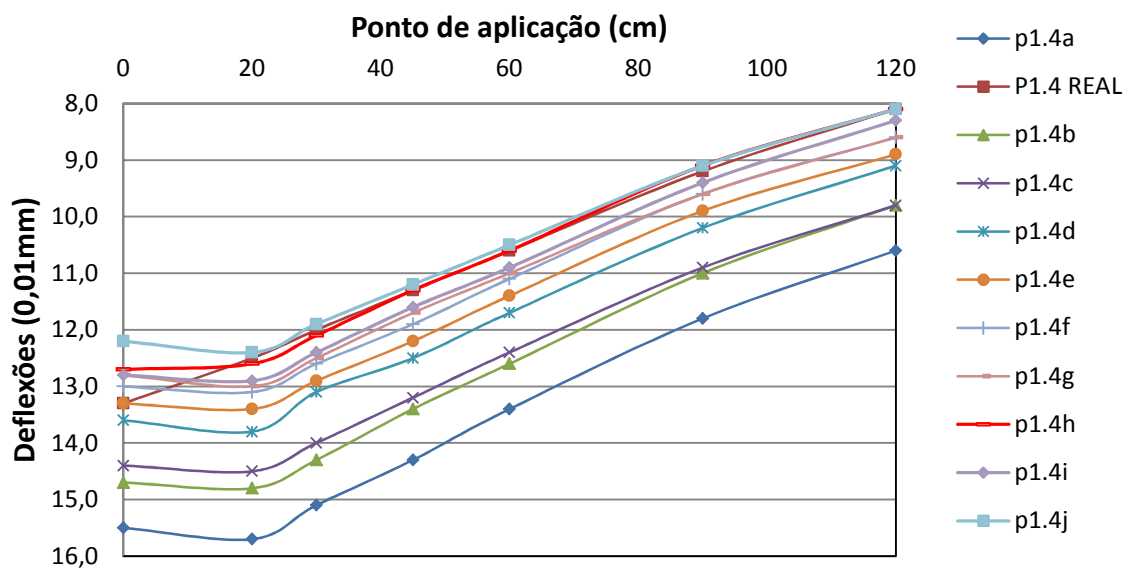


Figura 4. 26 - Aproximação de bacias na P1.4

Tabela 4. 8 - Retroanálise da Seção 1

Placa	E (MPa)	k (MPa/m)								Erro	Erro ²
			0	20	30	45	60	90	120	(%) TOTAL	
P1.1	12000	FWD	37,9	36,6	35,4	34,1	31,6	28,0	24,2	30,41%	17,18
		53	36,5	34,6	33,6	32,1	30,3	26,5	24,0		
		Erro(%)	3,7%	5,5%	5,1%	5,9%	4,1%	5,4%	0,8%		
P1.2	35000	FWD	18,8	18,1	17,5	16,9	16,0	14,4	12,5	9,44%	0,53
		95	18,3	18,1	17,7	17,1	16,2	14,4	12,9		
		Erro(%)	2,7%	0,0%	1,1%	1,2%	1,3%	0,0%	3,2%		
P1.3	34000	FWD	16,2	15,7	15,0	14,6	13,6	12,2	10,7	9,28%	0,43
		120	16,2	15,3	14,9	14,3	13,5	11,8	10,7		
		Erro(%)	0,0%	2,5%	0,7%	2,1%	0,7%	3,3%	0,0%		
P1.4	38000	FWD	13,3	12,5	12,0	11,3	10,6	9,2	8,1	7,23%	0,39
		160	12,7	12,6	12,1	11,3	10,6	9,1	8,1		
		Erro(%)	4,5%	0,8%	0,8%	0,0%	0,0%	1,1%	0,0%		
P1.5	28000	FWD	25,0	24,3	23,3	22,5	21,2	18,9	16,4	8,98%	1,12
		70	24,3	23,6	23,3	22,5	21,4	19,0	16,7		
		Erro(%)	2,8%	2,9%	0,0%	0,0%	0,9%	0,5%	1,8%		

Tabela 4. 9 - Retroanálise da Seção 2

Placa	E (MPa)	k (MPa/m)								Erro	Erro ²
			0	20	30	45	60	90	120	(%) TOTAL	
P2.1	30000	FWD	22,5	22,1	21,6	21,3	20,5	19,6	19,0	37,13%	17,23
		80	22,7	22,3	21,7	20,8	19,7	17,6	15,5		
		Erro(%)	0,9%	0,9%	0,5%	2,3%	3,9%	10,2%	18,4%		
P2.2	60000	FWD	10,1	9,5	9,0	8,6	7,9	7,1	6,1	9,26%	0,16
		200	9,8	9,5	9,2	8,7	8,0	7,1	6,2		
		Erro(%)	3,0%	0,0%	2,2%	1,2%	1,3%	0,0%	1,6%		
P2.3	35000	FWD	17,8	17,1	16,4	15,9	14,9	13,2	11,4	4,41%	0,11
		105	17,6	16,9	16,5	15,8	14,9	13,2	11,5		
		Erro(%)	1,1%	1,2%	0,6%	0,6%	0,0%	0,0%	0,9%		

Tabela 4. 10 - Retroanálise da Seção 3

Placa	E (MPa)	k (MPa/m)								Erro	Erro ²
			0	20	30	45	60	90	120	(%) TOTAL	
P3.1	25000	FWD	20,8	20,0	19,1	18,2	16,9	14,6	12,4		
		95	20,6	19,9	19,4	18,3	17,1	14,9	12,7		
		Erro(%)	1,0%	0,5%	1,6%	0,5%	1,2%	2,1%	2,4%	9,24%	0,37
P3.2	25000	FWD	21,5	20,4	19,4	18,6	17,2	15,2	13,2		
		95	20,7	20,1	19,4	18,3	17,2	15,0	13,0		
		Erro(%)	3,7%	1,5%	0,0%	1,6%	0,0%	1,3%	1,5%	9,64%	0,90
P3.3	30000	FWD	15,9	15,6	15,1	14,9	14,0	12,8	11,4		
		120	16,8	16,2	15,7	14,8	13,8	11,9	10,3		
		Erro(%)	5,7%	3,8%	4,0%	0,7%	1,4%	7,0%	9,6%	32,26%	3,60
P3.4	35000	FWD	15,3	14,8	14,2	13,7	12,8	11,3	9,7		
		130	15,5	15,0	14,5	13,7	12,8	11,1	9,6		
		Erro(%)	1,3%	1,4%	2,1%	0,0%	0,0%	1,8%	1,0%	7,57%	0,22
P3.5	42000	FWD	14,5	13,9	13,3	12,8	12,0	10,5	9,0		
		135	14,5	14,1	13,7	12,9	12,1	10,5	8,9		
		Erro(%)	0,0%	1,4%	3,0%	0,8%	0,8%	0,0%	1,1%	7,17%	0,23
P3.6	38000	FWD	14,9	14,3	13,8	13,1	12,2	10,7	9,2		
		135	14,9	14,5	14,0	13,2	12,3	10,6	8,9		
		Erro(%)	0,0%	1,4%	1,4%	0,8%	0,8%	0,9%	3,3%	8,63%	0,20
P3.7	42000	FWD	15,7	15,2	14,6	14,2	13,3	11,8	10,2		
		115	15,9	15,5	15,1	14,3	13,5	11,7	10,2		
		Erro(%)	1,3%	2,0%	3,4%	0,7%	1,5%	0,8%	0,0%	9,73%	0,44
P3.8	42000	FWD	17,0	16,5	15,9	15,3	14,4	12,8	11,1		
		105	17,1	16,7	16,2	15,5	14,6	12,9	11,3		
		Erro(%)	0,6%	1,2%	1,9%	1,3%	1,4%	0,8%	1,8%	8,97%	0,27
P3.9	28000	FWD	19,6	19,0	18,4	18,0	16,9	14,9	12,9		
		100	19,6	19,1	18,5	17,6	16,6	14,8	12,5		
		Erro(%)	0,0%	0,5%	0,5%	2,2%	1,8%	0,7%	3,1%	8,84%	0,44
P3.10	28000	FWD	22,2	21,4	20,6	20,0	18,7	16,9	14,8		
		85	22,2	21,6	20,9	19,9	18,7	16,4	14,5		
		Erro(%)	0,0%	0,9%	1,5%	0,5%	0,0%	3,0%	2,0%	7,88%	0,48
P3.11	25000	FWD	29,8	28,8	27,8	26,9	25,0	22,2	19,1		
		60	29,3	28,6	27,8	26,6	25,2	22,4	19,7		
		Erro(%)	1,7%	0,7%	0,0%	1,1%	0,8%	0,9%	3,1%	8,33%	0,82

Tabela 4. 11 - Retroanálise da Seção 4

Placa	E (MPa)	k (MPa/m)								Erro	Erro ²
			0	20	30	45	60	90	120	(%) TOTAL	
P4.1	25000	FWD	31,4	31,0	30,3	29,7	28,4	25,7	23,1	8,55%	0,96
		53	32,0	31,3	30,6	29,8	28,1	25,3	22,7		
		Erro(%)	1,9%	1,0%	1,0%	0,3%	1,1%	1,6%	1,7%		
P4.2	27000	FWD	25,2	24,4	23,8	22,9	21,6	19,4	17,2	5,74%	0,29
		70	25,4	24,7	24,1	23,0	21,8	19,5	17,3		
		Erro(%)	0,8%	1,2%	1,3%	0,4%	0,9%	0,5%	0,6%		
P4.3	45000	FWD	13,0	12,7	12,2	11,8	11,0	9,9	8,5	8,50%	0,22
		145	13,2	12,9	12,5	11,8	11,1	9,7	8,5		
		Erro(%)	1,5%	1,6%	2,5%	0,0%	0,9%	2,0%	0,0%		
P4.4	25000	FWD	22,4	21,5	20,8	20,0	18,6	16,3	14,0	6,11%	0,21
		85	22,2	21,6	21,0	19,9	18,7	16,4	14,3		
		Erro(%)	0,9%	0,5%	1,0%	0,5%	0,5%	0,6%	2,1%		
P4.5	30000	FWD	20,9	20,5	19,9	19,4	18,3	16,5	14,5	9,75%	0,56
		85	21,3	20,8	20,2	19,3	18,2	16,1	14,3		
		Erro(%)	1,9%	1,5%	1,5%	0,5%	0,5%	2,4%	1,4%		
P4.6	28000	FWD	14,9	14,0	13,3	12,4	11,4	9,6	7,8	8,63%	0,24
		155	14,5	13,9	13,4	12,4	11,5	9,7	8,0		
		Erro(%)	2,7%	0,7%	0,8%	0,0%	0,9%	1,0%	2,6%		
P4.7	32000	FWD	16,3	15,7	15,0	14,4	13,5	11,9	10,3	9,73%	0,29
		125	16,1	15,5	15,0	14,2	13,2	11,7	10,1		
		Erro(%)	1,2%	1,3%	0,0%	1,4%	2,2%	1,7%	1,9%		
P4.8	30000	FWD	17,7	17,1	16,5	15,9	14,9	13,1	11,4	7,75%	0,27
		115	17,6	17,1	16,5	15,6	14,6	12,9	11,2		
		Erro(%)	0,6%	0,0%	0,0%	1,9%	2,0%	1,5%	1,8%		

Antes de qualquer análise, deve-se ter em mente que, apesar do concreto empregado ser o mesmo, proveniente de igual fornecedor, nas quatro seções, em pista durante a construção, em diferentes áreas de concretagem, ocorrem de maneira distinta, fenômenos com a segregação e a exsudação do concreto fresco. Isso também é dependente da forma de lançamento e da vibração do material, que certamente não é homogênea em pista. Esses fatores auxiliam na explicação da variação dos valores de E.

Entretanto, das 27 bacias analisadas, somente em três casos (P3.3, P2.1 e P1.1) não foi possível encontrar uma bacia teórica satisfatória segundo os critérios apresentados. Mesmo

com as constatações tecidas acima sobre a heterogeneidade de uma placa de concreto, credita-se a impossibilidade de equiparação de bacias nos três casos supracitados a algum erro na aplicação do teste FWD ou na simulação com o software. É possível que durante o teste FWD, o aplicador de cargas do equipamento não tenha sido apoiado sobre a superfície da placa devido a presença de agregados muito rígidos na superfície, o que gera pressões não uniformes. Isso é bastante provável que tenha ocorrido na P3.3. Contudo, para as placas P2.1 e P1.1, devido sua localização na borda longitudinal das seções, o software utilizado pode não estar simulando perfeitamente a situação da ancoragem – ou ausência de ancoragem – da placa.

Ao analisar os valores de k e E , constata-se primeiramente, que salvo a P4.4 e a P4.6, as placas mais próximas da borda longitudinal apresentam os menores valores para ambos os parâmetros; e mais, especialmente na borda por onde os veículos acessam a seção os valores são os mínimos encontrados. Esse fato é facilmente explicado pela ausência de um sistema de ancoragem, o que faz com que haja um deslocamento maior nas bordas e também, em função desse maior deslocamento, uma deterioração maior, tanto do concreto quanto da estrutura como um todo, nesses pontos.

Excluindo-se esses valores mínimos e influenciados pelas condições da borda, tem-se uma variação do E de 34.000 a 38.000 MPa para a seção 1; 25.000 a 42.000 MPa para a seção 3; e 25.000 a 45000 MPa para a seção 4. Essa variação é comum e esperada em grandes volumes de concreto como uma placa. Na verificação do menor erro quadrático, os valores mais representativos das seções são 38.000 MPa para a seção 1; 35.000 MPa para a seção 2; 38.000 MPa para a seção 3 e 25.000 MPa para a seção 4. Nota-se que para a seção 2, como existem apenas três aplicações, a mais representativa acabou sendo a mais próxima à borda; ademais o valor de 60.000 MPa (próximo do centro) é muito elevado para o concreto utilizado. Pode-se neste caso ter ocorrido também, algum erro de aplicação do equipamento, o que gerou deflexões muito baixas. Entretanto, não é totalmente errado intuir que a seção 2 apresenta uma estrutura mais rígida, visto que mesmo nas aplicações mais próximas da borda, encontram-se valores de E na grandeza de 30.000 MPa.

Em relação ao k , a variação do parâmetro, excluindo os valores próximos ao bordo, resulta em 95 a 160 MPa/m (Seção 1); 85 a 135 MPa/m (Seção 3); 70 a 155 MPa/m (Seção 4). Ioannides (1999) afirma que o módulo de reação do subleito não é uma propriedade intrínseca do solo e sim uma representação do suporte da estrutura como um todo. Com isso, é perfeitamente normal que uma estrutura complexa, com diversas camadas de materiais distintos apresente as

variações citadas. Os valores denotam uma base bastante rígida sobre o subleito; Colim (2009) encontrou para um PCS, em área anexa ao PCCA experimental, com base de CCR valores entre 60 e 125 MPa/m. As seções são melhores representadas (menor erro quadrático) por valores de k iguais a 160 MPa/m (Seção 1); 105 MPa/m (Seção 2); 135 MPa/m (Seção 3); e 85 MPa/m (Seção 4). Novamente, o parâmetro da seção 2, mesmo próximo à borda, apresenta altos valores.

5. CONCLUSÕES

Através da análise dos resultados dos três ensaios não destrutivos – levantamento de fissuração, provas de carga dinâmica com instrumentação e teste com FWD – e da comparação com as informações obtidas na revisão da literatura técnica, foi possível tecer as seguintes constatações e conclusões sobre o desempenho do pavimento experimental de concreto continuamente armado:

Padrão de fissuração:

- Provavelmente, a diferença de maior impacto do PCCA experimental de curta extensão em relação aos PCCA tradicionais foi o tempo de fissuração. Esperava-se, com base em trabalhos aqui revisados, que a primeira fissura ocorresse logo nos primeiros meses após a construção e que a placa atingisse um patamar de fissuração em no máximo dois anos. Entretanto, para o PCCA experimental, a primeira fissura emergiu na superfície somente após um ano da execução da via e o decorrer da fissuração mostrou-se um processo muito mais lento do que o esperado. Passados mais de dois anos, a seção 1 ainda não apresenta nenhuma fissura de retração;
- Apoiada pelo conceito clássico de que o concreto é um material frágil com alta tendência à fissuração e que, portanto, uma placa de 50 m sem nenhuma fissura seria algo bastante improvável, surgiu a hipótese de que as fissuras estariam na placa porém invisíveis à olho nu ou impedidas de surgir na superfície. A análise dos levantamentos bimensais de fissuração juntamente com os resultados de um teste de FWD cuja retroanálise apresentou dificuldades em um determinado ponto, pôde comprovar essa hipótese, pois neste exato ponto, onde ocorreram dificuldades em igualar as bacias de deflexão teóricas e reais, é que surgiu uma fissura dois meses após a aplicação do FWD. Em resumo, a fissura já estava lá, porém só foi visível na superfície no próximo levantamento;
- Em decorrência do “atraso” na fissuração das seções, o espaçamento médio entre fissuras foi maior do que aquele encontrado em PCCA tradicionais;
- Também não foi observada a influência da taxa de armadura em uma maior fissuração; é de conhecimento concreto na tecnologia do PCCA que quando maior a taxa de armadura maior será a fissuração e menor o espaçamento. As seções 1 (0,6%) e 2 (0,7%) apresentam, respectivamente, zero e duas fissuras; enquanto que as seções com

menor porcentagem de aço, seção 3 (0,5%) e 4 (0,4%), apresentam, respectivamente, 10 e 7 fissuras;

- A explicação do por que dessa fissuração tão particular encontra-se no projeto do pavimento. A curta extensão da placa somada a falta de ancoragem e – em menor grau de importância – a presença de uma base asfáltica permitiram o livre deslocamento da massa de concreto, o que atenuou o processo de retração inicial embora, não o evitasse. As fissuras estão nas placas; entretanto, encontram-se impedidas de emergir até a superfície pelos fatores citados acima e também pelo forte efeito de fechamento da armadura longitudinal;
- Embora, a teoria de que as primeiras fissuras apareçam sempre no meio das placas para aliviar o acúmulo de tensões, intuitivamente elevado nessas posições, ela não foi totalmente observada – as fissuras aparecem em posições aleatórias – foi possível notar uma tendência das fissuras se desenvolverem sempre na mesma posição em todas as placas. Isso sugere uma nova configuração da concentração de tensões para uma placa de 50 m; isso claro, na situação particular destas seções;
- As fissuras visíveis possuem um formato bastante estanque com baixíssimo potencial de intersecção e consequentes *punchouts*; observou-se algumas fissuras divididas e com esborcinamento; todavia, ambos os problemas aparecem em um grau de gravidade muito baixo;
- Apesar das diferenças no espaçamento, o principal fator de controle da fissuração, a abertura, apresentou valores comumente encontrados em PCCA tradicionais. Embora seja necessário um método mais preciso de mensuração, foi possível observar claramente a influência da temperatura ambiente neste parâmetro.

Estudo de deformações/tensões dinâmicas:

- Primeiramente, observou-se que, como esperado, os instrumentos fixados, longitudinalmente, no topo ou na superfície da placa mediram picos negativos de deformação, gerando tensões de compressão na flexão e que aqueles posicionados no fundo da placa mediram picos negativos, resultando em tensões de tração na flexão;
- Os SG posicionados transversalmente na superfície em contrapartida mediram picos positivos de deformação. Isso explica-se pela posição mais afastada da borda em que o caminhão solicitou a placa; em baixo da roda a tensão foi de compressão e ao lado, de tração;

- Não se observou uma influência muito clara da posição de passagem do veículo e da velocidade de passagem com as tensões geradas. Intuitivamente, pensa-se que quanto mais distante a carga passar menor será a deformação captada pelo instrumento; isso ocorreu em uma PCD com uma passagem deslocada quase o dobro da distância média observada nas outras PCD. Em relação à velocidade, também com uma única PCD com velocidade inferior às outras, foi visível uma diminuição das tensões, contrariando diversos estudos que apontam cargas lentas como mais prejudiciais ao pavimento. Como esse não era o objetivo do estudo, a orientação do ensaio foi tal que esses parâmetros fossem os mais idênticos possíveis. Entretanto o controle absoluto dessas variáveis é bastante difícil;
- A posição em diagonal de alguns pares de SG na superfície possibilitou o cálculo da tensão real, considerando ambas as direções. Para as tensões de compressão não houve uma grande alteração de valores quando comparados com o método de determinação em uma só direção; porém para os valores de tração, medidos transversalmente na direção y, os resultados tenderam a zero. Em função da influência da posição do veículo nas deformações medidas pelos SG transversais, o estudo das tensões reais, aparentemente, não pode ter sido proveitoso;
- O estudo de deformações no topo e no fundo da placa permitiu a determinação do diagrama de tensões na placa. A posição da linha neutra ficou em média 3 cm acima do meio da placa; isso ocorre em função da posição da armadura longitudinal no banzo comprimido da seção, ou seja, acima do meio da placa;
- A extensão dos valores de tensão até o fundo real da placa possibilitou a verificação do desempenho estrutural do pavimento. O maior valor isolado de tensão foi de 1,7 MPa, bastante inferior à resistência de dosagem do concreto de 4,5 MPa;
- Um estudo isolado de tensões com altas velocidades e com frenagem mostrou que, ao contrário do que muitos trabalhos revisados concluem, a passagem do veículo com altas velocidades não influencia na magnitude das tensões. Entretanto, deve-se notar que, involuntariamente, as duas PCD com alta velocidade foram realizadas mais próximas aos SG, o que, provavelmente, elevou os valores das deformações medidas;
- A análise comparativa da frenagem mostrou que devido ao deslocamento do centro de massa do veículo durante essa operação, há um aumento nas tensões geradas pelo ESRS e uma diminuição nas originadas pelo ESRD.

Estudo das deflexões

- Observou-se, através das análises das bacias de deflexão no meio das placas que os pontos onde a deflexão foi elevada ficavam próximos à borda longitudinal do pavimento. Como as seções não possuem um sistema de ancoragem, a placa fica com as bordas livres o que causa um maior deslocamento vertical na aplicação de cargas;
- As bacias obtidas tangentes às fissuras mostraram resultados similares àquelas de meio de placa; novamente as maiores deflexões estavam posicionadas nas bordas. Isso comprova que mesmo sem uma barra de transferência nas fissuras (juntas) o PCCA se comporta como uma estrutura contínua;
- O LTE nas fissuras mostrou um comportamento bastante satisfatório das seções. Todas as fissuras apresentaram um valor maior que 90%, inclusive aquelas próximas de pontos que apresentaram deflexões elevadas;
- Não foi possível verificar qualquer influência da taxa de armadura e do espaçamento entre fissuras na LTE; apesar de que as fissuras de seção 3 estivessem mais abertas, isto também, não foi prejudicial para a transferência de carga;
- Ao simular uma fissura nas aplicações de meio de placa, notou-se que o valor fictício da LTE foi bastante parecido com o das reais fissuras. É intuitivo concluir que o pavimento mesmo fissurado se comporta como uma estrutura única;
- O processo de retroanálise, apesar das diversas simplificações adotadas, resultou em uma variação dos parâmetros E e k compatível para a grande maioria das bacias;
- Pode-se observar claramente, que devido à falta do sistema de ancoragem, as deflexões nas bordas longitudinais das seções foram bastante elevadas e que em função disto os valores de E e k foram inferiores nestes pontos;
- Para o caso particular da borda da seção 1, os problemas apresentados pelo pavimento intertravado próximo à pista experimental, estão causando uma forte deterioração do concreto, o que foi provado pelo baixíssimo E retroanalizado;

Por fim, apesar de todas as diferenças notadas na fissuração do PCCA de curta extensão, os dois estudos não destrutivos mostraram que o pavimento possui um comportamento estrutural bastante satisfatório. As tensões de tração na flexão impostas pelo carregamento foram baixas quando comparadas com a resistência do concreto e a transferência de carga entre fissuras é elevada. Entretanto, deve-se considerar que um sistema de ancoragem ou até mesmo uma junta reforçada com o pavimento seguinte sejam necessários para proteger a placa de deslocamentos verticais muito altos que podem levar à deterioração precoce do concreto.

Recomendações para trabalhos futuros

As análises realizadas na pista experimental demonstraram, principalmente, que o PCCA experimental de curta extensão apresenta um comportamento de fissuração bastante distinto do PCCA tradicional. Como uma larga etapa de dimensionamento e previsão de desempenho do PCCA vista em métodos e modelos utilizados internacionalmente engloba a análise da fissuração, é inviável utilizar os mesmos procedimentos para o PCCA de extensão reduzida. Para a plena utilização deste novo tipo de estrutura, faz-se necessário uma compreensão maior de alguns aspectos não estudados/aprofundados durante este trabalho, tais como:

- Estudo da evolução da eficiência da transferência de carga entre fissuras por meio de novos levantamentos com o FWD;
- Verificação, com a utilização de um equipamento de tomografia de baixa frequência, como, por exemplo, o MIRA (HOEGH, *et al.*, 2011; HOEGH, *et al.*, 2012); a exata posição da armadura longitudinal, a real espessura da placa em cada ponto, a ligação com a base asfáltica e eventuais defeitos do concreto;
- Comprovar, também com o auxílio do MIRA, a existência de fissuras não visíveis nas placas e a abertura dessas fissuras ao longo da espessura da placa;
- Estudos práticos e comparativos de LTE em juntas de PCS e nas fissuras do PCCA;
- Por fim, a realização de todo um estudo paramétrico e de simulação, com o real espaçamento entre fissuras, é imprescindível para o desenvolvimento de uma equação de modelo mecanicista para o dimensionamento do PCCA de curta extensão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. **Guide for design of pavement structures**. AASHTO, Washington D.C., EUA, 1993.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. **Mechanistic-empirical pavement design guide**. AASHTO, Washington D.C., EUA, 2002.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY OFFICIALS - AASHO. **The AASHO road test**, Highway Research Board of the NAS-NRC division of engineering and industrial research. Rep. 5, Special Report 61E, AASHO, Washington, D.C., 1962.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO – ABPV. **Anais da 31ª Reunião Anual de Pavimentação**. ABPV, São Paulo, 1998.

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

BALBO, J. T. **Pavimentos de Concreto**. Oficina de Textos, São Paulo, 2009.

BALBO, J. T.; MASSOLA, A.; PEREIRA, D. Structural aspects of the experimental CRCP in São Paulo. **10th International Conference on Concrete Pavements**, Quebec City, Canada, 2012.

BALBO, J. T.; SEVERI, A. A. Thermal gradients in concrete pavements in tropical environment. Experimental appraisal. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1809, p. 12 – 22, 2002.

CHO, Y. H.; MCCULLOUGH, B. F.; DOSSEY, T. Early age performance of continuously reinforced concrete pavement with different types of aggregate. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1568, p. 35 – 43, 1997.

CHOI, S.; HA, S; WON, M C. Horizontal cracking of continuously reinforced concrete pavement under environmental loads. **Construction and Building Materials**, vol. 25, p. 4250-4262, 2011.

COLIM, G. M. **Estudo dos fatores que afetam a transferência de carga em juntas de pavimentos de concreto simples**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2009.

CROVETTI, J. A. **Design and evaluation of jointed concrete pavement systems incorporating open-graded permeable bases**. Ph. D. Dissertation, University of Illinois, 1997.

DARESTANI, M. Y.; THAMBIRATNAM, D. P.; NATAAMADJA, A; BAWEJA, D. Structural response of concrete pavements under moving truck loads. **Journal of Transportation Engineering**, Vol. 133, Nº 12, Washington, D. C., ASCE, 2007.

DAVIDS, William. *EverFE: Software for the 3D Finite Element Analysis of Jointed Plain Concrete Pavements*. Disponível em: <http://www.civil.umaine.edu/everfe/>. 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Relatório dos levantamentos funcionais das rodovias federais**. Sistema de Gerência de Pavimentos, DNIT, Ceará, 2013.

DOSSEY, T; EASLEY, S.; MCCULLOUGH, B. F. Methodology for estimating remaining life of continuously reinforced concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1525, p. 83 – 90, 1996.

DOSSEY, T; HUDSON, W. R. Distress as function of age in continuously reinforced concrete pavements: models developed for Texas pavement management information system. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1455, p. 159 – 165, 1994.

FAIZ, A.; YODER, E. J. Factors influencing the performance of continuously reinforced concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 485, p. 1 – 13, 1974.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION – FHWA. **Distress identification manual for the LTPP**. Disponível em: (<http://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/ltpp/reports/03031/03.cfm>). Acessado em: 03/02/2013.

FEDERAL RESEARCH DIVISION. **Country Profile: India**. United States Library of Congress, Washington D. C., 2004.

FOLHA DE SÃO PAULO. **O novo rodoanel já precisa de reformas.** Disponível em: <http://www1.folha.uol.com.br/fsp/cotidian/ff1304201020.htm>. Acessado em: 21/11/2012.

GHARAIBEH, N. G.; DARTER, M. I.; HECKEL, L. B. Field performance of continuously reinforced concrete pavement in Illinois. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1684, p. 44 – 50, 1999.

HALL, K. T. **Performance, evaluation and rehabilitation of asphalt-overlaid concrete pavements.** Ph.D. Thesis. University of Illinois, 1991.

HALL, K.; DANWOOD, D.; VANIKAR, S.; TALLY, R.; CACKLER, T.; CORREA, A.; DEEM, P.; DUIT, J.; GEARY, G.; GISI, A.; HANNA, A.; KOSMATKA, S.; RASMUSSEN, R.; TAYABJI, S.; Gerald VOIGT, G.; **Long-life concrete pavements in Europe and Canada.** FHWA-PL-07-027, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C, 2007.

HAQUE, M. E.; ZAMAN, M.; SOLTANI, A. A. Cracking characteristics of model continuously reinforced concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1629, p. 90 – 98, 1998.

HIJAR, M. F.; LOBO, A. **Cenário da infraestrutura rodoviária no Brasil.** Instituto Ilos, 2011. Disponível em: http://www.ilos.com.br/web/index.php?option=com_content&id=1807&Itemid=74&lang=br. Acessado em: 20/12/2013

HOEGH, K.; KHAZANOVICH, L.; YU, T. Concrete pavement joint diagnostics with ultrasonic tomography. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 2305, p. 54 – 61, 2012.

HOEGH, K.; KHAZANOVICH, L.; YU, T. Ultrasonic tomography for evaluation of concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 2232, p. 85 – 94, 2011.

HUANG, Y. H. **Pavement Analysis and Design**, Second Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 2004.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. **Área territorial brasileira.** Disponível em: http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/cartografia/default_territ_area.shtm. Acessado em: 21/11/2012.

IOANNIDES, A.M. **CEE 607 – Pavement design: supplementary class notes**. University of Cincinnati, 1999.

JEONG, J. H.; ZOLLINGER, D. G. Characterization of stiffness parameters in design of continuously reinforced and jointed pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1778, p. 54 – 63, 2001.

JOHNSTON, D. P.; SURAHL, R. W. Effects of base type modeling long-term pavement performance of continuously reinforced concrete sections. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1979, p. 93 – 101, 2006.

JOHNSTON, D. P.; SURDAHL, R. W. Effects of design and material modifications on early cracking of continuously reinforced concrete pavements in South Dakota. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 2081, p. 103 – 109, 2008.

JOHNSTON, D. P.; SURDAHL, R. W. Influence of mixture design and environmental factors on continuously reinforced concrete pavement cracking. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 2020, p. 83 – 88, 2007.

KEIM, J. C. **Estudo Comparativo de Custos Entre Pavimento de Concreto e Pavimento Asfáltico nos Corredores de Ônibus**. Dissertação (Pós-graduação em engenharia) Universidade Luterana do Brasil, Canoas, 2002.

KHAZANOVICH, L.; SELEZNEVA, O.; YU, H. T.; DARTER, M. I. Development of rapid solutions for prediction of critical continuously reinforced concrete pavement stresses. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1778, p. 64 – 72, 2001.

KIM, S. M.; WON, M. C.; MCCULLOUGH, B. F. Dynamic stresses response of concrete pavements to moving tandem-axle loads. **Transportation Research Record, Washington, D. C., Transportation Research Board**, v 1809, 2002.

KIM, S. M.; WON, M. C.; MCCULLOUGH, B. F. Three-dimensional analysis of continuously reinforced concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1730, p. 43 – 52, 2000.

KIM, S. M.; WON, M.; MCCULLOUGH, B. F. Numerical modeling of continuously reinforced concrete pavement subjected to environmental loads. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1629, p. 76 – 88, 1998.

KIM, S.M.; RHEE, S. K.; PARK, H. B; YUN, D. J. Correlations among pavement surface roughness, moving dynamics vehicle, loads and concrete pavement performance. **Geotechnical Special Publication**, N° 195, Washington, D.C., ASCE, 2009.

KIM, W.; LABUZ, J. F.; DAI, S. Resilient modulus of base course containing recycled asphalt pavement. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 2005, p. 27 – 35, 2007.

KOHLER, E.; ROESLER, J. Active crack control for continuously reinforced concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1900, p. 19 – 29, 2004.

KOHLER, E.; ROESLER, J. Crack width measurements in continuously reinforced concrete pavements. **Journal of Transportation Engineering**, v. 131, N° 9, p. 645 – 652, 2005.

KOHLER, E.; ROESLER, J. Nondestructive testing for crack width and variability on continuously reinforced concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1974, p. 89 – 96, 2006.

LEE, S. W. **Horizontal Joint Movements in rigid pavements**. Ph.D. thesis, Pennsylvania State University, University Park, 2001.

LEE, Y. H.; DARTER, M. I. Development of performance prediction models for Illinois continuously reinforced concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1505, p. 75 – 84, 1995.

LIU, C.; MCCULLOUGH, B. F.; OEY, H. S. Response of rigid pavements due to vehicle-road interaction. **Journal of Transportation Engineering**, 126, Washington D. C., ASCE, 2000.

LIU, J.; ZOLLINGER, D. G. Selecting construction measures for mitigating early-age delamination in CRC pavements made with gravel aggregates. **Journal of Transportation Engineering**, v. 135, N° 8, p. 572 – 579, 2009.

MA, J.; MCCULLOUGH, B. F. Analysis of load, temperature, and shrinkage effect on continuously reinforced concrete pavement. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 671, p. 29 – 39, 1978.

MCCULLOUGH, B. F. Report on an experimental continuously reinforced concrete pavement in Walker County, Texas. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 632, p. 6 – 15, 1977.

MCCULLOUGH, B. F.; DOSSEY, T. Considerations for high-performance concrete paving. Recommendations from 20 years field experience in Texas. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1684, p. 17 – 24, 1999b.

MCCULLOUGH, B. F.; DOSSEY, T. Controlling early-age cracking in continuously reinforced concrete pavement. Observations from 12 years of monitoring experimental test sections in Houston, Texas. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1684, p. 35 – 43, 1999a.

MCCULLOUGH, B. F.; TREYBIG, H. J. Condition Survey of Performance of Continuously Reinforced Concrete Pavements in the North Central United States. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, vol. 572, p. 123-135, 1976.

MINISTÉRIO DAS CIDADES. **Manual para apresentação de propostas do programa PAC 2 pavimentação e qualificação de vias urbanas**. Anexo I. Ministérios das Cidades, Secretaria Nacional de Transporte e da Mobilidade Urbana, Brasília D. F., 2012.

MONISMITH, C. L. **Establishing Infrastructure Requirements for Bus Rapid Transportation Operations in Dedicated Bus Lanes**. Report to California PATH Program, University of California, Berkeley, 2008.

MUGA, H. E.; MUKHERJEE, A.; MIHELICIC, J. R.; KUEBER, M. J. An integrated assessment of continuously reinforced concrete and jointed plane concrete pavements. **Journal of Engineering Design and Technology**. v. 7, N° 1, p. 81 – 98, 2009.

NAM, J. H.; KIM, D. H.; CHOI, S.; WON, M. C. Variation of crack width over time in continuously reinforced concrete pavement. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 2037, p. 3 – 11, 2007.

NAM, J. H.; KIM, S. M.; WON, M. C. Measurement and analysis of early-age concrete strains and stresses. Continuously reinforced concrete pavement under environmental loading. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1947, p. 79 – 90, 2006.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM – NCHRP. **Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures**. Appendix LL: punchouts in continuously reinforced concrete pavements. Transportation Research Board, Washington D. C., 2003.

NISHIZAWA, T.; SHIMENO, S.; KOMATSUBARA, A.; KOYANAGAWA, M. Study on thermal stresses in continuously reinforced concrete pavement. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1629, p. 99 – 107, 1998.

PEREIRA, D. S e BALBO, J. T. Provas de carga dinâmica em placas instrumentadas de WTUD assentes sobre camada de asfáltica delgada. **XVIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes**, Florianópolis, ANPET, 2004.

PEREIRA, D. S. **Estudo do comportamento de pavimentos de concreto simples em condições de aderência entre placa de concreto e base cimentada ou asfáltica**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, USP, 2003.

RAO, C.; SELEZNEVA, O.; DARTER, M. I.; GLOVER, L. T.; KAZANOVICH, L. Calibration of mechanistic-empirical performance model for continuously reinforced concrete pavement punch-outs. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1896, p. 15 – 22, 2004.

RENS, L. History of design and construction practice of CRCP in Belgium. Apresentação *Power Point*, **10th International Symposium on Concrete Roads**, Buenos Aires, Argentina, 2010.

ROESLER, J. **Continuously reinforced concrete pavements (CRCP) for airfields**. Apresentação *Power Point*, CEAT Brown Bag Lunch Seminar Series, 2005.

SARAF, C; CHOU, C. P.; MCCULLOUGH, B. F. Effect of rainfall on the performance of continuously reinforced concrete pavements in Texas. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1121, p. 45 – 49, 1987.

SCHEVING, A. G. **Life cycle cost analysis of asphalt and concrete pavements**. Thesis (Master of Science), School of Science and Engineering, Reykjavik University, Iceland, 2011.

SCHINDLER, A. K.; MCCULLOUGH, B. F. Importance of concrete temperature control during concrete pavement construction in hot weather conditions. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1813, p. 3 – 10, 2002.

SELEZNEVA, O.; DARTER, M. I.; ZOLLINGER, D. SHOUKRY, S. Characterization of transverse cracking spatial variability: use of long-term pavement performance data for continuously reinforced concrete pavement design. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1849, p. 147 – 155, 2003.

SELEZNEVA, O.; RAO, C.; DARTER, M. I.; ZOLLINGER, D.; KHAZANOVICH, L. Development of a mechanistic-empirical structural design procedure for continuously reinforced concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1896, p. 46 – 56, 2004.

SHAHIN, M. Y. Use of the falling weight deflectometer for the non-destructive deflection testing of jointed concrete airfield pavements. **3rd International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation**, Purdue University, pp. 549-556, 1985.

STET, M. J.; LEEST, A. J. CRCP: A long-lasting pavement solution for today's motorways, the Dutch experience. **7th International Conference on Concrete Pavements**, Orlando, EUA, 2001.

STOCK, A. F. **Concrete Pavements**. Elsevier Applied Science, Londres, 1988.

SUH, Y. C.; MCCULLOUGH, B. F. Factors affecting crack width of continuously reinforced concrete pavement. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1449, p. 134 – 140, 1994.

SUH, Y. C.; MCCULLOUGH, B. F.; HANKINS, K. D. Development and application randomness index for continuously reinforced concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1307, p. 136 – 142, 1991.

SUOJI, J. General analytic solution for thermal stress of CRCP based on actual boundary condition. **2010 International Conference on Measuring Technology and Mechatronics Automation**, p. 25 – 37, Changsa, China, 2010.

SVADISANT, T.; SCHORSCH, M.; BALADI, G. Y.; PINYOSUNUN, S. N. Mechanistic analysis of top-down cracks in asphalt pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1809, p. 126 – 136, 2002.

TAYABJI, S. D.; STEPHANOS, P. J.; GAGNON, J. S.; ZOLLINGER, D. G. **Performance of Continuously Reinforced Concrete Pavement. Volume II:** Field Investigations of CRC Pavements. FHWA-RD-94-149, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C, 1998b.

TAYABJI, S. D.; STEPHANOS, P. J.; ZOLLINGER, D. G. Nationwide field investigation of continuously reinforced concrete pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1482, p. 7 – 18, 1995.

TAYABJI, S. D.; ZOLLINGER, D. G.; KOROVESIS, G. T.; STEPHANOS, P. J.; GAGNON, J. S. **Performance of Continuously Reinforced Concrete Pavement. Volume I:** Summary of practice and annotated bibliography. FHWA-RD-94-149, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C, 1998a.

TAYABJI, S. D.; ZOLLINGER, D. G.; VEDEREY, J. R; GAGNON, J. S. **Performance of Continuously Reinforced Concrete Pavements. Volume III:** Analysis and Evaluation of Field Test Data. FHWA-RD-94-180, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C, 1998c.

TENG, P. C.; COLEY, J. O. Continuously reinforced concrete pavements in Mississippi. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 485, p. 25 – 38, 1974.

THEBEAU, D. Continuously reinforced concrete pavements at transport Quebec. **2004 Annual Conference of the Transportation Association of Canada**, Quebec City, Canada, 2004.

TREYBIG, H. J. Performance of continuously reinforced concrete pavement in Texas. **Highway Research Record**, v. 291, p. 33 – 47, 1969.

VANDEBOSSCHE, J. M. Effects of slab temperature profiles on the use of falling weight deflectometer data to monitor joint performance and detect voids. **Transportation Research Board Annual Meeting**, Washington D. C., 2007.

VERHOEVEN, K. Cracking and corrosion in continuously reinforced concrete pavements. **Fifth International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation**, Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1992.

WESEVICH, J. W.; MCCULLOUGH, B. F; BURNS, N. H. **Stabilized subbase friction study for concrete pavements**. Research Report 495-I. Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, 1987.

WON, M. C. Continuously reinforced concrete pavement: identification of distress mechanisms and improvement of mechanistic-empirical design procedures. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 2226, p. 51 – 59, 2011.

WOOLEY, W.R. Continuously Reinforced Concrete Pavements Without Joints. **Highway Research Board**, vol. 27, p. 28-33, 1947.

WU, S. S. Developing a quantitative rating system for continuously reinforced concrete pavement. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1699, p. 11 – 15, 2000.

XIAO, T.; SUN, J. S.; WANG, X. H.; CHEN, Z. X. Dynamic response analysis of cement concrete pavement under different vehicle speeds. **Geotechnical Special Publication**, N° 212, Washington, D.C., ASCE, 2011.

ZHANG, H. L.; WANG, Y. H. Measurement and analysis of early-age strain and stress in continuously reinforced concrete pavement. **International Journal of Pavement Research and Technology**, Vol. 4, N° 2, p. 89 – 96, 2011.

ZHANG, W.; WANG, G.; MA, S.; LI, X. Field experimental study on measurement and analysis strain on the rigid pavement slab subjected to moving vehicle loads. **International Conference on Transportation Engineering (ICTE)**, China, ASCE, 2007.

ZOLLINGER, D .G. **Investigation of Punchout Distress of Continuously Reinforced Concrete Pavements**. Ph.D. Thesis. University of Illinois, Urbana-Champaign, 1989.

ZOLLINGER, D. G.; BARENBERG, E. J. Field investigation of punchout distress in continuously reinforced concrete pavements in Illinois. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1286, p. 1 – 13, 1990a.

ZOLLINGER, D. G.; BARENBERG, E. J. Mechanistic design considerations for punchout distress in continuously reinforced concrete pavement. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, v. 1286, p. 25 – 37, 1990b.

ZOLLINGER, D. G.; BUCH, N.; XIN, D.; SOARES, J. **Performance of Continuously Reinforced Concrete Pavements. Volume VI:**CRC pavement design, construction, and performance. FHWA-RD-94-180, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C, 1998.

ZOLLINGER, D. G.; SENADHEERA, S. P.; TANG, T. Spalling of continuously reinforced concrete pavements. **Journal of Transportation Engineering**, v. 120, p. 394 – 411, 1994.