

**GLENDAMARIA COLIM**

**ESTUDO DOS FATORES QUE AFETAM A TRANSFERÊNCIA DE  
CARGA EM JUNTAS DE PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLES**

**SÃO PAULO  
2009**

# **Livros Grátis**

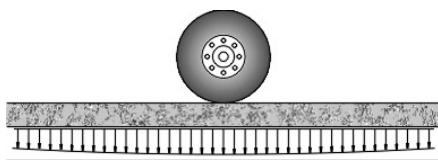
<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

**GLENDIA MARIA COLIM**  
**Engenheira Civil, Universidade Estadual de Goiás**

**ESTUDO DOS FATORES QUE AFETAM A TRANSFERÊNCIA DE  
CARGA EM JUNTAS DE PAVIMENTOS DE CONCRETO SIMPLES**

**Dissertação apresentada à Escola  
Politécnica da Universidade de São  
Paulo para a obtenção do título de  
Mestre em Engenharia**



Laboratório de Mecânica de Pavimentos  
[www.lmp.ptr.usp.br](http://www.lmp.ptr.usp.br)

**Área de Concentração:  
Engenharia de Transportes**

**Orientador:  
José Tadeu Balbo**

**São Paulo  
2009**

**Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.**

**São Paulo, 10 de junho de 2009.**

**Assinatura do autor** \_\_\_\_\_

**Assinatura do orientador** \_\_\_\_\_

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

**Colim, Glenda Maria**

**Estudo dos fatores que afetam a transferência de carga em juntas de pavimentos de concreto simples / G.M. Colim. -- ed.rev. -- São Paulo, 2009.**

**157 p.**

**Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.**

**1. Pavimentação de concreto 2. Juntas estruturais I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II. t.**

## DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a meus familiares e a meus amigos.

## **AGRADECIMENTOS**

Ao professor Dr. José Tadeu Balbo, de quem tive todo o apoio e orientação para a realização deste trabalho, pela sua atenção e paciência em me ensinar.

Ao professor Dr. Lev Khazanovich, professor visitante na USP em 2006, da Universidade de Minnesota e autor do programa ISLAB2000, pela sua colaboração na implantação do programa e treinamento nos processos de retroanálises.

Aos professores Dr. Antônio Figueiredo e Dr. Libânio Miranda Pinheiro, pela participação na banca examinadora do exame de qualificação, por suas observações e sugestões para o aprimoramento do meu projeto.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, CNPq, pela bolsa de mestrado.

À DYNATEST, por ter cedido o equipamento de FWD para a realização dos testes.

À minha amiga Taís Sachet, pela sua alegria contagiante e sua força em enfrentar obstáculos, me incentivando a ser mais forte em momentos de fraqueza e desânimo.

A todos os meus colegas de curso, em especial Afonso Virgillis, Daniela Bonina, Eduardo Mallmann e John Paul, pelo apoio e a amizade criada.

Enfim, à minha família, por todo o apoio, incentivo, compreensão e carinho.

## EPÍGRAFE

*“O sucesso nunca é permanente, o fracasso nunca é total. Mas o que vale é a coragem de lutar... e vencedor é aquele que acredita em si próprio, em sua capacidade de superar obstáculos...”* hoje posso dizer que venci mais um obstáculo.

Aos meus pais, Carlos Eduardo Colim e Maria Eterna do Prado, responsáveis pela minha formação moral e social. Aos meus tios José Francisco Cunha e Maura Colin Cunha por me acolherem com muito amor durante esta jornada. A todos vocês fica meu eterno amor e gratidão.

## RESUMO

Este trabalho foi realizado na busca de melhor entendimento do comportamento estrutural de pavimentos de concreto, no que tange a transferência de carga em juntas, de quais os fatores que influenciam essa transferência, e, em caráter preliminar, de como as condições climáticas, vigentes na área tropical dos estudos, afetam o fenômeno. Para a realização dos experimentos foi empregada a pista experimental USP/FAPESP, construída em 1999, e até então não empregada para a determinação dos efeitos de transferência de cargas em juntas com e sem barras de transferência. Paralelamente, para retroanalisar os parâmetros de transferência de carga, foram necessárias a avaliação e a análise estrutural de respostas a carregamentos dinâmicos das placas de concreto da pista experimental, possibilitando a determinação de diversos parâmetros em jogo, em especial, do módulo de elasticidade de concretos e do módulo de reação do subleito. Os estudos permitiram determinar que a ausência de barras de transferência de carga em juntas transversais torna menos eficiente tal transferência, além de apresentar nesse caso forte dependência da temperatura do concreto. Em juntas com barras de transferência de carga, para qualquer época do ano, a transferência de carga é sempre igual ou superior a 90%, aproximadamente, independentemente da geometria das placas. Não existindo tais dispositivos, o valor da transferência de carga variou de 60 a 75%. Não foram observadas dependências importantes quanto a diferentes níveis de carregamento durante os testes, bem como para as várias espessuras das placas com barras de transferência. Observou-se, também, embora em escala inferior ao que se narra em trabalhos anteriores a este, que o módulo de reação do subleito, para carga de borda, é maior que aquele relativo à carga de centro. As faixas de valores de módulos de elasticidade, para concretos de placas e para aqueles compactados com rolo em sub-bases, coincidiram com as faixas de valores encontrados em laboratório, com medidas efetuadas na época da construção dos pavimentos. O processo de retroanálise com o programa ISLAB2000 mostrou-se um recurso valioso para a parametrização dos pavimentos de concreto estudados.



## **ABSTRACT**

This research was proposed aiming an in deep study of the mechanism of load transfer across concrete pavement joints including the analysis of which factors influence such load transfers with special regards to the climate factors as concrete temperature. The concrete pavements under study were built in 1999 as a research supported by FAPESP, whose experimental sections has not been used before for such a goal. Backcalculation techniques were employed to analyze deflection data collected with FWD tests over the slabs and it was possible to define values for the test sections materials parameters like concrete modulus of elasticity and the modulus of subgrade reaction. Tests detected loss of load transfer efficiency on the dependence of concrete temperature for non dowelled joints. For dowelled joints, whatever the season of the year or period of the day, joint load transfer efficiency was at least 90% approximately. However, without dowels, efficiency ranged from 60 to 75%. No expressive dependence on the load level was observed during tests, as well as on the slab thicknesses, for cases of dowelled joints. It was observed the increase in the value of the modulus of subgrade reaction when loads were applied in joint position, although not so expressive as sometimes described in the literature. Ranges for concrete and rolled compacted concrete modulus of elasticity resulted similar to former values got from the construction period in laboratory. Therefore, backcalculation procedures using ISLAB2000 software is understood as a valuable tool for concrete slab characterization.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Juntas transversais serradas em pavimentos de Concreto de Cimento Portland (CCP), em corte.....	23
Figura 1.2 - Juntas de expansão.....	23
Figura 1.3 - Esquema de junta transversal com barra de transferência de carga.....	24
Figura 1.4 - Esquema de juntas longitudinais e transversais.....	25
Figura 1.5 - (Esquerda) sem transferência de carga; (Direita) total transferência de carga.....	25
Figura 1.6 - Deflexões nas placas carregada e descarregada.....	26
Figura 2.1 - Perda de transferência de carga durante ensaios com placas em laboratório (fonte: FLEURY; GUIMARÃES, 2006).....	34
Figura 2.2 - Temperatura versus movimento das placas (adaptado de BODOCSI et al., 1993).....	38
Figura 2.3 - Abertura da junta <i>versus</i> mudança de temperatura no pavimento de concreto (KHAZANOVICH; GOTLIF, 2003).....	39
Figura 2.4 - Abertura da junta em diferentes tipos de pavimentos, em um mesmo dia adaptado de: KHAZANOVICH; GOTLIF, 2003).....	40
Figura 2.5 - LTE <i>versus</i> abertura da junta (KHAZANOVICH e GOTLIF, 2003).....	41
Figura 2.6 - Influência da abertura da junta no LTE (adaptado de: NISHIZAWA <i>et al.</i> , 1989).....	42
Figura 2.7 - Exemplo de movimento de junta (adaptado de: LEE; STOFFELS, 2001).....	44
Figura 2.8 - Exemplo de congelamento de junta (adaptado de: LEE; STOFFELS, 2001).....	45

Figura 2.9 - Esquema do empenamento da placa durante o dia e à noite. (Buch <i>et al.</i> , 2004).....	45
Figura 2.10 - Esquema da placa sem empenamento (BUCH <i>et al.</i> , 2004).....	46
Figura 2.11 - Distribuição de temperatura no pavimento (adaptado de: BUCH <i>et al.</i> , 2004).....	46
Figura 2.12 - Posição do carregamento na placa de CCP (vista de topo).....	50
Figura 2.13 - BT em formato diamante (WALKER; HOLLAND, 1998).....	53
Figura 2.14 - Colocação de barras (SNYDER, 2007).....	55
Figura 2.15 - Pavimentadora inserindo barras de transferência de carga na execução do pavimento de concreto.....	55
Figura 2.16 - Distribuição dos esforços nas BT em junta transversal.....	57
Figura 2.17 - Modelos mecanicistas de LTE <i>versus</i> AGG.....	62
Figura 2.18 - Eficiência de junta moldada <i>versus</i> carga aplicada (TERTULIANO, 2005).....	65
Figura 2.19 - Eficiência de junta serrada <i>versus</i> carga aplicada (TERTULIANO, 2005).....	65
Figura 2.20 - LTE em função da carga aplicada em junta serrada utilizando como mecanismo de transferência de carga: barras circulares e quadradas. (RODRIGUES, 2008).....	66
Figura 2.21 - LTE em função da carga aplicada em junta serrada utilizando como mecanismo de transferência de carga: prato e discos metálicos. (RODRIGUES, 2008).....	67
Figura 2.22 - Exemplo de variação do LTE ao longo de um dia (Adaptado de: SHAHIN, 1985).....	67
Figura 2.23 - Fatores de correção de LTE segundo Shahin (1985).....	69
Figura 2.24 - Fluxograma de procedimentos usados para determinação do k, do LTE e do índice de vazios. (Adaptado de: SHAHIN, 1985).....	70

Figura 3.1 - Seções em planta da pista experimental (sem escala).....	76
Figura 3.2 - Seções em corte da pista experimental (sem escala).....	76
Figura 3.3 - Vista da pista experimental da USP.....	77
Figura 3.4 - Fissuras transversais na superfície da pista experimental.....	77
Figura 3.5 - Esquema da situação da pista experimental da EPUSP (julho de 2006).....	78
Figura 3.6 - Fissura na placa A3 da pista experimental.....	78
Figura 3.7 - <i>Falling Weight Deflectometer</i> .....	79
Figura 3.8 - FWD na pista experimental da USP.....	80
Figura 3.9 - Bacias de deflexões com testes com FWD na pista experimental da USP.....	80
Figura 3.10 - Testes com FWD na pista experimental USP/FAPESP, em julho de 2006.....	81
Figura 3.11 - Posições das cargas em cada placa de concreto da pista experimental da USP.....	82
Figura 3.12 - Posição do prato na junta da placa de concreto.....	83
Figura 3.13 - Posicionamento de cada sensor na placa de concreto, pelo FWD.....	84
Figura 3.14 - Posicionamento do prato de aplicação de carga na placa de Concreto.....	84
Figura 3.15 - Tela para entrada de dados sobre geometria das placas e discretização da malha.....	88
Figura 3.16 - Tela para entrada de dados sobre as propriedades das camadas (placa e base).....	88
Figura 3.17 - Tela para entrada de dados sobre a fundação.....	89
Figura 3.18 - Tela para entrada de dados sobre o carregamento aplicado.....	89

Figura 3.19 - Informações sobre transferência de cargas em juntas.....	89
Figura 3.20 - Tela principal com problema montado para rodada.....	90
Figura 3.21 – Valores retroanalizados de deflexões, variando o módulo de elasticidade. $E = 55.000 \text{ MPa}$ .....	98
Figura 3.22 – Valores retroanalizados de deflexões, variando o módulo de elasticidade. $E = 57.000 \text{ MPa}$ .....	100
Figura 3.23 – Valores retroanalizados de deflexões, variando o módulo de elasticidade. $E = 57.200$ .....	101
Figura 3.24 - Exemplo de bacias de deflexões.....	102
Figura 3.25 - Fluxograma dos procedimentos deste estudo.....	103
Figura 4.1 - Bacias de deflexões nos centros das placas das seções A e B da pista experimental USP/FAPESP.....	106
Figura 4.2 - Bacias de deflexões nos centros das placas das seções A e D da pista experimental USP/FAPESP.....	106
Figura 4.3 - Bacias de deflexões nos centros das placas das seções B e C da pista experimental USP/FAPESP.....	107
Figura 4.4 - Bacias de deflexões nas juntas das seções A e B da pista experimental USP/FAPESP.....	111
Figura 4.5 - Bacias de deflexões nas juntas das seções B e C da pista experimental USP/FAPESP.....	112
Figura 4.6 - Bacias de deflexões nas juntas das seções A e D da pista experimental USP/FAPESP.....	112
Figura 4.7 - Variações entre deflexões na junta E3 sem BT.....	113
Figura 4.8 - Valores de módulo de reação retroanalizados (centro das placas).....	120
Figura 4.9 - Valores de $k_b$ nos testes realizados em julho/2006.....	123
Figura 4.10 - Valores de $k_b$ nos testes realizados em janeiro/2007.....	124

Figura 4.11 - Valores de LTE nas juntas, durante o inverno de 2006.....	127
Figura 4.12 - Valores de LTE nas juntas, durante o verão de 2007.....	128
Figura 4.13 - Transferência de carga de manhã e à tarde no inverno de 2006 em placas com tipos de bases diferentes.....	129
Figura 4.14 - Curvas extraídas da equação de Buch relacionando o grau de transferência de carga com o valor de AGG.....	130
Figura 4.15 - Comparações entre LTE, com os três diferentes níveis de carga.....	132
Figura 4.16 - Comparação entre LTE medido e retroanalisado em juntas com BT.....	134
Figura 4.17 - Comparação entre LTE medido e retroanalisado em juntas com BT.....	135
Figura 4.18 - Comparação entre LTE medido e retroanalisado em juntas sem BT.....	136
Figura 4.19 - Valores de $k_{borda}$ retroanalisado versus $LTE_{medido}$ .....	143
Figura 4.20 - Valores de $k_{borda}$ versus $k_{centro}$ .....	144

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Movimentos das juntas serradas transversais (BODOCSI <i>et al.</i> , 1993).....	37
Tabela 2.2 - Dimensões das barras de transferência de carga (adaptado de: RODRIGUES; CASSARO, 1998).....	56
Tabela 3.1 - Características das seções experimentais em pavimento de concreto na USP.....	75
Tabela 3.2 - Diferencial térmico em cada placa de pavimento de concreto na pista experimental.....	82
Tabela 3.3 - Diferenciais térmicos nos anos de 2006 e 2007.....	85
Tabela 3.4 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 40.000 MPa).....	91
Tabela 3.5 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 42.500 MPa).....	92
Tabela 3.6 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 45.000 MPa).....	92
Tabela 3.7 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 47.500 MPa).....	93
Tabela 3.8 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 9.000 MPa).....	93
Tabela 3.9 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 52.500 MPa).....	94
Tabela 3.10 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 55.000 MPa).....	94

Tabela 3.11 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 57.500 MPa).....	95
Tabela 3.12 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 60.000 MPa) .....	95
Tabela 3.13 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 62.500 MPa) .....	96
Tabela 3.14 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 65.000 MPa).....	96
Tabela 3.15 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 67.500 MPa).....	97
Tabela 3.16 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2 (E tentativo = 70.000 MPa).....	97
Tabela 3.17 - Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2.....	99
Tabela 3.18 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2.....	100
Tabela 3.19 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2.....	101
Tabela 4.1 Valores de deflexões no centro da placa de concreto, com três níveis de carga.....	105
Tabela 4.2 Deflexões medidas pelo FWD pela manhã no inverno (2006).....	107
Tabela 4.3 Deflexões medidas pelo FWD no período da tarde no inverno (2006)..	108
Tabela 4.4 Deflexões medidas pelo FWD no período da tarde no verão (2007).....	109
Tabela 4.5 Deflexões medidas pelo FWD no período da noite no verão (2007).....	110
Tabela 4.6 Resultados de E e k pelo critério de Hall (1991) na seção A.....	113
Tabela 4.7 Resultados de E e k pelo critério de Hall (1991) na seção B.....	114
Tabela 4.8 Resultados de E e k pelo critério de Hall (1991) na seção C.....	114



Tabela 4.9 Resultados de E e k pelo critério de Hall (1991) na seção D.....	115
Tabela 4.10 Resultados de E e k pelo critério de Hall (1991) na seção E.....	115
Tabela 4.11 Resumo dos resultados de E e k pelo critério de Hall (1991).....	117
Tabela 4.12 Resumo dos valores de E e k retroanalizados.....	118
Tabela 4.13 Valores de LTE e $k_b$ nos testes realizados em julho/2006 .....	121
Tabela 4.14 Valores de LTE e $k_b$ nos testes realizados em março/2007.....	122
Tabela 4.15 Resultados de LTE (em %) a partir dos testes com diferentes níveis de carga.....	125
Tabela 4.16 Resultados do LTE em 2006 e 2007.....	126
Tabela 4.17 Valores retroanalizados e medidos de LTE.....	131
Tabela 4.18 – Resumo de valores de LTE retroanalizados e medidos em campo .....	133
Tabela 4.19 – Média dos valores de LTE retroanalizados e medidos em campo, em juntas com BT .....	134
Tabela 4.20 – Média dos valores de LTE retroanalizados e medidos em campo em juntas sem BT.....	135
Tabela 4.21 Dosagem do concreto de cimento Portland da pista experimental.....	137
Tabela 4.22 Dosagem do CCR da pista experimental.....	137
Tabela 4.23 Módulo de elasticidade em tração na flexão do CCP na pista Experimental.....	138
Tabela 4.24 Módulo de elasticidade em compressão de amostras aos 28 dias do CCR empregado na pista experimental .....	138
Tabela 4.25 Valores de módulos de elasticidade obtidos em laboratório.....	139
Tabela 4.26 Módulos de elasticidade retroanalizados para o CCR.....	140

Tabela 4.27 Resultados de retroanálises de módulo de reação do subleito no centro da placa e na borda, em todos os testes realizados.....	141
Tabela 4.28 Limites mínimos e máximos arredondados de k de centro e de Borda.....	142

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ACPA	<i>American Concrete Pavement Association</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
AGG	<i>Aggregate Interlock</i>
BGTC	Brita Graduada Tratada com Cimento
BGS	Brita Graduada Simples
BT	Barra de Transferência de Carga
CCP	Concreto de Cimento <i>Portland</i>
CCR	Concreto Compactado com Rolo
CNPq	Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
FAPESP	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
GFRP	<i>Glass Fiber Reinforced Polymer</i>
JPCP	<i>Jointed Plain Concrete Pavement</i>

LTE	<i>Load Transfer Efficiency</i>
LTPP	<i>Long Term Pavement Performance</i>
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
NHCRP	<i>National Highway Cooperative Research Program</i>
PCA	<i>Portland Cement Association</i>
PMSP	Prefeitura Municipal de São Paulo
SMP	<i>Seasonal Monitoring Program</i>
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
TRR	<i>Transportation Research Record</i>
USP	Universidade de São Paulo

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	Coeficiente de expansão térmica do concreto
$\beta$	Rigidez Relativa da BT
$\delta_1$	Deflexão na placa carregada
$\delta_2$	Deflexão na placa descarregada
$\delta_T$	Movimento Horizontal
$\Delta T$	Variação de Temperatura
$\nu$	Coeficiente de Poisson
$\sigma$	Tensão de tração na flexão
$A$	Fator de correção do LTE, em relação à deflexão na junta
$AREA$	Área da bacia de deflexões
$AGG$	Módulo em cisalhamento entre faces verticais
$a$	Raio do prato de aplicação de carga
$b$	Diâmetro da barra de transferência de carga
$d_0$	Deflexão sob a carga aplicada
$d_{30}$	Deflexão a 300 mm do centro da carga aplicada
$d_{65}$	Deflexão a 650 mm do centro da carga aplicada
$d_{90}$	Deflexão a 900 mm do centro da carga aplicada

$DT +$	Diferencial térmico máximo positivo
$E$	Módulo de elasticidade do concreto
$F$	Fator de correção do LTE, em relação à temperatura
$H_f$	Umidade no fundo da placa de concreto
$h$	Espessura da placa
$k$	Módulo de reação do subleito
$I$	Momento de inércia da seção transversal da barra de transferência
$\ell$	Raio de rigidez relativa
$L$	Comprimento da placa
$P$	Esforço ou carga atuante
$x$	Espaçamento entre barras de transferência de carga

# SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>22</b>
1.1 Pavimentos de Concreto Simples.....	22
1.2 Tipos de Juntas em Pavimentos de Concreto.....	23
1.3 Transferência de Carga em Juntas.....	25
1.4 Motivação e Justificativas para o Estudo.....	27
1.5 Objetivos do Estudo.....	28
1.6 Organização do Trabalho.....	29
<b>2 PRINCIPAIS ASPECTOS RELATIVOS À TRANSFERÊNCIA DE CARGA EM JUNTAS.....</b>	<b>30</b>
2.1 Evoluções nos Conceitos de Juntas em Pavimentos de concreto Simples.....	30
2.2 Abertura de Juntas por Efeitos da Temperatura.....	36
2.3 Efeitos da Temperatura na Transferência de Carga.....	45
2.4 Formulações de Esforços na Transferência de Carga.....	49
2.4.1 Tipos de Barras de Transferência e sua Disposição em Juntas.....	52
2.4.2 Esforços nas Barras de Transferência.....	56
2.4.3 Transferência de Carga por Intertravamento de Agregados.....	58
2.4.4 Modelos Mecanicistas de LTE com Intertravamento de Agregados.....	60
2.5 Medidas de Transferência de Cargas em Juntas.....	62
2.6 Variações Diárias da Transferência de Cargas em Juntas.....	67
2.7 Síntese de Resultados Obtidos da Literatura.....	70
<b>3 METODOLOGIA DO ESTUDO.....</b>	<b>74</b>
3.1 Objetivos e Metodologia para Medição do LTE.....	74
3.2 Descrição da Pista Experimental USP/FAPESP.....	75
3.3 Procedimentos de Avaliação de Deflexões em Pista.....	79
3.3.1 <i>Falling Weight Deflectometer</i> (FWD).....	79
3.3.2 Medidas de Deflexões com Carga no Centro da Placa.....	81
3.3.3 Medidas de Deflexões com Carga na Junta da Placa.....	83
3.4 Estimativa de Parâmetros Estruturais antes da Retroanálise.....	85
3.5 Procedimentos de Retroanálise das Bacias de Deflexões.....	87

3.5.1 O Programa ISLAB2000.....	87
3.5.2 Procedimento de Retroanálise das Bacias de Deflexões de Centro de Placas.....	90
<b>4 ANÁLISE DE RESULTADOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA.....</b>	<b>104</b>
4.1 Medidas de Deflexões .....	104
4.1.1 Carga no Centro da Placa .....	104
4.1.2 Carga na Junta da Placa .....	107
4.2 Estimativas dos Parâmetros Estruturais (E e k).....	113
4.3 Retroanálises de E e k no Centro da Placa.....	117
4.4 Retroanálises dos Valores de LTE e de $k_b$ .....	121
4.5 Transferência de Carga em Juntas por Medidas Diretas.....	124
4.6 LTE medido versus LTE retroanalizado.....	133
4.7 Análise dos Valores de Módulo de Elasticidade do Concreto.....	137
4.8 Análise dos Valores de Módulo de Reação de Subleito ( $k_b$ ) na Borda e no Centro da Placa ( $k$ ).....	141
<b>5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>145</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>149</b>



## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 Pavimentos de Concreto Simples

Segundo Balbo (1989) os pavimentos de concreto simples consistem em placas de concreto, finitas em comprimento e largura, justapostas, apoiadas sobre bases e subleitos, empregadas em vias urbanas ou rurais. Essas placas são construídas *in loco* ou pré-moldadas. Em ambos os casos, existem juntas longitudinais e transversais.

No caso de placas pré-moldadas, as juntas estão pré-estabelecidas conforme as dimensões das placas. Já quando o concreto é moldado *in loco*, as juntas são construídas conforme posicionamento e dimensões estabelecidas em projeto. Assim, nesse caso, as juntas são necessárias principalmente devido à retração (de secagem) que ocorre no concreto durante seu período inicial de cura.

Esse procedimento é realizado com o objetivo de induzir as fissuras de retração exatamente na posição em que as juntas são serradas, caso contrário essas fissuras de retração ocorreriam de maneira desordenada, resultando em placas com dimensões irregulares entre si. Nessas juntas podem estar presentes dispositivos de transferência de carga, constituídos por barras de aço, cuja função é exatamente transferir carga de uma placa para outra.

No caso da ausência de tais dispositivos, há também transferência de carga por meio do intertravamento dos agregados nas faces verticais das fissuras abaixo das juntas (Figura 1.1). Em ambos os casos, a transferência de carga nessas juntas é bastante favorável para prevenir o escalonamento entre placas na posição das juntas (PCA, 2008).

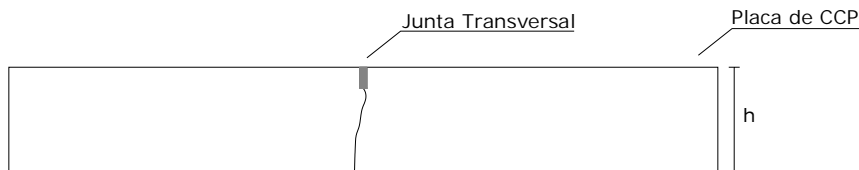


Figura 1.1 Juntas transversais serradas em pavimentos de Concreto de Cimento Portland (CCP), em corte.

## 1.2 Tipos de Juntas em Pavimentos de Concreto

Os tipos mais importantes de juntas nos pavimentos de concreto são: de expansão; de contração; e de construção. As juntas de expansão, modernamente, são usadas no encontro entre as placas do pavimento de concreto e alguma outra estrutura, como pontes e viadutos, ou no encontro de um pavimento novo com um antigo, permitindo que o pavimento trabalhe sem a influência das outras estruturas existentes (Figura 1.2).

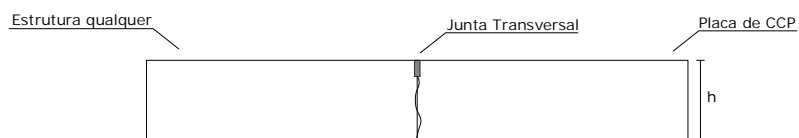


Figura 1.2 Juntas de expansão.

As juntas de expansão são bastante úteis em áreas de transição, para separar segmentos de pavimentação de objetos relativamente imóveis. Essas juntas podem ter abertura atingindo valores de 25 mm, sendo que o material para enchimento deve ser bastante flexível, permitindo até 50% de compressão, além de não sofrer contração, não ser absorvente, reativo ou expansivo. Sendo assim, o material de preenchimento se torna uma junta de vedação pré-moldada (LEE *et al*, 2001). As barras de transferência de carga (BT) devem ser evitadas em juntas de expansão nas quais diferentes movimentos horizontais podem ocorrer, podendo tais barras danificar o concreto.

A experiência demonstrou que o uso de juntas de expansão não é obrigatório, exceto no caso em que uma placa de concreto é colocada ao lado de uma estrutura que não é submetida à mesma temperatura e umidade. No passado, o emprego de juntas de expansão transversais se dava para aliviar forças de compressão no pavimento, limitando a ocorrência de *blowups* (alçamento de placas por compressão de uma contra outra). Contudo, as juntas de expansão possuem uma tal abertura que não permite o intertravamento entre agregados, resultando em placas que trabalham isoladamente.

As juntas de expansão, embora sejam juntas construtivas, têm suas posições predeterminadas no projeto de execução. Quando as juntas de construção são executadas em posições não definidas *a priori*, necessariamente, ao final de um dia de concretagem, em geral possuem dispositivos de transferência de carga (BT), sendo ausente o material de enchimento nessa junta; além disso, há um intertravamento de agregados nas faces dessas juntas, que melhoram a transferência de carga. Essas juntas perfazem as tarefas de juntas de contração (retração), embora não sirvam para controlar, naquele local, fissuras de retração.

As juntas de contração (Figura 1.3), conforme mencionado anteriormente, controlam a posição das fissuras de retração; são executadas transversalmente e longitudinalmente (Figura 1.4), definindo a geometria das placas de concreto. Tal geometria é também determinante das respostas estruturais dos pavimentos às cargas e às variações ambientais.

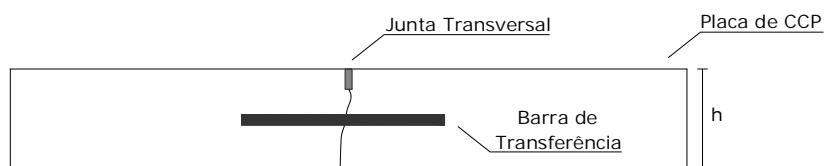


Figura 1.3 – Esquema de junta transversal com barra de transferência de carga.

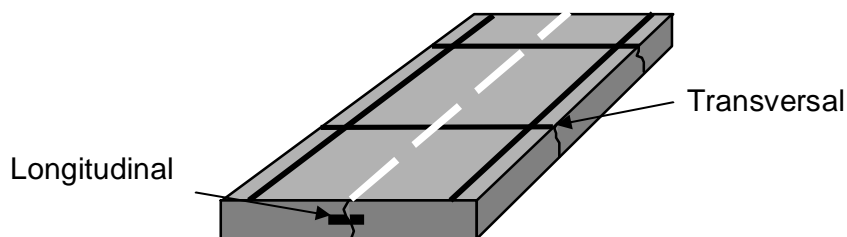


Figura 1.4 – Esquema de juntas longitudinais e transversais.

### 1.3 Transferência de Carga em Juntas

O conceito de transferência de carga consiste na idéia de que tensões e deflexões em uma placa de pavimento carregada são dissipadas para outra placa através da junta transversal. A transferência de carga depende de vários fatores estruturais, tais como a temperatura, a reação de suporte do subleito e o tipo de junta. A idade do pavimento de concreto, a umidade, a magnitude e a repetição de carga também influem na eficiência da junta de transferir carga de uma placa a outra adjacente.

Quando se tem uma carga na proximidade da borda, existe uma deformação da placa de concreto do pavimento proporcional à magnitude da carga, à espessura da placa, ao módulo de elasticidade dos materiais envolvidos e às condições de suporte da placa. A Figura 1.5 representa possíveis mecanismos de respostas aos carregamentos aplicados em pavimentos de concreto simples. Em ambos os casos a carga é aplicada nas proximidades de uma junta transversal; no primeiro caso ocorre um deslocamento vertical na placa carregada, enquanto não se manifestam deslocamentos na placa adjacente; portanto, é nula a transferência de carga entre as placas nessa junta. Já no segundo caso, ambas as placas deslocam-se de modo idêntico; assim sendo a transferência de cargas entre as placas se torna completa.

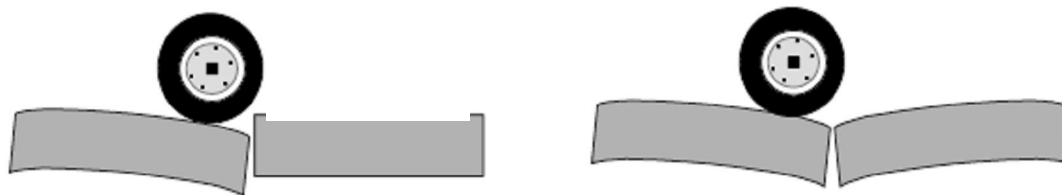


Figura 1.5 (Esquerda) sem transferência de carga; (Direita) total transferência de carga.

A eficiência de transferência de carga (*Load Transfer Efficiency*) – LTE – nas juntas e nas fissuras das placas de concreto afeta a resposta estrutural e o desempenho dos pavimentos. Quando a carga do tráfego é aplicada próxima à junta transversal do pavimento de concreto, ocorrem deflexões em ambas as placas, pois parte da carga aplicada é transferida para a placa sucessiva, onde não há carregamento externo. Conseqüentemente, as deflexões e tensões na placa carregada podem ser apreciavelmente menores se ambas as placas dividirem a tarefa de dissipar os esforços aplicados por cargas externas (mesmo ambientais). A redução de tensões e deformações é dependente desse mecanismo de transferência de cargas.

A porcentagem de transferência de carga ou LTE é determinada por meio de testes com aplicação de carga adjacente à junta, sendo medidas a deflexão sob a carga aplicada e a deflexão na placa sem carregamento (SHAHIN, 1985), à mesma distância da junta (deflexões em simetria). O valor do LTE é determinado com base na relação entre a deflexão na placa carregada ( $\delta_1$ ) e a deflexão na placa sem o carregamento ( $\delta_2$ ), conforme representadas na Figura 1.6 e matematicamente descritas pela equação [1.1] conforme se segue:

$$LTE = \frac{\delta_2}{\delta_1} \times 100[\%] \quad [1.1]$$

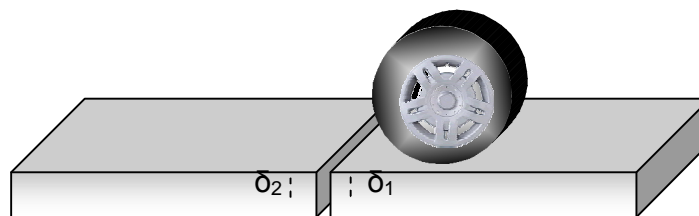


Figura 1.6 Deflexões nas placas carregada e descarregada.

Nota-se que, na realidade, avalia-se uma eficiência de transferência de deslocamentos verticais nas bordas de duas placas sucessivas. Caso a junta tenha uma baixa eficiência de transferir carga, as deflexões na placa sem o carregamento são menores do que as deflexões na placa carregada e, portanto, o valor do LTE

aproxima-se de zero. Se a junta tiver uma boa eficiência de transferência de carga, as deflexões em ambas as placas (carregada e descarregada) serão aproximadamente idênticas e o valor de LTE aproximar-se-á de 100%. A *American Concrete Pavement Association* (ACPA, 1989) recomenda que a junta seja considerada adequada se for 75% efetiva ou mais.

#### **1.4 Motivações e Justificativas para o Estudo**

Sabe-se que o concreto expande ou contrai em função das condições climáticas, conforme os períodos do dia e as estações do ano. Esses efeitos causam movimentos horizontais nas placas, provocando aberturas e fechamentos nas juntas de contração e de expansão. Segundo Shahin (1985), para calcular tensões nas placas de concreto, o que se faz na fase de projeto é essencial a determinação do LTE em juntas transversais. Assim sendo, durante os projetos, é indispensável o conhecimento prévio de padrões de transferência de carga nas juntas de pavimentos de concreto simples.

Métodos de dimensionamento de pavimentos de concreto simples, como aqueles da Prefeitura do Município de São Paulo (PMSP, 2004) e da *Portland Cement Association* (PCA, 1984), bastante conhecidos no país, não consideram explicitamente o valor do LTE e muito menos suas variações sazonais. Assim, valores de tensões determinadas no projeto podem se distanciar da realidade de campo, onde o LTE varia conforme as condições climáticas às quais os pavimentos ficam expostos.

Em não existindo estudos dessa natureza em clima tropical úmido, é fundamental que alguma pesquisa seja realizada para estabelecer padrões de transferência de carga em juntas transversais de pavimentos de concreto simples. Trabalhos nessa direção possibilitariam atualização dos métodos de dimensionamento para consideração das variações de LTE ao longo do horizonte de projeto.

## 1.5 Objetivos do Estudo

O trabalho de pesquisa foi realizado na busca de um maior conhecimento de como se dá a transferência de carga em juntas de pavimentos de concreto (seus padrões) e quais os fatores que influenciam nessa transferência de esforços. Para tanto, o estudo estabeleceu os seguintes objetivos:

- Medidas de deflexões, com *Falling Weight Deflectometer* (FWD), sobre placas de concreto de pavimentos, com aplicação de cargas próximas às juntas transversais de contração, para determinação de valores de LTE;
- Conduzir tais medidas de deflexões em diferentes condições climáticas, inverno e verão, manhã, tarde e anoitecer; tais experimentos foram restritos devido à difícil disponibilidade do equipamento pertencente a uma empresa de engenharia;
- Comparar resultados de LTE obtidos em diferentes períodos do dia e em diferentes estações climáticas do ano (a mais fria e a mais quente, na cidade de São Paulo);
- Determinação dos parâmetros estruturais dos pavimentos de concreto simples analisados: módulo de elasticidade do concreto, módulo de reação do subleito e do valor LTE, para todas as placas e juntas do universo de testes realizados. Tal determinação foi realizada utilizando retroanálises de bacias de deflexões FWD, com o programa de elementos finitos para placas de concreto simples ISLAB 2000 (Khazanovich *et al.*, 2001).

Para a realização dos experimentos foi empregada a pista experimental USP/FAPESP, construída em 1999 sob a coordenação do Laboratório de Mecânica de Pavimentos da EPUSP, até então não empregada para a determinação dos efeitos de transferência de cargas em juntas com e sem barras de transferência de carga.

Paralelamente, para retroanalisar o parâmetro de transferência de carga, foi necessária a análise estrutural de respostas a carregamentos dinâmicos das placas de concreto dessa pista experimental. As retroanálises foram possíveis dado o

perfeito conhecimento das dimensões e dois tipos de materiais utilizados na construção dos pavimentos.

## **1.6 Organização do Trabalho**

O trabalho está organizado em cinco capítulos, iniciando pela introdução, onde são definidos os objetivos e a estrutura da pesquisa. O segundo capítulo apresenta a revisão bibliográfica acerca do estudo proposto, desde os tipos de juntas de pavimentos de CCP aos modelos de rigidez do sistema estrutural, passando pelos diferenciais térmicos encontrados nas placas de concreto. O terceiro capítulo engloba as características da pista experimental utilizada para este estudo e a metodologia de avaliação empregada. O quarto capítulo é composto por resultados, análise e discussões dos testes realizados nos anos de 2006 e 2007, confrontando-os com os resultados encontrados na literatura. No quinto capítulo são apresentadas as conclusões e as recomendações para estudos futuros sobre o tema.



## **2 PRINCIPAIS ASPECTOS RELATIVOS À TRANSFERÊNCIA DE CARGAS EM JUNTAS**

### **2.1 Evoluções nos Conceitos de Juntas em Pavimentos de Concreto Simples**

O primeiro pavimento de Concreto de Cimento Portland nos Estados Unidos foi construído em 1891 em Bellafontaine, Ohio. Alguns registros apontavam que as juntas nas placas de concreto eram uma questão antes de conveniência do que de acomodação nos movimentos do concreto e da placa. Já no século XX a crença era de que a expansão do concreto deveria ser controlada, e os engenheiros então começaram a pensar em um mecanismo na placa para permitir tal expansão. Mais tarde foi descoberto que as placas se contraíam devido à secagem do concreto. Desde então, se deu mais atenção à contração das placas e preocupou-se menos com a expansão do concreto. (ACPA, 1989).

Em 1920, várias agências começaram a experimentar dispositivos de transferência de carga em juntas transversais. Isto foi motivado pelo crescimento do tráfego e a evolução da pavimentação. O primeiro uso de barras de transferência de carga foi em 1918, num pavimento em Newport News, na Virgínia. (ACPA, 1989).

De acordo com Friberg (1938) as juntas transversais possuíam abertura entre 6,5 e 25 mm, e as barras de transferência de carga deveriam ser de aço simples com seção circular de diâmetro de 3/4 ou 7/8 de polegadas (19 ou 22 mm) e o comprimento, 600 mm na maioria das rodovias. Elas deveriam ser espaçadas de 300 a 500 mm entre si, sendo que um dos lados da barra seria engraxado a fim de apresentar menor resistência possível à movimentação do pavimento (não aderir ao concreto).

Alterações importantes aconteceram durante várias décadas, em relação ao comprimento da placa, aos mecanismos de transferência de carga e técnicas de projeto. Por volta do ano de 1930, muitos pavimentos de concreto de cimento Portland (CCP) continham uma malha de aço nas placas e uma combinação de juntas de contração e de expansão. (ACPA, 1989). Assim, as juntas de contração e

expansão eram espaçadas em 9 e 27 m, respectivamente. No entanto, a execução dos pavimentos apresentava deficiências de qualidade. As juntas de expansão fechavam enquanto as juntas de contração abriam e assim eram preenchidas por materiais rígidos, acarretando sérios esborcinamentos e *blowups* (levantamento da junta transversal com quebra e esmagamento do concreto nas proximidades).

Durante a 2ª Guerra Mundial, com a carência de aço no mercado, os pavimentos de concreto simples se tornaram uma alternativa atraente. As juntas de expansão tinham espaçamento entre 32 e 37 m e as juntas de contração, 4,5 a 6 m. Como, em tese, as juntas de expansão fechariam (com o aumento de temperatura) e as de contração abririam (com a diminuição da temperatura), o desempenho do pavimento era insatisfatório pela perda de transferência de carga nessas juntas quando abrissem (KHAZANOVICH, 2007).

Em 1947, a Universidade de Illinois realizou testes em muitos dispositivos para a transferência de cargas, inclusive as barras de transferência (KHAZANOVICH, 2007). Enquanto muitas pesquisas em uso de barra de transferência foram conduzidas ao longo dos anos, uma importante verificação de ordem prática foi alcançada por Teller e Cashell (1958): eles indicavam, embora empiricamente, que o diâmetro da barra deveria ter 1/8 da espessura da placa de concreto do pavimento.

*Blowups* e *spallings* (destacamento do concreto definindo pequenos painéis soltos com extremidades coincidentes com a posição da armadura transversal e longitudinal) eram problemas em pavimentos com armaduras. Por volta de 1980, em muitos estados americanos e em outros países foi adotado o pavimento de concreto simples com BT (Barra de Transferência) com juntas de contração de 4,5 a 6,0 metros. Devido a falhas relacionadas à degradação por oxidação de barras de transferência e de armaduras, muitas agências desenvolveram especificações para resistência à corrosão de armadura (ACPA, 1989).

Após a 2ª Guerra Mundial, os projetos de pavimentos de CCP se desenvolveram em duas direções: (1) placas sem BT com espaçamento curto e separadas por juntas de contração, porém sem juntas de expansão; (2) em pavimentos de concreto armado

com o espaçamento de juntas de expansão de 15 a 30 metros (KHAZANOVICH, 2007).

No início da década de 1990 expandiu-se a prática da construção de pavimentos de concreto simples com juntas e barras de transferência de carga espaçadas de 3,5 a 6,0 metros, dependendo da espessura das placas, ou de pavimentos armados e com juntas espaçadas entre si não mais que 9 metros.

De 1973 a 1995, agências de transportes de 53 estados e províncias dos Estados Unidos e Canadá pesquisaram sobre a prática de construção de juntas de contração em pavimentos de CCP. Baseada na análise dos dados fornecidos pelas pesquisas, as seguintes observações foram feitas (KHAZANOVICH, 2007):

- *“50 estados e províncias usavam juntas de contração em pavimentos planos e armados desde 1960;*
- *A maioria das agências em 1995 usou o mesmo espaçamento entre as juntas que em 1973;*
- *5 estados usaram espaçamento entre as juntas de 4,50 metros, enquanto 9 estados preferiram intervalos de 6,0 metros;*
- *O espaçamento entre as juntas variou entre 4,5 e 6,0 metros em 19 estados e 11 destes 19 estados usaram o mesmo espaçamento;*
- *Entre 1973 e 1995, o número de estados e províncias que usavam barras de transferência de carga em JPCP (do inglês, Joint Plain Concrete Pavement – Juntas de Pavimento de Concreto Simples) aumentou de 42 a 46, dentro dos 53 estados pesquisados;*
- *24 das 42 agências de transporte interrogadas aumentaram o diâmetro das barras de transferência;*
- *Apenas 4 estados utilizaram a regra de que o diâmetro da barra deve ter 1/8 da espessura da placa;*
- *Em 1973, o comprimento das barras de transferência variou entre 300 e 600 mm, enquanto que a maioria dos estados usou barras de 450 mm de comprimento;*
- *As barras foram espaçadas a cada 300 mm em todos os estados, exceto na Carolina do Sul, que utilizou espaçamento de 350 mm, e em Utah, 210 mm;*

- *O Departamento de Transportes de Utah se diferenciou dos outros estados, utilizando 16 mm de diâmetro e 760 mm de comprimento.”*

No Brasil, Fleury e Guimarães (2006) construíram em laboratório nove placas de concreto simples com 105 mm de espessura sobre uma camada de 130 mm de borracha para simular uma base elástica e uniforme, com a finalidade de estudar mecanismos de transferência de carga em juntas de pavimentos de concreto. As placas tinham 2,2 x 0,6 m, sendo serradas transversalmente na metade do comprimento; seis delas continham barras de transferência de carga de 12,5 ou 16 mm de diâmetro posicionadas a meia altura das placas e espaçadas 200 mm entre elas. Os carregamentos eram estáticos com valor de carga de 300 kN. Com o objetivo de medir deslocamentos verticais na junta, foram empregados quatro deflectômetros digitais, sendo dois do lado carregado da barra e dois do lado sem carregamento, próximos à junta. O ensaio chegaria ao seu final quando ocorresse a separação das placas, ou o fechamento da junta ou a perda de eficiência de transferência de cargas em juntas.

Os autores verificaram que todas as placas com juntas serradas de contração fissuraram durante sua cura, e observaram também que placas sem BT resistem menos, em termos de fissuração, às cargas aplicadas, *“o que pode ser atribuído à falta de mecanismos para transferir esforços”*. A bem da verdade, não é a ausência de mecanismos por completo que afeta o desempenho da junta, mesmo porque há transferência de cargas por meio de intertravamento de agregados nas faces das juntas de contração. O que provavelmente ocorreu foi que, em juntas com a presença de BT, houve transferência de carga mais eficiente durante os testes, o que levou a ocorrência de fissuras mais tardias.

Os resultados sobre a eficiência de transferência de carga, conforme apresentados na Figura 2.1, mostram que na junta sem BT, quando houve aumento da abertura da junta (com aumento de carga) ocorreu queda brusca no LTE, enquanto que, nas juntas com BT, essa perda de LTE ocorria lentamente com o aumento da abertura da junta. Ainda, o estudo indicou que placas com BT de 16 mm de diâmetro resistiram a maiores cargas antes da separação da junta que as placas com barras de 12,5 mm.

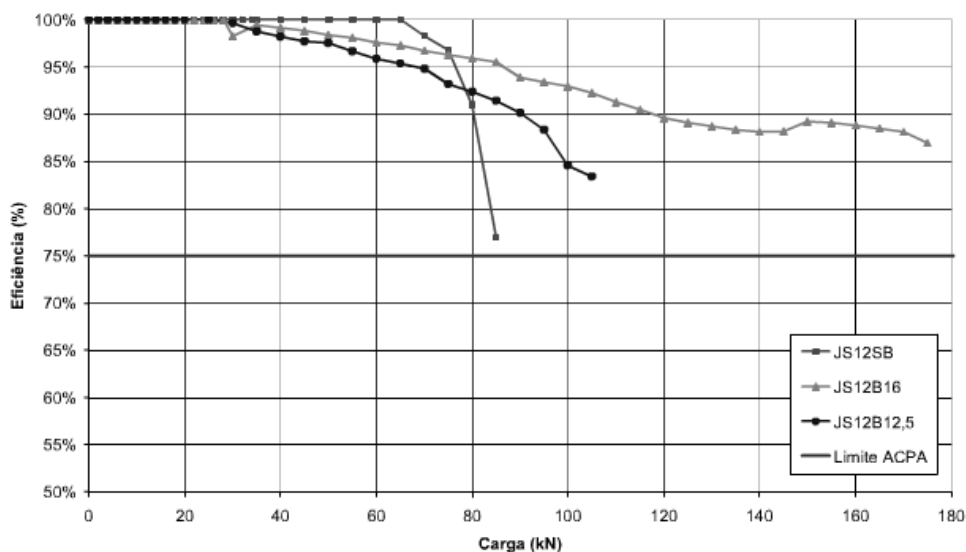


Figura 2.1 - Perda de transferência de carga durante ensaios com placas em laboratório (FLEURY; GUIMARÃES, 2006).

O estudo mais recente de juntas em pavimentos de concreto no Brasil foi realizado por Rodrigues *et al.* (2007). Os autores realizaram ensaios em laboratório para estudar o comportamento estrutural de juntas transversais, variando a seção da barra de transferência (circular de 12 mm de diâmetro ou quadrada de lado 10 mm), a espessura das placas de concreto (120 e 160 mm) e o tipo de carregamento, além de testarem um novo dispositivo de transferência que consistiu em placas de aço quadradas com arestas de 115 e 163 mm.

Como resultados, observaram que para placas de concreto mais delgadas (120 mm) as barras circulares tinham um desempenho melhor do que as barras quadradas. Já para placas de concreto com 160 mm ocorreu o contrário: as barras quadradas proporcionaram melhor desempenho. Também, observaram que o uso de BT em pavimentos de concreto tornam a transferência de carga significativamente maior do que no caso de ausência de dispositivo de transferência de carga.

Os pavimentos de concreto são geralmente concebidos de modo a garantir a continuidade nas juntas, isto é, dotando-as de mecanismos de transferência eficientes, permitindo que o dimensionamento seja feito considerando a carga atuando longe das bordas transversais. Os mecanismos mais comuns são as barras

de transferência empregadas tanto nas juntas transversais de contração, de construção e de expansão, raramente empregadas hoje em dia, exceto nos casos mencionados no Capítulo 1. Como em muitos pavimentos de concreto não ocorre obrigatoriamente fluxo direcional de veículos como nas rodovias (é o caso de pavimentos em aeroportos), as barras transferência de carga podem ser empregadas em juntas longitudinais também.

Segundo Khazanovich (2007), *“as juntas transversais são executadas para aliviar as tensões internas no concreto causadas por retração de secagem, temperatura e gradientes de umidade na massa fresca do concreto, bem como restrições de atrito entre o concreto e a camada de base subjacente. Essas tensões podem conduzir ao surgimento de fissuras não controladas nas placas... O desempenho de muitos pavimentos de concreto com juntas não foi, historicamente, interpretado por sua capacidade estrutural, mas preferencialmente pelo seu sistema de juntas... Valores medíocres de eficiência de transferência de carga, conduzem à ocorrência de fissuras longitudinais e de canto, além de expressivo escalonamento nas juntas. Esses defeitos podem levar à presença de irregularidade e pobres condições de rolamento”*.

Segundo Zollinger e Barenberg (1989) o escalonamento de juntas ocorre devido ao depósito de material erodido pela ação de água livre sob as placas nas proximidades das juntas, causando um alçamento de uma das placas<sup>1</sup>. Este processo, conjuntamente com a erosão, origina o bombeamento de finos, concomitantemente com o deslocamento diferencial das placas quando a carga deixa uma placa e aproxima-se de outra.

Existem vários fatores que afetam a qualidade na transferência de carga em juntas (ZOLLINGER e BARENBERG, 1989), tais como a abertura das juntas - ligada

---

<sup>1</sup> De acordo com José Tadeu Balbo, em janeiro de 2009 – Comunicação pessoal – não é necessário um alçamento para causar o escalonamento; o simples afundamento de uma das placas contíguas, na proximidade das juntas ou em sua área completa, causa este escalonamento. Outros fatores, como a pavimentação de placas sobre solos compressíveis, estão também associados ao surgimento deste tipo de defeito em juntas de pavimentos de concreto.

diretamente ao intertravamento de agregados -, o suporte oferecido pelas camadas inferiores e a presença de dispositivos de transferência de carga.

Quanto aos efeitos do módulo de reação do subleito nas placas de concreto, modelos analíticos como aquele de Westergaard (1926) e numéricos, como aquele de Balbo (1989), ambos empregando o conceito de fundação de Winkler, mostraram que o efeito de variações desse parâmetro nas tensões em placas de concreto é muito pequeno. Contudo, trabalhos como de Spangler (1942) mostram com clareza que há diferenças entre este conceito de reação do subleito quando uma carga é aplicada na borda ou no centro de uma placa. A aplicação de modernos programas de elementos finitos, por outro lado, requer o emprego de um elemento de equilíbrio do sistema, de reação da fundação a forças aplicadas, e o parâmetro mais comumente empregado é o valor do módulo de reação do subleito ( $k$ ).

## **2.2 Abertura de Juntas por Efeitos da Temperatura**

Os movimentos horizontais em placas de concreto simples ocorrem em função de variações da temperatura no concreto causando sua expansão. Esses movimentos resultam em abertura e fechamento das juntas durante a vida de serviço do pavimento. Quando ocorrem aberturas nas juntas transversais, as faces verticais da fissura se encontram mais afastadas entre si, o que resulta em menor transferência de carga por intertravamento de agregados; isto faz com que as tensões nas placas aumentem. Portanto, as respostas estruturais às cargas são diferentes em função da abertura existente nas juntas.

Em projetos de juntas em pavimentos de concreto simples, as mudanças de temperatura devem ser levadas em conta como se fossem cargas adicionais aos pavimentos; assim é necessária a previsão de movimentos horizontais nas placas de concreto que ocorrerão ao longo de sua utilização. Diversos autores, dentre os quais Bodocsi *et al.* (1993a), empregam a convencional equação [2.1] para determinação do alongamento ou encurtamento dos materiais em função da variação de temperatura a que são submetidos:

$$\delta_T = \alpha_c \times \Delta T \times L \quad [2.1]$$

sendo  $\delta_T$  o movimento horizontal induzido pela variação da temperatura no concreto,  $\alpha$  o coeficiente de expansão térmica do concreto variando de 6 a 14 x 10<sup>-5</sup>/°C (FURNAS, 2000),  $\Delta T$  a variação de temperatura sofrida e L o comprimento da placa (maior dimensão).

Para entender o efeito das diferentes características do pavimento de concreto em relação a abertura de juntas, doze seções-teste foram construídas em Chillicothe, Ohio, com vários comprimentos de placas, tipos de bases, tipos de barras de transferência de carga e modos de serragem das juntas. O pavimento possuía duas faixas de 3,6 m de largura e espessura de 230 mm da placa de CCP. Para as bases foram utilizados tanto materiais granulares quanto estabilizados com cimento.

As medidas de movimentos horizontais foram realizadas por meio de sensores LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) durante um período de dezesseis meses. Na tabela 2.1 são apresentados alguns dos resultados daquela pesquisa.

Tabela 2.1 Movimentos das juntas serradas transversais (BODOCSI *et al.*, 1993a).

Seção	Comprimento (m)	Tipo de base	Movimento medido (mm)		
			Máximo Fechamento	Máxima Abertura	Média ao longo do experimento
3	6,4	Estabilizada	2,26	1,98	0,37
4	12,2	Estabilizada	1,98	1,90	0,34
6	6,4	Granular	2,13	1,92	0,28
7	12,2	Granular	1,99	2,02	0,40
9	12,2	Granular	2,05	2,10	0,34
10	6,4	Granular	2,00	2,18	0,52

Neste estudo observou-se que o máximo movimento ocorreu nos meses em que a temperatura variou amplamente entre o dia e a noite. Também verificou que é a temperatura a meia altura da placa que melhor se relaciona com seu movimento horizontal e não temperaturas no topo ou no fundo das placas. Bodocsi *et al.* (1993) relacionaram a temperatura no concreto com os deslocamentos horizontais nas placas, conforme exemplo apresentado na Figura 2.2, na qual os movimentos



positivos são referentes ao fechamento das juntas e os movimentos negativos representam a abertura das juntas. Os resultados cobrem o período de 27 de setembro a 11 de outubro de 1990 (experimento em Chillicothe, Ohio).

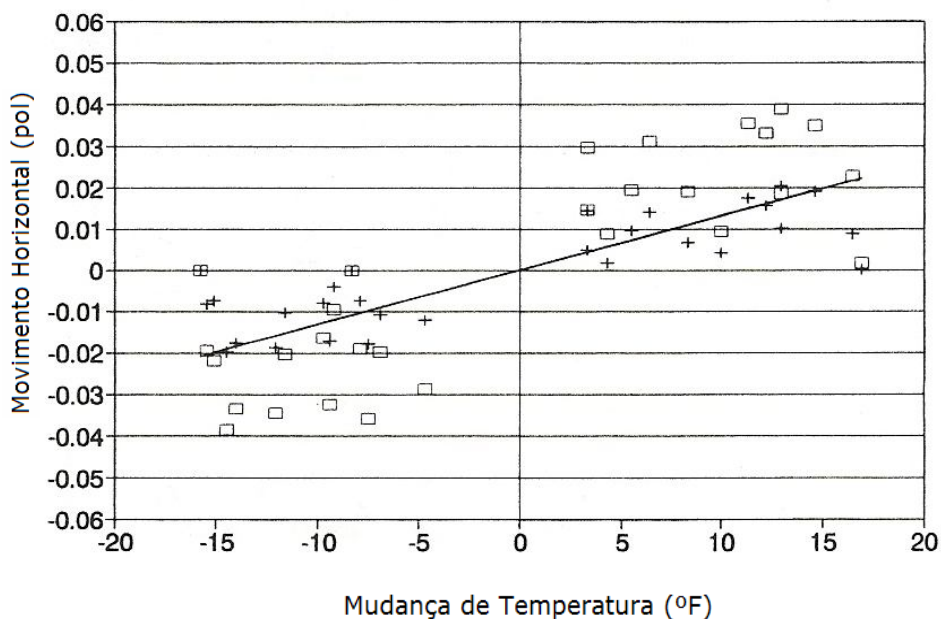


Figura 2.2 – Temperatura versus movimento das placas (adaptado de: BODOCSI *et al.*, 1993).

De acordo com a figura 2.2, obtida de uma correlação da equação 2.1, quanto maior a temperatura, menor a abertura da junta, e quando contrário, maior a abertura horizontal da junta. O estudo mostrou que o máximo movimento (abertura) ocorre em meses mais frios. Isto é um indicativo que o LTE em baixas temperaturas é menor devido à contração do concreto.

Neste estudo verificou-se que o tipo de base, fosse ela granular ou estabilizada com cimento, não afetou a abertura da junta. Isto é indicativo de que o emprego de bases como CCR (concreto compactado com rolo) ou BGTC (brita graduada tratada com cimento) não restringiria o movimento das placas de modo diferente de BGS (brita graduada simples) ou outras bases granulares. Valores apoiando essa conclusão foram apresentados na Tabela 2.1.

Bodocsi *et al.* (1993b) usaram no experimento dois tipos de barras de transferência de cargas em juntas transversais: convencionais de aço com sua metade engraxada

e barras de aço revestidas com plástico (para controle de corrosão), ambas circulares. O estudo mostrou que o uso dos dispositivos mencionados não afetou o movimento horizontal das placas, portando, não alterou o LTE.

Khazanovich e Gotlif (2003) estudaram dados a partir de inúmeras seções de rodovias dentro do programa do *National Highway Cooperative Pavement Research* (NHCP), incluindo medidas de aberturas de juntas em diferentes horas do dia e estações do ano. Na Figura 2.3 são apresentados resultados sobre abertura de juntas para várias estações climáticas, em uma mesma seção de controle. Para essas análises, sempre foi definida uma temperatura de referência pela manhã, sendo calculada pela média da temperatura entre o topo, o meio e o fundo da placa, em torno da qual a junta abre ou fecha, sendo tais valores medidos com instrumentação em pista. Observa-se que com o aumento da temperatura do concreto há fechamento das juntas; há tendência de juntas se abrirem e se fecharem de forma semelhante (valores absolutos) para as mesmas variações absolutas de temperatura. Os autores observaram que a abertura máxima, para todos os dados de medidas, não ultrapassou 2 mm consideradas todas as seções de rodovias.

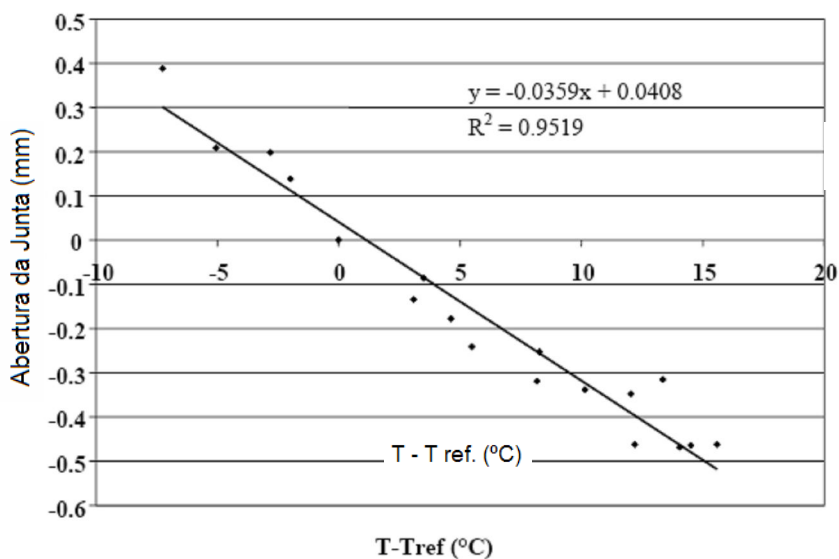


Figura 2.3 – Abertura da junta versus mudança de temperatura no pavimento de concreto (adaptado de: KHAZANOVICH; GOTLIF, 2003).

Analisando a Figura 2.4, não há diferenças significativas na abertura da junta entre placas de pavimentos de concreto simples com BT e pavimentos de concreto armado (este último possuindo malha de aço que reduziria a abertura da junta, melhorando a transferência de carga por ela). Nota-se apenas que as aberturas das juntas em placas sem BT são menores que em placas com BT.

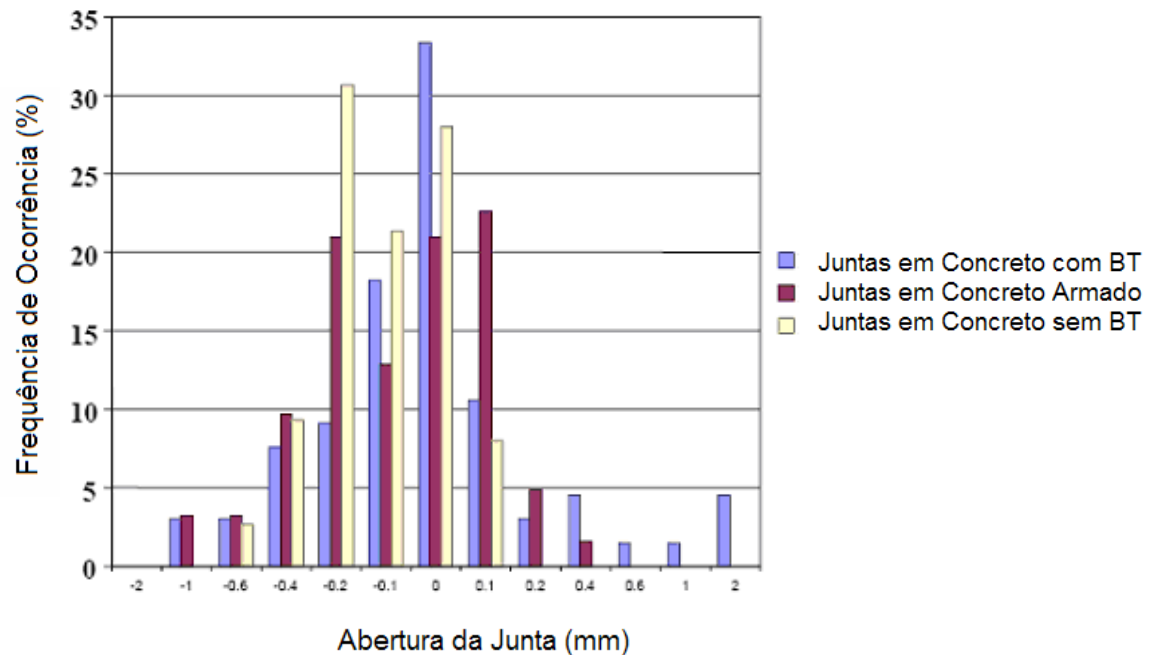


Figura 2.4 – Abertura da junta em diferentes tipos de pavimentos, em um mesmo dia (adaptado de: KHAZANOVICH; GOTLIF, 2003).

Khazanovich e Gotlif (2003) também correlacionaram o LTE com valores de abertura de juntas, conforme exemplo apresentado para uma seção particular de testes na Figura 2.5. Relatam os autores terem verificado, com surpresa, que apenas em duas seções houve boa correlação numérica entre os dois parâmetros; entretanto, esse não foi o padrão geral de resultados, sendo que na maioria dos casos não houve correlação significativa. Atribuíram a tais resultados as seguintes hipóteses: erro de ensaio com FWD ou com instrumentação (LVDT); empenamento da placa não determinado para o estudo, sugerindo maiores investigações. Contudo, segundo Zollinger e Barenberg (1989), a eficiência de transferência de carga é drasticamente reduzida com o aumento da abertura da junta. Por esta razão, a abertura da junta deve ser a menor possível.

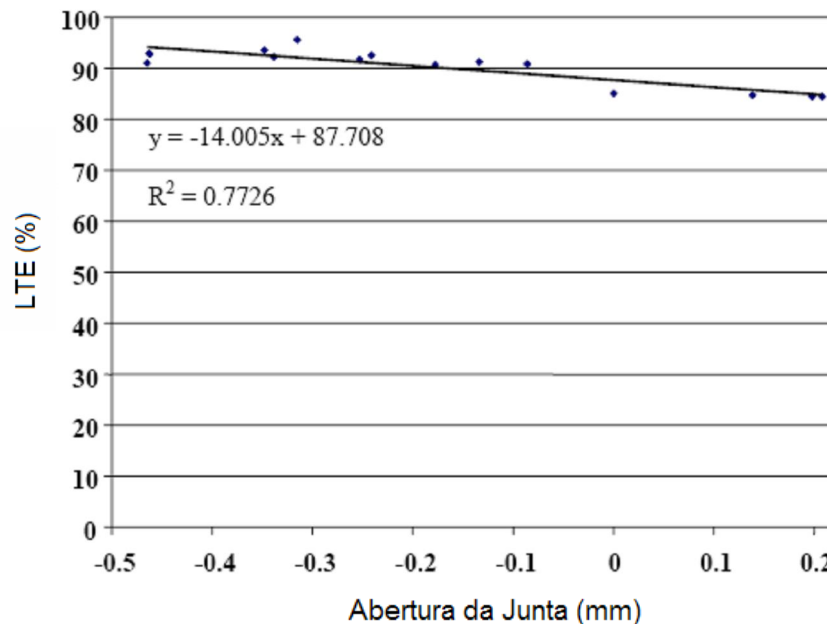


Figura 2.5 – LTE versus abertura da junta (Adaptado de: KHAZANOVICH; GOTLIF, 2003).

Para Vandebossche (2007), a LTE em juntas sem BT pode diminuir em mais 50% quando a abertura for maior que 0,9 mm. Edwards *et al.* (1989, *apud* VANDENBOSSCHE, 2007) realizou testes com FWD cujos resultados de LTE resultaram em 50% pela manhã e 90% à tarde. Greer (1990, *apud* VANDENBOSSCHE, 2007) também obteve resultados indicando mudança de 16 para 84% os valores de LTE em placas sem BT, conforme alterações de temperatura entre semanas de inverno e verão. As temperaturas variaram entre 3°C e 27°C. Essas alterações não foram significativas quando houve dispositivo de transferência de carga (BT) na junta da placa de concreto simples.

Nishizawa *et al.* (1989) desenvolveram um modelo relacional entre LTE e a abertura da junta ( $w$ ) para pavimentos com e sem BT, que são apresentados por meio da Figura 2.6. Observaram os autores que, no caso de presença de BT, novamente a abertura possui pouca interferência no valor de LTE quando comparada ao caso de pavimentos de concreto sem BT. Com BT o valor de LTE diminui em função da abertura da junta, tendendo à estabilização na casa de 80%. Ainda, na Figura 2.6 é apresentada uma regressão linear dos pontos fornecidos no trabalho de Nishizawa *et al.* (1989) quando se verifica que, para placas sem BT o valor de LTE cai

bruscamente na medida em que a junta se abre, tendendo a zero para uma abertura em torno de 4 mm.

Imaginando uma junta com 0 mm de abertura, LTE próximo de 100% é esperado segundo o modelo descrito. Se o valor se estabiliza em 80% para placas com BT, pode-se dizer que o intertravamento entre agregados seria responsável no máximo por 20% da transferência de carga. Isto nos permite concluir que a BT é um elemento de imensa importância na redução das deflexões nas juntas, e portanto, diminui as tensões nesses locais.

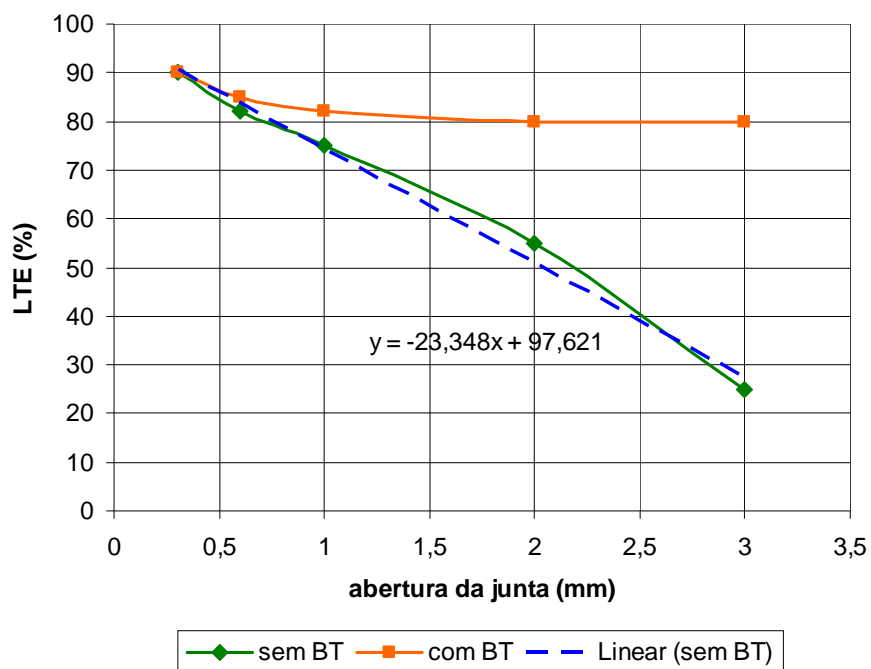


Figura 2.6 - Influência da abertura da junta no LTE (adaptado de: NISHIZAWA *et al.*, 1989).

Colley e Humphrey (1966), ambos da PCA, realizaram análises em campo e em laboratório por meio de pesquisas a fim de avaliar a eficiência e durabilidade da transferência de carga devido ao intertravamento de agregados. Nesta pesquisa foram consideradas a abertura da junta, a resistência da fundação, a grandeza da carga e a espessura da placa.

O equipamento utilizado possuía uma caixa contendo subleito compactado de argila siltosa, dois tipos de base - areia grossa e material tratado com cimento - com 150

mm de espessura e as placas de concreto de 1,22 m x 5,49 m, com espessuras 180 e 230 mm, tendo uma junta transversal no centro. Dois tipos de agregados foram empregados nos concretos: tipo seixo rolado com partículas quase completamente arredondadas e pedra britada com partículas angulares. Contava com um sistema para controlar a abertura da junta e um aparelho para aplicação de cargas repetidas.

Em relação à abertura das juntas, que pode variar de 0,5 a 2,0 mm, segundo os autores, os estudos apresentaram resultados para placas sobre base de pedregulho. Nestas placas, quanto maior a abertura da junta, menor sua eficiência de transferir carga. Já a durabilidade diminui com o aumento da abertura da junta. Notou-se também que para uma mesma durabilidade a abertura de junta é maior em placas mais espessas (230 mm) do que em placas delgadas (180 mm); no entanto há uma tendência em aumentar a diferença de aberturas quando o índice de durabilidade do pavimento diminui.

Foram realizados ensaios de campo e de laboratório e os resultados comparados. Os valores de eficiência de transferência de carga no laboratório eram consideravelmente inferiores aos de campo. Isto ocorre devido à influência de variações climáticas diárias das aberturas das juntas. O ganho em eficiência de transferência de carga acompanha o ciclo de abertura e fechamento das juntas de pavimentos de concreto em serviço.

Este processo de abertura e fechamento das juntas pode ser definido como movimento horizontal das placas de concreto simples, e por se conhecer este movimento horizontal das placas é que se opta pela selagem das juntas serradas.

A selagem de juntas é realizada para prevenir a infiltração de água da superfície pela junta até o solo e a entrada de materiais incompressíveis dentro dela. Do mesmo modo, reduz a umidade relacionada a distúrbios como bombeamento de finos, fissuras devido ao enfraquecimento do solo e rompimento do concreto em pedaços.

Lee e Stoffels (2001) realizaram um estudo com 16 seções-teste de pavimentos de concreto simples diferentes, distribuídas geograficamente nos EUA e Canadá e

monitoradas pelo programa LTPP (*Long Term Pavement Performance*) SMP, visualizando a relação entre o movimento da junta com a mudança de temperatura. Um exemplo desta relação é apresentado na Figura 2.7. Quando não há movimentação na junta em relação a temperatura (Figura 2.8), trata-se de junta congelada (do inglês, *joint freezing*).

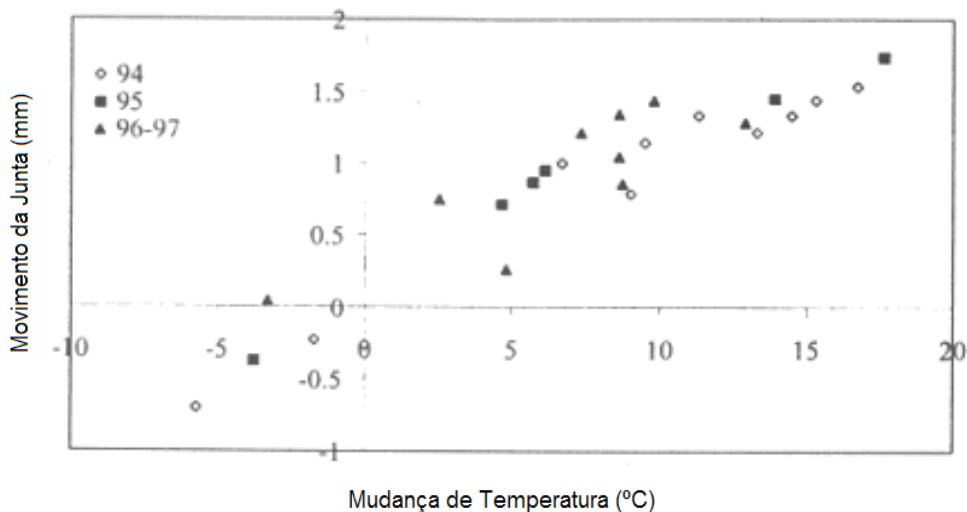


Figura 2.7 - Exemplo de movimento de junta (adaptado de: LEE; STOFFELS, 2001).

Segundo estes autores, não há variação significativa da abertura da junta ao longo da espessura do pavimento. Poblete *et al.* (1988) determinaram que a máxima diferença entre abertura da junta no topo da placa e no fundo, encontrada em um pavimento chileno, foi de 0,15 mm, em pavimentos sem BT. Pittman (1996) observou que a largura da abertura da junta na superfície era estatisticamente igual no fundo da fissura. Portanto, as medidas de abertura de junta obtidas na superfície da placa de concreto são representativas, não havendo alterações de largura ao longo da profundidade do pavimento.

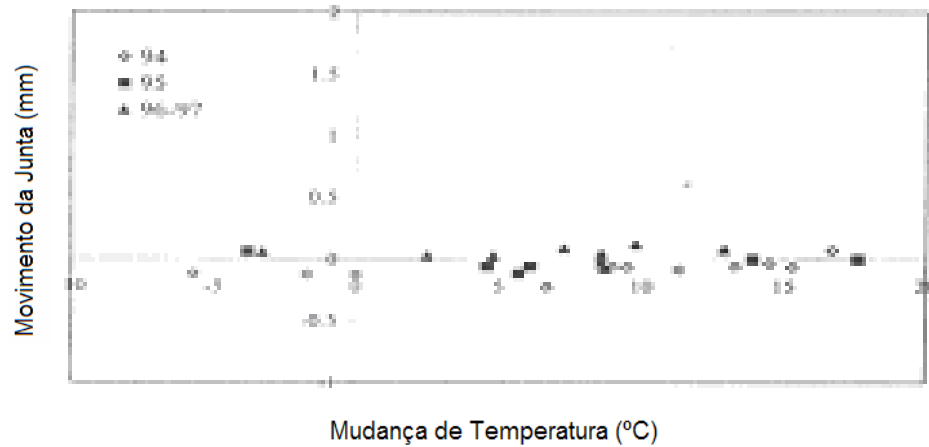


Figura 2.8 - Exemplo de congelamento de junta (adaptado de: LEE; STOFFELS, 2001).

### 2.3 Efeitos da Temperatura na Transferência de Carga

Segundo Huang (1993), durante o dia, quando a temperatura no topo da placa de concreto é maior que a temperatura no fundo, fenômeno conhecido por gradiente de temperatura positivo, seu topo tende a se expandir, enquanto o fundo tende a se contrair, ocasionando uma curvatura convexa. Já à noite, ocorre o contrário. Quando o topo da placa está mais frio que o fundo (gradiente de temperatura negativo), ele tende a se contrair e o fundo a se expandir, tornando a placa com curvatura côncava (Figura 2.9). Tal efeito é denominado empenamento térmico.

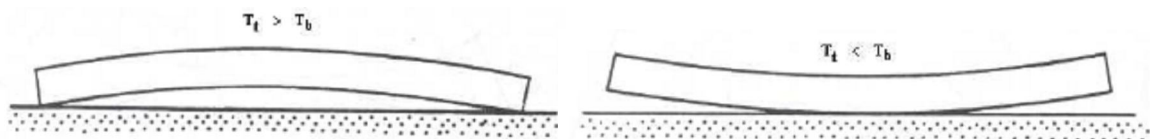


Figura 2.9 - Esquema do empenamento da placa durante o dia e à noite. (BUCH *et al.*, 2004).

O empenamento é restringido pela ação do peso próprio da placa, gerando tensões de compressão no topo e tração no fundo, no caso diurno, e tensões de tração no topo e de compressão no fundo da placa durante a noite. Segundo Huang (1993), os gradientes térmicos que ocorrem durante o dia são em geral o dobro daqueles que ocorrem durante a noite. Quando não há diferencial de temperatura, entre topo e



fundo, o peso próprio faz com que a placa fique em total contato com a base, sem qualquer empenamento. (Figura 2.10).

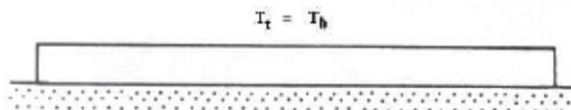


Figura 2.10 - Esquema da placa sem empenamento (BUCH *et al.*, 2004).

De acordo com Houben (1994), gradientes térmicos negativos ( $t_{\text{fundo}} > t_{\text{topo}}$ ) abaixo de  $-0,03^{\circ}\text{C}/\text{mm}$  ocasionam perda de suporte ao longo da borda da placa de concreto, enquanto que gradientes térmicos positivos acima de  $0,03^{\circ}\text{C}/\text{mm}$  ocasionam perda de suporte na área central da placa de concreto. Wu e Tia (1989) acreditavam que os danos causados pela carga de roda em uma placa de concreto não plenamente apoiada, devido a seu empenamento, podiam ser substancialmente maiores que aqueles causados quando a placa encontrava-se em contato pleno. O desprezo dos efeitos térmicos em um projeto pode resultar em um subdimensionamento do pavimento. Um exemplo de variação não linear de temperatura ao longo da profundidade da placa é apresentado na Figura 2.11.

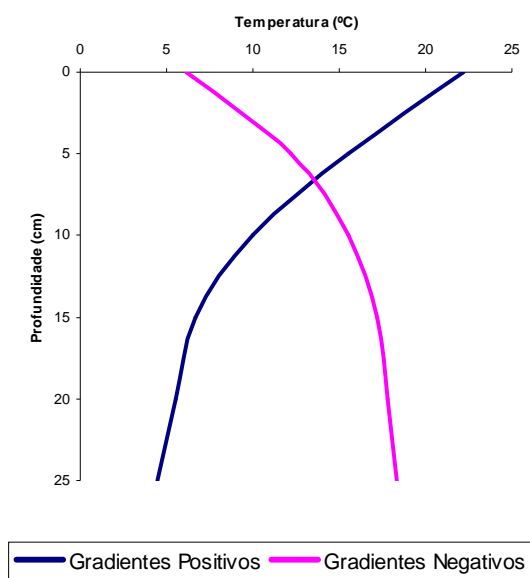


Figura 2.11 - Distribuição de temperatura no pavimento (adaptado de: BUCH *et al.*, 2004).

Balbo e Severi (2002) apresentaram relações empíricas para o cálculo do diferencial térmico máximo positivo ( $DT+$ , em °C) em placas de concreto com base na temperatura máxima de topo ( $T_{T,Max}$  em °C), a espessura da placa ( $h$ , em mm) e a presença ou não de umidade no fundo da placa ( $H_f$ , com valor 0 para ausência de umidade de fundo e valor 1 caso contrário), conforme as equações [2.2] e [2.3] que se seguem, respectivamente, para períodos de primavera/verão e outono/inverno, no clima tropical úmido:

$$DT+ = -18,83 + 0,542.T_{T,máx} + 0,037.h + 4,165.H_f \quad [2.2]$$

$$DT+ = -6,543 + 0,509.T_{T,máx} + 0,0013.h \quad [2.3]$$

De acordo com estes modelos, os autores chegaram a conclusões de que a espessura da placa é um parâmetro mais relevante para a determinação do diferencial térmico em períodos mais quentes (primavera/verão) se comparados a períodos mais amenos (outono/inverno). Também pode ser inferido que a presença de umidade no fundo da placa é importante em estações úmidas. Com base na medida da temperatura de topo e conhecendo-se a espessura da placa de concreto, é possível determinar o valor do diferencial térmico máximo presente. Conhecido o diferencial térmico na placa determina-se a temperatura de fundo e, sucessivamente, a temperatura média na seção transversal. A zona constante em temperatura na seção transversal causa a contração ou a expansão da placa de concreto; os demais componentes causam o empenamento.

Jeong *et al.* (2006) observaram que o empenamento da placa de concreto simples afetava a transferência de carga em placas com BT. A curvatura da superfície da placa causada por gradientes térmicos negativos resultaria em valores de LTE mais elevados.

Vandenbossche (2007) afirma que efeitos de mudanças uniformes de temperatura na placa de concreto simples ocorrem em decorrência de oscilações diárias e sazonais de temperatura. O aumento uniforme de temperatura em toda a placa faz com que ela sofra expansão, diminuindo assim a abertura das fissuras e juntas. Este

processo resulta em um aumento tanto na rigidez da junta transversal sem BT quanto na transferência de carga pela junta. Aumentando a transferência de carga na junta, há diminuição nas deflexões na placa carregada e respectivo aumento nas deflexões que ocorrem na placa descarregada sucessiva. Já com a redução da temperatura, ocorre o contrário: com a contração da placa torna-se maior a abertura entre as juntas e fissuras. Com isso, há uma perda significativa de transferência de carga através dessas juntas, ainda mais se essa junta não tiver BT.

Westergaard em 1926 desenvolveu uma solução para o empenamento nas juntas das placas de concreto em pavimentos de CCP, e mais tarde, Bradbury (1938) ampliou seus estudos. Segundo estes autores, a natureza do empenamento de placas de concreto simples é governada pelo comprimento da placa e pela rigidez relativa do subleito ( $\ell$ ) dada pela equação [2.4].

$$\ell = \sqrt{\frac{E \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2) \times k}} \quad [2.4]$$

na qual E é o módulo de elasticidade do concreto, h a espessura da placa,  $\nu$  o coeficiente de Poisson do concreto e k o módulo de reação do subleito.

Ainda Bradbury (1938) e Darter (1977), dentre muitos autores, verificaram que com o aumento da abertura da junta da placa de concreto havia um acréscimo nas tensões máximas da placa.

Há que se considerar que, quando o concreto é lançado e curado, suas propriedades ficam afetadas por essa temperatura de cura média inicial, quando ocorre seu enrijecimento. Durante a vida de serviço da estrutura de pavimento, essas placas irão expandir ou contrair em função de condições climáticas e da própria resistência ao movimento horizontal imposta pela ação de seu peso próprio sobre a superfície da base. No clima temperado, é possível que tal aspecto tenha uma influência apreciável e negativa, no comportamento de placas sem BT, uma vez que, por contração térmica, a abertura das juntas aumentaria, diminuindo bastante o intertravamento dos agregados, e, portanto, impondo até uma possível condição de não transferência de cargas entre placas sucessivas. A temperatura de referência

dos pavimentos de concreto, para a qual não estão nem contraídos nem expandidos, é um fator limitante para a determinação de aberturas nas juntas e, portanto, para a determinação teórica da transferência de carga.

## **2.4 Formulações de Esforços na Transferência de Carga**

Quando uma placa de concreto simples é submetida a uma carga de roda, isto ocasiona o desenvolvimento de tensões e a distribuição destas tensões sobre o subleito. No entanto, a resposta desta placa de concreto a esta carga é controlada pela rigidez da junta transversal ou da borda longitudinal.

A carga de roda posicionada na borda longitudinal da placa pode aumentar expressivamente a tensão na placa de concreto comparada com a mesma carga posicionada no interior (meio) da placa (BALBO, 1999). Por sua natureza, as juntas já enfraquecem todo o sistema de apoio do pavimento. Qualquer tipo de fissura na placa ou junta não selada permite eventualmente que a água se infiltre nas camadas inferiores. Este fato pode facilitar a ocorrência de erosão na base, com uma consequente perda de apoio para a placa de concreto. O material de base ou subleito é deslocado por força da erosão, ocasionando vazios sob a placa, descalçando-a, aumentando as tensões no concreto, o que leva à fissuração do material.

Segundo Buch (1989) a transferência de carga que ocorre através das juntas nas placas de pavimentos de concreto reduz o movimento vertical independente de placas contíguas, evitando patologias tais como os escalonamentos, esborcinamentos e bombeamento de finos nas juntas e fissuras adicionais.

A necessidade dos mecanismos de transferência de carga fica evidente diante das tensões que ocorrem devido à posição da carga em relação às juntas (Figura 2.12). A carga no interior da placa na posição 1 é aquela que resulta na menor solicitação do concreto, enquanto que a carga localizada na borda longitudinal livre (posição 4) é a que resulta em maior solicitação na placa de concreto, quando as placas possuem barras de transferência de cargas como mecanismo de transferência.

Quando não há dispositivos do tipo BT na junta transversal, que trabalharia exclusivamente por intertravamento de agregados, a posição de carga mais crítica torna-se aquela indicada pela posição 2 (BALBO, 1989).

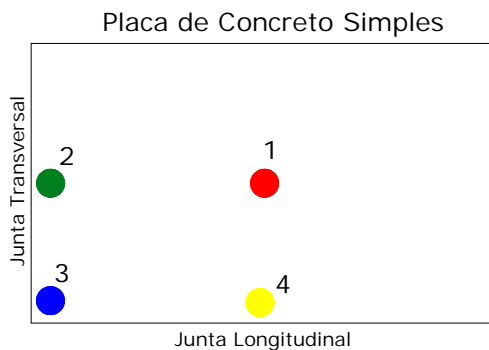


Figura 2.12 - Posição do carregamento na placa de CCP (vista de topo).

Para efeitos comparativos, em placas com dispositivo de transferência de carga em juntas, pode-se dizer que se o momento fletor gerado pela carga na posição 2 for igual ao relativo à posição 1, essa mesma carga produzirá na posição 1 um momento igual a 0,7, e na posição 4, um momento igual a 1,4 (RODRIGUES *et al*, 2006). Mais especificamente para placas sem BT, Balbo (1989) encontrou, por simulação numérica de diversas condições de carregamento, tensões de tração na flexão 35% superiores para cargas sobre juntas transversais em relação ao centro. Portanto, caso não sejam previstos mecanismos de transferência de carga nas juntas, de forma a garantir a resposta conjunta de placas sucessivas, o dimensionamento deveria ser efetuado pela posição de carga mais desfavorável, que nesse caso seria a posição 2.

Tanto que tais fatos são explicitamente considerados nos métodos da *Portland Cement Association* (PCA) para dimensionamento de pavimentos de concreto simples, nas versões PCA (1966) e PCA (1984). O primeiro método não considera a existência de BT nas placas de concreto e nem acostamento, e a carga crítica encontra-se na borda transversal; portanto a tensão crítica de projeto é avaliada próxima a esta junta, empregando-se modelos originalmente desenvolvidos por Westergaard. No segundo (PCA, 1984), cujo cálculo de tensões é baseado em modelos desenvolvidos com base no método dos elementos finitos (utilizando o

programa J-Slab), as placas possuem BT e a tensão crítica é calculada nas proximidades do centro da borda longitudinal; quando esta borda é livre, as tensões são maiores que para o caso de borda atrelada ao acostamento de concreto, quando há transferência de carga nessa posição por intertravamento de agregados no mínimo<sup>2</sup>.

Fleury e Guimarães (2006) verificaram, embora com testes estáticos de capacidade de carga em juntas (em laboratório), que a presença de elementos de transferência de cargas tem como consequência a possibilidade do aumento da capacidade de carga para uma mesma espessura de placa; o que é de se considerar em projetos de pavimentos onde efeitos de repetições de cargas geradas por tráfego misto rodoviário não seja o fator mais limitante, como seriam os casos de pátios de estacionamento de aeronaves e de contêineres, para exemplificar.

Existem outros mecanismos de transferência de cargas em juntas de pavimentos de concreto simples que podem ser considerados, como o próprio intertravamento dos agregados, entretanto sua eficiência depende de uma abertura máxima de juntas inferior a 1 mm (ACI, 1996), limitando o comprimento da placa em poucos metros. Como se sabe, quanto menor a abertura de uma junta de retração (ou contração) garantir-se-ia maior intertravamento dos agregados pela maior proximidade entre as faces verticais fissuradas do local.

Segundo Khazanovich e Gotlif (2003) o modelo mais largamente utilizado para a determinação da eficiência de transferência de carga em juntas (LTE) é aquele dado pela equação 1.1 apresentada no Capítulo 1 e rerepresentada a seguir:

$$LTE = \frac{\delta_2}{\delta_1} \times 100[\%] \quad [2.5]$$

É possível também calcular o LTE em função das tensões de tração na flexão simétricas à uma junta (pela relação entre a tensão no lado descarregado pela tensão no lado carregado), empregando-se a equação [2.6]:

---

<sup>2</sup> Comunicação pessoal do professor José Tadeu Balbo em julho 2007.

$$LTE_{\sigma} = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \times 100[\%] \quad [2.6]$$

A grande dificuldade de empregar a equação 2.6 é obter tais tensões em campo, o que é feito por meio de instrumentação, determinando-se deformações, que custa caro e requer muito trabalho de coleta e interpretação dos resultados.

#### **2.4.1 Tipos de Barras de Transferência e sua Disposição em Juntas**

A transferência de carga, como foi dito anteriormente, é a capacidade da junta de um pavimento de concreto transferir carga de uma placa a outra adjacente, o que pode ser realizado ou por intertravamento de agregados ou por mecanismos de transferir cargas, como as barras de transferência, ou por ambos.

Para fornecer uma elevada e estável LTE, barras de transferência de carga devem estar presentes nas juntas transversais ao longo do pavimento de concreto simples. Quando as BT são utilizadas em pavimentos de concreto, as cargas próximas às juntas são distribuídas entre as duas placas adjacentes, reduzindo deflexões e tensões nessas áreas.

Como resultado, os pavimentos com barras de transferência nas juntas das placas desenvolvem pouco ou nenhum escalonamento, tornando a qualidade de rolamento consideravelmente melhor ao longo dos anos. Assim, o uso de barras de transferência de carga tornou-se essencial em projetos de pavimentos de concreto simples. Entretanto, as BT sofrem corrosão ao longo dos anos devido à umidade e ao emprego de sais de degelo para remoção de neve na superfície, no caso de países com clima temperado.

Existem vários formatos e tipos de barras metálicas de transferência de carga utilizadas em juntas de pavimentos de concreto simples. As barras de seção retangular são pouco empregadas no Brasil, embora tenham larga utilização nos exterior. Outro tipo de dispositivo de transferência de carga são as placas em

formato de diamante usadas juntamente com barras de seção retangular. Geralmente são empregadas em juntas de construção para restringir e transferir esforços, permitindo a movimentação da placa de concreto tanto vertical quanto horizontal. Segundo Walker e Holland (1998), a capacidade de acomodação horizontal é essencial em pavimentos com juntas nas duas direções como em aeroportos, em que as juntas se encontram. Em concreto protendido, no qual o espaçamento entre as juntas é maior, esse tipo de mecanismo de transferência de carga se torna mais eficiente.

Walker e Holland (1998) fizeram uma comparação analítica entre barras de transferência de carga circular e placas formato diamante, utilizando o MEF e cálculos comparativos. As únicas vantagens que os autores encontraram para a substituição de barras circulares por placas tipo diamante, sem perda de desempenho e eficiência de transferir carga de uma placa a outra, para espaçamentos de juntas de 300 mm, foram que: ao utilizar placas tipo diamante para transferir carga em juntas (Figura 2.13), materiais compressíveis são facilmente aderidos ao lado destas placas de transferência, acomodando melhor os deslocamentos horizontais paralelos na junta, minimizando o tamanho e a quantidade de juntas de retração; e essas placas de transferência possuem maior custo/benefício que as barras metálicas.

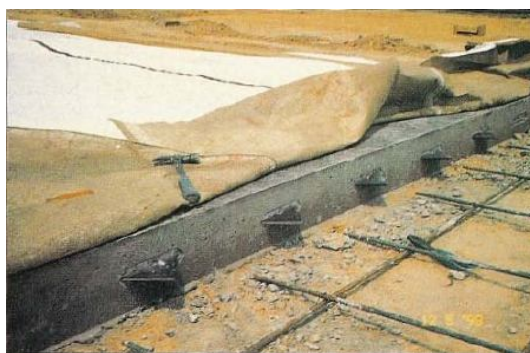


Figura 2.13 - BT em formato diamante. (WALKER; HOLLAND, 1998)

Eddie *et al* (2001) realizaram um trabalho substituindo barras de aço para transferência de carga por barras de polímero de resina de fibra de vidro, denominado GFRP (do inglês, *Glass Fiber-Reinforced Polymer*). Este estudo teve início quando as barras metálicas começaram a apresentar corrosão, e com isto, o



pavimento de concreto poderia se expandir e se danificar. O objetivo dos autores era avaliar o desempenho das juntas através da eficiência de transferência de carga (LTE).

Nesse trabalho foram moldados em laboratório doze placas de concreto simples para comparar o desempenho dos dois tipos de dispositivo de transferência de carga. As placas possuíam dimensões 2440 x 610 mm e 254 mm de espessura. As barras foram locadas a 150 mm das bordas e 300 mm entre elas. Este experimento consistiu em três fases: na primeira, foram realizados ensaios com carga estática, utilizando a base de matriz de molas metálicas; a segunda fase foi caracterizada por ensaios de carga também estática, com as placas apoiadas em base granular; e na terceira fase as placas eram apoiadas em base granular, mas a carga era dinâmica.

A eficiência de transferência de carga nas juntas das placas ensaiadas na primeira fase, onde o carregamento foi de 100 kN, variou entre 86 e 100%, tendo as barras de GFRP apresentando melhor desempenho. Já nas placas ensaiadas na segunda fase, onde estão apoiadas em base granular, até uma carga de 300 kN, a LTE se manteve entre 90 e 97%. Os resultados mostraram que nesta fase também as barras de GFRP apresentaram melhor desempenho (Eddie *et al*, 2001).

Já na terceira fase, cujo ensaio compreendia carregamento dinâmico, foram aplicadas cargas com uma frequência de 6 Hz, variando a intensidade da carga de 20 a 130 kN, simulando desta forma a aproximação do veículo e sua passagem do mesmo sobre a junta. Em relação à eficiência de transferência de carga, as placas com BT metálicas obtiveram valores de 94 a 97% de LTE, enquanto que as placas com barras tipo GFRP apresentaram valores de 80 a 90% de LTE em um milhão de ciclos.

Comparando-se os ensaios de Eddie *et al* (2001), tanto os de carga estática quanto o de cargas cíclicas, pode-se dizer que há a possibilidade de se substituir as barras metálicas por barras de polímero, porém o baixo módulo de elasticidade destas últimas apresenta um limitador para o seu uso, ou seja, a tensão de suporte entre a barra e o concreto pode ser reduzida, diminuindo a transferência de carga na junta.

Malisch (2000) comenta que as barras circulares, por não suportarem bem as movimentações horizontais, podem causar fissuras nas placas de concreto simples devido ao empenamento restringido, e que as barras de seção retangular suportam com maior facilidade tais movimentos.

O modo como devem ser inseridas as BT é apresentado na figura 2.14. O equipamento de pavimentação em concreto pode também ter a função de inserir as barras durante a concretagem. (Figura 2.15)



Figura 2.14 – Colocação de barras circulares metálicas (SNYDER, 2007).



Figura 2.15 – Pavimentadora inserindo barras de transferência de carga na execução do pavimento de concreto. (SNYDER, 2007)

### 2.4.2 Esforços nas Barras de Transferência

As barras de transferência de carga circulares têm seu desempenho condicionado por dois parâmetros principais: o espaçamento e o diâmetro das barras. Secundariamente, é função também da abertura da junta (YODER e WITCZAK, 1975). Na prática é comum, para a locação de BT, o emprego do espaçamento fixo (geralmente 300 mm) e diâmetro de acordo com a espessura do pavimento, conforme indicados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 Dimensões típicas das barras de transferência de carga (adaptado de: RODRIGUES e CASSARO, 1998).

<i>Espessura da Placa (mm)</i>	<i>Diâmetro da Barra (mm)</i>	<i>Comprimento da Barra (mm)</i>	<i>Espaçamento (mm)</i>
125	16	400	300
150	20	400	300
200	25	460	300
> 200	32	460	300

Friberg (1938) apresentou soluções analíticas para o dimensionamento de barras de transferência de carga em juntas de pavimentos de concreto simples. Para finalidades práticas, a influência da carga se dá até uma distância igual a 1,8 vezes o raio de rigidez relativo da placa de concreto, dado pela equação 2.4, apresentada anteriormente neste capítulo.

Na Figura 2.16 são representados os esforços aplicados nas barras, na forma de diagrama de distribuição de forças, quando a carga está posicionada próxima à junta com barras de transferência. Considerando uma junta com 100% de eficiência de transferência de carga, o esforço atuante ( $P_a$ ) na barra mais solicitada, situada imediatamente abaixo da carga ( $P$ , em kgf), é dado pela equação 2.7, e quando a barra se situa próxima a uma borda livre, o esforço atuante nesta barra corresponde à equação 2.8.

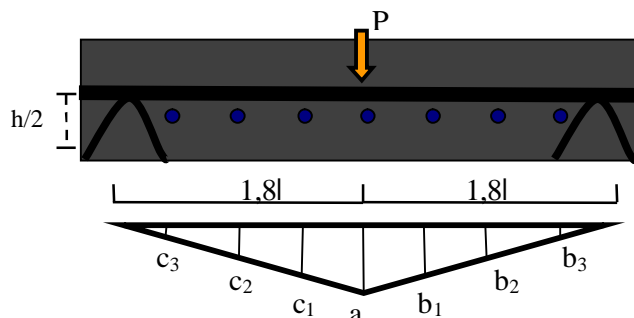


Figura 2.16 - Distribuição dos esforços nas BT em junta transversal.

Nessas equações tem-se  $a$  igual a 1 e  $b_1 = c_1$ ,  $b_2 = c_2$ , ...  $b_n = c_n$ , tendo  $b_n = 1 - \left( \frac{n \cdot x}{1,8\ell} \right)$ , e  $x$  é o espaçamento entre as barras e  $\ell$  é o raio de rigidez relativa (equação [2.4]).

$$P_a = \frac{0,5 \times P}{[1 + 2 \times (b_1 + b_2 + \dots + b_n)]} \quad [2.7]$$

$$P_a = \frac{0,5 \times P}{[1 + (b_1 + b_2 + \dots + b_n)]} \quad [2.8]$$

Sendo assim, a análise das duas expressões permite perceber que a barra mais solicitada estará sempre próxima a uma borda livre. Um modelo proposto por Friberg (1938) admite que a placa de concreto seja absolutamente rígida e, portanto, o subleito acaba não recebendo esforços, o que, na realidade, não ocorre; logo, os esforços nas barras avaliadas acabam sendo maiores do que os calculado.

A rigidez relativa desta barra engastada no concreto é dada pela equação [2.9], em que o  $k$  é o módulo de reação do subleito,  $b$  é o diâmetro da barra de transferência de carga circular,  $E$  é o módulo de elasticidade do material que constitui a BT e  $I$  o momento de inércia da seção transversal da barra.

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times E \times I}} \quad [2.9]$$

Então, para avaliar a influência do raio de rigidez relativa na força aplicada nas barras de transferência, pode-se comparar, por exemplo, uma carga  $P$  aplicada em uma junta, exatamente no alinhamento de uma BT. A tendência natural é que essa força se distribua com maior intensidade na barra em seu alinhamento, enquanto as barras adjacentes recebem menores esforços, proporcionais à distância em que se encontram do centro de aplicação de cargas (OLIVEIRA, 2000).

### 2.4.3 Transferência de Carga por Intertravamento de Agregados

Segundo Khazanovich e Gotlif (2003) a transferência de cargas se dá por meio de barras de transferência, do intertravamento de agregados, pela base e pelo subleito. Pereira *et al.* (2006) mostraram inclusive grande capacidade de transferência de carga de bases asfálticas para *whitetoppings*. O intertravamento de agregados ocorre nas faces fissuradas abaixo da junta serrada (de contração), sendo que, como visto anteriormente, a abertura dessa fissura afeta de forma significativa a transferência de cargas.

Bian *et al* (2007) afirmam que, durante os primeiros anos da vida útil do pavimento de concreto simples e sob uma temperatura alta, o intertravamento de agregados proporciona alta transferência de carga; porém tal transferência pode variar durante todo o ano, devido a mudanças climáticas. Quando a temperatura é baixa, a abertura da junta aumenta e o contato entre as faces abaixo da fissura se distancia, tendo um reduzido intertravamento de agregados. Repetições de carga de roda podem desgastar as faces das juntas, diminuindo assim o intertravamento de agregados ao longo dos anos de uso dos pavimentos.

Como foi dito anteriormente, as juntas transversais são executadas para orientar as fissuras de retração por secagem nos pavimentos de concreto. Este espaçamento pode ser determinado pela presença ou não de armadura, pela temperatura do concreto e pelas propriedades dos agregados (interfere no coeficiente de expansão térmica do concreto), além de considerados os principais aspectos de projeto que são as magnitudes das cargas e o empenamento térmico combinados.

Buch (1989) estudou o mecanismo de transferência de carga por meio do intertravamento de agregados nas faces fissuradas por retração induzidas por serragem nas juntas. A textura dessas faces bem como seu afastamento interferem diretamente nessa transferência de carga nas juntas das placas de concreto simples. No trabalho é proposto modelo numérico, apresentado na sequência, relacionando o valor de LTE (em %) e parâmetros ligados à natureza estrutural do sistema de pavimento de concreto, que são seu raio de rigidez relativa do sistema placa e subleito ( $\ell$ ) e o módulo de reação do subleito ( $k$ ), além de um parâmetro que caracteriza o módulo em cisalhamento entre as faces homólogas verticais na junta serrada na placa de concreto; esse último parâmetro é denominado por AGG (*Aggregate Interlock*), tendo sido tal modelo gerado pelo método dos elementos finitos (programa ILLISLAB) calibrado com resultados de experimentos em laboratório, de acordo com a equação [2.10].

$$LTE = \frac{1}{0,011 + 0,0733 \times e^{\left(-0,862 \times \frac{AGG}{k \times \ell}\right)}} \quad [2.10]$$

Observa-se, assim, que a espessura da placa e a rigidez do sistema de apoio interferem diretamente na transferência de carga. Entretanto, para Buch (1989) a ausência de BT torna ineficiente este mecanismo de transferência de carga.

Segundo Colley e Humphrey (1966), em seus ensaios, o único mecanismo de transferência de carga neste experimento seria por intertravamento de agregados. As aberturas das juntas foram medidas através de pinos de referência e extensômetro tipo *Whittemore*. As deflexões foram medidas com deflectômetros de precisão de 0,025 mm para cargas estáticas e com extensômetros elétricos para as cargas dinâmicas.

Outro fator estudado por Colley e Humphrey (1966) foi a influência da forma do agregado sobre a eficiência de transferência de carga nas juntas das placas de concreto. Os agregados graúdos utilizados foram: seixo rolado com valor de abrasão Los Angeles de 28; e pedra britada com resistência ao desgaste Los Angeles de 24.

Verificou-se que a eficiência da junta aumentou com o aumento da angulosidade do agregado graúdo.

Com esse trabalho, os autores concluíram que o intertravamento de agregados pode ser um mecanismo eficiente de transferência de carga, e o comportamento da junta é influenciado por sua abertura, resistência da fundação, intensidade da carga, espessura da placa de concreto e forma do agregado. Cada uma destas variáveis, juntamente com o ambiente, deve ser considerada no projeto.

#### **2.4.4 Modelos Mecanicistas de LTE com Intertravamento de Agregados**

Um modelo para o mecanismo de transferência de carga era um problema sério. Vários autores estudaram e desenvolveram modelos de elementos finitos a fim de entenderem melhor o processo de transferência de carga nas juntas. Algumas hipóteses foram obtidas destes estudos, como:

- Antes do carregamento, as placas de concreto são planas e em pleno contato com a base (subleito);
- As juntas de pavimentos de concreto se propagam pela camada de base, e não ocorre transferência de carga pela base;
- O subleito segue o modelo de Winkler, que propunha que não há transmissão de esforços para o subleito, ou seja, não há transferência de carga pelo subleito;
- As juntas de pavimento de concreto simples possuem LTE uniforme ao longo de sua espessura. A transferência de carga completa em juntas sem BT ocorre por meio de intertravamento de agregados, ao passo que em juntas com BT, a transferência se dá pelas barras de transferência.

A relação desenvolvida por Ioannides e Korovesis (1990, 1992) formam uma base para a retroanálise da rigidez de juntas por intertravamento de agregados em placas sem BT ou da rigidez da barra em juntas com BT, onde o LTE é conhecido.

Crovetti (1994) propôs uma relação entre LTE e AGG, conforme é apresentado na equação [2.11]:

$$LTE = \frac{100\%}{1 + 1,2 \times \left( \frac{AGG_{TOT}}{k \times \ell} \right)^{-0,849}} \quad [2.11]$$

O modelo de Zollinger *et al* (1999) baseado nesta relação é conforme a equação [2.12]:

$$LTE = \frac{100\%}{1 + 10 \left[ \frac{0,214 + 0,183 \times \frac{a}{\ell} - \log \left( \frac{AGG_{TOT}}{k \times \ell} \right)}{1,18} \right]} \quad [2.12]$$

Considerando espessura da placa de concreto (h) igual a 200 mm, um módulo de elasticidade (E) de 30.000 N/mm<sup>2</sup>, um módulo de reação do subleito (k) 0,05 MPa/mm,  $\mu = 0,15$  e o raio do prato de aplicação de carga de 150 mm, e os modelos de Crovetti, Zollinger, Ioannides e Buch (equação 2.10) resultaram em um gráfico apresentado na Figura 2.17.

Com os valores e equações desses autores, observou-se que quanto menor o valor do módulo de reação do subleito, maior a taxa de variação da eficiência de transferência de carga em função do cisalhamento no intertravamento de agregados.



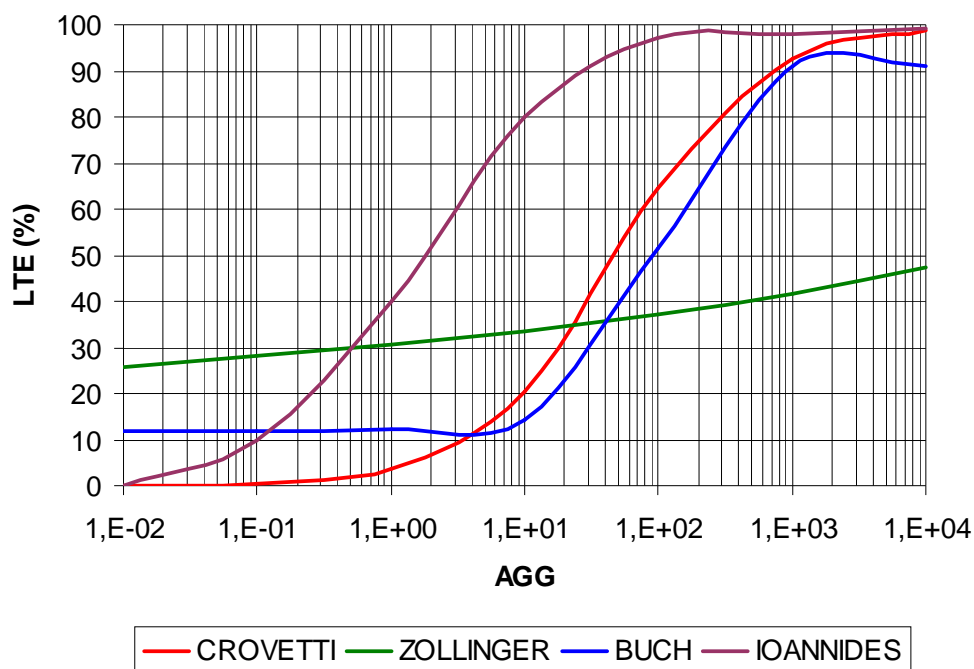


Figura 2.17 – Modelos mecanicistas de LTE versus AGG.

## 2.5 Medidas de Transferência de Cargas em Juntas

Algumas medidas de transferência de carga em juntas de pavimentos de concreto simples são apresentadas neste item, a fim de se comparar resultados práticos de testes de aplicações de carga, tanto em campo quanto em laboratório.

Para uma investigação da influência da resistência do solo de fundação na eficiência e durabilidade de transferência de carga, Colley e Humphrey (1966) utilizaram três tipos de subleito em seu estudo: argila, pedregulho e uma sub-base tratada com cimento. Com uma abertura de 0,89 mm e sobre subleito de argila, comparando-se duas placas de espessuras diferentes (180 e 280 mm), a eficiência de transferência de carga foi de 5% para a mais delgada e 29% para a placa mais espessa. É evidente que a rigidez da placa mais espessa contribuiu para a resistência do pavimento sobre esse tipo de subleito. Sobre uma base granular, a eficiência saltou para 9% e 50%, respectivamente. E aumentou ainda mais sobre base tratada com cimento. E quanto maior a abertura das juntas, menor a eficiência de transferir carga.

Quanto à grandeza da carga, os ensaios realizados com cargas repetidas de 20, 30 e 40 kN após 500.000 repetições de carga, determinaram eficiência de 96, 68 e 39%, respectivamente. Depois de 1.000.000 de ciclos, estes valores passaram a ser 98, 65 e 9%. Estes dados indicam que a eficiência decresce quando a grandeza da carga aumenta. Na placa ensaiada com carga de 20 kN foram adicionadas 1.000.000 de aplicações; não se verificou nenhuma variação de eficiência (COLLEY; HUMPHREY, 1966).

Vandenbossche (2007) estudou o desempenho da junta utilizando a divisão da deflexão obtida sob a carga aplicada a 152 mm de distância da junta ( $\delta_1$ ) pela deflexão medida a 152 mm de distância da mesma junta, porém no lado descarregado da placa ( $\delta_2$ ), conforme já foi apresentado na equação 2.4. A eficiência de transferência de carga pode ser corrigida para a curvatura da placa usando deflexões coletadas na placa do meio de um conjunto de placas sucessivas. Sendo assim, o LTE é multiplicado pela deflexão medida sob a placa do meio ( $\delta_M$ ) dividido pela deflexão 305 mm para o centro da carga aplicada ( $\delta_{M12}$ ), conforme equações 2.13 e 2.14. O fator de correção (A) explica o fato de que as deflexões estão sendo medidas 152 mm distantes da junta e não diretamente na junta. Khazanovich e Gotlif (2003) propunham que os efeitos da curvatura (flexão) da placa mínimos aceitos no caso da rigidez da placa muito baixa, ou seja, o raio de rigidez relativa ( $\ell$ ) seria menor que 750 mm. Nos estudos de Vandenbossche, o raio de rigidez relativa variou entre 1,45 m e 0,81 m. Devido à grande variação de  $\ell$  nas seções teste do estudo em questão, o fator de correção para a curvatura foi usado no cálculo de LTE.

$$A = \frac{\delta_M}{\delta_{M12}} \quad [2.13]$$

$$LTE_{\text{corrigido}} = LTE_{\delta} \times A \times 100\% \quad [2.14]$$

Vandenbossche (2007) acrescenta ainda que uma eficiência de transferência de carga em placas de pavimento de concreto simples novo sem BT nas juntas pode variar entre 70 e 100%. E o LTE em pavimentos novos com BT variam entre 80 e 100%. Os dados de LTPP mostram que o LTE em pavimentos de concreto simples em serviço nos EUA e no Canadá variam entre si menos que 20%. Um LTE menor que 70% é considerado inaceitável.

A *Federal Highway Administration* (FHWA, 1990) recomenda que uma restauração seja desenvolvida para prevenir futuros danos no pavimento, caso ocorra uma das condições a seguir: escalonamento na junta ou fissuras de 3 mm ou mais; LTE menor que 70%; diferença entre a deflexão na placa carregada e na placa descarregada maior que 0,25 mm; e acúmulo de escalonamento nas juntas e fissuras acima de 525 mm/km de extensão.

Tertuliano (2005) desenvolveu uma pesquisa para avaliar os mecanismos de transferência de esforços cisalhantes (verticais), comparando os valores obtidos experimentalmente com recomendações de cálculo e verificando a influência da presença ou não de barras de transferência de carga. Em seus ensaios com carregamento estático avaliaram-se oito placas de concreto cujas dimensões foram 1.100 x 600 mm, variando: a presença ou não de BT, a espessura da placa de concreto (80 ou 120 mm), largura da abertura da junta (6 ou 30 mm) e tipo de junta (serrada ou moldada).

Os resultados deste experimento mostraram que as juntas com BT com abertura de 30 mm na série moldada (JM8B30 e JM12B30) apresentaram valores decrescentes de eficiência de transferência de carga na medida em que se aumenta o carregamento, estabilizando este caimento após a carga de 40 kN, conforme é apresentado na Figura 2.18. Nota-se que para juntas com abertura de 6 mm (JM8B6 e JM12B6), após este nível de carregamento, o LTE continua diminuindo. Já as juntas serradas mantiveram um LTE de aproximadamente 100% até a fissuração da junta. Após este processo, a eficiência de transferência de carga nas juntas com BT inicia uma descida, estabilizando-se na faixa de 90%, enquanto que nas juntas sem BT, há uma queda brusca de LTE. (Figura 2.19).

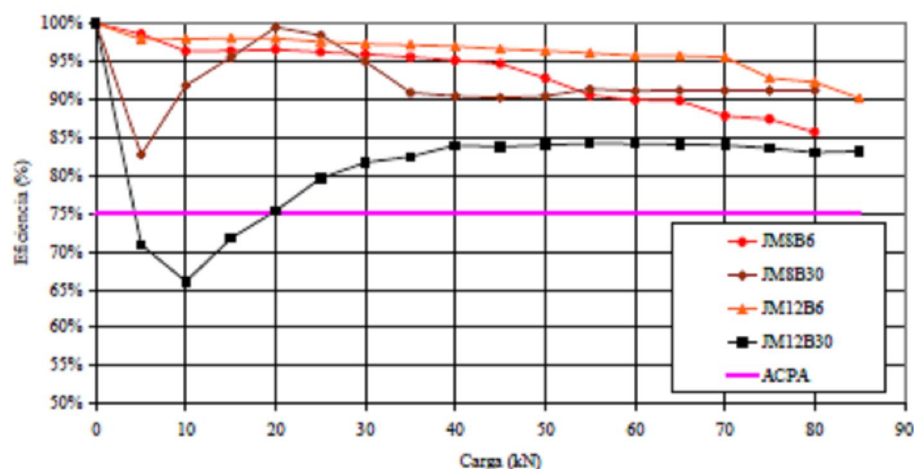


Figura 2.18 – Eficiência de junta moldada (JM) versus carga aplicada. (TERTULIANO, 2005).

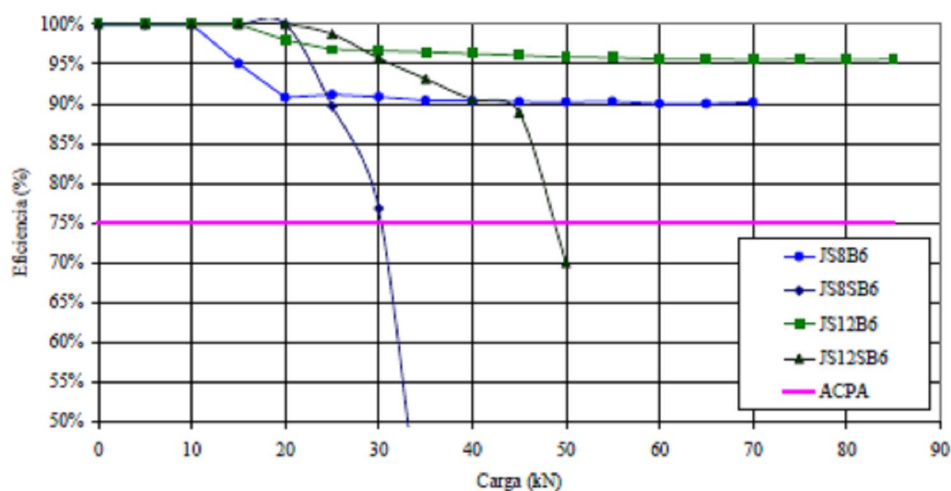


Figura 2.19 – Eficiência de junta serrada (JS) versus carga aplicada (TERTULIANO, 2005).

Para as duas séries de juntas, moldada e serrada, as placas de 120 mm de espessura (JS12B6 e JS12SB6) apresentaram maiores valores de LTE. Entretanto, a placa com junta serrada e com presença de BT (JS12B6) seria a melhor opção em termos de eficiência e desempenho do pavimento. Porém as placas sem BT obtiveram um resultado satisfatório quando o nível de carregamento é baixo, até a fissuração da junta. Todos os resultados deste experimento foram acima do limite sugerido pela ACPA (75%).

O estudo mais recente de comportamento de juntas transversais em placas de concreto simples foi realizado por Rodrigues (2008) em que se experimentaram placas de concreto em laboratório, com dimensões 2200 x 600 mm, com espessuras de 120 e 160 mm, utilizando como dispositivos de transferência de carga BT circular e quadrada, placa e disco, e as juntas seriam ou serradas ou moldadas.

Os resultados obtidos neste experimento mostraram que utilizando as barras de transferência de carga, tanto a circular (CM) quanto a quadrada (QM), a LTE diminui à medida que a carga aumenta, o que difere do mecanismo de transferência utilizando em especial o disco, em que a transferência de carga na junta serrada diminui após elevado nível de carregamento. Entre as placas e o disco metálicos, PMM e DMM, respectivamente, o último teve um maior desempenho do que a placa metálica, em relação à transferência de carga, conforme Figuras 2.20 e 2.21.

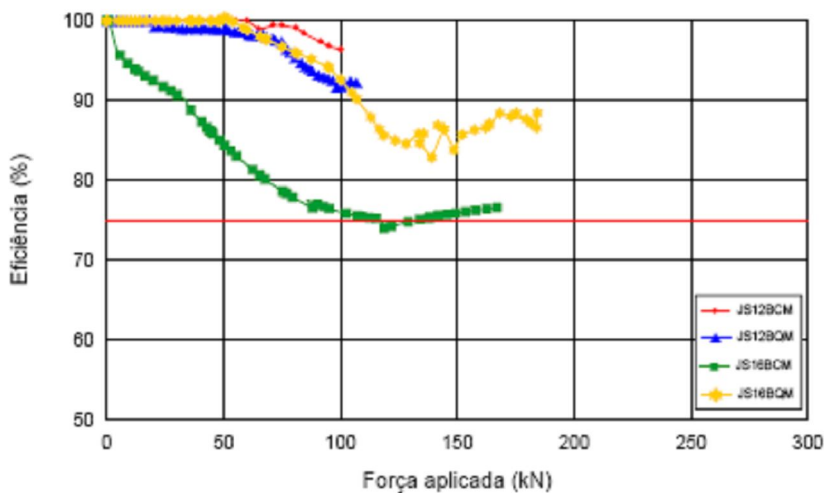


Figura 2.20 - LTE em função da carga aplicada em junta serrada utilizando como mecanismo de transferência de carga: barras circulares e quadradas. (RODRIGUES, 2008).

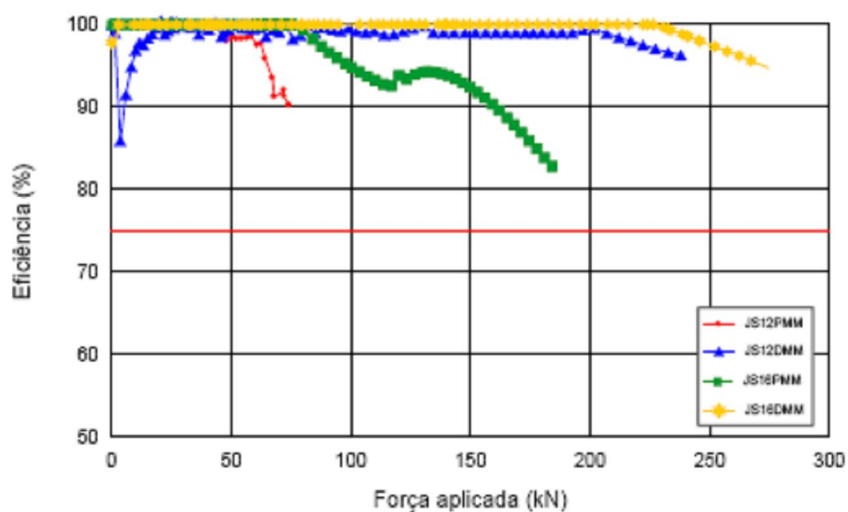


Figura 2.21 - LTE em função da carga aplicada em junta serrada utilizando como mecanismo de transferência de carga: prato e discos metálicos. (RODRIGUES, 2008)

## 2.6 Variações Diárias da Transferência de Cargas em Juntas

Shahin (1985) propõe que a transferência de carga em juntas seja corrigida conforme a temperatura ou horário, pois os valores de LTE que ocorrem no início da manhã são menores que aqueles verificados no fim do dia, devido à expansão do concreto no período. Na Figura 2.22 medidas reais para um dia, em diversos horários, permitem observar que, pela manhã das 8h às 11 h ocorreu pouca variação no LTE que variou de 45 a 50%. Após esse período e até às 14h há um aumento linear e crescente para 60%. Por fim, a partir das 14h, não há alteração de LTE.

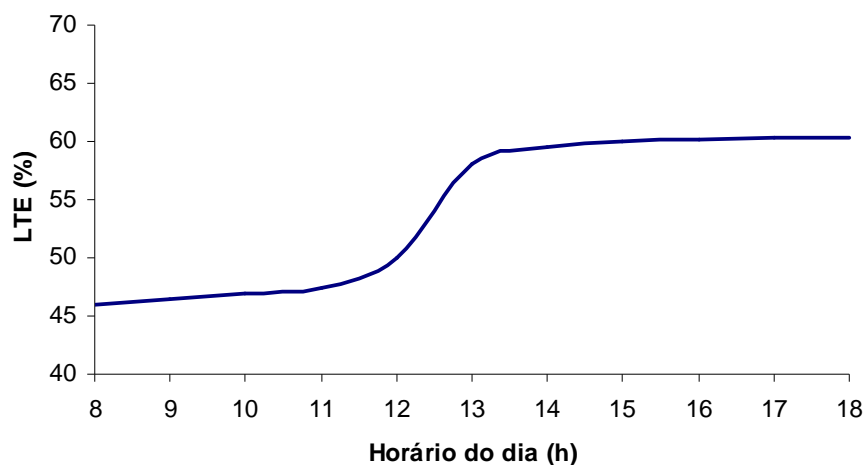


Figura 2.22 Exemplo de variação do LTE ao longo de um dia (Adaptado de: SHAHIN, 1985).

Para que seja realizada esta correção no valor do LTE (conhecido apenas um valor de LTE se torna possível a determinação de LTE para qualquer outro horário do dia), Shahin (1985) propõe a utilização da seguinte equação com o fator de correção (F):

$$LTE_{\text{corrigido}} = LTE_{\text{medido}} \times (1 + F) \quad [2.15]$$

Tal fator de correção é dado graficamente para determinados períodos de medidas no pavimento, conforme Figura 2.22. O modelo apresentado indica decréscimo de F entre 8h e 14h, sendo que após esse período F é nulo, para o horário de referência de 14h. A determinação de LTE para o horário de 14h é realizada pela equação 2.15 com base na medida de LTE para um horário qualquer, determinando-se o fator de correção para esse horário de medida (Figura 2.23). Novamente, pela Figura 2.22, verifica-se que, após 14h, o LTE não se altera. Esses estudos foram realizados em pavimentos de aeroportos.

Shahin (1985) complementa suas análises com simulações em computador de cargas aplicadas no canto de uma placa de concreto, determinando valores de LTE em função do módulo de reação do subleito (k) e das deflexões máximas sobre a placa. Observou-se em tal estudo que, para um mesmo valor de deflexão, quanto menor o valor de k maior a transferência de carga (maior LTE).

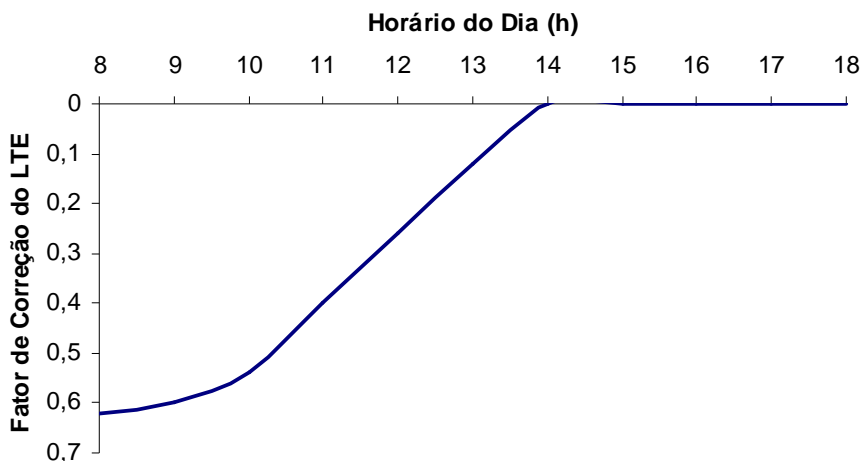


Figura 2.23 - Fatores de correção de LTE segundo Shahin (1985).

Shahin (1985) ainda apresenta um fluxograma de procedimentos usados para determinação do módulo de reação do subleito ( $k$ ), da transferência de carga (LTE) e da localização de vazios, que não vêm ao caso neste estudo. (Figura 2.24)

Khazanovich e Gotlif (2003) afirmam, em estudo sobre dados de seções de controle do LTPP do *National Highway Cooperative Research Program* (NHCRP), que quase todas as seções analisadas apresentavam LTE dependente da variação da temperatura durante o dia, em diferentes regiões com climas diferentes nos EUA. Trabalhando com as médias de valores de LTE para seções com BT foi encontrado um coeficiente de variação em torno de 10%, sendo que, para juntas sem BT, o coeficiente de variação da média diária superava 40%, em certos casos.

Concluem que o horário do dia afeta muito a transferência de carga na junta e que esse efeito é decorrente da movimentação das juntas. Para finalidades de projeto aconselham, com base nas análises realizadas, que as medidas de deflexões para determinação de LTE sejam feitas logo pela manhã ou durante o inverno nos EUA, quando praticamente não ocorre movimentação das placas e a contração é máxima.



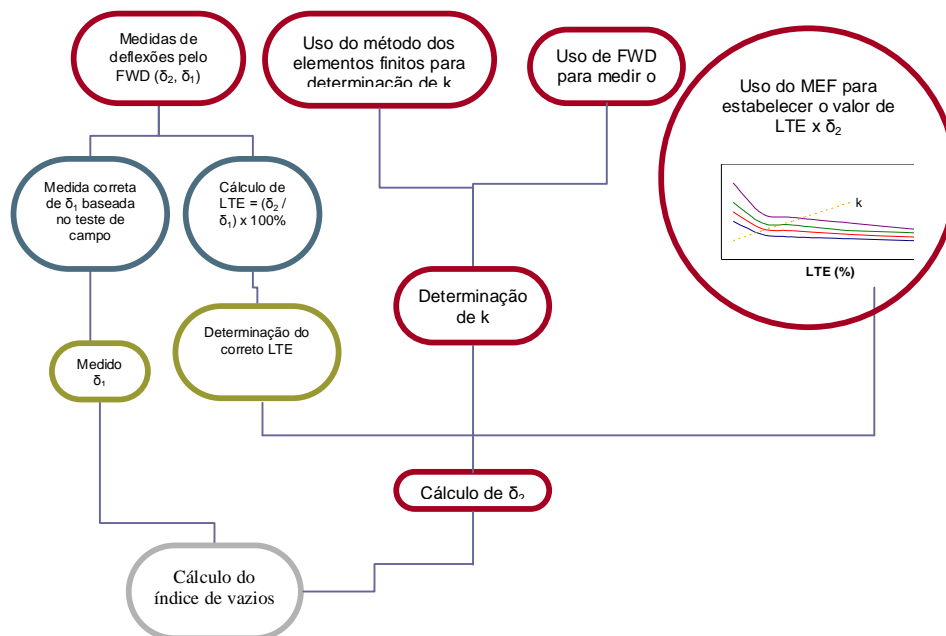


Figura 2.24 - Fluxograma de procedimentos usados para determinação do k, do LTE e do índice de vazios. (Adaptado de: SHAHIN, 1985)

## 2.7 Síntese de Resultados Obtidos da Literatura

De acordo com a revisão bibliográfica, o LTE é um parâmetro complexo que depende de vários fatores, como a presença ou não de barras de transferência, o tipo da base, a espessura da placa, a reação da fundação, a posição e o nível da carga na junta, e a temperatura do concreto. Os estudos anteriores permitem consolidar conhecimentos e experiências conforme as que se seguem:

- Nos primórdios da construção dos pavimentos de concreto, as juntas de contração eram locadas de 9 em 9 metros, e as juntas de expansão de 27 em 27 metros. Mais tarde, as juntas de expansão ganharam um intervalo entre 32 e 37 metros, e as juntas de contração já eram executadas de 4,5 a 6 metros;
- Atualmente, juntas de expansão são empregadas somente em encontro com estruturas rígidas;
- O diâmetro da barra deveria ter a medida de 1/8 da espessura da placa de concreto simples;
- As juntas com BT com dimensões maiores resistem a cargas mais elevadas;

- As barras de transferência de carga podem ser empregadas em juntas longitudinais, onde o fluxo de veículos não é direcional, no caso de pavimentos aeroportuários;
- Na ausência de mecanismos de transferência de carga, esta é desenvolvida por intertravamento de agregados, ligado diretamente à maior ou menor abertura da junta;
- Quanto mais fechada é a junta transversal, maior o contato entre as faces das placas, facilitando a transferência de carga;
- O fator temperatura é muito importante para a eficiência de transferência de carga. Pois, quanto menor a temperatura, maior a abertura da junta, e assim menor a transferência de carga nas juntas caso estas não possuam BT. E quanto maior a temperatura, mais fechada é a junta transversal;
- A abertura da junta não é afetada pelo tipo de base utilizado no pavimento, que tanto pode ser estabilizada com cimento quanto com material granular. Entretanto, a LTE é bruscamente reduzida com o aumento da abertura da junta;
- Em juntas sem BT, e quando a abertura é maior que 0,9 mm, a LTE reduz em 50% seu valor. E quando esta abertura chega a 4 mm, a LTE é quase nula;
- Testes em juntas sem BT resultaram em valores de LTE de 50% pela manhã e de 90% no período da tarde. Outros testes verificaram as seguintes mudanças no LTE, devido ao aumento da temperatura: de 16 para 84%. Quando há BT, não há diferença significativa com mudanças de temperatura;
- O intertravamento de agregados é responsável por no máximo 20% da transferência de carga;
- Com o aumento da abertura da junta, a durabilidade do pavimento cai;
- Comparando-se experimentos de campo e de laboratório, os resultados de LTE de laboratório são consideravelmente inferiores aos de campo, devido às diferenças de experimentos no que tange à temperatura do concreto;
- Ao longo da espessura não há variação de abertura de junta. Foi observado apenas em um caso (no Chile) de pavimento sem BT que a diferença máxima de abertura de junta entre topo e fundo foi de 0,15 mm;
- O empenamento da placa afeta a transferência de carga nas juntas; gradientes térmicos negativos resultam em um LTE mais elevado;

- Em juntas sem BT, com o aumento da transferência de carga, diminuem-se as deflexões na placa carregada e aumentam-se as deflexões na placa descarregada. Reduzindo-se a temperatura, a transferência de carga diminui e ocorre o contrário com as deflexões;
- Com o aumento da abertura da junta há um aumento nas tensões máximas da placa. Uma carga de roda posicionada na borda longitudinal pode aumentar a tensão na placa em 50% e a tensão no subleito em até 150%, se comparada à posição do centro da placa; em outros estudos, a tensão na placa com carga posicionada na borda aumentou 35% em relação à posicionada no centro da placa;
- Para que haja eficiente transferência de carga por intertravamento de agregados é necessário que a abertura da junta não ultrapasse 1 mm, e o comprimento da placa deve ser limitado a poucos metros;
- A transferência de carga por meio de intertravamento de agregados é afetada diretamente pela abertura da junta, espessura da placa e pela rigidez do sistema de apoio. E indiretamente pela intensidade da carga e angulosidade do agregado utilizado no concreto.
- Quanto maior o nível de carregamento, em ensaio com cargas cíclicas, menor a LTE;
- Em pavimentos de concreto novos sem BT, a LTE pode variar entre 70 e 100%. Em pavimentos novos com BT, essa variação é de 80 a 100%. Um LTE menor que 70% é considerado inaceitável para alguns autores.
- Medidas de LTE em extensa pesquisa de campo em pavimentos nos EUA e no Canadá apresentaram variação de menos de 20% entre si;
- O pavimento pode ser considerado com mau desempenho estrutural ou danificado quando: a junta estiver com abertura maior que 3 mm; o LTE for menor que 70%; a diferença entre as deflexões na placa carregada e na placa descarregada for maior que 0,25 mm;
- Comparando-se placas com juntas serradas e moldadas, ambas com BT, as primeiras se mostraram mais eficientes e com melhor desempenho;
- Em juntas com dispositivos de transferência de carga tipo barra circular e quadrada, o valor de LTE diminui à medida que se aumenta a carga aplicada. Quando se utilizam discos metálicos para transferir carga nas juntas, após um

elevado nível de carregamento, a transferência de carga tende a se estabilizar.

- Em estudos realizados para placas sem BT, valores de LTE pela manhã, entre os horários de 8 as 11h, variaram de 45 a 50%. Deste ultimo horário até as 14h, houve um aumento para 60%, e depois disto, não houve alteração de LTE; portanto, no período da tarde, no pico máximo de temperatura, o aumento foi de 20% para juntas sem BT;
- Alguns estudiosos trabalharam com médias de valores de LTE, encontrando coeficiente de variação em torno de 10% para juntas com BT e 40% para juntas sem BT;
- Quanto maior a espessura da placa, maior a abertura da junta, e assim, menor a reação do subleito na junta ou na borda;
- Em estudos sobre transferência de carga em juntas sem BT, em placas de concreto sobre subleito de argila, com uma abertura de 0,89 mm, valores de LTE resultaram em 5% para placas com 180 mm e 29% para placas com 280 mm. Já sobre subleito de base granular, estes valores foram de 9% e 50%, respectivamente. Sobre base tratada com cimento, houve aumento maior ainda.

### 3 METODOLOGIA DO ESTUDO

#### 3.1 Objetivos e Metodologia para Medição do LTE

Para se medir a eficiência de transferência de carga nas juntas de pavimentos de concreto é necessário conhecer todas as características do pavimento em si, como espessura, largura e comprimento, tipo de base, serragem de juntas, enfim, seu processo de construção. Por isso foi utilizada para este estudo a pista experimental da USP/FAPESP, executada pelo Laboratório de Mecânica de Pavimentos. Os testes se dariam durante o inverno e verão e compreenderiam diferentes períodos do dia (manhã, tarde e noite).

O LTE foi medido de duas maneiras: diretamente, conforme a equação descrita na revisão bibliográfica, utilizando as deflexões medidas em campo pelo FWD; e por retroanálise, processo de determinação de parâmetros estruturais utilizando programa computacional, e por meio de aproximação de bacias de deflexões teóricas e as medidas em campo chegava-se então a um valor de LTE.

Por se tratar de um pavimento de concreto já construído, deveriam ser definidos parâmetros reais (em campo) ainda desconhecidos, como o módulo de elasticidade do concreto (E), o módulo de reação do subleito (k) e o próprio LTE. Então foi adotado que as medidas de deflexões se realizassem nos centros das placas nas seções experimentais para que os parâmetros E e k fossem determinados, por retroanálise, por aproximação das bacias de deflexões medida e teórica.

Neste estudo foram utilizadas duas ferramentas de pesquisa: o *Falling Weight Deflectometer* (FWD) para medidas de deflexões e o programa ISLAB2000 que simula as condições de carregamento interativamente para a retroanálise de parâmetros, além de um termômetro infravermelho para a medição da temperatura de topo da superfície do pavimento de concreto, sem contato algum.

### 3.2 Descrição da Pista Experimental USP/FAPESP

A metodologia do estudo em questão tem caráter técnico-científico e, além de se valer da pesquisa bibliográfica, usando uma série de procedimentos já anteriormente bem estabelecidos como meio de avaliação dos efeitos climáticos nas juntas de pavimentos de concreto simples, decorrentes de testes de FWD sobre a pista experimental da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP).

A pista experimental da EPUSP, financiada pela Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), teve seu início de construção em maio de 1999, tendo sido concluída em outubro do mesmo ano. Maiores detalhes sobre a construção e o concreto empregado na Pista Experimental FAPESP/EPUSP podem ser encontrados em Balbo *et al.* (2000).

O pavimento experimental em concreto simples na USP é composto por cinco seções de teste divididas em três placas de concreto para cada seção, conforme apresentado na Tabela 3.1. As Figuras 3.1 e 3.2 ilustram a pista experimental em planta e em corte, respectivamente. Na Figura 3.3 é apresentada uma visão da área, no ano de 2006.

Tabela 3.1 Características das seções experimentais em pavimento de concreto na USP.

Seção	Placa	Comprimento (m)	Espessura da placa (mm)	Tipo de Base	Espessura da base (mm)	Barras de Transferência de carga ( $\phi = 32$ mm; $c = 400$ mm)
A	A1	4,00	150	BGS	200	Em ambas as juntas
	A2	5,50	150	BGS	200	
	A3	7,50	150	BGS	200	
B	B1	4,00	150	CCR	200	Em ambas as juntas
	B2	5,50	150	CCR	200	
	B3	7,50	150	CCR	200	
C	C1	4,00	250	CCR	100	Em ambas as juntas
	C2	5,50	250	CCR	100	
	C3	7,50	250	CCR	100	
D	D1	4,00	250	BGS	100	Em ambas as juntas
	D2	5,50	250	BGS	100	
	D3	7,50	250	BGS	100	
E	E1	5,50	250	BGS	100	Apenas entre as placas E1 e E2
	E2	5,50	250	BGS	100	
	E3	5,50	250	BGS	100	

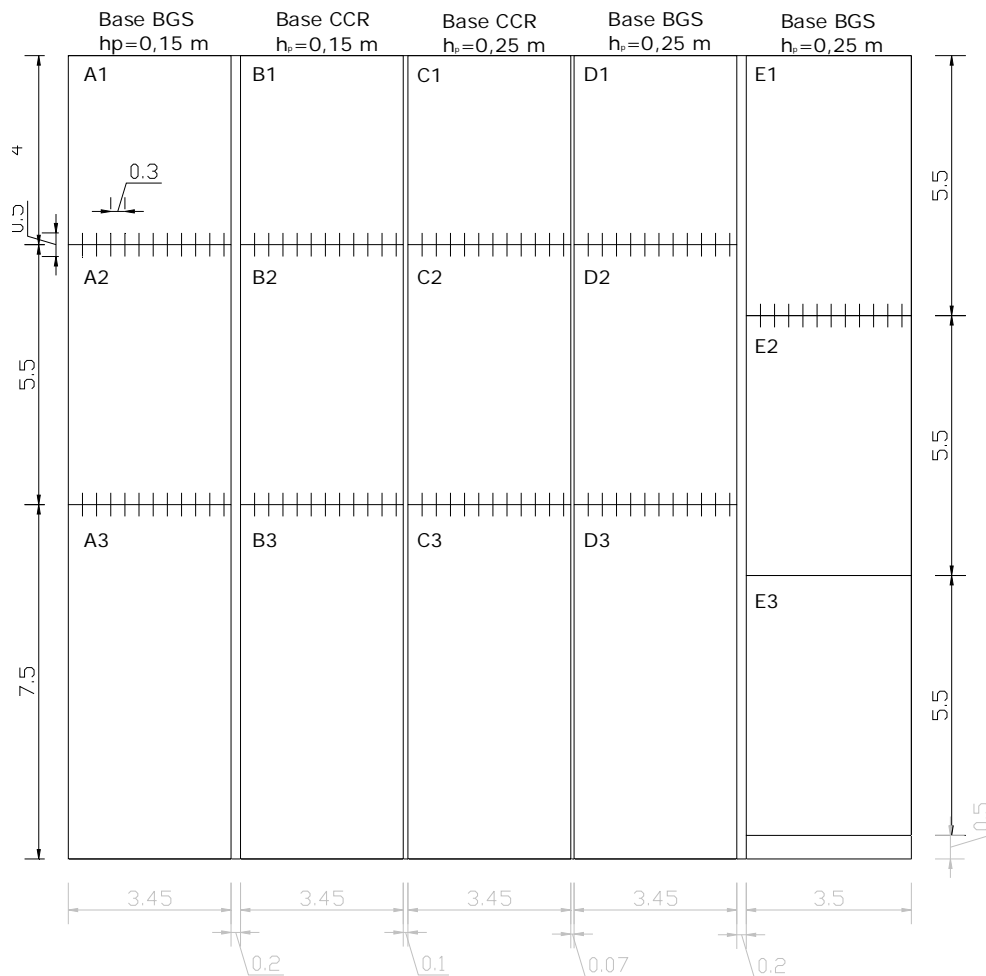


Figura 3.1 Seções em planta da pista experimental (sem escala).

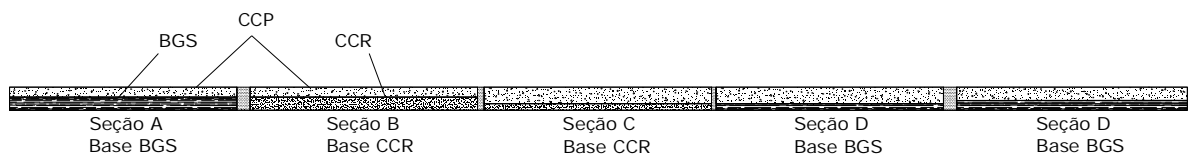


Figura 3.2 Seções em corte da pista experimental (sem escala).



Figura 3.3 Vista da pista experimental da USP.

Em julho de 2006, a pista experimental da EPUSP encontrava-se com algumas fissuras transversais em uma das placas (seção A, placa A3) e outras fissuras que, acredita-se, ou foram causadas por retração plástica após o lançamento do concreto (seção C, placas C1 e C3 - última seção construída), ou estão em processo de ocorrência de reação álcali-agregado, conforme apresentado nas Figuras 3.4 e 3.5. Não foi realizado procedimento de aplicação de carga pelo FWD na placa A3 devido à fissura que lá se encontrava.



Figura 3.4 Fissuras transversais na superfície da pista experimental.



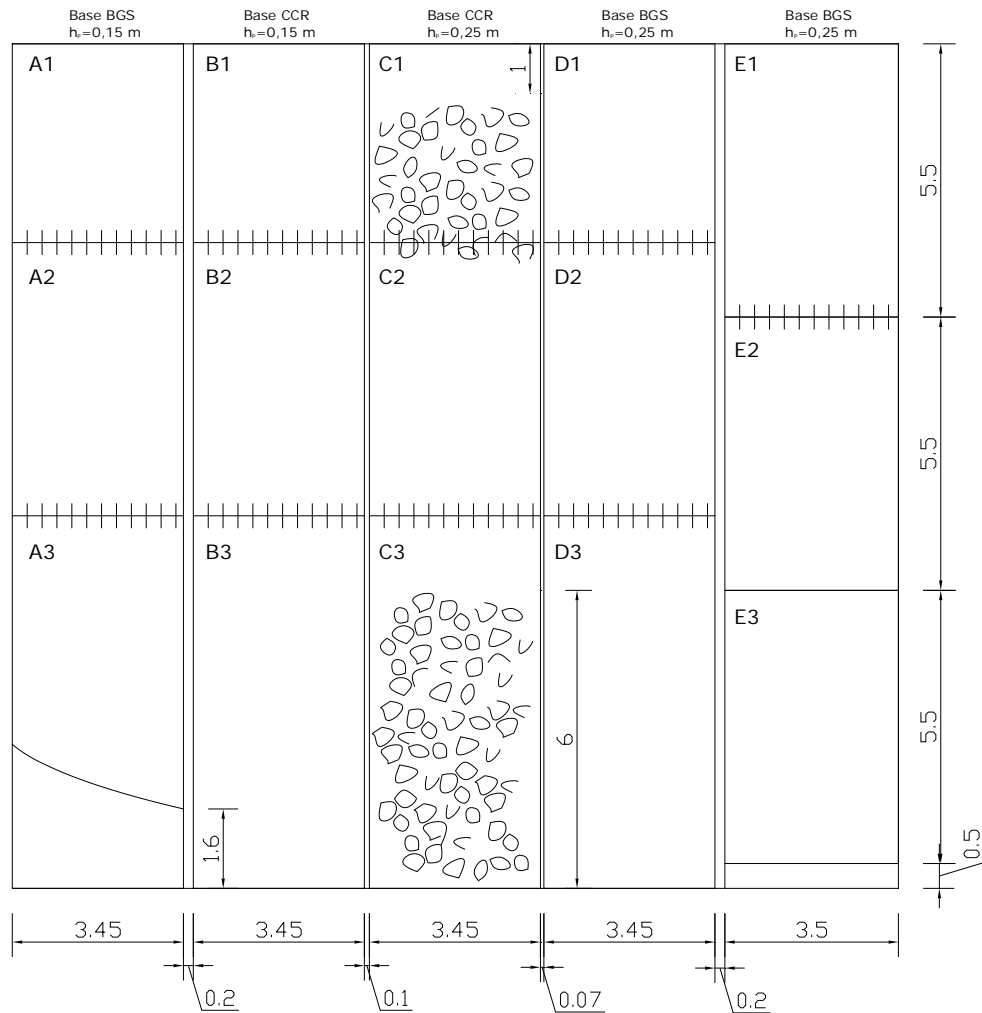


Figura 3.5 Esquema da situação da pista experimental da EPUSP (julho de 2006).



Figura 3.6 Fissura na placa A3 da pista experimental.

### 3.3 Procedimentos de Avaliação de Deflexões em Pista

#### 3.3.1 *Falling Weight Deflectometer (FWD)*

O *Falling Weight Deflectometer (FWD)* é um equipamento de ensaio não destrutivo onde uma carga de impacto é aplicada na superfície do pavimento e sensores captam, em distâncias preestabelecidas a partir do ponto de aplicação de carga (0, 20, 30, 45, 65, 90 e 120mm), as ondas de acelerações verticais que ocorrem na superfície (onda de deslocamento), que são duplamente integradas para a determinação das deflexões (deslocamentos verticais) sofridas no pavimento. (Figura 3.7)

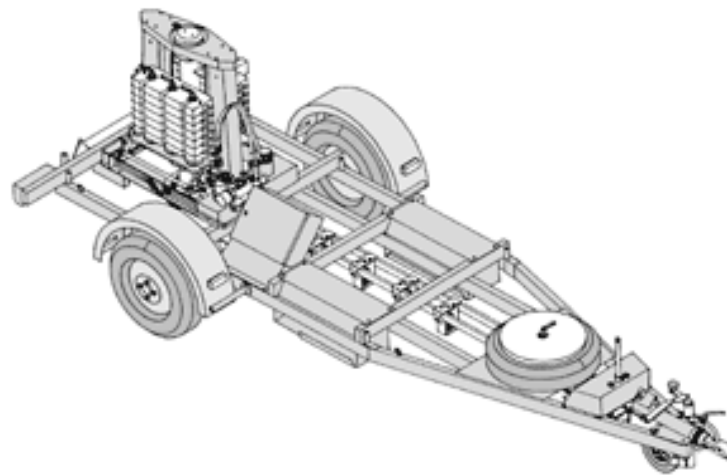


Figura 3.7 *Falling Weight Deflectometer*.

O equipamento é movido por um veículo motorizado que o reboca, sendo operado por uma só pessoa e é aplicável a todos os tipos de pavimentos, desde estradas de terra até robustos pavimentos em aeroportos (Figura 3.8). É considerado um equipamento de alta precisão e excelente repetibilidade (BALBO, 2007). Os dados gerados combinados com a espessura das camadas do pavimento são usados na determinação dos módulos de elasticidade das camadas, empregando-se processo de retroanálise de bacias de deflexões. Com esta informação é possível também a determinação do módulo de reação do subleito e até estimativas da vida remanescente, bem como se estabelecer as necessidades de recuperação ou manutenção do pavimento em estudo.

No trabalho em questão, foi utilizado um equipamento que em seu sistema é permitida a aquisição automática de deflexões recuperáveis por meio de sete sensores, sendo 300 mm o diâmetro do placa de aplicação de carga.



Figura 3.8 FWD na pista experimental da USP.

Para confiar em tal precisão que o equipamento apresentava, foram realizados, antes de mais nada, 20 aplicações de carga em um mesmo ponto de apoio em uma mesma placa e medidas as deflexões, conforme as posições dos sensores (0, 20, 30, 45, 65, 90 e 120mm). Conclui-se que aquele equipamento realmente possuía tal precisão de resultados, de acordo com a Figura 3.9.

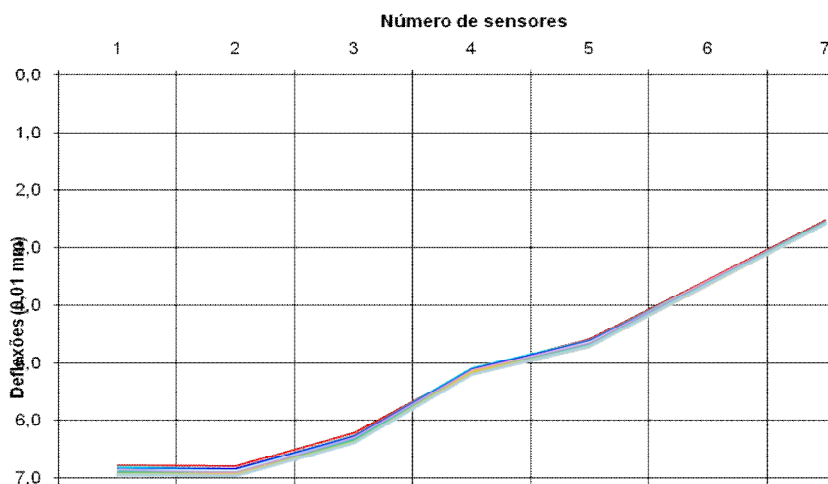


Figura 3.9 Bacias de deflexões de testes com FWD na pista experimental da USP.

### 3.3.2 Medidas de Deflexões com Carga no Centro da Placa

Em julho de 2006 foram realizados testes com FWD (Figura 3.10) quando a placa circular de aplicação de carga foi posicionada no centro da placa de concreto, a fim de se obter resultados de módulo de elasticidade e de módulo de reação do subleito do pavimento de concreto estudado, conforme mencionado anteriormente. Cada sensor do FWD resultou em uma deflexão para uma determinada pressão, também registrada no teste em pista. Foram realizados dois testes em cada centro de placa de concreto e as posições de cada ponto são indicadas na Figura 3.11.



Figura 3.10 Testes com FWD na pista experimental USP/FAPESP, em julho de 2006.

As aplicações de carga no centro de placas foram realizadas no dia 28 de julho de 2006, apenas no período da manhã, visto que as temperaturas ambientais não afetam o módulo de elasticidade do concreto de cimento Portland, parâmetro a ser determinado pelo procedimento de retroanálise de bacias de deflexões (que será melhor detalhado adiante). Com a medida de temperatura de topo, no horário e local da aplicação de carga, determina-se o diferencial térmico (Tabela 3.2) descrito na revisão bibliográfica e na equação 2.3.

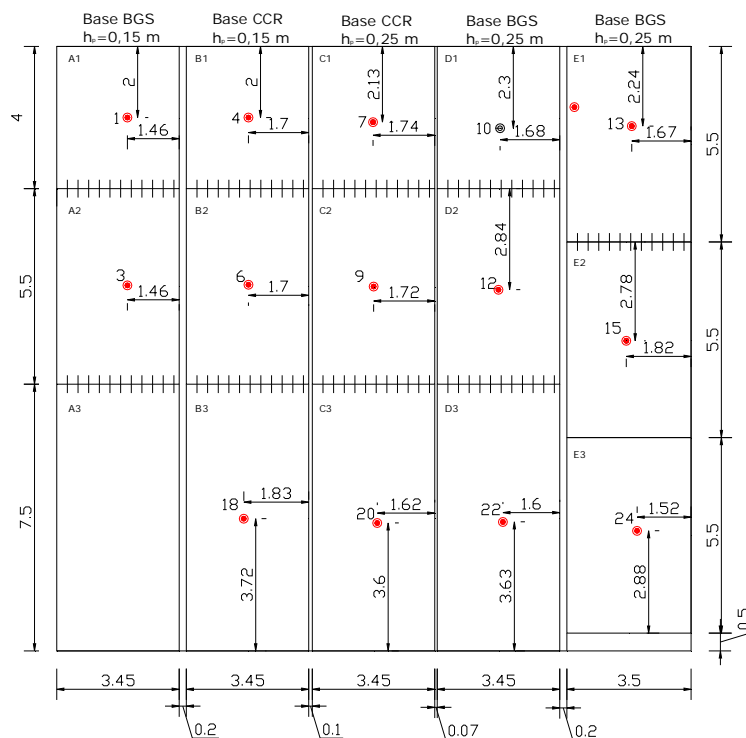


Figura 3.11 Posições das cargas em cada placa de concreto da pista experimental

Tabela 3.2 Diferencial térmico em cada placa de pavimento de concreto da pista experimental.

Seção	Espessura CCP (cm)	Posição FWD	Horário	Temperatura (°C)	Diferencial Térmico ( $\Delta T$ - °C)	Média (°C)
A	15	1	9h25	20,0	3,7	3,9
		3	9h45	21,0	4,2	
B	15	4	9h50	19,5	3,4	4,0
		6	9h57	19,0	3,2	
C	25	18	10h31	23,5	5,4	4,2
		7	10h00	20,0	3,7	
D	25	9	10h06	21,0	4,2	5,3
		20	10h40	22,0	4,7	
E	25	10	10h08	22,5	5,0	6,8
		12	10h12	23,0	5,2	
	25	22	10h50	24,0	5,7	6,8
		13	10h16	28,0	7,8	
		15	10h25	25,0	6,2	
		24	11h03	25,5	6,5	

As aplicações de carga sobre o pavimento de concreto foram realizadas com três níveis de carregamento para avaliar o efeito no módulo de elasticidade, e também foram aplicadas duas vezes cada carga, apenas para confirmação de valores.

### 3.3.3 Medidas de Deflexões com Carga na Junta da Placa

No inverno de 2006 e no verão de 2007, durante os testes, a placa de aplicação de carga do FWD foi posicionada próxima da junta transversal, em sua posição mais central na borda transversal, sendo o primeiro sensor posicionado na própria placa de carregamento; os demais sensores estavam posicionados na outra placa (do lado oposto da junta transversal). Este procedimento de medida permite a determinação da deflexão sob a carga em uma placa, a 150 mm da junta transversal, e também a deflexão do lado oposto (onde não há carga), a 150 mm da mesma junta (Figura 3.12); são, portanto, deflexões equidistantes das juntas. Para cada ponto de teste foram aplicadas sucessivamente três diferentes cargas de impacto (aproximadamente 47, 74 e 84 kN), com duas aplicações para cada uma delas.



Figura 3.12 Posição do prato na junta da placa de concreto.

Assim, com base em medidas dessa natureza, é possível, conforme exposto no Capítulo 2, a determinação do valor LTE. Na Figura 3.14 é apresentado o posicionamento de cada uma das cargas aplicadas em juntas da pista experimental, e na Figura 3.13, as distâncias dos sensores ao centro do prato de aplicação. Os testes foram realizados durante o inverno de 2006 (julho) na manhã e à tarde, e também no verão de 2007 (março), nos períodos da tarde e da noite. Os horários dos testes, as temperaturas na superfície das placas (medidas com infravermelho) e os diferenciais térmicos (DT) calculados (segundo as equações 2.2 e 2.3) são apresentados na Tabela 3.3.



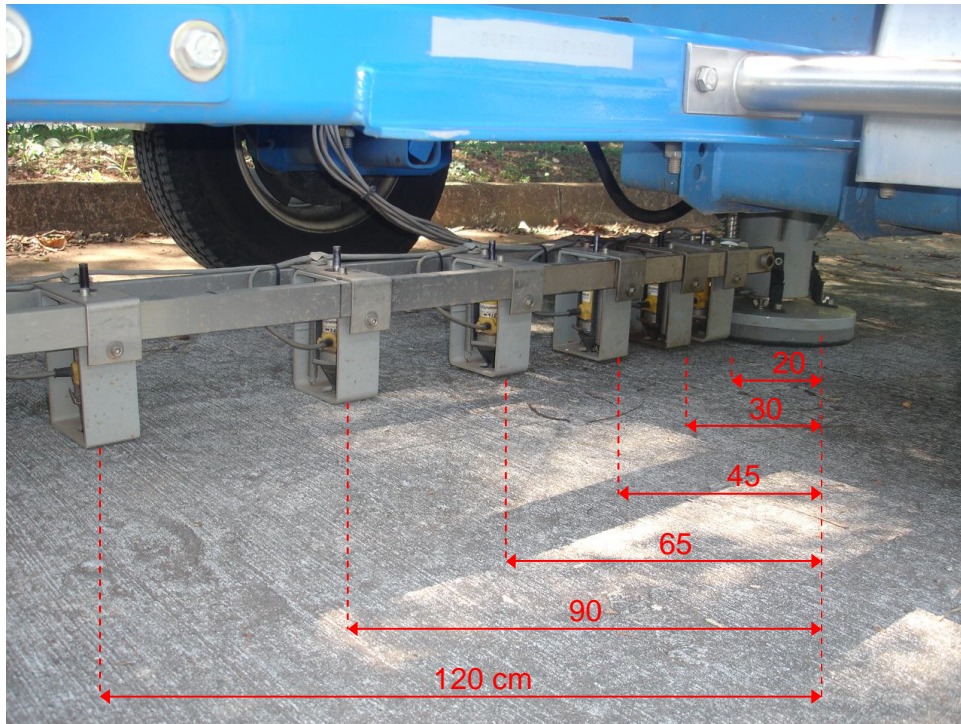


Figura 3.13 Posicionamento de cada sensor na placa de concreto, pelo FWD.

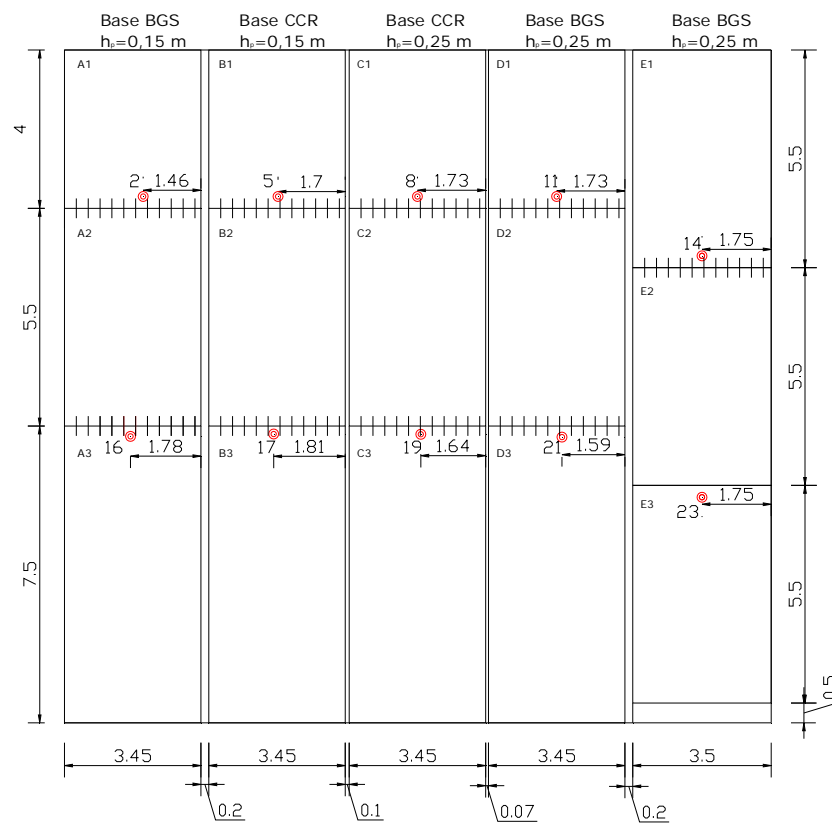


Figura 3.14 – Posicionamento do prato de aplicação de carga na placa de concreto.

Tabela 3.3 Diferenciais térmicos nos anos de 2006 e 2007.

Seção	Posição	Inverno - 28/07/2006						Verão - 26/03/2007					
		Manhã			Tarde			Tarde			Noite		
		Horário	T <sub>topo</sub> (°C)	DT (°C)	Horário	T <sub>topo</sub> (°C)	DT (°C)	Horário	T <sub>topo</sub> (°C)	DT (°C)	Horário	T <sub>topo</sub> (°C)	DT (°C)
A	2	9h32	20,0	3,8	13h35	27,0	7,4	12h30	25,0	0,3	19h35	25,5	0,5
	16	10h27	24,0	5,9	14h05	34,0	11,0	13h02	26,0	0,8	18h47	28,0	1,9
B	5	9h54	19,5	3,6	13h47	26,0	6,9	12h35	24,5	0,0	18h20	28,5	2,2
	17	10h36	24,0	5,9	14h09	34,0	11,0	13h12	31,0	3,5	18h52	26,5	1,1
C	8	10h02	20,0	4,0	13h50	32,0	10,1	12h42	41,0	12,6	18h30	32,0	7,8
	19	10h46	22,5	5,2	14h12	29,0	8,6	13h20	38,5	11,3	19h00	28,0	5,6
D	11	10h10	23,0	5,5	13h58	34,0	11,1	12h50	43,0	13,7	18h34	32,5	8,0
	21	10h55	24,0	6,0	14h14	31,0	9,6	13h30	44,5	14,5	19h04	30,5	7,0
E	14	10h20	27,0	7,5	14h00	34,0	11,1	12h56	45,0	14,8	18h42	33,0	8,3
	23	11h00	25,0	6,5	14h16	35,0	11,6	13h40	46,0	15,4	19h12	30,5	7,0

### 3.4 Estimativa de Parâmetros Estruturais antes da Retroanálise

Antes de se iniciarem as retroanálises de parâmetros estruturais das placas de concreto, utilizando as deflexões resultantes dos testes com FWD e o programa de elementos finitos, há necessidade de uma estimativa prévia dos valores de módulo de elasticidade do concreto e do módulo de reação do subleito, para se ter valores de partida mais abalizados (“sementes”). Esta estimativa pode ser realizada empregando-se o critério proposto por Hall (1991). Embora não se conheça *a priori* o raio de rigidez relativa da placa, há a possibilidade de encontrar valores precisos utilizando o tipo de estimativa proposto por Hall (1991).

A bacia de deflexões medida em campo é parametrizada por meio de uma estimativa de sua área (denominada por *AREA*), com base nas medidas individuais de deflexões de uma bacia na placa de CCP. Este parâmetro é definido conforme a equação [3.1]:

$$AREA = 6 \times \left[ 1 + 2 \times \left( \frac{d_{30}}{d_0} \right) + 2 \times \left( \frac{d_{65}}{d_0} \right) + \left( \frac{d_{90}}{d_0} \right) \right] \quad [3.1]$$



As deflexões  $d_0$ ,  $d_{30}$ ,  $d_{65}$  e  $d_{90}$  são dadas em polegadas. Com o valor de AREA, estima-se a rigidez relativa por meio da equação [3.2]:

$$\ell_k = \left[ \frac{\ln\left(\frac{36 - AREA}{1812,279133}\right)}{-2,559340} \right]^{4,387009} \quad [3.2]$$

Segundo Croveti (1997), pode-se encontrar o valor de  $k$  a partir da seguinte equação [3.3] (de Westergaard):

$$k = \frac{P}{8 \times d_0 \times \ell_k^2} \times \left\{ 1 + \left( \frac{1}{2\pi} \right) \times \left[ \ln\left(\frac{a}{2\ell_k}\right) + \gamma - 1,25 \right] \times \left( \frac{a}{\ell_k} \right)^2 \right\} \quad [3.3]$$

Nesta equação,  $k$  é o módulo de reação do subleito (em libras por polegada cúbica),  $P$  a carga aplicada (em libras-força),  $d_0$  a deflexão máxima no centro da placa (em polegadas),  $\ell_k$  o raio de rigidez relativa determinado pela equação 3.2 (em polegadas) e  $a$  o raio da carga circular aplicada pelo FWD (em polegadas).

Conhecidos os valores do raio de rigidez relativa e do módulo de reação do subleito, o valor do módulo de elasticidade da placa de concreto ( $E$ ) é calculado pela equação [3.4] de Westergaard:

$$E = \frac{12 \times k \times \ell_k (1 - \nu^2)}{h^3} \quad [3.4]$$

onde  $\nu$  é o coeficiente de Poisson e  $h$  a espessura da placa de concreto.

### 3.5 Procedimentos de Retroanálise das Bacias de Deflexões

#### 3.5.1 O Programa ISLAB2000

A interpretação das deformadas foi realizada no Laboratório de Mecânica de Pavimentos da EPUSP, com uso de um software específico denominado programa ISLAB2000, que permite simulações numéricas por elementos finitos das provas de carga, ensejando a avaliação do módulo de elasticidade do concreto e do módulo de reação do subleito para as condições reais de campo.

Este software foi desenvolvido pelo ERES – Divisão de Associados de Pesquisa Aplicada (ARA) – juntamente com apoio do Departamento de Transportes de Michigan e Departamento de Transportes de Minnesota. O programa de análise de elementos finitos foi desenvolvido especificamente para analisar sistemas de pavimentos de concreto simples. O programa é uma extensão melhorada do ILLI-SLAB, um programa de elementos finitos para análise de pavimentos rígidos desenvolvido na Universidade de Illinois sob direção do Prof. Dr. Ernest Barenberg. O programa passou por diversas revisões e modificações. As últimas modificações foram o ILSL2, desenvolvida na Universidade de Illinois, e a versão revisada do ILL2 desenvolvida pela empresa ERES (KHAZANOVICH, 1994; KHAZANOVICH *et al*, 2000). Estes dois programas contêm muitas características avançadas que o distinguem de outros programas de pavimentação que são baseados na Teoria de Placas. O ILSLAB2000 mantém a maioria dos conceitos e aproximações incorporadas no ILSL2.

O programa ISLAB2000 pode ser usado eficientemente para analisar pavimentos que contenham uma, duas ou três camadas (placa de concreto, base e sub-base estabilizada ou subleito), com rigidez uniforme ou variável, com juntas transversais e longitudinais (até em acostamentos), com diversos carregamentos de tráfego e vários níveis de transferência de carga nas juntas transversais e longitudinais.

O primeiro passo para uso do programa foi informar as propriedades geométricas e elásticas das placas de concreto na seção experimental. Isto requer o preenchimento de uma série de dados em diversas janelas, conforme apresentadas

nas Figuras de 3.15 a 3.20. Quando a base é cimentada, esta é tratada como uma placa subjacente; em caso de base granular, é tratada como parte integrante do subleito.

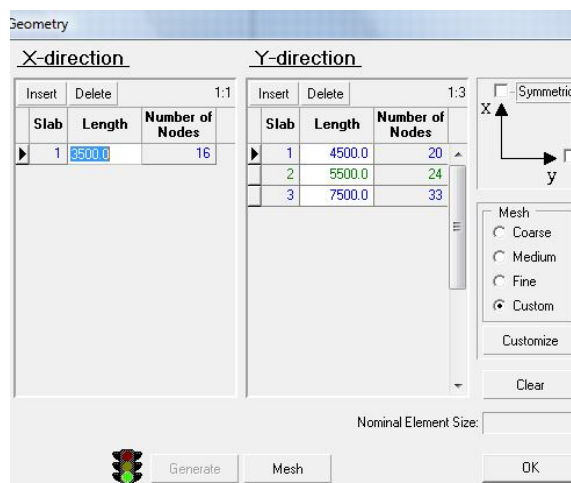


Figura 3.15 Tela para entrada de dados sobre geometria das placas e discretização da malha.

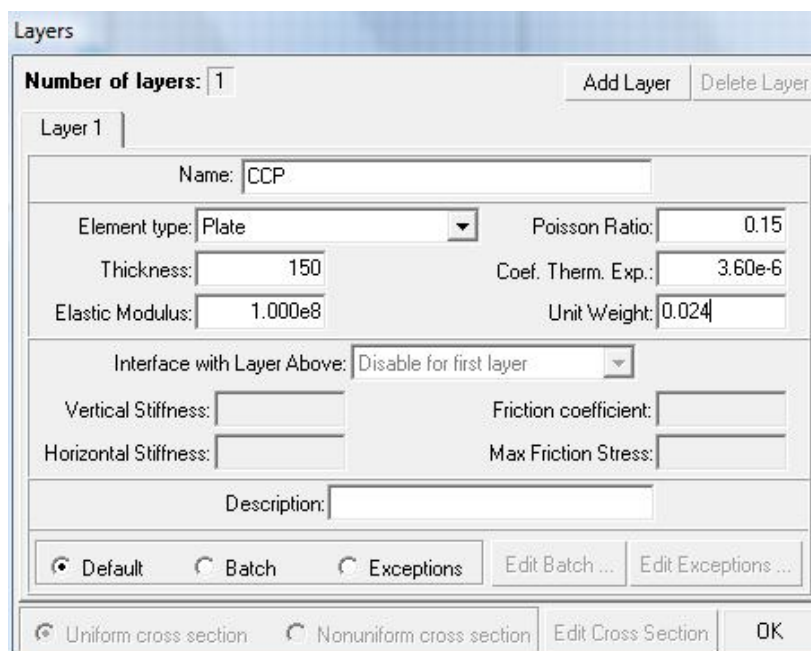


Figura 3.16 Tela para entrada de dados sobre as propriedades das camadas (placa e base).

Figura 3.17 Tela para entrada de dados sobre a fundação.

Figura 3.18 Tela para entrada de dados sobre o carregamento aplicado.

Figura 3.19 Informações sobre transferência de cargas em juntas.

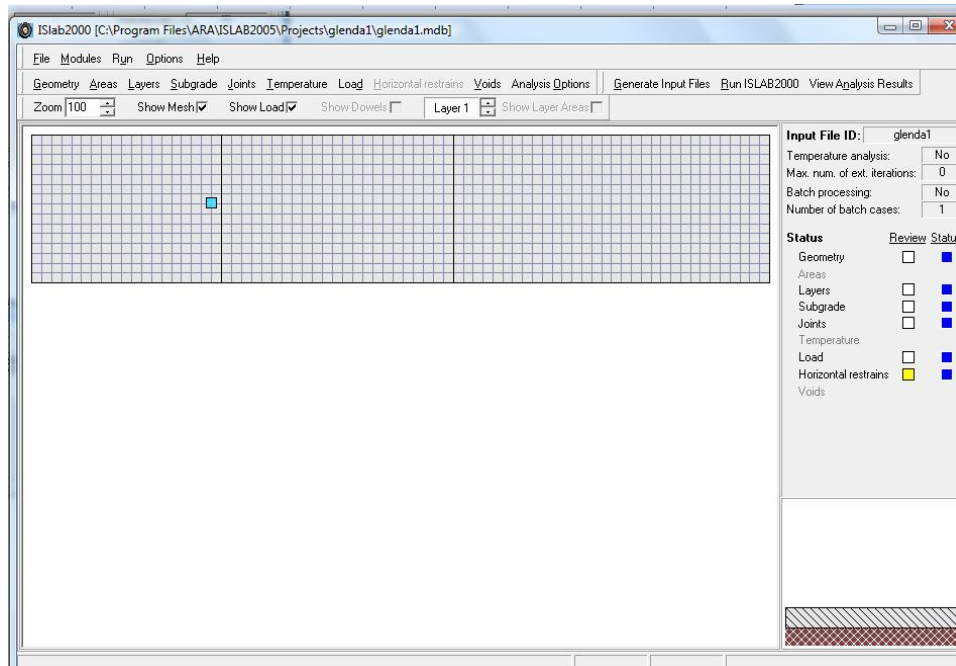


Figura 3.20 Tela principal com problema montado para rodada.

Para a realização de simulações com o programa ISLAB2000 foi utilizado o modo de simulação “em lotes” (*batch*), com apoio de uma planilha de entrada de dados do Microsoft Excel especialmente preparada; ela permitia que o programa ISLAB acessasse tal planilha para procurar as informações de cada uma das 27.786 simulações realizadas para a retroanálise de parâmetros estruturais dos pavimentos de concreto estudados (14.826 para carga de centro e 12.960 para carga na junta da placa).

### 3.5.2 Procedimento de Retroanálise das Bacias de Deflexões de Centro de Placas

Após a estimativa de valores dos parâmetros  $E$  e  $k$  pelo critério de Hall (1991), foram fixados como extremos de uma faixa de variação para as tentativas de retroanálise, para tais parâmetros, um valor redondo abaixo da menor estimativa e outro valor redondo acima da maior estimativa para o parâmetro em questão. Dentro dessas faixas para as combinações de parâmetros foram realizadas várias simulações, incrementando-se os valores e combinando-os, com o objetivo de se simularem

bacias de deflexões e compará-las com as bacias medidas em campo. O exemplo abaixo apresentado exemplifica o modo como foram encontrados os valores retroanalizados de E e k.

O exemplo emprega uma aplicação de carga no centro da placa A2. As características deste pavimento são:

- Espessura da placa de concreto: 150 mm;
- Espessura da base de BGS: 200 mm;
- Carga aplicada pelo FWD: 74,36 KN;
- Posição do FWD na placa de concreto: 3 (ver Figura 3.11);
- Eficiência de Transferência de Carga (LTE): 90%;

Estabelecidos os valores tentativos de E e k a partir de seus valores estimativos, foram realizadas exaustivas simulações do programa ISLAB2000, para todas as combinações possíveis, conforme apresentadas em exemplo nas Tabelas 3.4 a 3.16. A primeira simulação nesta placa com este carregamento englobou valores de E variando entre 40.000 e 70.000 MPA, a cada 2.500 MPA, totalizando em 13 valores a serem retroanalizados, combinando-os com os valores de k, que variaram entre 30 e 80 MPa/m, a cada 5 MPa/m, resultando em 11 valores diferentes.

Tabela 3.4 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
(E<sub>tentativo</sub> = 40.000 MPa).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
E <sub>tentativo</sub> (MPa) 40.000	k <sub>tentativo</sub> (MPa/m)							
	30,00	0,0532	0,0510	0,0488	0,0448	0,0390	0,0316	0,0234
	35,00	0,0487	0,0466	0,0445	0,0406	0,0350	0,0280	0,0203
	40,00	0,0452	0,0431	0,0410	0,0373	0,0319	0,0252	0,0180
	45,00	0,0423	0,0403	0,0382	0,0346	0,0293	0,0229	0,0161
	50,00	0,0399	0,0379	0,0359	0,0323	0,0272	0,0211	0,0146
	55,00	0,0379	0,0359	0,0339	0,0304	0,0255	0,0195	0,0133
	60,00	0,0361	0,0342	0,0322	0,0288	0,0239	0,0182	0,0122
	65,00	0,0346	0,0327	0,0307	0,0274	0,0226	0,0170	0,0113
	70,00	0,0332	0,0313	0,0294	0,0261	0,0215	0,0160	0,0105
	75,00	0,0320	0,0301	0,0283	0,0250	0,0204	0,0151	0,0098
80,00	0,0309	0,0291	0,0272	0,0240	0,0195	0,0143	0,0092	

Tabela 3.5 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
( $E_{\text{tentativo}} = 42.500 \text{ MPa}$ ).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
$E_{\text{tentativo}}$ (MPa)	$k_{\text{tentativo}}$ (MPa/m)							
	30,00	0,0518	0,0498	0,0477	0,0439	0,0383	0,0312	0,0232
	35,00	0,0474	0,0454	0,0434	0,0397	0,0344	0,0276	0,0202
	40,00	0,0440	0,0420	0,0400	0,0365	0,0313	0,0249	0,0179
	45,00	0,0412	0,0393	0,0373	0,0338	0,0288	0,0226	0,0161
	50,00	0,0389	0,0370	0,0350	0,0316	0,0268	0,0208	0,0146
42.500	55,00	0,0369	0,0350	0,0331	0,0298	0,0250	0,0193	0,0133
	60,00	0,0352	0,0333	0,0314	0,0282	0,0235	0,0180	0,0122
	65,00	0,0337	0,0318	0,0300	0,0268	0,0222	0,0168	0,0113
	70,00	0,0323	0,0305	0,0287	0,0255	0,0211	0,0158	0,0105
	75,00	0,0312	0,0294	0,0276	0,0244	0,0201	0,0149	0,0098
	80,00	0,0301	0,0283	0,0265	0,0235	0,0192	0,0141	0,0092

Tabela 3.6 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
( $E_{\text{tentativo}} = 45.000 \text{ MPa}$ ).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
$E_{\text{tentativo}}$ (MPa)	$k_{\text{tentativo}}$ (MPa/m)							
	30,00	0,0506	0,0486	0,0466	0,0430	0,0376	0,0308	0,0231
	35,00	0,0463	0,0444	0,0424	0,0389	0,0338	0,0273	0,0201
	40,00	0,0429	0,0410	0,0391	0,0357	0,0308	0,0246	0,0178
	45,00	0,0402	0,0383	0,0365	0,0331	0,0283	0,0224	0,0160
	50,00	0,0379	0,0361	0,0342	0,0310	0,0263	0,0206	0,0145
45.000	55,00	0,0359	0,0342	0,0324	0,0292	0,0246	0,0191	0,0133
	60,00	0,0343	0,0325	0,0307	0,0276	0,0231	0,0178	0,0122
	65,00	0,0328	0,0311	0,0293	0,0262	0,0219	0,0166	0,0113
	70,00	0,0315	0,0298	0,0280	0,0250	0,0207	0,0157	0,0105
	75,00	0,0303	0,0286	0,0269	0,0239	0,0197	0,0148	0,0098
	80,00	0,0293	0,0276	0,0259	0,0230	0,0189	0,0140	0,0092

Tabela 3.7 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
( $E_{\text{tentativo}} = 47.500 \text{ MPa}$ ).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
$E_{\text{tentativo}}$ (MPa)	$k_{\text{tentativo}}$ (MPa/m)							
	30,00	0,0494	0,0476	0,0457	0,0422	0,0370	0,0304	0,0229
	35,00	0,0452	0,0434	0,0416	0,0382	0,0332	0,0270	0,0200
	40,00	0,0419	0,0401	0,0383	0,0351	0,0303	0,0243	0,0177
	45,00	0,0392	0,0375	0,0357	0,0325	0,0279	0,0221	0,0159
	50,00	0,0370	0,0353	0,0335	0,0304	0,0259	0,0204	0,0144
47.500	55,00	0,0351	0,0334	0,0317	0,0286	0,0242	0,0189	0,0132
	60,00	0,0334	0,0318	0,0301	0,0271	0,0228	0,0176	0,0122
	65,00	0,0320	0,0303	0,0287	0,0257	0,0215	0,0165	0,0113
	70,00	0,0307	0,0291	0,0274	0,0245	0,0204	0,0155	0,0105
	75,00	0,0296	0,0280	0,0263	0,0235	0,0194	0,0147	0,0098
	80,00	0,0286	0,0270	0,0253	0,0225	0,0186	0,0139	0,0092

Tabela 3.8 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
( $E_{\text{tentativo}} = 50.000 \text{ MPa}$ ).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
$E_{\text{tentativo}}$ (MPa)	$k_{\text{tentativo}}$ (MPa/m)							
	30,00	0,0484	0,0466	0,0448	0,0415	0,0365	0,0301	0,0228
	35,00	0,0443	0,0425	0,0407	0,0375	0,0327	0,0267	0,0199
	40,00	0,0410	0,0393	0,0375	0,0344	0,0298	0,0240	0,0176
	45,00	0,0384	0,0367	0,0350	0,0319	0,0275	0,0219	0,0159
	50,00	0,0362	0,0345	0,0328	0,0298	0,0255	0,0201	0,0144
50.000	55,00	0,0343	0,0327	0,0310	0,0281	0,0238	0,0187	0,0132
	60,00	0,0327	0,0311	0,0294	0,0266	0,0224	0,0174	0,0121
	65,00	0,0313	0,0297	0,0281	0,0252	0,0212	0,0163	0,0112
	70,00	0,0300	0,0284	0,0269	0,0241	0,0201	0,0154	0,0105
	75,00	0,0289	0,0274	0,0258	0,0230	0,0192	0,0145	0,0098
	80,00	0,0279	0,0264	0,0248	0,0221	0,0183	0,0138	0,0092



Tabela 3.9 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
(E<sub>tentativo</sub> = 52.500 MPa).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
<b>E<sub>tentativo</sub> (MPa)</b>	<b>k<sub>tentativo</sub> (MPa/m)</b>							
	30,00	0,0474	0,0457	0,0440	0,0408	0,0360	0,0297	0,0226
	35,00	0,0434	0,0417	0,0400	0,0369	0,0323	0,0264	0,0198
	40,00	0,0401	0,0385	0,0368	0,0338	0,0294	0,0238	0,0176
	45,00	0,0375	0,0359	0,0343	0,0314	0,0271	0,0217	0,0158
	50,00	0,0354	0,0338	0,0322	0,0293	0,0251	0,0199	0,0143
52.500	55,00	0,0335	0,0320	0,0304	0,0276	0,0235	0,0185	0,0131
	60,00	0,0320	0,0304	0,0289	0,0261	0,0221	0,0172	0,0121
	65,00	0,0306	0,0291	0,0275	0,0248	0,0209	0,0162	0,0112
	70,00	0,0294	0,0279	0,0263	0,0237	0,0198	0,0152	0,0105
	75,00	0,0283	0,0268	0,0253	0,0226	0,0189	0,0144	0,0098
	80,00	0,0273	0,0258	0,0243	0,0217	0,0180	0,0137	0,0092

Tabela 3.10 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
(E<sub>tentativo</sub> = 55.000 MPa).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
<b>E<sub>tentativo</sub> (MPa)</b>	<b>k<sub>tentativo</sub> (MPa/m)</b>							
	30,00	0,0465	0,0449	0,0432	0,0401	0,0355	0,0294	0,0225
	35,00	0,0425	0,0409	0,0393	0,0363	0,0318	0,0261	0,0197
	40,00	0,0394	0,0378	0,0362	0,0333	0,0290	0,0235	0,0175
	<b>45,00</b>	<b>0,0368</b>	<b>0,0353</b>	<b>0,0337</b>	<b>0,0308</b>	<b>0,0267</b>	<b>0,0215</b>	<b>0,0157</b>
	50,00	0,0347	0,0331	0,0316	0,0288	0,0248	0,0197	0,0143
	55,00	0,0329	0,0314	0,0298	0,0271	0,0232	0,0183	0,0131
<b>55.000</b>	60,00	0,0313	0,0298	0,0283	0,0257	0,0218	0,0171	0,0121
	65,00	0,0300	0,0285	0,0270	0,0244	0,0206	0,0160	0,0112
	70,00	0,0288	0,0273	0,0258	0,0233	0,0196	0,0151	0,0104
	75,00	0,0277	0,0263	0,0248	0,0223	0,0186	0,0143	0,0098
	80,00	0,0267	0,0253	0,0239	0,0214	0,0178	0,0135	0,0092

Tabela 3.11 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
(E<sub>tentativo</sub> = 57.500 MPa).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
<b>E<sub>tentativo</sub> (MPa)</b>	<b>k<sub>tentativo</sub> (MPa/m)</b>							
	30,00	0,0457	0,0441	0,0425	0,0395	0,0350	0,0291	0,0224
	35,00	0,0417	0,0402	0,0386	0,0357	0,0314	0,0259	0,0196
	40,00	0,0386	0,0371	0,0356	0,0328	0,0286	0,0233	0,0174
	45,00	0,0361	0,0346	0,0331	0,0304	0,0263	0,0213	0,0156
57.500	50,00	0,0340	0,0325	0,0310	0,0284	0,0245	0,0196	0,0142
	55,00	0,0322	0,0308	0,0293	0,0267	0,0229	0,0181	0,0130
	60,00	0,0307	0,0293	0,0278	0,0252	0,0215	0,0169	0,0120
	65,00	0,0294	0,0280	0,0265	0,0240	0,0203	0,0159	0,0112
	70,00	0,0282	0,0268	0,0254	0,0229	0,0193	0,0150	0,0104
	75,00	0,0271	0,0258	0,0244	0,0219	0,0184	0,0142	0,0097
	80,00	0,0262	0,0248	0,0234	0,0210	0,0176	0,0134	0,0092

Tabela 3.12 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
(E<sub>tentativo</sub> = 60.000 MPa).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
<b>E<sub>tentativo</sub> (MPa)</b>	<b>k<sub>tentativo</sub> (MPa/m)</b>							
	30,00	0,0449	0,0434	0,0418	0,0389	0,0346	0,0289	0,0222
	35,00	0,0410	0,0395	0,0380	0,0352	0,0310	0,0256	0,0194
	40,00	0,0379	0,0365	0,0350	0,0323	0,0282	0,0231	0,0173
	45,00	0,0354	0,0340	0,0325	0,0299	0,0260	0,0211	0,0156
	50,00	0,0334	0,0320	0,0305	0,0279	0,0241	0,0194	0,0142
60.000	55,00	0,0316	0,0302	0,0288	0,0263	0,0226	0,0180	0,0130
	60,00	0,0301	0,0287	0,0274	0,0249	0,0212	0,0168	0,0120
	65,00	0,0288	0,0275	0,0261	0,0236	0,0201	0,0158	0,0111
	70,00	0,0277	0,0263	0,0249	0,0225	0,0191	0,0148	0,0104
	75,00	0,0266	0,0253	0,0239	0,0216	0,0182	0,0140	0,0097
	80,00	0,0257	0,0244	0,0230	0,0207	0,0174	0,0133	0,0091

Tabela 3.13 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
(E<sub>tentativo</sub> = 62.500 MPa).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
<b>E<sub>tentativo</sub> (MPa)</b>	<b>k<sub>tentativo</sub> (MPa/m)</b>							
	30,00	0,0442	0,0427	0,0412	0,0384	0,0341	0,0286	0,0221
	35,00	0,0403	0,0389	0,0374	0,0347	0,0306	0,0254	0,0193
	40,00	0,0373	0,0359	0,0344	0,0318	0,0279	0,0229	0,0172
	45,00	0,0348	0,0334	0,0320	0,0295	0,0257	0,0209	0,0155
	50,00	0,0328	0,0314	0,0300	0,0275	0,0239	0,0192	0,0141
62.500	55,00	0,0311	0,0297	0,0284	0,0259	0,0223	0,0178	0,0129
	60,00	0,0296	0,0283	0,0269	0,0245	0,0210	0,0166	0,0120
	65,00	0,0283	0,0270	0,0256	0,0233	0,0198	0,0156	0,0111
	70,00	0,0272	0,0259	0,0245	0,0222	0,0188	0,0147	0,0104
	75,00	0,0261	0,0248	0,0235	0,0212	0,0179	0,0139	0,0097
	80,00	0,0252	0,0239	0,0227	0,0204	0,0171	0,0132	0,0091

Tabela 3.14 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
(E<sub>tentativo</sub> = 65.000 MPa).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
<b>E<sub>tentativo</sub> (MPa)</b>	<b>k<sub>tentativo</sub> (MPa/m)</b>							
	30,00	0,0435	0,0421	0,0406	0,0379	0,0337	0,0283	0,0220
	35,00	0,0397	0,0383	0,0368	0,0342	0,0303	0,0251	0,0192
	40,00	0,0367	0,0353	0,0339	0,0314	0,0276	0,0227	0,0171
	45,00	0,0343	0,0329	0,0315	0,0291	0,0254	0,0207	0,0154
	50,00	0,0322	0,0309	0,0296	0,0272	0,0236	0,0191	0,0141
65.000	55,00	0,0305	0,0292	0,0279	0,0255	0,0221	0,0177	0,0129
	60,00	0,0291	0,0278	0,0265	0,0242	0,0207	0,0165	0,0119
	65,00	0,0278	0,0265	0,0252	0,0229	0,0196	0,0155	0,0111
	70,00	0,0267	0,0254	0,0242	0,0219	0,0186	0,0146	0,0103
	75,00	0,0257	0,0244	0,0232	0,0209	0,0177	0,0138	0,0097
	80,00	0,0248	0,0236	0,0223	0,0201	0,0170	0,0131	0,0091

Tabela 3.15 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
(E<sub>tentativo</sub> = 67.500 MPa).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
<b>E<sub>tentativo</sub> (MPa)</b>	<b>k<sub>tentativo</sub> (MPa/m)</b>							
	30,00	0,0428	0,0415	0,0400	0,0374	0,0334	0,0281	0,0219
	35,00	0,0391	0,0377	0,0363	0,0338	0,0299	0,0249	0,0192
	40,00	0,0361	0,0348	0,0334	0,0310	0,0273	0,0225	0,0171
	45,00	0,0337	0,0324	0,0311	0,0287	0,0251	0,0205	0,0154
	50,00	0,0317	0,0305	0,0291	0,0268	0,0233	0,0189	0,0140
67.500	55,00	0,0301	0,0288	0,0275	0,0252	0,0218	0,0175	0,0129
	60,00	0,0286	0,0274	0,0261	0,0238	0,0205	0,0164	0,0119
	65,00	0,0274	0,0261	0,0249	0,0226	0,0194	0,0154	0,0110
	70,00	0,0262	0,0250	0,0238	0,0216	0,0184	0,0145	0,0103
	75,00	0,0253	0,0240	0,0228	0,0207	0,0175	0,0137	0,0097
	80,00	0,0244	0,0232	0,0220	0,0198	0,0168	0,0130	0,0091

Tabela 3.16 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2  
(E<sub>tentativo</sub> = 70.000 MPa).

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
<b>E<sub>tentativo</sub> (MPa)</b>	<b>k<sub>tentativo</sub> (MPa/m)</b>							
	30,00	0,0422	0,0409	0,0395	0,0369	0,0330	0,0279	0,0218
	35,00	0,0385	0,0372	0,0358	0,0334	0,0296	0,0247	0,0191
	40,00	0,0356	0,0343	0,0330	0,0306	0,0270	0,0223	0,0170
	45,00	0,0332	0,0319	0,0307	0,0283	0,0248	0,0204	0,0153
	50,00	0,0312	0,0300	0,0287	0,0264	0,0231	0,0188	0,0139
70.000	55,00	0,0296	0,0284	0,0271	0,0249	0,0216	0,0174	0,0128
	60,00	0,0282	0,0270	0,0257	0,0235	0,0203	0,0163	0,0118
	65,00	0,0269	0,0257	0,0245	0,0223	0,0192	0,0153	0,0110
	70,00	0,0258	0,0246	0,0234	0,0213	0,0182	0,0144	0,0103
	75,00	0,0248	0,0237	0,0225	0,0204	0,0174	0,0136	0,0096
	80,00	0,0240	0,0228	0,0216	0,0196	0,0166	0,0129	0,0091

O critério de aproximação entre a bacia teórica e aquela medida em campo baseia-se no cálculo do erro quadrático entre as deflexões das bacias em consideração. Tal erro é calculado pela equação [3.5]:

$$ERRO = (\delta_{medida} - \delta_{ISLAB})^2 \quad [3.5]$$

O menor erro quadrático indica as bacias que mais se aproximam entre si. O resultado para a primeira simulação descrita, conforme valores em destaque na Tabela 3.10, foi para E de 55.000 MPa e k de 45 MPa/m.

A Figura 3.21 apresenta graficamente os valores retroanalizados do módulo de elasticidade, fixando o valor de k igual a 45 MPa/m. As barras em vermelho claro correspondem aos valores de deflexões retroanalizados mais próximos dos valores de deflexões esperados, destacados em vermelho escuro, obtidos dos testes de FWD nesta placa de concreto. As barras azuis são valores encontrados de deflexões que se distanciaram dos resultados obtidos.

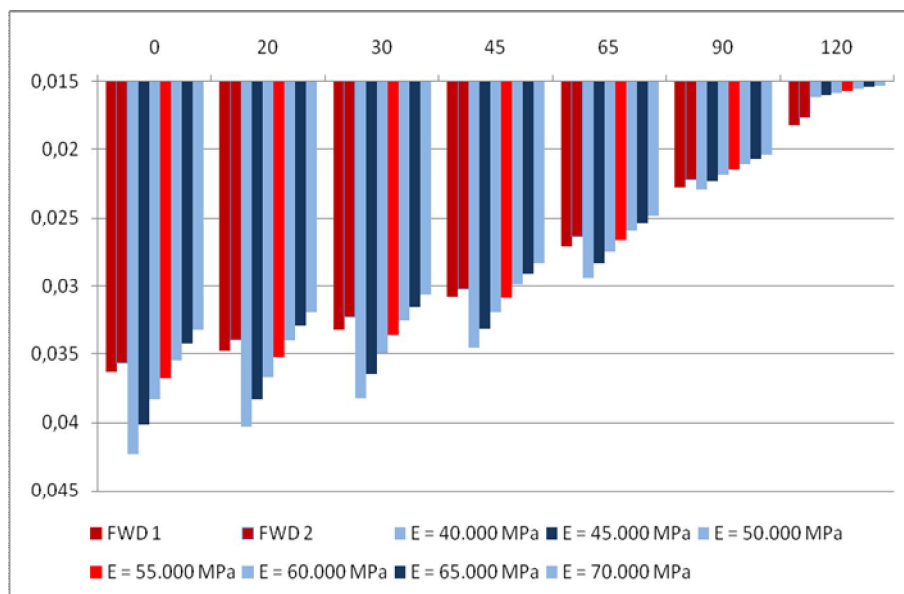


Figura 3.21 Valores de deflexões retroanalizados, variando o módulo de elasticidade. E = 55.000 MPa

Com base nos resultados apresentados na primeira simulação, iniciou-se uma segunda série de simulações tomando-se a faixa de E entre 53.000 e 57.000 MPa, de 1.000 em 1.000 MPa, totalizando em 5 valores a serem retroanalisados, combinando-os com os novos valores de k que variaram entre 40 e 60 MPa/m, de 5 em 5 MPa/m. Os resultados dessa segunda série de simulações são apresentados na Tabela 3.17.

Tabela 3.17 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2.

Modulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão – Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
53.000	<i>k</i> tentativo (MPa/m)							
	40,00	0,0400	0,0384	0,0367	0,0337	0,0293	0,0237	0,0175
	45,00	0,0374	0,0358	0,0342	0,0313	0,0270	0,0216	0,0158
	50,00	0,0352	0,0337	0,0321	0,0292	0,0251	0,0199	0,0143
	55,00	0,0334	0,0319	0,0303	0,0275	0,0234	0,0185	0,0131
54.000	60,00	0,0318	0,0303	0,0288	0,0260	0,0220	0,0172	0,0121
	40,00	0,0397	0,0381	0,0364	0,0335	0,0291	0,0236	0,0175
	45,00	0,0371	0,0355	0,0339	0,0310	0,0268	0,0215	0,0157
	50,00	0,0349	0,0334	0,0318	0,0290	0,0249	0,0198	0,0143
	55,00	0,0331	0,0316	0,0301	0,0273	0,0233	0,0184	0,0131
55.000	60,00	0,0316	0,0301	0,0285	0,0258	0,0219	0,0172	0,0121
	40,00	0,0394	0,0378	0,0362	0,0333	0,0290	0,0235	0,0175
	45,00	0,0368	0,0353	0,0337	0,0308	0,0267	0,0215	0,0157
	50,00	0,0347	0,0331	0,0316	0,0288	0,0248	0,0197	0,0143
	55,00	0,0329	0,0314	0,0298	0,0271	0,0232	0,0183	0,0131
56.000	60,00	0,0313	0,0298	0,0283	0,0257	0,0218	0,0171	0,0121
	40,00	0,0391	0,0375	0,0359	0,0331	0,0288	0,0234	0,0174
	45,00	0,0365	0,0350	0,0334	0,0306	0,0265	0,0214	0,0157
	50,00	0,0344	0,0329	0,0314	0,0286	0,0246	0,0197	0,0143
	55,00	0,0326	0,0311	0,0296	0,0269	0,0231	0,0182	0,0131
57.000	60,00	0,0311	0,0296	0,0281	0,0255	0,0217	0,0170	0,0121
	40,00	0,0388	0,0372	0,0357	0,0329	0,0287	0,0233	0,0174
	<b>45,00</b>	<b>0,0362</b>	<b>0,0347</b>	<b>0,0332</b>	<b>0,0304</b>	<b>0,0264</b>	<b>0,0213</b>	<b>0,0157</b>
	50,00	0,0341	0,0327	0,0312	0,0285	0,0245	0,0196	0,0142
	55,00	0,0324	0,0309	0,0294	0,0268	0,0229	0,0182	0,0131
	60,00	0,0308	0,0294	0,0279	0,0253	0,0216	0,0170	0,0120

Como se verifica na Tabela 3.17, nesta segunda tentativa houve uma aproximação melhor entre as bacias teórica e medida, tendo como novos resultados parciais os valores: E = 57.000 MPa e k = 45 MPa/m.

Na Figura 3.22 são apresentados graficamente os valores retroanalizados do módulo de elasticidade, fixando o valor de  $k$  igual a 45 MPa/m. E como dito anteriormente, a representação em vermelho claro é o valor mais próximo dos valores dos testes realizados em campo pelo FWD.

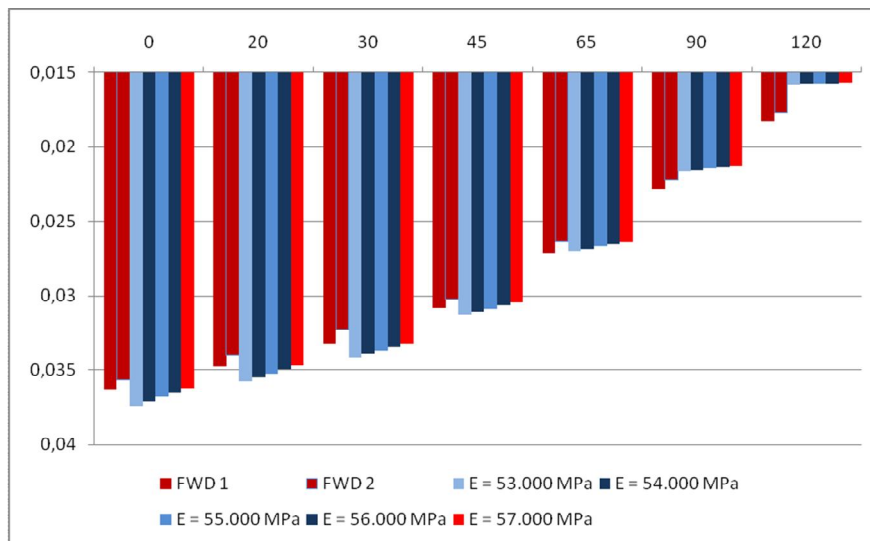


Figura 3.22 Valores retroanalizados de deflexões, variando o módulo de elasticidade. E = 57.000 MPa

Para a terceira série de simulações, fixou-se o valor de  $k$  (45 MPa/m) uma vez que não alterou entre a primeira e a segunda aproximação, variando-se agora apenas o valor do módulo de elasticidade, ainda não estimado com maior precisão, entre 56.800 e 57.400 MPa. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 3.18.

Tabela 3.18 Retroanálise de E e  $k$ , e valores de deflexões no centro da placa A2.

Módulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão - Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
<i>E<sub>tentativo</sub> (MPa)</i>	<i>k<sub>tentativo</sub> (MPa/m)</i>							
56.800	45,00	0,0363	0,0348	0,0332	0,0305	0,0264	0,0213	0,0157
56.900	45,00	0,0363	0,0348	0,0332	0,0305	0,0264	0,0213	0,0157
57.050	45,00	0,0362	0,0347	0,0332	0,0304	0,0264	0,0213	0,0157
57.100	45,00	0,0362	0,0347	0,0332	0,0304	0,0264	0,0213	0,0157
<b>57.200</b>	<b>45,00</b>	<b>0,0362</b>	<b>0,0347</b>	<b>0,0332</b>	<b>0,0304</b>	<b>0,0264</b>	<b>0,0213</b>	<b>0,0157</b>
57.300	45,00	0,0362	0,0347	0,0331	0,0304	0,0264	0,0213	0,0157
57.400	45,00	0,0361	0,0346	0,0331	0,0304	0,0263	0,0213	0,0156

É apresentado na Figura 3.23 valores retroanalizados do módulo de elasticidade, resultando em um valor de 57.200 MPa de módulo de elasticidade mais próximo do valor esperado, pela bacia de deflexões.

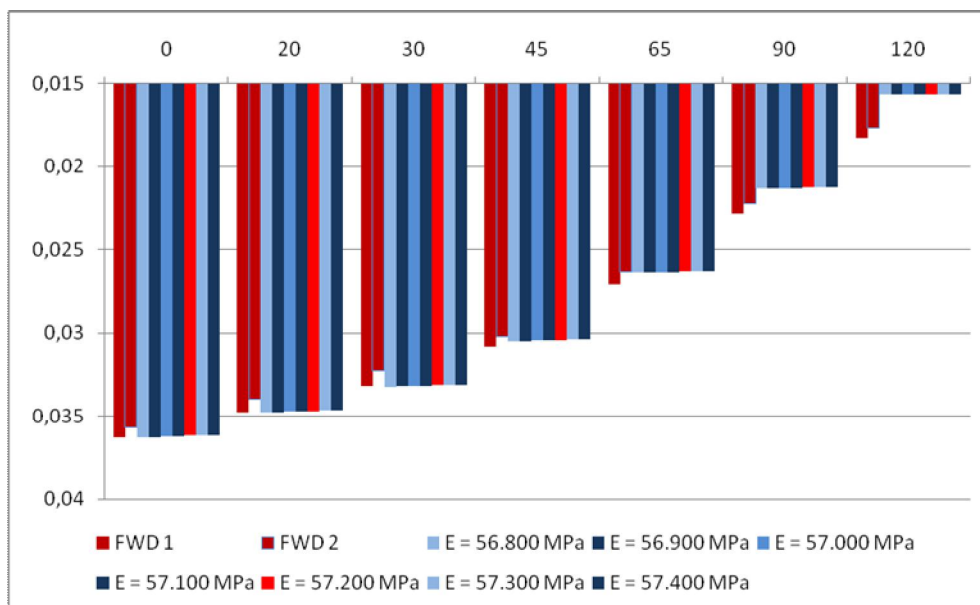


Figura 3.23 Valores retroanalizados de deflexões, variando o módulo de elasticidade. E = 57.200 MPa

Como o resultado, o módulo de elasticidade nesta terceira tentativa foi de 57.200 MPa; para a última série de simulações, variou-se E na faixa entre 57.150 e 57.250 MPa. Os resultados finais são apresentados na Tabela 3.19. A melhor aproximação pelo erro quadrático foi de E igual a 57.250 MPa e k igual 45 MPa/m, sendo que as bacias de deflexões retroanalizadas, teórica e de campo, são apresentadas na Figura 3.24.

Tabela 3.19 Retroanálise de E e k, e valores de deflexões no centro da placa A2.

Módulo de elasticidade E (MPa)	Reação do Subleito k (MPa/m)	Deflexão – Sensores (mm)						
		0	20	30	45	65	90	120
51.455	31,59	0,0363	0,0348	0,0332	0,0308	0,0271	0,0228	0,0183
48.757	33,63	0,0357	0,0340	0,0323	0,0302	0,0264	0,0222	0,0177
<i>E<sub>tentativo</sub></i> (MPa)	<i>k<sub>tentativo</sub></i> (MPa/m)							
57.150	45,00	0,0362	0,0347	0,0332	0,0304	0,0264	0,0213	0,0157
57.200	45,00	0,0362	0,0347	0,0332	0,0304	0,0264	0,0213	0,0157
<b>57.250</b>	<b>45,00</b>	<b>0,0362</b>	<b>0,0347</b>	<b>0,0331</b>	<b>0,0304</b>	<b>0,0264</b>	<b>0,0213</b>	<b>0,0157</b>



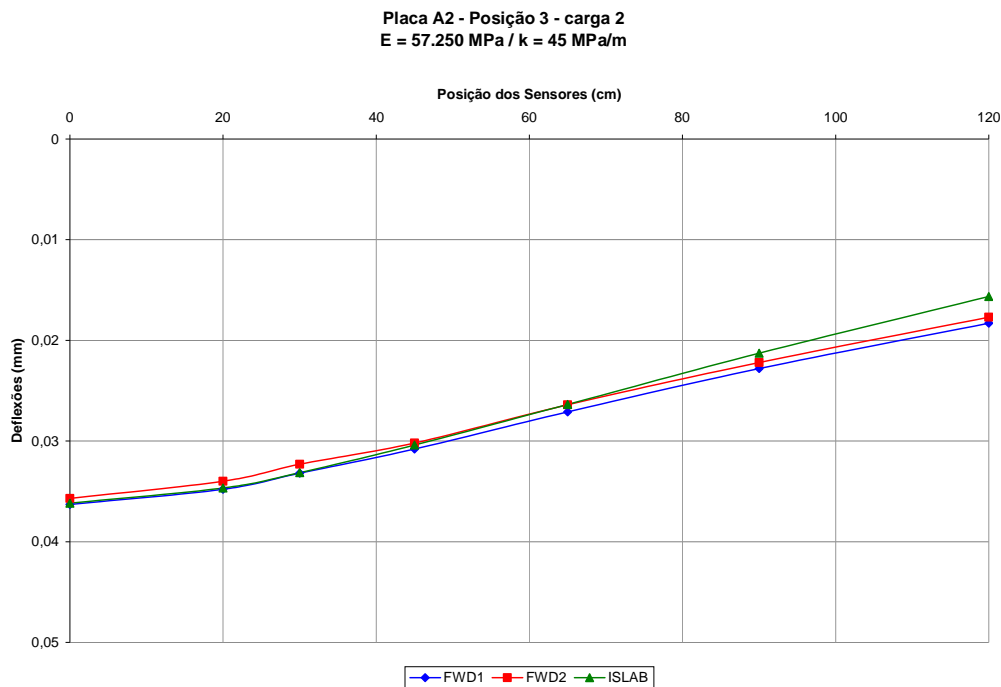


Figura 3.24 Exemplo de bacias de deflexões.

Como cada carregamento do FWD foram aplicados duas vezes, com deflexões obtidas bem parecidas, foi escolhida a curva que mais se aproximava de uma das bacias de deflexões. Em alguns poucos casos, em que o menor erro quadrático não era a bacia de deflexões que mais se aproximava das primeiras três deflexões, foi considerado, nestes casos, não o menor erro quadrático geral, mas a curva que mais se adequava às medidas de deflexões de campo, dentro dos melhores resultados quanto ao erro quadrático.

Tais procedimentos e critérios mencionados foram também empregados para o caso de retroanálises de bacias de deflexões medidas nas proximidades das juntas das placas de concreto. Acontece que, para esses casos, os valores retroanalísados de módulo de elasticidade do concreto empregando-se as deflexões para carga aplicada no centro das placas, conforme descrito, foram tomados como referência final, restando ao fim do processo a determinação, por retroanálise, dos valores do módulo de reação do subleito nas bordas transversais ( $k_b$ ) e dos valores de eficiência de transferência de cargas em juntas (LTE). Na sequência é apresentado o fluxograma dos procedimentos adotados para as retroanálises realizadas, onde ficam claras as seguintes dependências: (a) das retroanálises das cargas de centro

nas estimativas iniciais de  $E$  e  $k$ ; (b) das retroanálises das cargas nas juntas nas retroanálises das cargas no centro, para determinação de  $LTE$  e  $k_b$ .

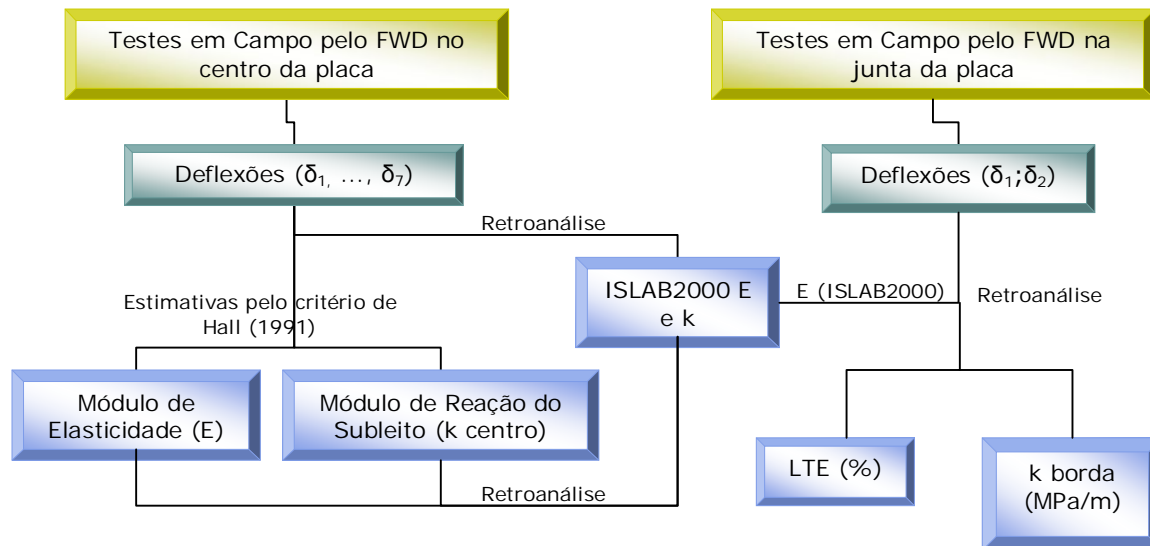


Figura 3.25 Fluxograma dos procedimentos deste estudo.

## **4 ANÁLISE DE RESULTADOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA**

### **4.1 Medidas de Deflexões**

#### **4.1.1 Carga no Centro da Placa**

As deflexões determinadas pelo equipamento FWD nos centros das placas estão apresentadas na Tabela 4.1, sendo que nessa tabela “Afast. 0” significa que a deflexão indicada (medida) possui afastamento de 0 mm a partir do centro de aplicação de carga, enquanto que, por exemplo, “Afast. 120” indica afastamento de 1.200 mm do centro de aplicação de carga. Como já informado, deflexões nos centros das placas foram medidas apenas em 26 de julho de 2006 pela manhã. Para cada posição foram aplicados três diferentes níveis de carga e realizados dois ensaios para cada nível.

Para comparar os valores das medidas de deflexões no centro das placas de concreto a fim de avaliar a influência das características do pavimento construído, como o tipo de base, a espessura da placa e seu comprimento, foram montados gráficos para deixar claro se existem fatores que afetam as medidas de deflexões e como atuam na placa de concreto simples.

A Figura 4.1, em que são apresentadas bacias de deflexões no centro de cada placa das seções A (posições 1 e 3) e B (posições 4, 6 e 18), permite concluir que as seções com o tipo de base BGS sofrem maiores deflexões (deslocamentos verticais) do que bases mais rígidas como o CCR.

Tabela 4.1 Valores de deflexões no centro da placa de concreto, com três níveis de carga.

Seção	Posição	Carga (KN)	Bacia de Deformação ( $\times 10^{-3}$ mm)							Temperatura de Topo (°C)	Horário (°C)
			Afast. 0	Afast. 20	Afast. 30	Afast. 45	Afast. 65	Afast. 90	Afast. 120		
			Df1	Df2	Df3	Df4	Df5	Df6	Df7		
A	1	47,57	201	203	194	179	165	138	115	20,0	9h 25
		74,22	310	306	292	270	244	208	171		
		83,9	346	339	327	300	266	220	188		
	3	47,5	226	220	206	191	167	138	114	21,0	9h 45
		74,64	363	348	332	308	271	228	183		
		84,19	402	384	367	340	299	249	203		
B	4	47,08	143	131	124	115	105	88	74	19,5	9h 50
		74,22	213	195	177	166	144	119	101		
		83,34	241	226	205	187	160	134	116		
	6	46,51	106	101	94	75	93	68	61	19,0	9h 57
		73,51	165	156	146	127	117	106	92		
		83,13	186	174	164	145	129	118	103		
	18	46,94	107	104	96	92	82	74	65	23,5	10h 31
		74,15	171	162	152	144	131	116	99		
		83,69	192	180	173	162	143	131	113		
C	7	46,58	94	95	88	82	74	66	60	20,0	10h
		73,09	147	144	134	127	116	104	89		
		82,35	165	162	151	142	130	116	100		
	9	46,94	130	132	119	113	102	87	71	21,0	10h 06
		74,64	202	197	183	174	156	131	106		
		84,05	224	220	201	192	172	146	116		
	20	45,45	117	78	81	75	108	110	62	22,0	10h 40
		72,59	179	121	115	115	166	107	93		
		82,21	212	138	120	139	176	131	95		
D	10	46,37	116	113	106	102	94	84	72	22,5	10h 08
		74,29	183	174	167	160	148	131	112		
		83,62	205	194	186	177	161	144	125		
	12	44,67	161	152	153	138	123	105	95	23,0	10h 12
		71,53	233	238	216	209	188	154	145		
		80,79	265	260	220	232	208	169	131		
	22	45,8	145	129	123	93	78	72	66	24,0	10h 50
		73,3	223	195	179	152	129	112	97		
		82,77	250	215	198	169	143	124	107		
E	13	45,17	117	110	110	101	89	79	63	28,0	10h 16
		72,17	181	172	165	155	136	116	96		
		81,85	201	191	180	170	150	128	104		
	15	45,52	121	121	111	101	98	89	76	25,0	10h 25
		72,31	190	184	171	157	151	137	113		
		81,36	211	201	190	179	167	152	126		
	24	45,52	102	102	97	95	85	79	68	25,5	11h 03
		73,02	158	160	152	148	134	121	103		
		82,63	177	177	168	160	149	134	114		

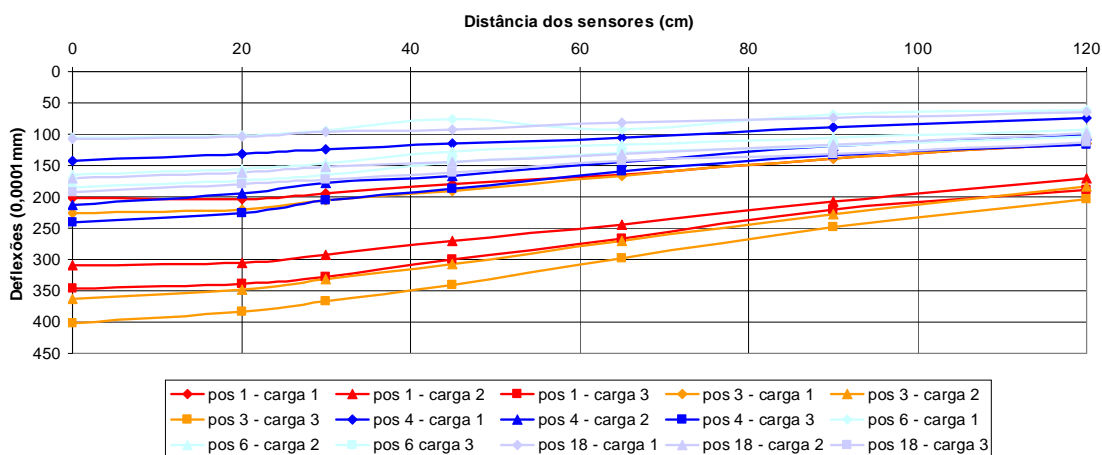


Figura 4.1 Bacias de deflexões nos centros das placas das seções A e B da pista experimental USP/FAPESP.

Ao comparar as medidas de deflexões de placas de concreto simples com o mesmo tipo de base, e diferentes espessuras (150 e 250 mm), nota-se que placas mais esbeltas sofrem maiores deslocamentos verticais que as mais espessas, como no caso das seções A (posições 1 e 3) e D (posições 10, 12 e 22) da Figura 4.2. Nestes resultados de deflexões no centro da placa, não se obteve definição palpável entre as seções com o mesmo tipo de base rígida (CCR) e diferentes espessuras de placa de concreto (Figura 4.3).

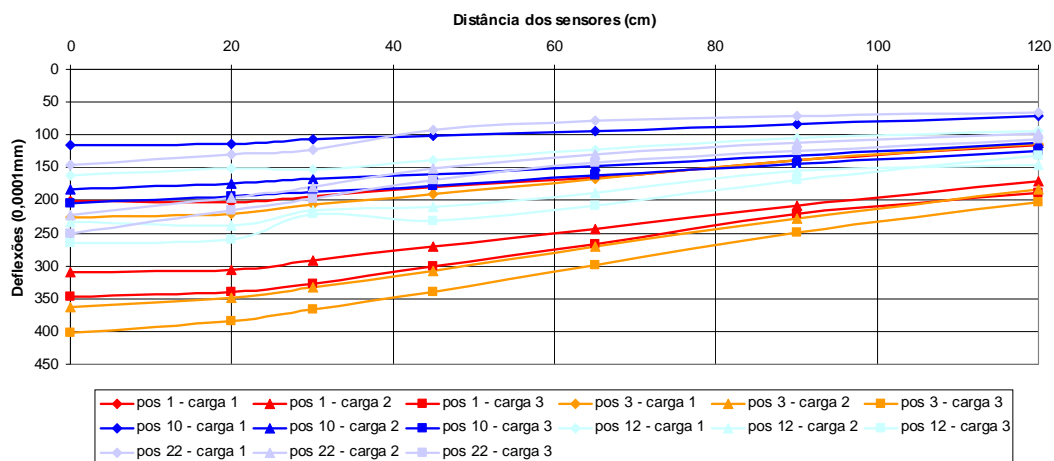


Figura 4.2 Bacias de deflexões nos centros das placas das seções A e D da pista experimental USP/FAPESP.

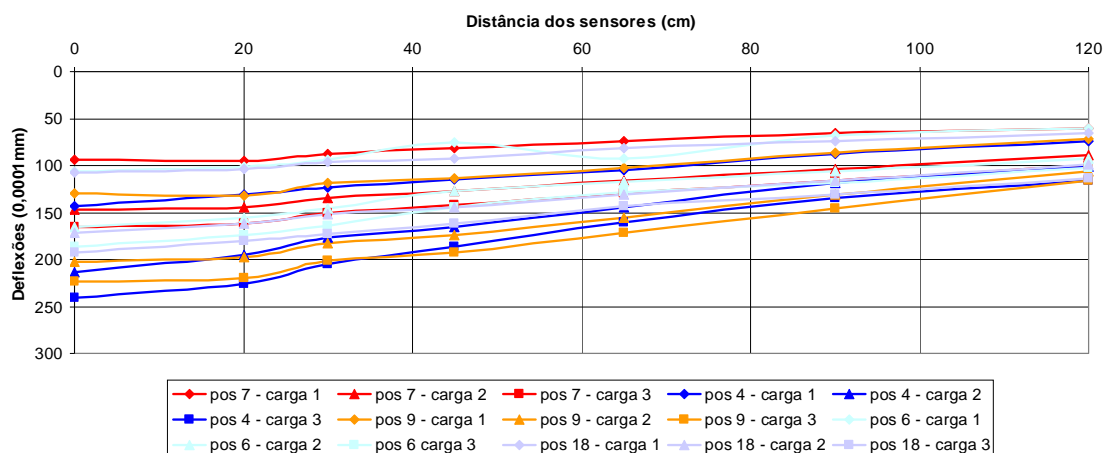


Figura 4.3 Bacias de deflexões nos centros das placas das seções B e C da pista experimental USP/FAPESP.

#### 4.1.2 Carga na Junta da Placa

As deflexões determinadas pelo equipamento FWD nas juntas das placas estão indicadas nas tabelas subsequentes. A Tabela 4.2 apresenta dados de medidas de deflexões no período da manhã do dia 28 de julho de 2006. No mesmo dia, durante a tarde, foram realizados testes nas juntas e os valores de deflexões são indicados na Tabela 4.3.

Tabela 4.2 Deflexões medidas pelo FWD pela manhã no inverno (2006).

Posição	Bacia de Deformação ( $\times 10^4$ mm)								Temperatura de Topo (°C)	Horário (°C)
	Carga	Afast. 0	Afast. 20	Afast. 30	Afast. 45	Afast. 65	Afast. 90	Afast. 120		
	(kN)	Df1	Df2	Df3	Df4	Df5	Df6	Df7		
2	47,29	307	324	292	259	215	172	122	20,0	9h 32
	74,5	475	506	456	402	330	256	198		
	83,97	527	559	505	442	362	277	224		
5	47,08	184	205	174	143	110	83	67	19,5	9h 54
	74,43	272	293	252	211	159	122	100		
	83,83	295	318	271	225	171	132	109		
8	46,86	148	153	139	124	106	86	72	20,0	10h 02
	74,5	235	243	221	197	166	134	109		
	83,83	261	270	245	218	183	150	121		
11	46,37	143	143	135	117	104	84	68	23,0	10h 10
	74,01	224	225	206	185	160	131	106		
	83,69	252	251	228	206	177	147	119		
14	45,45	145	148	138	123	107	87	70	27,0	10h 20
	73,02	233	237	220	197	168	138	111		
	82,21	260	264	246	220	189	155	125		
16	45,17	337	349	314	278	225	173	128	24,0	10h 27
	72,45	569	594	536	471	384	301	219		
	81,5	641	668	602	531	432	336	245		

Tabela 4.2 Deflexões medidas pelo FWD pela manhã no inverno (2006). *continuação*

Posição	Bacia de Deformação ( $\times 10^4$ mm)								Temperatura de Topo (°C)	Horário (°C)
	Carga	Afast.	Afast.	Afast.	Afast.	Afast.	Afast.	Afast.		
	(kN)	0	20	30	45	65	90	120		
	Df1	Df2	Df3	Df4	Df5	Df6	Df7			
17	44,46	200	232	201	170	131	93	68	24,0	10h 36
	71,89	287	326	286	244	191	140	105		
	82,63	313	352	312	265	207	154	118		
19	45,80	133	133	121	105	92	79	69	22,5	10h 46
	72,67	212	213	192	172	148	125	104		
	81,92	235	235	213	192	165	138	114		
21	44,96	144	144	133	120	105	87	71	24,0	10h 55
	72,88	230	229	210	193	164	138	113		
	82,35	257	258	235	216	184	151	125		
23	45,03	176	109	109	102	93	75	59	25,0	11h
	72,10	271	184	171	156	148	114	92		
	81,15	309	208	194	178	158	129	100		

Tabela 4.3 Deflexões medidas pelo FWD no período da tarde no inverno (2006).

Posição	Bacia de Deformação ( $\times 10^4$ mm)								Temperatura de Topo (°C)	Horário (°C)
	Carga	Afast.	Afast.	Afast.	Afast.	Afast.	Afast.	Afast.		
	(kN)	0	20	30	45	65	90	120		
	Df1	Df2	Df3	Df4	Df5	Df6	Df7			
2	45,52	283	299	264	237	196	154	120	27,0	13h 35
	72,59	433	454	402	360	298	233	178		
	81,92	484	508	451	401	331	259	197		
5	45,52	145	158	130	108	87	72	62	26,0	13h 47
	72,81	222	228	194	164	132	108	93		
	82,21	247	253	216	183	146	120	103		
8	46,02	127	123	115	107	93	80	71	32,0	13h 50
	72,95	203	197	181	168	145	126	105		
	82,35	226	219	201	187	162	141	114		
11	45,38	154	148	137	134	114	99	85	34,0	13h 58
	72,81	239	222	211	197	178	155	131		
	82,35	266	250	235	218	197	172	146		
14	45,17	146	150	134	125	108	93	75	34,0	14h
	72,17	236	242	222	200	173	148	120		
	81,57	265	265	243	222	194	164	141		
16	44,67	328	333	299	265	216	172	128	34,0	14h 05
	71,53	550	563	504	452	375	290	213		
	80,72	621	635	569	507	415	328	243		
17	44,89	121	123	111	95	87	71	58	34,0	14h 09
	72,67	194	197	174	157	133	111	93		
	82,28	217	220	196	173	149	124	102		
19	44,46	112	110	104	98	89	76	47	29,0	14h 12
	71,82	180	178	166	155	137	118	97		
	81,36	206	197	182	172	148	130	114		
21	44,60	149	145	136	126	113	97	82	31,0	14h 14
	72,24	244	237	218	204	181	156	132		
	81,85	271	263	243	227	202	175	147		
23	44,11	160	129	121	108	95	82	73	35,0	14h 16
	70,97	253	203	188	176	154	133	113		
	80,30	295	231	211	198	175	150	129		

É de se observar nos resultados uma clara tendência de diminuição das deflexões próximas das juntas no período mais quente (tarde), um primeiro indicador do efeito da temperatura, com expansão e melhor contato entre as placas, no comportamento estrutural dos pavimentos. Posteriormente, no dia 26 de março de 2007, foram realizados os mesmos testes de aplicação de carga nas juntas das placas de concreto da pista experimental na USP, nos períodos da tarde e ao anoitecer, respectivamente, cujos resultados são apresentados nas Tabelas 4.4 e 4.5.

Tabela 4.4 Deflexões medidas pelo FWD no período da tarde no verão (2007).

Posição	Bacia de Deformação ( $\times 10^4$ mm)								Temperatura de Topo (°C)	Horário (°C)
	Carga	Afast. 0	Afast. 20	Afast. 30	Afast. 45	Afast. 65	Afast. 90	Afast. 120		
	(kN)	Df1	Df2	Df3	Df4	Df5	Df6	Df7		
2	48,91	379	390	359	287	270	210	150	25,0	12h 30
	64,75	494	507	465	376	348	272	194		
	88,07	644	661	605	493	447	347	247		
5	51,81	137	139	121	90	83	70	59	24,5	12h 35
	68,21	179	178	156	117	109	91	77		
	90,12	229	229	199	150	138	115	97		
8	51,53	123	125	117	94	93	77	64	41,0	12h 42
	67,01	162	164	153	123	123	104	85		
	89,91	217	218	203	167	161	135	110		
11	50,54	156	149	142	122	119	103	87	43,0	12h 50
	67,15	203	195	186	154	155	136	116		
	89,42	266	255	243	201	202	177	150		
14	51,46	179	177	166	139	136	118	98	45,0	12h 56
	67,01	237	235	221	183	182	157	131		
	88,64	315	313	294	247	243	210	175		
16	51,60	367	375	343	274	251	196	136	26,0	13h 02
	66,73	486	504	469	372	338	261	187		
	86,66	646	683	621	501	455	351	252		
17	50,47	145	141	127	98	94	77	63	31,0	13h 12
	67,22	191	188	169	127	125	102	85		
	89,84	249	245	220	171	161	132	108		
19	51,74	123	110	103	86	85	74	61	38,5	13h 20
	66,52	165	150	141	116	116	100	85		
	89,70	214	198	186	152	153	131	109		
21	52,52	169	167	161	141	130	117	97	44,5	13h 30
	67,22	223	220	209	171	172	150	123		
	88,85	290	279	265	225	223	192	161		
23	51,18	196	130	123	104	103	90	76	46,0	13h 40
	66,87	258	181	172	142	145	127	107		
	86,31	277	237	226	191	189	164	140		



Tabela 4.5 Deflexões medidas pelo FWD no período da noite no verão (2007).

Posição	Bacia de Deformação ( $\times 10^{-4}$ mm)								Temperatura de Topo (°C)	Horário (°C)
	Carga	Afast. 0	Afast. 20	Afast. 30	Afast. 45	Afast. 65	Afast. 90	Afast. 120		
	(kN)	Df1	Df2	Df3	Df4	Df5	Df6	Df7		
2	49,06	411	417	382	313	289	223	158	25,5	19h 35
	65,17	528	535	488	399	368	283	200		
	87,08	670	681	618	510	458	351	248		
5	51,18	147	147	128	96	86	72	63	28,5	18h 20
	66,59	188	187	162	119	110	92	78		
	89,56	240	234	204	155	139	116	99		
8	51,11	143	143	134	107	100	79	64	32,0	18h 30
	67,36	186	190	175	138	133	109	87		
	88,92	244	250	230	185	173	140	112		
11	49,76	147	143	130	105	101	84	66	32,5	18h 34
	66,44	195	187	174	140	136	111	88		
	89,13	256	246	228	186	176	144	112		
14	52,59	144	151	140	112	108	88	70	33,0	18h 42
	68,00	192	201	188	150	150	116	93		
	87,58	256	266	249	201	196	152	121		
16	50,89	363	377	348	281	254	197	144	28,0	18h 47
	66,02	480	498	459	368	335	260	189		
	86,73	634	666	609	492	445	344	246		
17	50,47	168	182	162	122	108	79	61	36,5	18h 52
	66,80	215	233	207	159	140	105	81		
	89,13	272	293	261	197	176	133	103		
19	51,60	152	146	134	108	102	83	67	28,0	19h
	67,01	200	192	179	139	136	112	90		
	88,78	262	251	232	187	178	144	116		
21	50,26	149	146	133	113	104	86	69	30,5	19h 04
	66,30	198	195	178	147	139	115	90		
	89,06	262	258	234	193	182	150	119		
23	50,26	166	117	103	93	86	69	59	30,5	19h 12
	65,10	223	160	144	122	118	95	80		
	88,07	285	214	195	162	156	127	103		

Como se verifica a partir desses resultados há uma tendência de aumento da deflexão nas juntas, na medida em que há esfriamento da placa de concreto ao anoitecer; os valores não são mais explicitamente favoráveis por completo a essa assertiva, pois as medidas foram realizadas às 18 horas, aproximadamente, ainda estando quente. Para comparar os valores das medidas de deflexões entre as placas a fim de avaliar a influência das características do pavimento de concreto construído como o tipo de base e a espessura da placa, além do seu comprimento, foram construídos gráficos para deixar claro se existem fatores que afetam as medidas de deflexões e como atuam na placa de concreto simples.

Pela Figura 4.4, onde são apresentadas as bacias de deflexões das seções A (posições 2 e 16) e B (posições 5 e 17), observa-se que as deflexões da seção A, na ordem de carga mais pesada para a mais leve, em que o tipo de base é BGS, são maiores que as deflexões da seção B, onde o CCR foi utilizado como base. Este fato é esperado devido à maior rigidez da base de CCR, ocasionando menor deslocamento vertical (deformação vertical) na placa de concreto, e ocorre tanto durante o inverno quanto o verão, em todas as suposições estudadas.

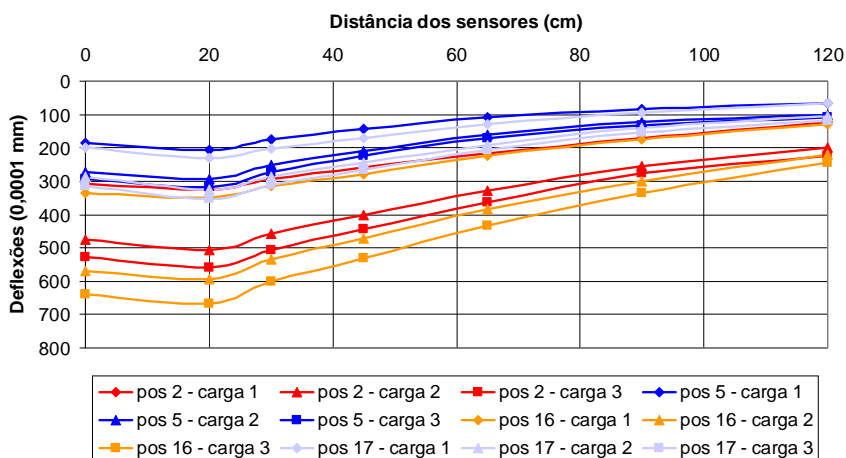


Figura 4.4 Bacias de deflexões nas juntas das seções A e B da pista experimental USP/FAPESP.

Outro fator influente de medidas de deflexões, observado neste estudo, foi a espessura da placa de concreto. Comparando-se as placas das seções B e C na Figura 4.5, em que a base é de CCR, e as espessuras são de 150 e 250 mm, respectivamente, nota-se que as deflexões da seção B (posições 5 e 17) são maiores que as da seção C (posições 8 e 19), podendo concluir que a placa mais esbelta sofre maiores deformações verticais que a placa mais espessa. O mesmo ocorre com as seções A e D na Figura 4.6, cuja base nestas placas de concreto é BGS, com uma diferença: os valores das deflexões são maiores que os da Figura 4.5, fato confirmado pela Figura 4.4.

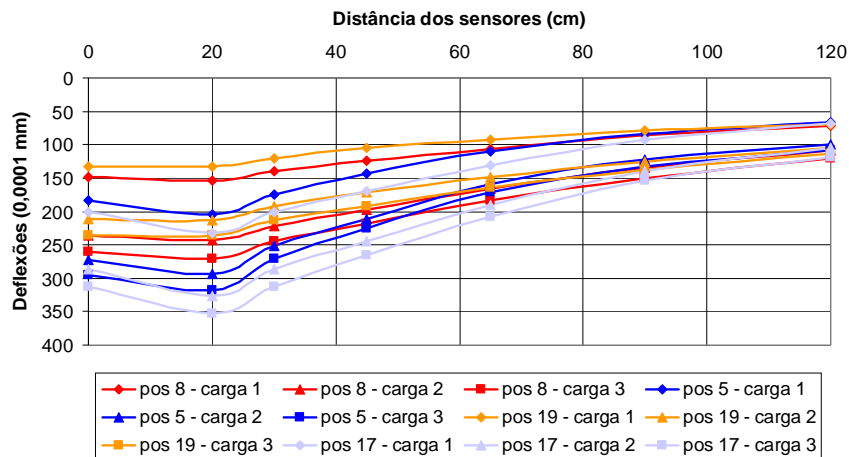


Figura 4.5 Bacias de deflexões nas juntas das seções B e C da pista experimental USP/FAPESP.

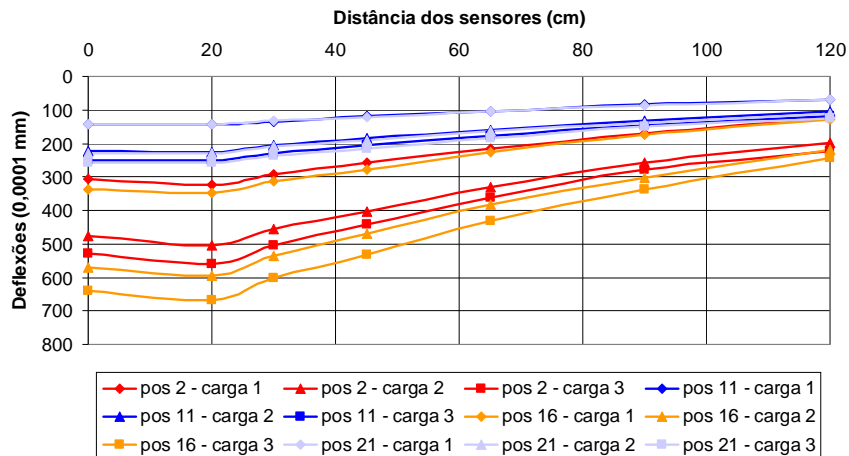


Figura 4.6 Bacias de deflexões nas juntas das seções A e D da pista experimental USP/FAPESP.

Segundo Vandebossche (2007), ao aumentar a eficiência de transferência de carga em juntas sem dispositivos de transferência, as deflexões sob a carga aplicada diminuem e conseqüentemente aumentam as deflexões à mesma distância da junta, na placa descarregada. Este fenômeno é confirmado pelos dados de deflexões obtidos no presente estudo, no caso da junta E 23, e são apresentados na Figura 4.7. Desta forma, admite-se, então, como Nishizawa *et al.* (1989), que a barra de transferência é de extrema importância na redução das deflexões, pois é capaz de reduzir a deflexão sob a carga, equiparando-as assim com a deflexão na placa descarregada.

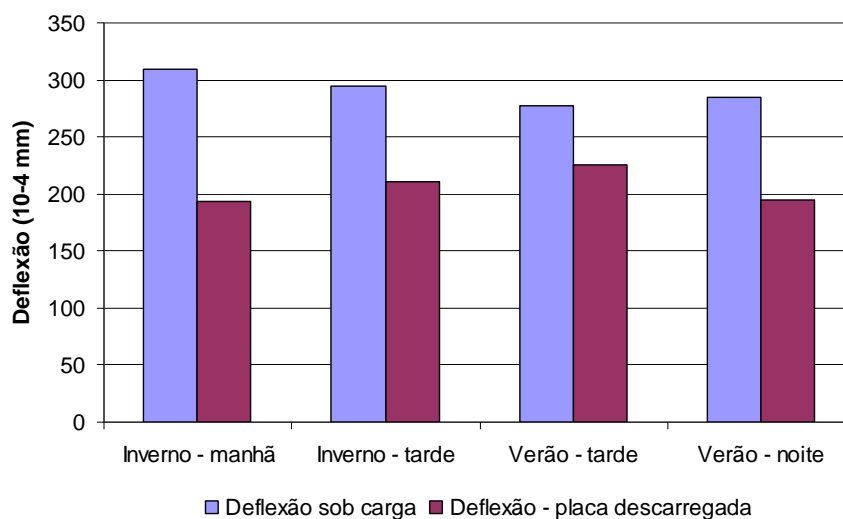


Figura 4.7 Variações entre deflexões na junta E3 sem BT.

## 4.2 Estimativas dos Parâmetros Estruturais (E e k)

Empregando-se o critério de estimativa de parâmetros estruturais para cargas aplicadas no centro de placas, proposto por Hall (1991), e utilizando os valores de deflexões medidas em campo, foram obtidos os valores de módulo de reação do subleito ( $k$ ) e de módulo de elasticidade do concreto ( $E$ ), conforme indicados nas Tabelas 4.6 a 4.10.

Tabela 4.6 Resultados de E e k pelo critério de Hall (1991) na seção A.

Placa	Posição	Carga	Módulo de Reação do Subleito ( $k$ )	Módulo de Elasticidade do CCP ( $E$ )
		KN	MPa/m	MPa
A	1	47	23,00	106.635
		47	29,31	77.416
		74	28,78	82.813
		74	31,30	73.296
		83	32,08	74.151
	3	83	31,77	73.365
		47	33,85	49.246
		47	31,56	52.945
		74	31,59	51.455
		74	33,63	48.757
h = 15 cm BGS	83	32,87	50.860	
	83	34,42	48.073	

Tabela 4.7 Resultados de E e k pelo critério de Hall (1991) na seção B.

Placa	Posição	Carga	Módulo de Reação do Subleito (k)	Módulo de Elasticidade do CCP (E)
		KN	MPa/m	MPa
B	4	47	58,97	66.243
			67,99	52.794
			79,08	48.378
		74	77,86	45.957
		83	77,65	48.872
	6		79,45	47.226
		47	49,52	164.412
			58,77	128.689
			78,76	91.403
		74	73,05	103.549
	18	83	82,95	85.327
			79,31	92.576
47		89,60	28.785	
		92,43	23.466	
		93,49	29.777	
h = 15 cm CCR	74	95,19	27.406	
		96,51	28.412	
	83	97,08	27.672	

Tabela 4.8 Resultados de E e k pelo critério de Hall (1991) na seção C.

Placa	Posição	Carga	Módulo de Reação do Subleito (k)	Módulo de Elasticidade do CCP (E)
		KN	MPa/m	MPa
C	7	47	61,70	26.710
			51,32	34.419
			63,49	25.024
		74	61,11	27.387
		83	65,00	24.535
	9		62,05	26.616
		47	57,79	38.486
			55,13	43.771
			61,61	35.739
		74	60,03	37.446
	20	83	61,82	35.891
			60,81	37.763
		47	50,11	26.134
			50,56	27.324
			60,00	22.168
h = 25 cm CCR	74	63,32	20.874	
		64,90	20.919	
	83	65,40	20.781	

Tabela 4.9 Resultados de E e k pelo critério de Hall (1991) na seção D.

Placa	Posição	Carga	Módulo de Reação do Subleito (k)	Módulo de Elasticidade do CCP (E)
		KN	MPa/m	MPa
D	10	47	47,38	24.096
			48,32	23.411
			52,94	21.959
		74	51,81	22.875
			55,37	21.421
		83	55,64	21.273
	12	47	43,76	31.512
			69,31	15.746
			79,03	15.536
		74	61,74	22.055
			100,00	9.249
		83	54,06	27.091
22	47	41,09	31.716	
		39,90	32.939	
		47,04	27.444	
	74	45,90	28.258	
		48,10	27.476	
	83	46,28	29.187	

Tabela 4.10 Resultados de E e k pelo critério de Hall (1991) na seção E.

Placa	Posição	Carga	Módulo de Reação do Subleito (k)	Módulo de Elasticidade do CCP (E)
		KN	MPa/m	MPa
E	13	47	44,93	32.521
			42,03	35.898
			46,64	32.125
		74	42,93	36.571
			52,12	28.180
		83	43,01	36.650
	15	47	35,82	18.918
			33,79	23.142
			36,93	22.925
		74	38,64	20.945
			51,67	14.358
		83	38,53	22.199
24	47	36,99	52.542	
		37,61	51.933	
		35,05	60.359	
	74	38,48	54.338	
		39,02	54.427	
	83	42,11	50.045	

Observando-se os resultados de módulo de elasticidade do concreto definidos dessa maneira, percebe-se que para as medidas relativas às posições 1 (placa A1) e 6 (placa B2), os valores obtidos são aparentemente irreais. Não existem razões para acreditar que o concreto empregado nas cinco seções da pista experimental USP/FAPESP fossem diferentes, conforme as razões que se expõem<sup>1</sup>:

- Não houve alteração da dosagem estabelecida para o projeto entre diferentes concretagens;
- Não houve alteração do fornecedor do concreto entre as cinco fases de execução da pista;
- O fornecedor do concreto não alterou agregados ou cimento Portland na formulação dos concretos em cada uma das fases;
- Não houve diferença importante entre condições climáticas e de cura dos concretos em nenhuma das fases;
- As medidas de resistência de amostras moldadas durante todas as fases de execução, bem como as medidas de valores de módulo de elasticidade estático do concreto naquela época, não indicaram alteração ou variação expressiva desses parâmetros entre as fases de construção.

Assim sendo, é inevitável afirmar que houve falha na execução dos testes com FWD nessas seções, mesmo porque os processos de retroanálise foram devidamente checados quanto aos elementos fornecidos para o programa ISLAB2000. A título de especulação sobre essas possíveis falhas não detectadas no momento dos testes, duas hipóteses são tangíveis. A primeira delas, mais provável, é que o aplicador de cargas do FWD apoiou-se de maneira não completa sobre a superfície da placa de concreto nos pontos indicados (posições 1 e 6) devido à presença de grão(s) rígido(s); isto afetaria muito a distribuição da carga aplicada, exercendo pressões não uniformes sob a o carregamento. A segunda hipótese seria algum tipo de falha do operador do microcomputador que registra a aquisição de dados, menos provável, pois isto é bastante incomum.

---

<sup>1</sup> Comunicação pessoal de José Tadeu Balbo, dezembro de 2008.

Com base em tais constatações, decidiu-se pela eliminação dessas medidas sobre essas placas de concreto, para o prosseguimento dos estudos, pois não havia mais tempo e possibilidade de empréstimo do equipamento FWD para os trabalhos.

Das seções restantes destes resultados, observa-se que o módulo de reação do subleito no centro da placa é em torno de 30 a 50 MPa/m nas seções C, D e E, cuja espessura da placa é a mesma (250 mm), conforme é apresentado na Tabela 4.11. Os valores de módulo de elasticidade do concreto resultaram em geral dentro de faixas possíveis e toleráveis, sendo o ajuste mais adequado para tais valores obtidos por meio de retroanálises com o programa ISLAB2000, o que se apresenta na sequência.

Tabela 4.11 Resumo dos resultados de E e k pelo critério de Hall (1991).

<i>Placa</i>	<i>Posição</i>	<i>Módulo de Reação do Subleito (k)</i> MPa/m	<i>Módulo de Elasticidade do CCP (E)</i> MPa
<b>A</b>	<b>3</b>	31 a 34	48.000 a 53.000
<b>B</b>	<b>4</b>	60 a 80	45.000 a 66.000
	<b>18</b>	89 a 97	23.000 a 29.000
<b>C</b>	<b>7</b>	51 a 65	24.000 a 34.000
	<b>9</b>	55 a 61	35.000 a 43.000
	<b>20</b>	50 a 65	20.000 a 27.000
<b>D</b>	<b>10</b>	47 a 55	21.000 a 24.000
	<b>12</b>	43 a 100	9.000 a 31.000
	<b>22</b>	40 a 47	27.000 a 32.000
<b>E</b>	<b>13</b>	42 a 52	28.000 a 36.000
	<b>15</b>	33 a 51	14.000 a 23.000
	<b>24</b>	35 a 42	50.000 a 60.000

### 4.3 Retroanálises de E e k no Centro da Placa

Na Tabela 4.12 são apresentados os valores do módulo de elasticidade do concreto e de módulo de reação do subleito retroanalizados, a partir das cargas aplicadas no centro de cada placa das seções experimentais. Recordar-se que as deflexões medidas no período da manhã do dia 28 de julho de 2006 (inverno) foram empregadas para esta finalidade.



Tabela 4.12 Resumo dos valores de E e k retroanalizados.

Seção	Posição	Módulo de Elasticidade (MPa)		Módulo de Reação do Subleito (MPa/m)
		Placa CCP	Base CCR	Centro da Placa
A	1	55.150	-	55
		74.150	-	50
		73.800	-	50
	3	57.050	-	45
		57.250	-	45
		51.350	-	50
B	4	45.850	22.100	75
		-	-	-
		59.550	20.450	80
	6	-	-	-
		27.700	26.900	125
		87.200	27.900	90
	18	21.000	22.450	90
		35.000	20.500	90
		40.050	19.900	90
C	7	51.800	21.850	60
		53.900	19.800	60
		54.500	18.400	60
	9	72.350	22.450	65
		60.000	19.600	70
		62.300	22.500	70
	20	41.000	21.550	60
		37.000	20.000	65
		34.200	19.800	70
D	10	52.300	-	45
		39.850	-	55
		39.950	-	55
	22	-	-	-
		-	-	-
		-	-	-
E	13	33.400	-	60
		61.100	-	40
		45.250	-	55
	15	37.500	-	65
		33.850	-	70
		29.750	-	75
	24	26.550	-	50
		34.950	-	45
		30.150	-	50
24	58.850	-	60	
	57.550	-	60	
	65.400	-	60	

Observa-se dos resultados obtidos que, novamente, os módulos de elasticidade das placas A1 e B6 resultaram em geral elevados, com valores inesperados para o

concreto empregado, visto que valores acima de 70.000 MPa estão presentes. Também ocorreram valores inesperados na placa C9, com todos os resultados superiores a 60.000 MPa. Considera-se tais resultados como insatisfatórios devidos a erro de procedimento em campo na operação do FWD (ver item 4.2) ou falta de refinamento na retroanálise para estes casos, não sendo posteriormente considerados nas análises.

O módulo de elasticidade do concreto retroanalisado variou na faixa entre 26.500 e 58.850 MPa, desconsiderando-se os valores acima mencionados. Essa variação deve ser considerada normal, mesmo porque reflete um valor paramétrico médio representativo para a placa de concreto como um todo e não valores de corpos-de-prova homogêneos estudados em laboratório. Em pista, durante a construção, em diferentes áreas de concretagem, ocorrem, de maneiras diferenciadas, fenômenos como a segregação e a exsudação do concreto fresco, o que também é dependente da forma de lançamento e da vibração do material, que certamente não é homogênea em pista. Esses valores de módulo de elasticidade do concreto serão adiante confrontados com os valores de amostras coletadas durante a construção da pista e ensaiadas em laboratório.

Os valores de módulo de elasticidade do CCR nas seções B e C resultaram variando entre 19.600 e 27.900 MPa. Tais valores são típicos de CCR's empregados em pavimentação, como por exemplo encontrados nos estudos de Ricci (2007), para os quais o módulo de elasticidade tangente resultou entre 21.000 e 23.000 MPa, e por Trichês (1993, *apud* Ricci, 2007), neste caso variando entre 16.000 e 19.000 MPa, ambos para consumo de cimento em torno de 120 kg/m<sup>3</sup>. Observe-se que o CCR empregado na pista experimental apresentava consumo de cimento de 150 kg/m<sup>3</sup>.

O módulo de reação do subleito apresentou dois comportamentos distintos. Para as seções A, D e E, cujas bases são em BGS, os valores de k variaram entre 40 e 60 MPa/m. Esta variação, segundo Rodolfo e Balbo (2002), praticamente não possui interferência alguma no comportamento das placas, não se tratando do principal agente no mecanismo de tensões no concreto. Valores de k em torno de 50 MPa/m revelam subleitos de boa qualidade quanto à deformabilidade elástica, como é o

caso do subleito da pista experimental constituído por aterro de solo laterítico argiloso.

O método de projeto de pavimentos de concreto simples da PCA (1966) considera 65 MPa/m como valor máximo de  $k$  para solos de subleito (com CBR = 20%). O método da AASHTO (1986) considera que um solo argiloso com grau de saturação não superior a 50% possui  $k = 50$  MPa/m. Ainda a AASHTO (1998) fornece o valor máximo de  $k = 80$  MPa/m para um solo com CBR = 20%. De acordo com Hall *et al.* (1997), um solo argiloso do tipo A-7-6, o valor de  $k$  varia entre 10 e 60 MPa/m. Considerando que argila do subleito da pista experimental apresenta CBR não superior a 8%, os valores de  $k$  entre 40 e 60 MPa/m encontrados são perfeitamente adequados.

Nas seções B e C os valores de módulo de reação do subleito variaram em faixa mais ampla e superior ao primeiro caso: entre 60 e 125 MPa/m. Tais valores são encontrados para subleitos sob uma base em CCR, dando uma primeira indicação de que tal tipo de base interfere na resposta do subleito, o que ficará melhor esclarecido após a apresentação dos resultados de módulo de reação do subleito retroanalizados para cargas de borda transversal ( $k_b$ ). As distintas faixas de variação mencionadas ficam bastante evidenciadas na Figura 4.8.

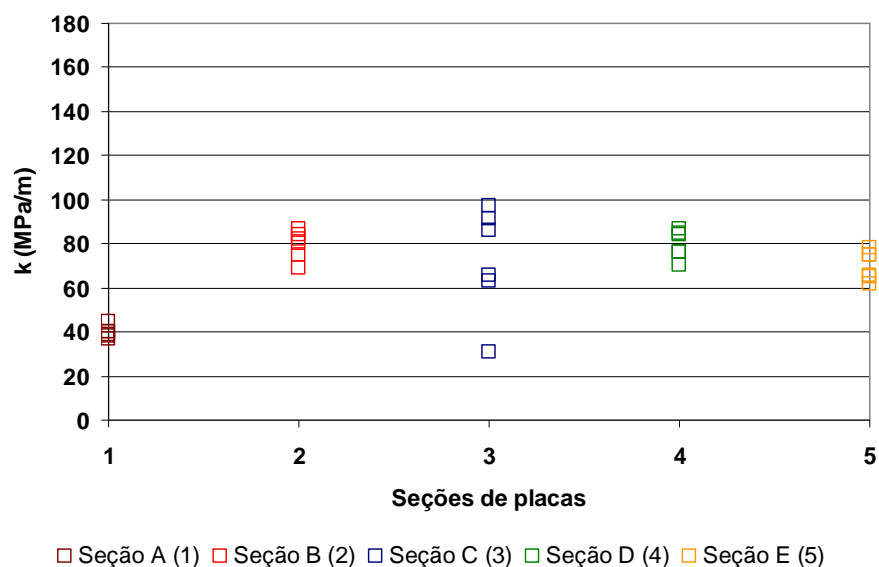


Figura 4.8 Valores de módulo de reação retroanalizados (centro das placas).

#### 4.4 Retroanálises dos Valores de LTE e de $k_b$

Nas Tabelas 4.13 e 4.14, são indicados valores de módulo de reação do subleito na borda da placa de concreto e valores de eficiência de transferência de carga, tanto nos testes realizados em julho de 2006 (inverno) quanto em março de 2007 (verão).

Tabela 4.13 Valores de LTE e  $k_b$  (de borda) nos testes realizados em julho/2006.

Seção	Posição	Carga (kN)	Módulo de Reação do Subleito na borda (MPa/m)		LTE (%)	
			Manhã	Tarde	Manhã	Tarde
A	2	47	45	54	99	96
		74	40	51	99	99
		83	40	52	99	97
	16	47	38	41	96	96
		74	37	39	92	95
		83	39	39	94	94
B	5	47	75	104	96	89
		74	80	107	96	94
		83	84	110	98	94
	17	47	69	170	99	96
		74	82	159	99	91
		83	87	165	99	91
C	8	47	66	83	95	95
		74	63	80	98	94
		83	31	79	97	94
	19	47	86	107	91	95
		74	91	123	91	91
		83	97	135	90	89
D	11	47	70	64	94	93
		74	76	63	94	95
		83	76	76	95	94
	21	47	84	76	95	94
		74	85	78	93	92
		83	87	69	91	90
E	14	47	78	78	97	97
		74	75	76	97	97
		83	75	77	99	97
	23	47	62	62	55	74
		74	65	65	53	71
		83	66	67	49	70

Observa-se que em ambos os casos, verão e inverno, os módulos de reação do subleito nas placas das seções B e C aumentam bruscamente no período da tarde, se comparados a períodos mais frios como manhã ou anoitecer. Este fato está diretamente ligado ao tipo de base utilizado nestas seções: o CCR. No período da tarde, as placas estão mais próximas, e suas juntas mais fechadas, ocasionando um

sistema de apoio mais rígido na junta ou na borda, aumentando assim o módulo de reação do subleito.

Os valores de  $k$  nas bordas de placas apoiadas sobre bases granulares ou se mantém praticamente constantes ou apresentam alguma elevação nos horários mais quentes. Isto pode ser assim entendido também para o caso da seção E, nas medidas de verão entre tarde e noite, porque entre tais medidas a radiação solar e o calor, ainda persistentes antes do anoitecer, podem ter causado pequeno acréscimo de temperatura no concreto, o que justificaria maiores valores para  $k_b$ .

Tabela 4.14 Valores de LTE e  $k_b$  (de borda) nos testes realizados em março/2007.

Seção	Posição	Carga (kN)	Módulo de Reação do Subleito na borda (MPa/m)		LTE (%)	
			Tarde	Noite	Tarde	Noite
A	2	47,18	37	33	95	94
		74,36	31	29	95	94
		83,92	32	37	95	95
	16	47,18	39	40	96	97
		74,36	39	40	98	96
		83,92	42	43	92	93
B	5	47,18	140	129	93	93
		74,36	144	129	94	93
		83,92	137	127	93	93
	17	47,18	152	111	94	96
		74,36	141	115	91	98
		83,92	160	124	89	93
C	8	47,18	101	81	95	93
		74,36	93	92	95	96
		83,92	89	74	95	94
	19	47,18	127	86	87	88
		74,36	124	90	86	88
		83,92	-	96	-	87
D	11	47,18	71	77	93	90
		74,36	81	84	92	91
		83,92	82	84	94	92
	21	47,18	88	96	94	90
		74,36	61	70	94	90
		83,92	75	86	88	87
E	14	47,18	68	94	95	97
		74,36	67	92	92	99
		83,92	72	90	94	98
	23	47,18	60	72	64	58
		74,36	61	70	62	60
		83,92	68	74	71	58

Os valores de LTE retroanalizados em juntas com BT para as medidas de inverno variaram entre 90 e 99%, não sendo possível distinguir efeitos claros do tipo de base e de espessura da placa de concreto. Durante o verão tais valores variaram entre 86 e 99%, novamente não sendo possível estabelecer padrões de comportamento. Todos esses valores são típicos de pavimentos novos, o que se justifica pela não ocorrência de tráfego comercial nas seções experimentais, que são um estacionamento de automóveis.

Já no caso da junta sem barra de transferência de carga, no inverno, no período da manhã, o LTE foi sensivelmente inferior que no período da tarde (em torno de 50% contra 70%). No verão não foram verificadas variações tão importantes entre tarde e noite, mesmo porque nesta época do ano a variação da temperatura ambiente é menor que no inverno.

Nas Figuras 4.9 e 4.10 observa-se um evidente aumento nos valores do módulo de reação do subleito com cargas aplicadas nas bordas (juntas transversais) das placas para os casos das seções B e C, que possuem base em CCR.

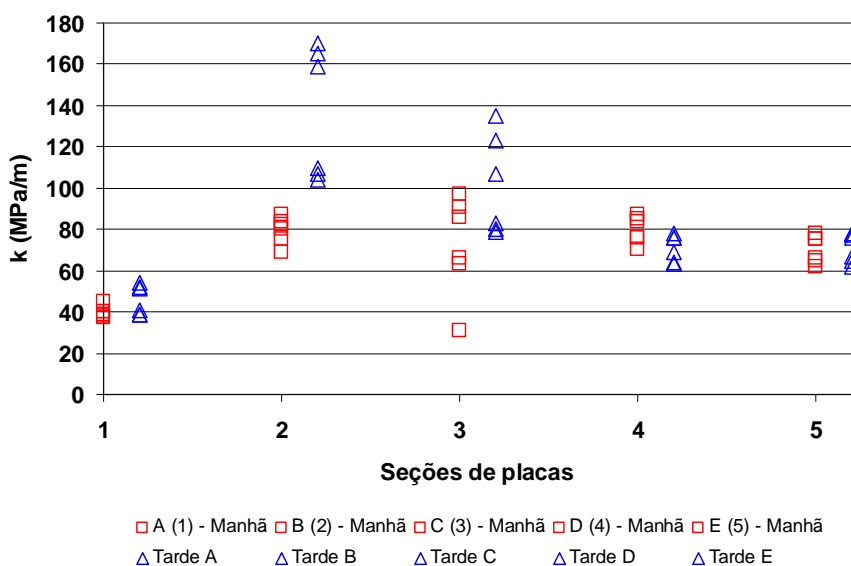


Figura 4.9 Valores de  $k_b$  nos testes realizados em julho/2006.

Tal como no caso de cargas centrais, os valores de  $k_b$  aumentam bastante para as estruturas com bases em CCR, denotando que tal parâmetro (módulo de reação do subleito) é dependente da estrutura como um todo. Inclusive, nos casos de bases em CCR, os valores aumentam muito para os períodos mais quentes, o que denota uma interferência conjunta no comportamento da estrutura de pavimento da temperatura do concreto e do tipo de base.

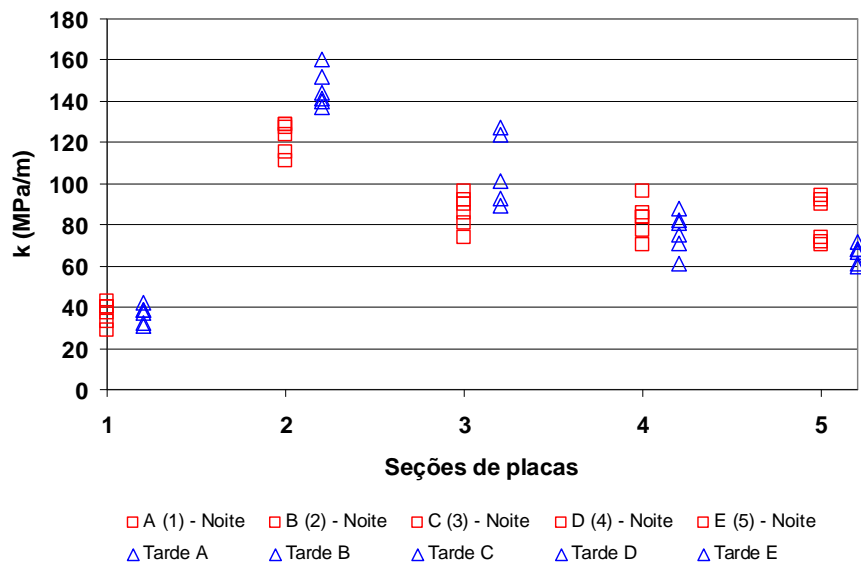


Figura 4.10 Valores de  $k_b$  nos testes realizados em janeiro/2007.

#### 4.5 Transferência de Carga em Juntas por Medidas Diretas

Os valores de LTE foram calculados conforme a Equação 2.4, sendo apresentados individualmente na Tabela 4.15 para cada carregamento. De tais valores individuais se extrai claramente que a presença de BT nas juntas transversais resulta em acréscimo expressivo no valor do LTE, em comparação ao caso de juntas sem BT, quando a transferência de carga se faz exclusivamente pelo intertravamento entre faces ou agregados (comparar posições quaisquer com a posição E3). Isto ressalta o fato, conforme descrito por Khazanovich (2007), de pavimentos de concreto com BT apresentarem melhor desempenho, o que se explica pelos estados de tensões mais aliviados decorrentes da presença de BT em juntas quando a carga solicita o pavimento nessa posição.

Tabela 4.15 Resultados de LTE (em %) a partir dos testes com diferentes níveis de carga.

Posição	Placa	Inverno de 2006						Verão de 2007					
		Manhã			Tarde			Tarde			Noite		
		Carga do FWD (kN)			Carga do FWD (kN)			Carga do FWD (kN)			Carga do FWD (kN)		
2	A1	47	74	84	47	74	84	47	74	84	47	74	84
	A1	95	96	96	93	93	93	95	94	94	93	92	92
5	B1	96	95	96	93	93	92	94	94	94	93	93	92
	B1	95	93	92	90	87	87	88	87	87	87	86	85
8	B1	93	94	92	87	87	87	86	86	87	86	86	86
	C1	94	94	94	91	89	89	95	94	94	94	94	94
11	C1	94	100	94	91	90	91	93	96	93	94	94	94
	D1	94	92	90	89	88	88	91	92	91	88	89	89
14	D1	94	91	91	89	88	90	89	90	91	90	89	90
	E1	95	94	95	92	94	92	93	93	93	97	98	97
16	E1	95	94	95	92	91	93	93	93	93	97	96	97
	A3	93	94	94	91	92	92	93	97	96	96	96	96
17	A3	93	92	93	92	92	92	94	95	96	96	96	97
	B3	100	100	100	92	90	90	87	88	88	96	96	96
19	B3	100	98	98	90	89	88	87	87	87	96	96	95
	C3	91	91	91	93	92	88	84	85	87	88	90	89
21	C3	92	90	90	92	89	88	84	85	87	88	89	88
	D3	92	91	91	91	89	90	95	94	91	89	90	89
23	D3	92	91	91	91	89	90	95	95	93	91	91	90
	E3	62	63	63	77	74	72	63	67	82	62	65	68
	E3	58	62	62	70	73	73	66	75	82	57	62	67

Um aspecto importante a ser extraído dos resultados apresentados na Tabela 4.15 é que existe um acréscimo para valores de LTE calculados em placas sem BT (placa E3) em função do incremento de carga, para o verão. Já em placas com BT, não existe diferença significativa para esses valores de LTE em diferentes níveis de carregamento, tanto no inverno quanto no verão. Isto não significa que as deflexões não se alterem com o incremento de carga.

Com base em tal constatação, as análises que se seguem são realizadas a partir dos valores médios de todas as medidas para as cargas aplicadas, conforme apresentados na Tabela 4.16.



Tabela 4.16 – Resultados do LTE em 2006 e 2007.

<i>Placa</i>	<i>LTE Inverno Manhã/2006</i>	<i>LTE Inverno Tarde/2006</i>	<i>LTE Verão Tarde/2007</i>	<i>LTE Verão Noite/2007</i>	<i>Espessura da Placa (mm)</i>	<i>Tipo de Base</i>	<i>Comprimento (m)</i>	<i>Presença de B.T.</i>
A1	95,8	92,8	94,3	92,6	150	BGS	4,0	Sim
B1	93,0	87,5	86,9	86,1	150	CCR	4,0	Sim
C1	94,9	90,0	94,2	94,0	250	CCR	4,0	Sim
D1	92,1	88,8	90,7	89,2	250	BGS	4,0	Sim
E1	94,6	92,4	92,9	97,1	250	BGS	5,5	Sim
A3	93,2	91,9	95,2	96,0	150	BGS	7,5	Sim
B3	99,3	89,7	87,7	95,9	150	CCR	7,5	Sim
C3	90,6	90,4	85,2	88,5	250	CCR	7,5	Sim
D3	91,4	90,1	94,4	90,1	250	BGS	7,5	Sim
E3	61,6	73,5	72,3	63,6	250	BGS	5,5	Não

Em todas as juntas das placas, com exceção da junta E3 que não possui BT, a transferência de carga varia muito pouco da manhã para a tarde, no inverno. Quando não existe a BT o valor de LTE aumenta durante a tarde, conforme fica claro para a placa E3 (de 61,6 para 73,5%). Estes valores são intermediários àqueles indicados por Vandebossche (2007), que seriam de 50% pela manhã e de 90% no período da tarde.

As variações entre manhã e tarde e tarde e noite em geral encontram-se abaixo de  $\pm 5$  pontos percentuais, exceção feita à placa B3 onde esta variação atinge de 9 a 10 pontos percentuais. Porém uma variação de 10 pontos sobre um valor básico de 90% significa uma variação de cerca de 10% no LTE. Já no caso da placa E3, encontra-se uma variação de 12 pontos percentuais sobre um LTE de 62%, o que representa um acréscimo de cerca de 20% no valor. Este resultado coincide com aqueles apresentados por Shahin (1985), que afirmava que em estudos realizados para placas sem BT, valores de LTE no período da tarde em relação ao período da manhã variavam em 20% (variação positiva).

Apenas para o caso de medidas de inverno fica evidente que, nas juntas com barras de transferência de carga, os valores de LTE diminuem da manhã para a tarde, sem exceções. Essa assertiva de modo geral é prejudicada, pois, nas medidas de verão, isso não foi verificado.

Tais fatos estão bem elucidados na representação gráfica da Figura 4.11 para o inverno de 2006. Na maioria dos casos de placas com BT a LTE não varia ou pouco diminui no período da tarde, e quando diminui não há quedas que conduzam a valores inferiores a 90% em média. Toma-se 90% como um excelente valor de LTE, posto que o sistema construtivo possa apresentar deficiência de apoio na base nas proximidades da junta, por exemplo, reduzindo o LTE. Observa-se, contudo, queda apreciável no valor do LTE quando não há transferência de carga com BT, que no caso foi de cerca de 95% (com BT) para 65% (sem BT).

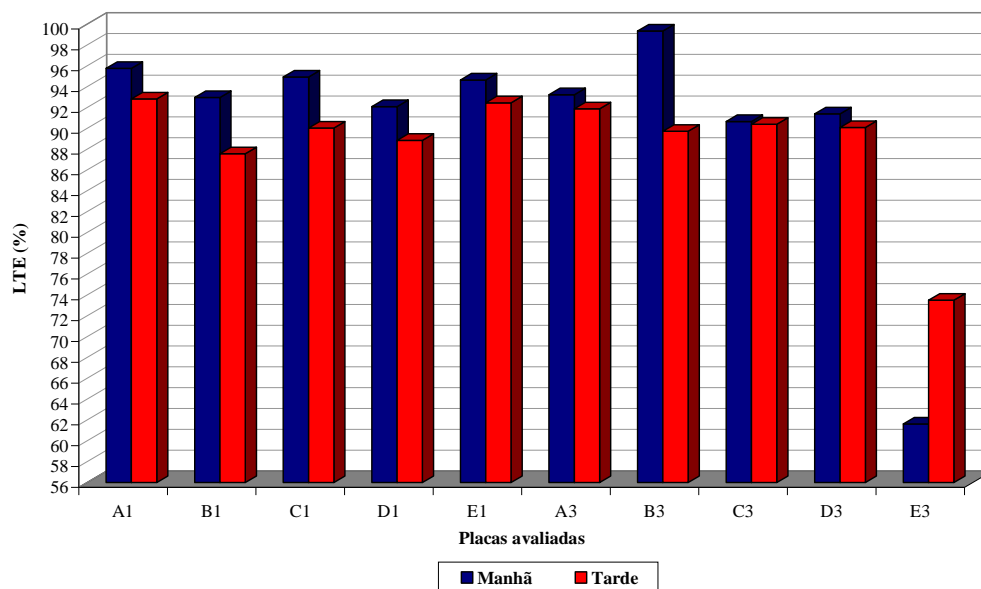


Figura 4.11 Valores de LTE nas juntas, durante o inverno de 2006.

Há ainda uma importante transferência de carga no caso da placa E3 devida ao entrosamento na face, mesmo na ausência da BT. Além disso, a resposta das medidas é bastante coerente, pois com o aumento da temperatura de topo de cerca de 10°C (ver Tabela 3.3) entre a medida da manhã (11 h) para aquela da tarde (14 h), na placa E3, o LTE aumentou; isto significa que a placa teria expandido e a abertura da junta, em consequência, diminuído, o que causaria maior entrosamento entre ambas, melhorando a transferência de carga, como na prática se observou; em outras palavras, há incremento no valor do módulo em cisalhamento da interface de agregados.

Conclui-se, portanto, que durante os períodos sem insolação, quando o concreto retoma seu volume original (de construção) ou se contrai, o LTE deverá ser menor ainda que aquele valor observado para 11h, no caso de ausência de BT nas juntas. Na Figura 4.12 são apresentados graficamente os valores de LTE medidos no dia de verão que resultaram em valores também elevados para juntas com BT e reduzidos para juntas sem BT, sem alterações importantes para o verão em relação ao inverno.

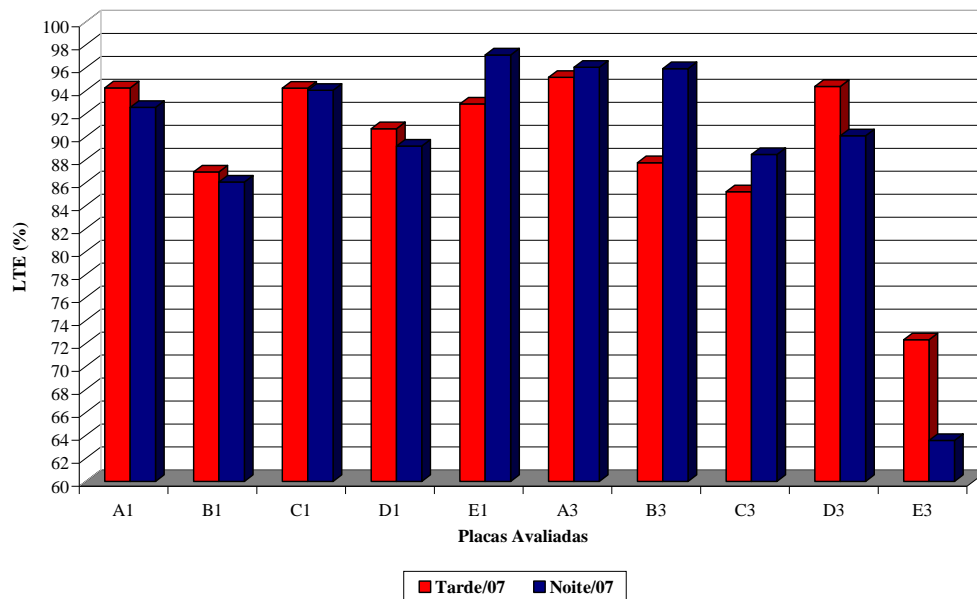


Figura 4.12 Valores de LTE nas juntas, durante o verão de 2007.

Embora seja difícil a comparação entre dados para as placas com BT uma vez que como regra geral, a transferência de carga se dá de modo satisfatório, com mais de 90%, há que se recordar que as bases representam ainda um elemento estrutural que possui reflexos nessa transferência de cargas. Note bem que, ao sofrer deformação, a base sofrerá um deslocamento vertical e que a placa sucessiva àquela onde a carga é aplicada nas proximidades da junta transversal, por exemplo, deverá também acompanhar esse deslocamento vertical sofrido no topo da base que lhe serve de apoio. Isto significa que alguma deflexão sofre a placa sucessiva sem que haja uma transferência direta de carga de uma placa para outra por meio de um elemento como a BT.

Assim, a parcela da transferência, que é medida como uma relação entre deflexões totais nas proximidades da junta, poderá ser decorrente da deformação elástica da superfície da base. Nem sempre é uma tarefa fácil, com medidas de valores de deflexão na superfície das placas, individualizar o que é contribuição de cada camada. Todavia, os resultados obtidos permitiriam ainda algumas especulações sobre os efeitos de transferência de cargas em situações diferenciadas quanto ao tipo de base, espessura de placa, etc., conforme se faz na sequência.

Nos resultados deste experimento, embora possa ser discutida a precisão das medidas de deflexões bem como compará-las individualmente (margem de erro de cada medida ou média de medidas), os valores de inverno permitem entender que em placas de concreto delgadas (150 mm) com BT, a transferência de carga é ligeiramente maior quando estão sobre base de BGS; já em placas espessas com BT, a transferência de carga é maior em placas sobre base de CCR do que sobre bases em BGS, conforme se verifica na Figura 4.13. No primeiro caso, dada a baixa rigidez da base, o mecanismo pode ser consequência de uma maior concentração de esforços na própria placa a serem transferidos. Já no caso do CCR, a combinação de rígida camada de concreto (placa) e de base também em concreto resulta em mecanismos de transferência ligeiramente melhores, medidos pela deflexão avaliada na junta da placa de concreto.

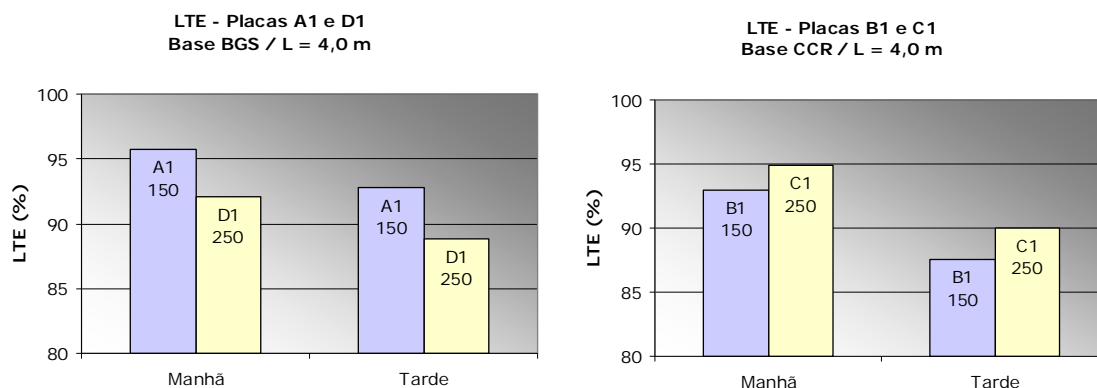


Figura 4.13 Transferência de carga de manhã e à tarde no inverno de 2006 em placas com tipos de bases diferentes.

Bodocsi *et al.* (1993) afirmam que o tipo de base não afeta a abertura da junta e como a abertura da junta está ligada diretamente com a transferência de carga, então este parâmetro não afeta a LTE; porém isto ocorre em juntas sem BT. No presente estudo não havia possibilidades de verificar esse comportamento pois contava-se apenas com uma junta sem BT sobre base granular. Os resultados obtidos permitem afirmar apenas que, sobre base granular, o LTE aumentou com a redução da espessura; sobre base de CCR, o LTE diminuiu com a redução da espessura da placa. Contudo, são alterações de pequena monta, que não permitem uma afirmação mais contundente sobre o assunto.

Na Figura 4.14 é apresentado um conjunto de curvas, conforme equação 2.10 (BUCH, 1989), relacionando o grau de transferência de carga (LTE) com o valor de AGG, para um valor fixo de  $\ell = 0,164336$  m e  $k$  variando entre 40 e 90 MPa/m; esses valores foram escolhidos com base em valores de módulo de elasticidade encontrados, bem como módulos de reação de subleito, ambos retroanalisados, a partir de provas de carga na pista experimental na USP, com FWD.

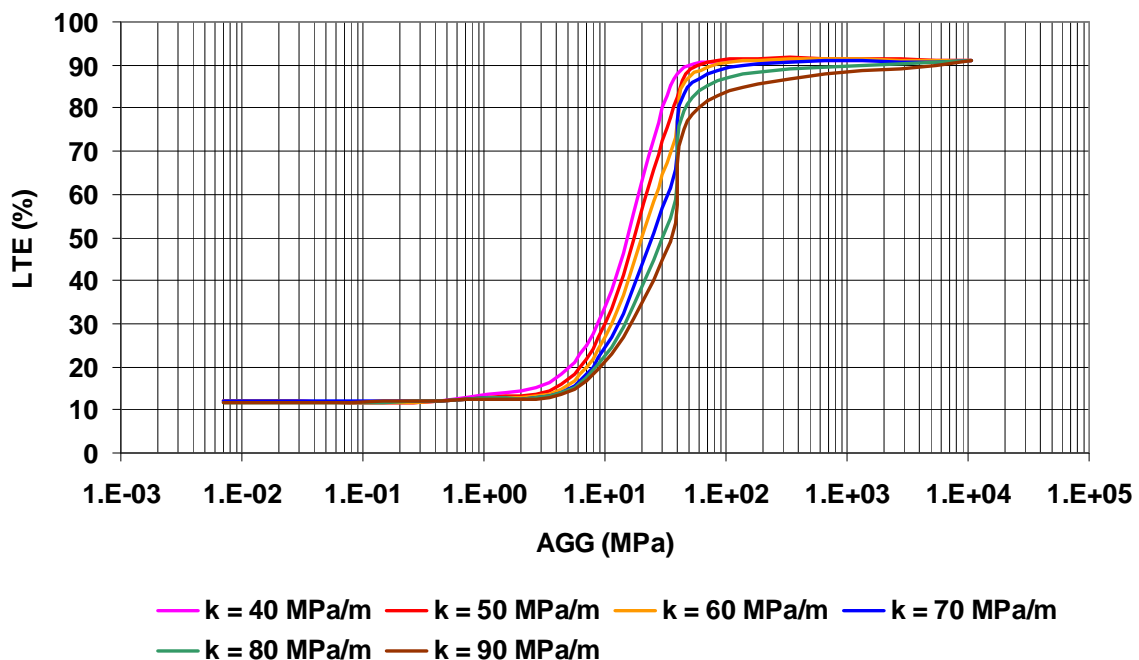


Figura 4.14 Curvas extraídas da equação de Buch relacionando o grau de transferência de carga com o valor de AGG.

Observa-se que os valores de LTE encontram-se sempre entre 10 e 90%. Quanto menor o valor de  $k$ , maior é a taxa de variação do LTE em função de AGG. Os valores encontrados mostram sensibilidade nos resultados para valores de AGG entre 1 MPa e 100 a 1000 MPa (limite superior) em função de  $k$ . Buch (1989) indica, em seus experimentos, valores de AGG entre 2.100 e 10.500 Mpa, aproximadamente.

Na Tabela 4.17 são apresentados valores retroanalizados para o módulo de reação do subleito e o módulo de elasticidade do concreto, permitindo assim o cálculo dos demais parâmetros necessários para a determinação do valor de LTE. Apenas os valores de AGG foram arbitrados, tentativamente, de maneira a se chegar a valores de LTE calculados pela equação 2.10 com aqueles observados em pista. Como visto por meio da Figura 4.10, os valores teóricos de LTE não ultrapassam 91%, sendo que isso levaria a valores de AGG = 10.546 MPa como limite superior.

Tabela 4.17 – Valores retroanalizados e medidos de LTE.

Seção	$k$ (MPa/m)	$E$ (MPa)	Esp. (m)	AGG (MPa)	$\ell$ (m)	LTE (%) equação 2.10	LTE (%) MANHÃ	LTE (%) TARDE
A1	40	73.800	0,15	10.546	0,853	91	99	97
A3	38	57.050	0,15	10.546	0,811	91	96	96
B1	75	45.850	0,15	10.546	0,648	91	96	89
B3	82	35.000	0,15	10.546	0,592	91	99	91
C1	63	53.900	0,25	10.546	1,033	91	98	94
C3	91	37.000	0,25	10.546	0,858	91	91	91
D1	76	39.850	0,25	10.546	0,914	91	94	95
D3	87	45.250	0,25	10.546	0,912	91	91	90
E1	75	33.850	0,25	10.546	0,880	91	97	97
E3	62	58.850	0,25	177 ou 257	1,060	55 ou 74	55	74

Para a Placa E3 onde não há BT observa-se que o efeito da temperatura foi marcante, como já comentado, e que o valor de AGG retroanalizado deve ser alterado de 177 MPa para 257 MPa para se obter o LTE de campo. Isso aponta a necessidade de melhoria do modelo de Buch (1989) para se considerar o efeito do diferencial térmico no LTE, pela dilatação e abertura das fissuras. Note que a variação do diferencial térmico entre ambas as medidas foi de apenas 5°C, reforçando o importante efeito da temperatura do conjunto da placa em sua resposta mecânica.

Na Figura 4.15 são apresentados resultados de LTE em relação ao nível de carregamento aplicado nas proximidades das juntas das placas. Observa-se que em juntas sem BT, quanto maior a carga aplicada, maior a eficiência de transferência de carga na junta. No caso de placas com BT nas juntas não existem diferenças marcantes entre os níveis de carga aplicadas e o LTE.

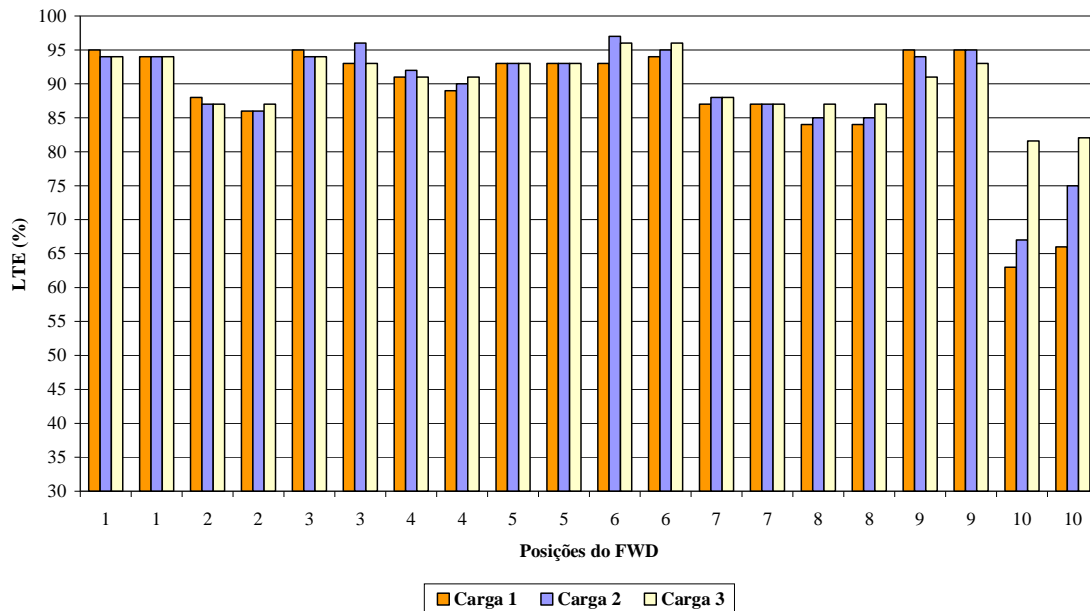


Figura 4.15 Comparações entre LTE, com os três diferentes níveis de carga.

Do ponto de vista de desempenho estrutural dos pavimentos da pista experimental USP/FAPESP em São Paulo, considerando os limites tomados pelo FHWA (1990), as placas de concreto encontram-se todas em boas condições, exceto no que tange à junta E3 no período da manhã. Dado que não existe tráfego de veículos comerciais no local, nem mesmo são observados escalonamentos após quase dez anos de construção das placas de concreto simples, as condições observadas no presente estudo refletem, com segurança, as condições construtivas. Portanto, entende-se que juntas sem barras de transferência de carga, nos períodos matutinos e noturnos, não apresentam condições estruturais adequadas para rodovias, devendo ser evitadas a qualquer custo.

#### 4.6 LTE medido *versus* LTE retroanalizado

Na Tabela 4.18 são apresentados valores de LTE retroanalizados e os medidos em campo, tanto no inverno quanto no verão.

Tabela 4.18 – Resumo de valores de LTE retroanalizados e medidos em campo.

Seção	Posição	Carga (kN)	LTE RETROANALISADOS (%)				LTE MEDIDOS EM CAMPO (%)			
			Inverno		Verão		Inverno		Verão	
			Manhã	Tarde	Tarde	Noite	Manhã	Tarde	Tarde	Noite
A	2	47	99	96	95	94	95,5	93,0	95,5	93,0
		74	99	99	95	94	95,5	93,0	95,5	92,5
		83	99	97	95	95	96,0	92,5	96,0	92,0
	16	47	96	96	96	97	93,0	91,5	93,0	91,5
		74	92	95	98	96	93,0	92,0	93,0	92,0
		83	94	94	92	93	93,5	92,0	93,5	92,0
B	5	47	96	89	93	93	94,0	88,5	94,0	88,5
		74	96	94	94	93	93,5	87,0	93,5	87,0
		83	98	94	93	93	92,0	87,0	92,0	87,0
	17	47	99	96	94	96	100,0	91,0	100,0	91,0
		74	99	91	91	98	99,0	89,5	99,0	89,5
		83	99	91	89	93	99,0	89,0	99,0	89,0
C	8	47	95	95	95	93	94,0	91,0	94,0	91,0
		74	98	94	95	96	97,0	89,5	97,0	89,5
		83	97	94	95	94	94,0	90,0	94,0	90,0
	19	47	91	95	87	88	91,5	92,5	91,5	92,5
		74	91	91	86	88	90,5	90,5	90,5	90,5
		83	90	89	-	87	90,5	88,0	90,5	88,0
D	11	47	94	93	93	90	94,0	89,0	94,0	89,0
		74	94	95	92	91	91,5	88,0	91,5	88,0
		83	95	94	94	92	90,5	89,0	90,5	89,0
	21	47	95	94	94	90	92,0	91,0	92,0	91,0
		74	93	92	94	90	91,0	89,0	91,0	89,0
		83	91	90	88	87	91,0	90,0	91,0	90,0
E	14	47	97	97	95	97	95,0	92,0	95,0	92,0
		74	97	97	92	99	94,0	92,5	94,0	92,5
		83	99	97	94	98	95,0	92,5	95,0	92,5
	23	47	55	74	64	58	60,0	76,5	60,0	76,5
		74	53	71	62	60	62,5	74,0	62,5	74,0
		83	49	70	71	58	62,5	72,5	62,5	72,5

Observa-se dos resultados que os valores de LTE em juntas com BT variaram de 88 a 100%, enquanto que os obtidos em juntas sem BT variaram de 60 a 75%. Na Figura 4.16 tais dados são lançados um em função do outro, o que permite comparar qualitativamente as discrepâncias entre valores de LTE medidos e retroanalizados. Verifica-se que, para valores baixos de LTE (<80%), casos sem BT, os valores de



LTE medidos são em geral superiores àqueles calculados. De forma diferente, no caso de LTE em juntas com BT, os valores retroanalísados são em sua maioria superiores àqueles calculados.

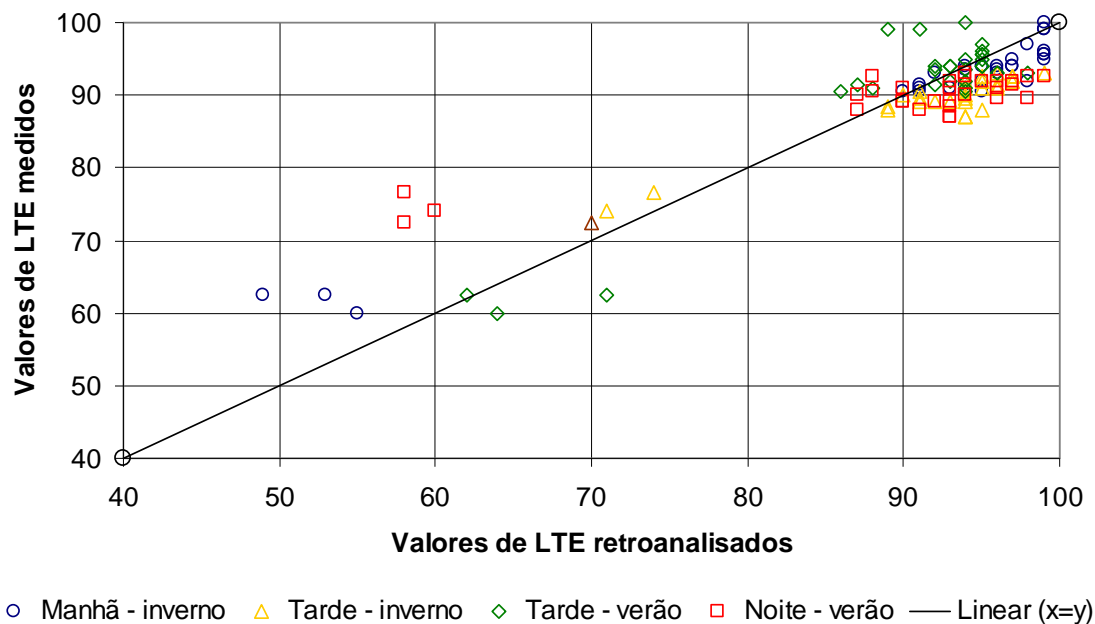


Figura 4.16 Comparação entre LTE medido e retroanalísado em juntas com BT.

Com base nas médias de valores de LTE retroanalísado e medido em campo em juntas com BT, conforme apresenta a Tabela 4.19 e ilustra a Figura 4.17, verifica-se claramente que os valores de LTE retroanalísados são um pouco maiores do que os valores medidos em campo, em juntas com BT. Do ponto de vista prático, não se alteram.

Tabela 4.19 – Média dos valores de LTE retroanalísados e medidos em campo, em juntas com BT.

	<b>LTE RETROANALISADOS (%)</b>				<b>LTE MEDIDOS EM CAMPO (%)</b>			
	<b>Inverno</b>		<b>Verão</b>		<b>Inverno</b>		<b>Verão</b>	
	<i>Manhã</i>	<i>Tarde</i>	<i>Tarde</i>	<i>Noite</i>	<i>Manhã</i>	<i>Tarde</i>	<i>Tarde</i>	<i>Noite</i>
Média	95,7	94,0	93,0	93,1	93,9	90,4	93,9	90,4
s	2,9	2,6	2,8	3,4	2,7	1,9	2,7	1,8
cv	3,1	2,8	3,0	3,7	2,8	2,0	2,8	2,0

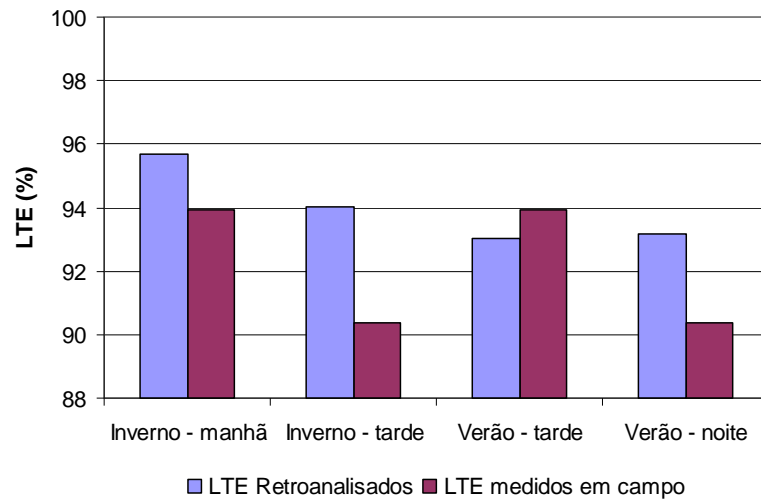


Figura 4.17 Comparação entre LTE medido e retroanalizado em juntas com BT.

Calculando-se a média, desvio padrão e coeficiente de variação de dados de LTE retroanalizado e medido em campo em juntas sem BT, de acordo com a Tabela 4.20, e ilustrando-os na Figura 4.18, verifica-se o contrário: valores de LTE medidos em campo são em geral maiores do que os retroanalizados pelo ISLAB2000. Nota-se também que a discrepância entre os valores de LTE retroanalizados e os medidos aumenta nos períodos em que a abertura da junta era maior: de manhã e à noite. Assim, o programa ISLAB2000 simula condições mais críticas de transferência de carga (mais baixos valores de LTE) para mesmas medidas de deflexões em campo e teoricamente definidas. Este resultado corrobora com resultados apresentados por Rodolfo (2001) que indicaram maiores tensões calculadas pelo programa que aquelas determinadas com medidas de deformações em pista; ou seja, o modelo numérico do ILSAB2000, nessas condições, apresenta resultados a favor da segurança, para fins de projeto.

Tabela 4.20 – Média dos valores de LTE retroanalizados e medidos em campo em juntas sem BT.

	<b>LTE RETROANALISADOS (%)</b>				<b>LTE MEDIDOS EM CAMPO (%)</b>			
	<b>Inverno</b>		<b>Verão</b>		<b>Inverno</b>		<b>Verão</b>	
	<i>Manhã</i>	<i>Tarde</i>	<i>Tarde</i>	<i>Noite</i>	<i>Manhã</i>	<i>Tarde</i>	<i>Tarde</i>	<i>Noite</i>
Média	<b>52,3</b>	<b>71,7</b>	<b>65,7</b>	<b>58,7</b>	<b>61,7</b>	<b>74,3</b>	<b>61,7</b>	<b>74,3</b>
s	<b>3,1</b>	<b>2,1</b>	<b>4,7</b>	<b>1,2</b>	<b>1,4</b>	<b>2,0</b>	<b>1,4</b>	<b>2,0</b>
cv	<b>5,8</b>	<b>2,9</b>	<b>7,2</b>	<b>2,0</b>	<b>2,3</b>	<b>2,7</b>	<b>2,3</b>	<b>2,7</b>

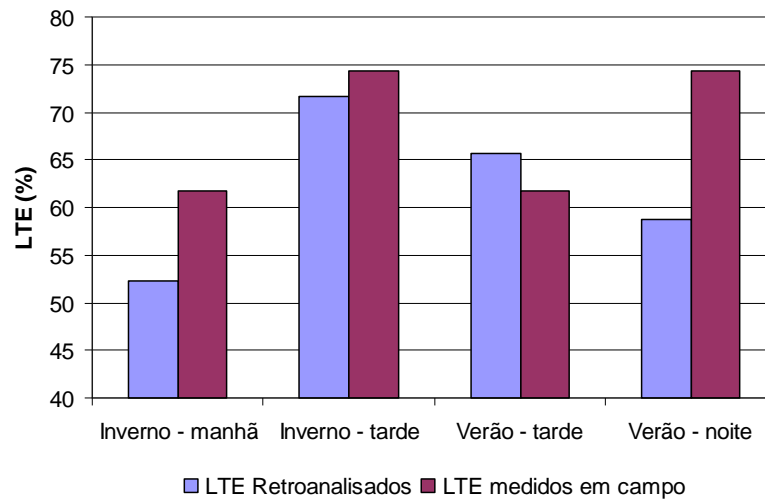


Figura 4.18 Comparação entre LTE medido e retroanalizado em juntas sem BT.

As médias de valores de LTE retroanalizados e dos medidos em campo são muito próximas, o que não permite uma diferenciação dos resultados. Inclusive os resultados apresentam valores de desvio padrão e de coeficiente de variação muito baixos, em especial para as juntas com BT (o desvio padrão máximo observado foi de 3,4%, bastante positivo para medidas efetuadas em campo), o que permite boa confiabilidade nos resultados obtidos por meio da metodologia de pesquisa empregada. Tais resultados estão provavelmente atrelados à grande homogeneidade de construção da pista experimental. Os valores aqui obtidos são inferiores àqueles sugeridos por Khazanovich e Gotlif (2003) - coeficiente de variação em torno de 10% para juntas com BT e de 40% para juntas sem BT -; pese-se aqui o fato de que aquela pesquisa foi muito mais ampla e contemplou pavimentos de diferentes idades, estruturas e condições dos concretos em geral.

Como evidenciaram Colley e Humphrey (1966) a transferência de carga em juntas sem BT são extremamente dependentes da abertura da junta; esta abertura depende essencialmente da temperatura média do concreto. Em períodos mais frios, com a contração do concreto, as juntas se abrem, causando a queda no valor de LTE, o que foi visível no presente estudo.

#### 4.7 Análise dos Valores de Módulo de Elasticidade do Concreto

Segundo Severi (2002), o concreto empregado na construção das placas da Pista Experimental EPUSP foi dosado para atingir uma resistência à flexão de 4,5 MPa aos 28 dias. As proporções de materiais empregados para a confecção dos concretos pela empresa fornecedora, na época da construção da pista experimental, são apresentadas na Tabela 4.21, de onde se extrai que não ocorreram, de fato, alterações nas misturas que pudessem interferir com clareza, diferenciando suas propriedades após endurecimento. No caso do CCR empregado nas seções B e D, executado em uma mesma data, as proporções de materiais são apresentadas na Tabela 4.22.

Tabela 4.21 Dosagem do concreto de cimento Portland da pista experimental.

<i>Seção</i>	<i>Data de execução</i>	<i>Cimento (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Areia (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Brita 1 (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Brita 2 (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Água (l/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Plastificante (l/m<sup>3</sup>)</i>
E	21/07/1999	383	638	486	729	174	1,341
A	30/07/1999	383	638	486	729	174	1,341
B	17/09/1999	396	620	483	724	180	1,388
C	29/09/1999	396	620	483	724	180	1,388
D	12/08/1999	396	620	483	724	180	1,388

Tabela 4.22 Dosagem do CCR da pista experimental.

<i>Cimento (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Areia (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Pedrisco Misto (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Brita 1 (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Brita 2 (kg/m<sup>3</sup>)</i>	<i>Água (l/m<sup>3</sup>)</i>
150	484	486	390	586	138

Foram realizados diversos ensaios, dentre eles, testes para determinação do módulo de elasticidade secante em tração e em compressão; tais ensaios individuais são importantes para análise dos valores obtidos no presente estudo, para módulos de elasticidade retroanalisados. Os resultados de ensaios de módulo de elasticidade em tração na flexão do CCP estão apresentados na Tabela 4.23. Na Tabela 4.24 são apresentados valores de módulo de elasticidade do CCR empregado na base das seções B e C da pista experimental.

Tabela 4.23 Módulo de elasticidade em tração na flexão do CCP na pista experimental.

<b>Seção</b>	<b>Corpos de Prova</b>	<b>E (MPa)</b>	
<b>A</b> (ensaio aos 27 dias)	CP A1a	24.997	
	CP A1b	23.381	
	CP A2a	17.510	
	CP A2b	20.720	
	Média (MPa)	23.033	
	Desvio Padrão (MPa)	2.160	
	Coeficiente de Variação (%)	10,66%	
<b>B</b> (ensaio aos 68 dias)	CP B1	41.750	
	CP B2	57.473	
	CP B3	43.331	
	Média (MPa)	42.541	
	Desvio Padrão (MPa)	791	
<b>C</b> (ensaio aos 55 dias)	CP C1	28.536	
	CP C2	23.239	
	CP C3	44.221	
	CP C4	58.346	
	Média (MPa)	31.999	
	Desvio Padrão (MPa)	10.911	
	Coeficiente de Variação (%)	2,93%	
	<b>D</b> (ensaio aos 27 dias)	CP D1a	17.095
		CP D1b	16.264
		CP D2a	19.799
CP D2b		17.164	
CP D3a		24.192	
CP D3b		14.618	
Média (MPa)		18.903	
Desvio Padrão (MPa)		3.242	
<b>E</b> (ensaio aos 28 dias)	CP E1a	24.538	
	CP E1b	25.460	
	CP E2a	34.439	
	CP E2b	25.029	
	CP E3a	26.957	
	CP E3b	26.821	
	Média (MPa)	25.761	
	Desvio Padrão (MPa)	1.081	
	Coeficiente de Variação (%)	23,83%	

Tabela 4.24 Módulo de elasticidade em compressão de amostras aos 28 dias do CCR empregado na pista experimental.

<b>Corpos de Prova</b>	<b>Módulo Secante (MPa)</b>
CP 1	25.650
CP 2	26.410
CP 3	25.000
Média (MPa)	25.687
Desvio Padrão (MPa)	706
Coeficiente de Variação (%)	2,75

Na Tabela 4.25 são apresentados os valores individuais obtidos em laboratório (à época da construção da pista experimental) para módulos de elasticidade bem como aqueles valores obtidos por retroanálises no presente estudo. Os valores de módulos retroanalizados destacados em vermelho são valores descartados no estudo devido à alguma possível falha de execução dos testes de FWD.

Tabela 4.25 Valores de módulos de elasticidade obtidos em laboratório.

<b>Seção</b>	<b><i>E</i> laboratório (MPa)</b>	<b><i>E</i> retroanalizado (MPa)</b>
<b>A</b>	24.997	55.150
	23.381	74.150
	17.510	73.800
	20.720	57.050
	-	57.250
	-	51.350
<b>B</b>	41.750	45.850
	57.473	59.550
	43.331	27.700
	-	87.200
	-	21.000
	-	35.000
<b>C</b>	-	40.050
	28.536	51.800
	23.239	53.900
	44.221	54.500
	58.346	72.350
	-	60.000
	-	62.300
	-	41.000
<b>D</b>	-	37.000
	-	34.200
	17.095	52.300
	16.264	39.850
	19.799	39.950
	17.164	33.400
<b>E</b>	24.192	61.100
	14.618	45.250
	24.538	37.500
	25.460	33.850
	34.439	29.750
	25.029	26.550
	26.957	34.950
	26.821	30.150
	-	58.850
	-	57.550
-	65.400	

Em laboratório os valores resultaram por vezes baixos como, por exemplo, em torno de 17.000 MPa, ou elevados, como em torno de 58.000 MPa. Em geral, os valores atualmente retroanalizados apresentam-se superiores aos valores medidos em laboratório, de um a dois meses após a construção da pista experimental. Como os valores de módulo de elasticidade em concretos convencionais guardam relação com a resistência do concreto, e considerando o elevado consumo de cimento de cerca de 400 kg/m<sup>3</sup>, é bastante palpável que sete anos após a construção das placas a resistência do concreto seja superior à resistência medida em laboratório aos 28 dias, que estava entre 4,5 e 5,5 MPa (em tração na flexão). Esta pode ser uma das razões pela quais os valores de módulo de elasticidade do concreto atuais sejam superiores àqueles medidos em 1999.

Na Tabela 4.26 são apresentados os valores de módulos de elasticidade retroanalizados do CCR, encontrados no presente estudo. O valor médio para o módulo de elasticidade do CCR avaliado com apenas três amostras do material em 1999 resultou em 25.687 MPa, enquanto que o valor médio do módulo de elasticidade retroanalizado do CCR, adicionado de seu desvio padrão, foi de 24.203 MPa. Isto demonstra uma boa aproximação entre os valores de laboratório e de campo.

Tabela 4.26 Módulos de elasticidade retroanalizados para o CCR.

Seção	Carga	E (MPa)
B1 - 5	1	22.100
	3	20.450
B2 - 8	2	26.900
	3	27.900
B3 - 24	1	22.450
	2	20.500
	3	19.900
C1 - 9	1	21.850
	2	19.800
	3	18.400
C2 - 12	1	22.450
	2	19.600
	3	22.500
C3 - 27	1	21.550
	2	20.000
	3	19.800
Média (MPa)		21.634
Desvio Padrão (MPa)		2.569
Coeficiente de Variação (%)		11,9

#### 4.8 Análise dos Valores de Módulo de Reação de Subleito ( $k_b$ ) na Borda e no Centro da Placa (k)

Na Tabela 4.27 são apresentados conjuntamente os resultados de módulo de reação do subleito para cargas aplicadas no centro e na borda transversal das placas de concreto. A partir desses valores bem como das constatações já discutidas no item 4.3, foi consolidada a Tabela 4.28 onde são apresentados os limites mínimos e máximos arredondados para valores de k de centro e de borda.

Tabela 4.27 Resultados de retroanálises de módulo de reação do subleito no centro da placa e na borda, em todos os testes realizados.

Seção	Posição	Módulo de Reação do Subleito no Centro da Placa (MPa/m)	Módulo de Reação do Subleito na borda (MPa/m)			
			Inverno / 2006		Verão / 2007	
			Manhã	Tarde	Tarde	Noite
A	2	55	45	54	37	33
		50	40	51	31	29
		50	40	52	32	37
	16	45	38	41	39	40
		45	37	39	39	40
		50	39	39	42	43
B	5	75	75	104	140	129
		-	80	107	144	129
		80	84	110	137	127
	17	90	69	170	152	111
		90	82	159	141	115
		90	87	165	160	124
C	8	60	66	83	101	81
		60	63	80	93	92
		60	31	79	89	74
	19	60	86	107	127	86
		65	91	123	124	90
		70	97	135	-	96
D	11	45	70	64	71	77
		55	76	63	81	84
		55	76	76	82	84
	21	60	84	76	88	96
		40	85	78	61	70
		55	87	69	75	86
E	14	65	78	78	68	94
		70	75	76	67	92
		75	75	77	72	90
	23	60	62	62	60	72
		60	65	65	61	70
		60	66	67	68	74



Muitos estudos no passado revelaram que o valor do módulo de reação do subleito em juntas de placas de concreto simples é maior que o valor do módulo de reação do subleito no centro da placa. Por exemplo, o primeiro deles (SPANGLER, 1942) indicou resultado de 180 MPa/m para borda contra 14 MPa/m para o centro de uma mesma placa. No presente estudo, os valores retroanalísados, comparadas suas faixas de variação, indicam valores superiores de módulo de reação do subleito nas bordas em comparação com os centros de placas.

Tabela 4.28 Limites mínimos e máximos arredondados de  $k$  de centro e de borda

<b>Seção</b>	<b>Faixa de Variação do Módulo de Reação do Subleito na Borda da Placa (MPa/m)</b>	<b>Faixa de Variação do Módulo de Reação do Subleito no Centro da Placa (MPa/m)</b>
A	de 30 a 55	de 40 a 50
B	de 80 a 170	de 60 a 125
C		
D	de 60 a 90	de 40 a 60
E c/ BT	de 70 a 90	de 60 a 75
E s/ BT	De 60 a 75	

As medidas de  $k_b$  também indicam que no caso de pavimentos sobre bases rígidas (CCR) ocorre maior reação nas juntas que nas juntas de placas sobre bases granulares. Isto novamente vem a reforçar a idéia de que o módulo de reação do subleito não se trata de uma propriedade intrínseca do subleito, e sim um parâmetro relacionado à capacidade estrutural total do pavimento de concreto.

Comparando-se valores retroanalísados de  $k_b$  com a eficiência de transferência de carga nas juntas com BT, obtida pela eq. 2.5, e lançados estes dados na Figura 4.19, observa-se que, no inverno, os valores de  $k_b$  retroanalísados para o período da manhã são mais agrupados e menores do que aqueles para o período da tarde, onde há maior dispersão dos pontos. De acordo com Zollinger (2007), quanto menor a valor de  $k_b$  maior a abertura da junta, e este fenômeno é também explicado na literatura: a abertura das juntas é maior no período mais frio.

Ainda na Figura 4.19, para as medidas de verão, confrontando os dados para medidas efetuadas à tarde e à noite, nota-se um decréscimo nos valores de  $k_b$  durante a noite, por comparação, pois de fato a temperatura do pavimento está caindo e as juntas estão se abrindo, diminuindo assim a reação da fundação a

forças aplicadas no pavimento de concreto simples. Assim, tem-se em cascata pelos resultados obtidos:

- Valores de  $k$  de borda são maiores nos períodos mais quentes;
- Nos períodos mais quentes as juntas estão mais fechadas devido à expansão do concreto;
- Nesses períodos mais quentes o  $k$  de borda aumentou pois, estando as faces das placas (nas juntas) mais encostadas e comprimidas entre si, a reação da estrutura como um todo à ação da carga aumentou;
- Conforme mencionado anteriormente, valores de  $k$  de centro de placa e de borda não podem ser considerados idênticos, com base em resultados experimentais em pista (SPANGLER, 1942; além dos resultados no presente estudo);
- O módulo de reação do subleito, nessas condições, não parece ser um parâmetro relacionado exclusivamente à reação da fundação, pois, na pista experimental da USP, ela é muito homogênea.

No presente trabalho, os resultados confirmaram a seguinte afirmação de Ioannides (1999): “O módulo de reação do subleito não é uma propriedade intrínseca do solo.”

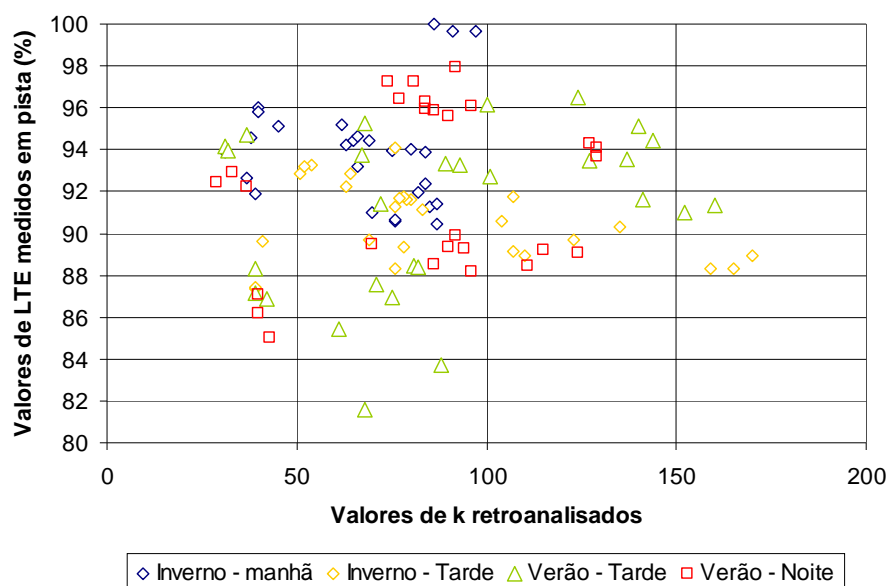


Figura 4.19 Valores de  $k_{\text{borda}}$  retroanalizado versus  $\text{LTE}_{\text{medido}}$ .

Na Figura 4.20 são apresentados os valores confrontados, para as seções C, D e E, quando não se suspeitou de nenhuma operação falha com FWD, de módulos de reação do sistema de apoio para cargas de centro e cargas de borda. Na seção C o aumento de  $k$  de borda em relação ao  $k$  de centro foi de 17 a 30%; na seção D de 38 a 56%; na seção E de 0 a 44%. Tal fato leva a crer que o emprego de um valor de  $k$  apenas para toda a fundação sob a placa, para a posição mais central de carga sobre a placa, é um procedimento de segurança de projeto; ao contrário, para cargas de canto ou borda em placas sem barras de transferência, poderia ser empregado valor de  $k$  de borda, cujo conceito não é apreciado nos métodos de projeto vigentes.

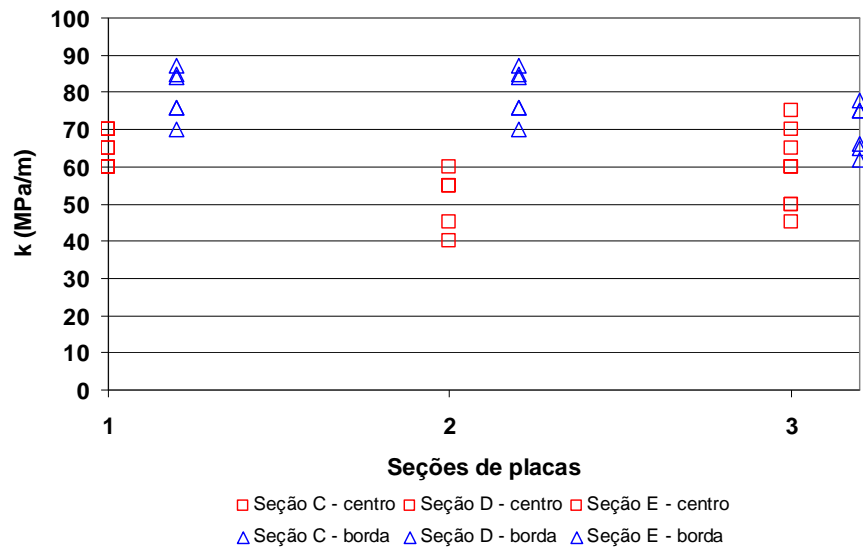


Figura 4.20 Valores de  $k_{\text{borda}}$  versus  $k_{\text{centro}}$ .

## 5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A transferência de carga em juntas de pavimentos de concreto simples é um fenômeno complexo e envolve diversos fatores condicionantes, como as características geométricas e estruturais das placas de concreto, os tipos de dispositivos de transferência de carga e da temperatura do concreto, que o faz expandir ou contrair, diminuindo ou aumentando a abertura das juntas serradas.

No presente estudo buscou-se avaliar a eficiência de transferência de carga nas juntas de pavimentos de concreto simples da Pista Experimental da USP/FAPESP, localizada em São Paulo, no campus da USP na Cidade Universitária, que possui juntas com barras de transferência de carga e sem esse dispositivo. As placas possuem subleito muito homogêneo e estão assentes sobre bases granulares ou de concreto compactado com rolo.

As determinações de parâmetros de transferência de carga (LTE – *load transfer efficiency*) foram possíveis com base em medidas de deflexões obtidas com *falling weight deflectometer* bem como por retroanálise de bacias de deformações, empregando-se o programa computacional ISLAB2000.

Os estudos permitiram ainda parametrizar os pavimentos existentes no que tange o módulo de elasticidade de suas camadas rígidas e o módulo de reação do subleito na área do experimento. Com base nos resultados obtidos e análises realizadas, os estudos permitiram concluir que:

### *Quanto às respostas estruturais das placas de concreto da Pista Experimental*

- Os valores de módulo de reação do subleito medidos nas bordas (juntas transversais) de placas são maiores que aqueles medidos nos centros das placas;
- O módulo de reação do subleito retroanalisado encontrado no centro das placas de concreto variou entre 30 e 60 MPa/m para pavimentos com bases granulares (BGS);

- Para placas sobre bases de CCR, esta camada interferiu na resposta da fundação, alterando para maiores valores do módulo de reação do subleito. Isto deixa claro que o módulo de reação do subleito não se trata de uma propriedade exclusiva do solo de fundação, recebendo interferências das camadas de base;
- Nas retroanálises, os valores de módulo de reação do subleito no centro da placa, nas seções B e C, cuja base é concreto compactado com rolo, variaram entre 60 e 125 MPa/m; isto esclarece como tal parâmetro depende não apenas da fundação (que é homogênea) mas da estrutura dos pavimentos como um todo;
- Nas seções das placas B e C, onde a base é concreto compactado com rolo, os valores retroanalizados de módulo de reação do subleito na borda aumentaram expressivamente nos períodos mais quentes, quando comparados a períodos mais frios;
- Os valores de módulo de elasticidade do concreto em geral variaram entre 26.500 e 58.850 MPa; houve casos em que as retroanálises não levaram a resultados reais, possivelmente por falhas nos testes em pista com FWD;
- Os valores de módulo de elasticidade do CCR em geral variaram entre 19.600 e 27.900 MPa, resultados estes muito semelhantes com aqueles verificados em laboratório anteriormente para a pista experimental.

#### *Quanto ao LTE especificamente*

- Quando se aplica a carga próxima à junta, as deflexões são menores no período mais quente se comparadas àquelas medidas em um período mais fresco; isso é devido à expansão e à contração do concreto ao longo das horas. A expansão causa o fechamento das juntas, reduzindo as deflexões medidas.
- Os valores retroanalizados de LTE em juntas com BT variaram em geral entre 86 e 99%; tais valores são considerados bastante satisfatórios com base na literatura técnica estudada;
- Já em juntas sem BT, os valores retroanalizados de LTE variaram entre 50 e 75%, sendo os menores valores encontrados para testes realizados no

período mais frio; a razão desse fato é a contração do concreto e a abertura das juntas em tais condições;

- Em medidas diretas de LTE realizadas no verão, no caso de juntas sem BT, com o incremento de carga, aumenta-se a transferência de carga na junta;
- Ainda em medidas diretas realizadas no inverno em juntas com BT, não houve variações significativas entre medidas de manhã e à tarde; já em juntas sem BT, o LTE aumentou em cerca de 20% com o aumento da temperatura;
- Em valores de LTE medidos no inverno em juntas com BT, nota-se um acréscimo destes em função do tipo de base e de sua espessura: em placas delgadas, a LTE é maior sobre base granular; em placas espessas, a LTE é maior sobre base rígida; contudo, as alterações devem ser consideradas de pequena monta nesses casos;

Dentre os fatores objetivamente avaliados nesse estudo, encontrou-se uma grande dependência dos valores de LTE em relação às deflexões, à presença de dispositivos de transferência de carga, à temperatura do concreto, e, em última instância, dos valores de reação do suporte, no que seriam inclusos o subleito e as bases empregadas nas pistas experimentais. Bases em CCR, como parece ocorrer, são muito favoráveis à estrutura do pavimento como um todo, do ponto de vista de carregamentos do tráfego: melhoram a reação de apoio além de contribuir estruturalmente por assimilação dos esforços das placas de CCP.

Todavia, com o aumento significativo do módulo de reação do sistema de apoio observado para as estruturas de pavimentos com bases em CCR, agrava-se a tendência de maiores tensões por empenamento.

O estudo pode claramente permitir o entendimento do conceito de que módulo de reação do subleito é uma propriedade da estrutura como um todo e não, simplesmente, como muitas vezes se faz crer, dos solos de fundação.

Futuros estudos com avaliação de abertura de juntas e de temperaturas no interior do concreto, correlacionados com provas de carga em juntas, com e sem barras de transferência de carga, poderão permitir a modelagem matemática de LTE em

função dos diversos parâmetros, para emprego em projetos e análises estruturais de pavimentos de concreto simples.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Sprayed concrete technology**. New York. 1996.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND OFFICIALS. **Guide for design of pavement structures**. ISBN 1-56051-055-2, Washington, D.C., 1986.

\_\_\_\_\_. **Supplement to the AASHTO guide for design of pavement structures – part II – Rigid pavement design & rigid pavement joint design**. ISBN 1-56051-078-1, Washington D.C., 1998.

AMERICAN CONCRETE PAVEMENT ASSOCIATION. **Effect of pavement surface type on fuel consumption**. Skokie, 1989.

BALBO, J. T. **Aplicação do método dos elementos finitos na avaliação estrutural de pavimentos rígidos rodoviários**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1989.

BALBO, J.T.; SEVERI, A.A.; RODOLFO, M.P.; PEREIRA, D. da S. **Pesquisa dos efeitos do clima sobre pavimentos de concreto – instrumentação da pista experimental na USP**. In: Panorama Nacional da Pesquisa em Transportes 2000, Cd-rom, Associação Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes, Gramado. 2000.

BALBO, J. T.; SEVERI, A. A. **Thermal gradients in concrete pavements in tropical environment: an experimental appraisal**. In: *Transportation Research Record*, n. 1809, TRB, pp.12-22, Washington, D.C., 2002.

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



BIAN, Y., KOHLER, E., HARVEY, J. T. **Laboratory Evaluation of Fiber Reinforced Polymer Dowel Bars for Jointed Concrete Pavements.** TRB, *86<sup>th</sup> Annual Meeting Compendium of Papers* (CD-ROM), 2007.

BODOCSI, A.; MINKARAH, I. A.; ARUDI, R. S. **Analysis of Horizontal Movements of Joints and Cracks in Portland Cement Concrete Pavements.** In: *Transportation Research Record*, n. 1392, pp. 43-52. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1993a.

BODOCSI, A.; MINKARAH, I. A.; YOUNG, C.C.; MILLER, R.A.; ARUDI, R. S. **Comparison of Four Different Methods for Measuring Deflection in Jointed Reinforced Concrete Pavements.** In: *Transportation Research Record*, n. 1388, pp. 29-34, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1993b.

BRADBURY, R. D. **Reinforced Concrete Pavements.** *Wire reinforced Institute*, Washington, D.C., 1938.

BUCH, N. **Factors Affecting Load Transfer Across Transverse Joints in Jointed Concrete Pavements.** *American Concrete Institute* (Recent Developments in the Design and Specification of Concrete Pavement Systems), SP 181-3, Michigan, 1989.

BUCH, N. **Factors Affecting Load Transfer Across Transverse Joints in Jointed Concrete Pavements.** In: *Recent Developments in the Design and Specification of Concrete Pavement Systems*, *American Concrete Institute*, SP-181, pp.43-64, Farmington Hills, 1999.

BUCH, N.; VONGCHUSIRI, K.; GILLILAND, D.; DAM, T. V. **A preliminary mechanistic evaluation of pcc cross-sections using islab2000 – a parametric study.** Michigan Department of Transportation, Research Report RC-1441, Final Report, Lansing, 2004.

COLLEY, B. E.; HUMPHREY, H. A. **Entrosagem de Agregados em Juntas de Pavimentação de Concreto de Cimento Portland**. 2º Simpósio sobre Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, Brasil, 1966.

CROVETTI, J.A. **Design and Evaluation of Jointed Concrete Pavement Systems Incorporating Open-Graded Permeable Bases**. *Ph.D. Dissertation*, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1994.

CROVETTI, J. A. **Deflection-Based Analysis Techniques for Jointed Concrete Pavements Systems**. In: *Transportation Research Record*, n. 1809, TRB, pp. 3-11, Washington, D.C., 1997.

DARTER, M. **Design of Zero-maintenance Plain Jointed Concrete Pavement – Development of design procedures**. U. S. Department of Transportation, FHWA – 77 – 11, vol. I, Washington, D.C. 1977.

EDDIE, D.; SHALABY, A.; RIZKALLA, S. **Glass Fiber-Reinforced Polymer Dowels for Concrete Pavements**. *ACI Structural Journal*, vol. 98, n.2, p. 201-206, 2001.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Pavement rehabilitation manual**. FHWA-ED-88-025, Washington, D.C., 1990.

FLEURY, R. H. C. G. O.; GUIMARÃES, G. N. **Estudo experimental de mecanismos de transferência de esforços em juntas de pavimento rígido**. In: Anais (Cd-rom) da 37ª. Reunião Anual de Pavimentação, Associação Brasileira de Pavimentação, Goiânia, 2006.

FRIBERG, B. F. **Load and deflection characteristics of dowels in transverse joints of concrete pavements**. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, vol. 105, pp. 140-161, 1938.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. **Programa Intelaboratorial de Ensaios de Concreto 2000**. DCT.T.1.153.2000 – RO – VI, Goiânia, 2000.

HALL, K.; DARTER, M.I.; HOERNER, T.E.; KHAZANOVICH, L. LTPP data analysis: Phase I: **Validation of guidelines for k-value selection and concrete pavement performance prediction**. *U.S. Department of Transportation, FHWA-RD-96-198*, Washington, D.C., 1997.

HALL, K. T. Performance, **Evaluation, and Rehabilitation of asphalt-overlaid concrete pavements**. Ph.D. Thesis. University of Illinois at Urbana-Champaign, 1991.

HOUBEN, L. J. M. **Finite-elements analysis of plain concrete pavements subjected to temperature gradients and traffic loadings**. *In: International Workshop on the Design and Evaluation of Concrete Pavements, 3<sup>rd</sup> Proceedings*. CROW, pp. 141–173, Krumbach, 1994.

HUANG, Y. H. **Pavement analysis and design**. *Prentice Hall, Inc.* New Jersey, 1993.

IOANNIDES, A.M. **CEE 607-Pavement Design: Supplementary Class Notes**, University of Cincinnati, 1999.

IOANNIDES, A. M.; KOROYESIS, G. T. **Aggregate interlock: a pure-shear load transfer mechanism**. *Transportation Research Board, TRR*, n. 1286, pp. 14-24, Washington, DC, 1990.

IOANNIDES, A.M.; KOROYESIS, G.T. **Analysis and design of doweled slab-on-grade pavement systems**. *American Society of Civil Engineers, Journal of Transportation Engineering*, v. 118, n. 6, pp. 745–768, New York, 1992.

JEONG; JIN-HOON; LEE, J-H; SUH, Y-G; ZOLLINGER, D. **Effect of slab curling on movement and load transfer capacity of saw-cut joints**. In: *Transportation Research Record*, n. 1947, TRB, pp. 69-78 National Research Council, Washington DC, 2006.

KHAZANOVICH, L. **Structural analysis of multi-layered concrete pavement systems**. Ph.D. Thesis, University of Illinois, Urbana, IL. 1994.

KHAZANOVICH, L.; BUCH, N.; GOTLIF A. **Mechanistic evaluation of vertical misalignment of dowel bars and their effect on joint performance**. In: *Proceedings, 7<sup>th</sup> International Conference on Concrete Pavement*, International Society for Concrete Pavements, pp. 525–538, Lake Buena Vista, 2001.

KHAZANOVICH, L.; GOTLIF, A. **Evaluation Of joint and crack load transfer**. Final Report, *Federal Highway Administration*, FHWA-RD-02-088, Washington, D.C., 2003.

KHAZANOVICH, L. **Execução de juntas e transferência de cargas em pisos de concreto: controvérsias e fatos reais**. Tradução: José Tadeu Balbo. Revista *Concreto & Construções*, Instituto Brasileiro do Concreto, n<sup>o</sup>. 45, ISSN 1809-7197, pp.15-18, São Paulo. 2007.

KHAZANOVICH, L.; YU, H.T.; RAO, S.; GALASOVA K.; SHATS E; JONES R. **ISLAB2000 - Finite element analysis program for rigid and composite pavements**. User's Guide. Champaign, IL: ERES Consultants. 2000.

LEE, S. W.; STOFFELS, S. M. **Analysis of in situ horizontal joint movements in rigid pavements**. In: *Transportation Research Record*, n. 1778, TRB, pp. 09-16, Washington, D.C., 2001.

MALISCH, W. R. **Move over, round dowels**. *Concrete Construction*, Publication C00L034, 2000. Disponível em: [www.pna-inc.com/articles/move\\_overrd.pdf](http://www.pna-inc.com/articles/move_overrd.pdf). Acesso em 23-10.2008.

NISHIZAWA, T.; SHIMENO, S; KOMATSUBARA, A.; KOYANAGAWA, M. **Study on thermal stresses in continuously reinforced concrete pavement.** In: *Transportation Research Record*, n. 1629, TRB, pp. 99-107, Washington, D.C., 1989.

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

PEREIRA, D. S.; BALBO, J.T.; KHAZANOVICH, L. **Theoretical and field evaluation of interaction between ultra-thin whitetopping and existing asphalt pavement.** *International Journal of Pavement Engineering*, v. 7, n. 4, pp. 251-260, 2006.

PITTMAN, D. W. Load transfer characteristics of roller-compacted concrete pavement joints and cracks. In: *Transportation Research Record*, n. 1525, TRB, pp.01-09 Washington, D.C., 1996.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. **Dimensionamento de pavimentos de concreto. IP-07/2004**, São Paulo, 2004.

POBLETE, M., VALENZUELA, R.; SALSILLI R. **Load transfer in undoweled transverse joints of PCC pavements.** *Transportation Research Record* 1207, Washington, D. C, 1988.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Pavements.** Disponível em: [http://www.cement.org/pavements/pv\\_cp\\_general.asp](http://www.cement.org/pavements/pv_cp_general.asp). Acesso em: 13/11/08.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Thickness design for concrete pavements.** Chicago, 1966.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Thickness design for concrete highway and street pavements.** EB109P, Skokie, 1984.

RICCI, G. **Estudo das características mecânicas do concreto compactado com rolo com agregados reciclados de construção e de demolição para pavimentação.** Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

RODOLFO, M. P. **Análise de tensões em pavimentos de concreto com base cimentada e sujeitos a gradientes térmicos.** Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001.

RODOLFO, M. P.; BALBO, J.T. **Modelagem de tensões em pavimentos de concreto submetidos a gradientes térmicos e cargas rodoviárias.** In: Transporte em Transformação V, Makron Books e Confederação Nacional do Transporte, Cap.7, pp.101-117, São Paulo, 2002.

RODRIGUES, L. F. **Juntas em pavimentos de concreto.** Caderno de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 8, pp. 37-40, 2006.

RODRIGUES, L. F. **Juntas em pavimentos de concreto: dispositivos de transferência de carga.** Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2008.

RODRIGUES, L. F.; PINHEIRO, L. M.; GUIMARÃES, G. N. **Joints in plain concrete pavements: an experimental study of load transfer mechanisms.** *Proceedings of the International Workshop on Best Practices for Concrete Pavements (Cd-rom)*, Brazilian Concrete Institute, Recife, 2007.

RODRIGUES, P. P. F., BOTACINI, S. M., GASPARETTO, W.E. **Manual gerdau de pisos industriais.** Editora PINI Ltda., 1ª edição, São Paulo, 2006.

RODRIGUES, P. P. F.; CASSARO, C. F. **Pisos industriais de concreto armado.** Instituto Brasileiro de Telas Soldadas, 1998.

SEVERI, A. A. **Estudos de gradientes térmicos em pavimentos de concreto de cimento portland em ambiente tropical.** Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

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

SNYDER, M. B. **Best practices for concrete pavement construction.** In: *Proceedings of the International Workshop on Best Practices for Concrete Pavements (Cd-rom)*, Brazilian Concrete Institute, Recife, 2007.

SPANGLER, M.G. **Stresses in corner region of concrete pavements.** *Bulletin 157, Engineering Experiment Station*, Iowa State College, Ames, 1942.

TELLER, L. W.; CASHELL H. D. **Performance of doweled joints under. Repetitive Loading.** *Public Roads*, v. 30, pp. 1–24. 1958.

TERTULIANO, G. **Avaliação experimental de mecanismos de transferência de esforços cisalhantes em juntas de pavimentos rígidos.** Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás. 2005.

VANDENBOSSCHE, J. M. **Effects of slab temperature profiles on the use of falling weight deflectometer data to monitor joint performance and detect Voids.** In: *Transportation Research Board Annual Meeting*, Compendium of papers (Cd-rom), Washington, D. C., 2007.

WALKER, W. W.; HOLLAND, J. A. **Plate dowels for slabs on ground.** *ACI Structural Journal*, n. 7, v. 20, p 32-38, 1998.

WESTERGAARD, H. M. **Analysis of stresses in concrete pavements due to variations of temperature.** In: *Proceedings of the 6<sup>th</sup> Annual Meeting of the Highway Research Board*, pp. 201-215, Washington, D.C., 1926.

WU, C.L.; TIA, M. **Development of a rational thickness design method for rigid pavements.** *Transportation Research Record*, n. 1227, pp. 205-218 Washington, D.C. 1989.

YODER, N. C.; WITZACK, M. W. **Principles of pavement design.** 2 ed., John Wiley and Sons. New York, 1975.

ZOLLINGER, D.G. **Curing and finishing concrete pavements.** Proceedings of the International Workshop on Best Practices for Concrete Pavements. Brazilian Concrete Institute and International Society for Concrete Pavements, Recife, (Cd-rom), 2007.

ZOLLINGER, D.G.; SOARES, J. **Performance of continuously reinforced concrete pavements: volume vii: summary.** Final Report, Federal Highway Administration, PCS Law Engineering, FHWA-RD-98-102, Washington, D.C., 1999.

ZOLLINGER, D. G.; BARENBERG, E. J. **A Mechanistic based design procedure for jointed concrete pavements.** In: *Proceedings, 4<sup>th</sup> International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation*, Purdue University, pp. 75–97, 1989.



# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)