PAULO DE SÁ PEREIRA CAVALCANTI

**INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DA FADIGA AO CISALHAMENTO
EM LAJES DE PONTES COM PRÉ-LAJES**

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

São Paulo

2011

PAULO DE SÁ PEREIRA CAVALCANTI

**INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL DA FADIGA AO CISALHAMENTO
EM LAJES DE PONTES COM PRÉ-LAJES**

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

Área de Concentração: Engenharia de
Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Fernando Rebouças
Stucchi

São Paulo

2011

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, 13 de janeiro de 2011.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Cavalcanti, Paulo de Sá Pereira

Investigação experimental da fadiga ao cisalhamento em lajes de pontes com pré-lajes / P.S.P. Cavalcanti. -- ed.rev. -- São Paulo, 2011.

209 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1. Fadiga das estruturas 2. Pontes de concreto armado 3. Cisalhamento 4. Lajes I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II. t.

Dedico este trabalho a minha esposa e filhos.

AGRADECIMENTOS

A Deus, sempre presente em todos os momentos da minha vida.

Ao Prof. Doutor Fernando Rebouças Stucchi pelo incentivo, apoio, competência, dedicação e entusiasmo pela pesquisa científica da engenharia.

A minha esposa Celeste, incentivadora, despojada, paciente, dedicada e imprecindível ajudante na elaboração desse trabalho.

Aos meus filhos Rodrigo, Patricia e Daniel, dos quais muito me orgulho e que tanto me incentivaram.

Aos meus pais que em vida me transmitiram fortemente o sentido de fé, perseverança e amor por tudo que tenho ou faço.

À diretoria e todos os funcionários do Laboratório de Estruturas e Materiais – LEM. pela ajuda cuidadosa e dedicada e pelos preciosos ensinamentos por eles transmitidos e sem os quais não seria possível a realização desse trabalho.

Ao Instituto Brasileiro de Telas Soldadas – IBTS pelo apoio financeiro.

Ao Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT através do Centro de Tecnologia de Obras de Infra-Estrutura e Laboratório de Metalurgia e Materiais Cerâmicos pelo apoio nos ensaios de caracterização dos materiais.

Aos meus colegas da FACENS – Faculdade de Engenharia de Sorocaba pelo respeito, confiança e incentivo.

A todos os meus amigos, que sempre depositaram confiança nas minhas realizações.

A Eng^a. Edielce, colega nesta empreitada, pela amizade, apoio e incentivo.

RESUMO

Um número significativo de pontes têm sido construídas na forma de grelhas de vigas pré-moldadas, sobre as quais apoiam-se pré-lajes com posterior concretagem de capa, finalizando a execução das lajes das mesmas. Esse processo construtivo tem sido largamente utilizado tendo em vista a racionalização da construção dispensando o uso de cimbramentos, abreviando consideravelmente os prazos de construção e consequentemente reduzindo os custos. Todavia no desenvolvimento do projeto, sabe-se que essas lajes são elementos altamente suscetíveis à fadiga e, tendo-se em vista a existência de concretagem em duas etapas (pré-laje e capa final) e concretos de idades diferentes, geram-se dúvidas sobre o comportamento desta interface com relação às cargas dinâmicas atuantes no decorrer da vida útil da obra.

A escassez de estudos ou pesquisas relacionadas a essa questão, levaram à realização do presente trabalho, de cunho experimental, e com o objetivo de se estudar o comportamento desses elementos submetidos às cargas de fadiga e as suas resistências finais no que se refere às cargas de ruptura antes e depois de fatigadas. Foram ensaiadas 9 lajes de concreto sendo 6 lajes com rugosidade “normal” (saliência dos agregados – brita 1) e 3 com baixa rugosidade (alisamento com espátula de madeira). Não foram identificadas rupturas por fadiga e a resistência das lajes fatigadas se mantiveram, quando levadas a ruptura no final dos ensaios, no mesmo nível daquelas não fatigadas.

Palavras-chave: Fadiga. Fadiga em lajes de pontes. Concreto armado. Ensaios dinâmicos. Barras de aço.

ABSTRACT

A significant number of bridges have been built in the form of grids of pre-cast beams on which pre-slab are supported, with posterior concreting of concrete cover, completing the execution of the slabs. This construction process has been widely used in order to rationalize the construction without shoring, shortening considerably the time of construction and thereby reducing costs. However in developing the project, it is known that these slabs are elements highly susceptible to fatigue and, keeping in mind the existence of concrete in two stages (pre-slab and final cover) and different ages, doubts about the behavior of this interface with respect to dynamic loads acting over the lifetime are generated. The scarcity of studies and researches related to this issue led to the realization of this experimental work, in order to study the behavior of these elements subjected to fatigue loading and their final resistance in relation to the failure load before and after fatigue loading. Tests were made in 9 concrete slabs, 6 with usual surface roughness (salience of crushed aggregates – 1) and 3 with low roughness (smoothing with wooden spatula). It was verified that no rupture due to fatigue loading were identified and the resistance of the slabs submitted to fatigue loading remained on the same level of those not fatigued, when carried to cracking at the end of the tests.

Keywords: Fatigue. Fatigue in bridge slabs. Reinforced concrete. Dynamic loading. Steel bar.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Justificativa de estudo	1
1.2 Apresentação do Trabalho.....	2
1.3 Histórico	3
1.4 Objetivos	7
2. COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS SOB CARGAS CÍCLICAS.....	8
2.1 Fadiga.....	8
2.2 Carregamentos Cíclicos.....	11
2.2.1 Cargas cíclicas de grande amplitude e baixa ciclagem.....	13
2.2.2 Cargas cíclicas de baixa amplitude e alta ciclagem	14
2.3 Hipótese de Palmgren-Miner (Dano Contínuo Linear)	15
2.4 Curvas de Wöhler	16
2.5 Fadiga do aço	18
2.6 Comportamento à Fadiga do Concreto	21
2.6.1 Comportamento do concreto à compressão	22
2.6.2 Comportamento do concreto ao cisalhamento	24
2.7 Resistência ao Cisalhamento na interface	31
2.7.1 Classificação do nível de rugosidade	32
2.7.2 Expressões da Resistência dos Materiais - elementos não fissurados.....	33
2.7.3 Cisalhamento no concreto armado (elementos fissurados).....	35
2.7.4 Critérios para verificação das resistências da interface.....	39
2.8 Resistência ao cisalhamento em lajes sem armadura transversal segundo várias normas ou códigos	60
2.8.1 Hedman e Losberg/ Bulletin CEB 126.....	60
2.8.2 Reagan - Código Modelo CEB-FIP 90.....	70
2.8.3 NB1/78 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado	72
2.8.4 NBR 7197/84 – Projeto de Estruturas de Concreto Protendido	72
2.8.5 Eurocode 2 – Design of Concret Structures/2004	73
2.8.6 Código Suíço SIA Code 262/2003.....	73

2.8.7	NBR 6118/2003 – Projeto de Estruturas de Concreto	74
3.	METODOLOGIA DA PESQUISA EXPERIMENTAL	75
3.1	Ensaio de Fadiga ao Cisalhamento em Lajes de Concreto Armado	75
3.1.1	Características dos modelos ensaiados.....	76
3.1.2	Moldagem dos modelos.....	79
3.1.3	Caracterização da Rugosidade das superfícies das pré-lajes.....	85
3.1.4	Descrição dos Grupos	88
3.1.5	Instrumentação das lajes	89
3.1.6	Cálculo dos carregamentos dos ensaios.	91
3.1.7	Arranjo de ensaio	98
3.1.8	Preparação e montagem dos ensaios	103
3.1.9	Descrição dos ensaios.....	104
3.2	Ensaio de Fadiga de Barra ao Ar	105
3.2.1	Considerações Iniciais	105
3.2.2	Parâmetros dos Ensaio de Fadiga	105
3.2.3	Constituição dos corpos de prova	110
3.3	Ensaio de Caracterização dos Materiais	114
3.3.1	Ensaio de caracterização do concreto e do aço.	114
4.	RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISE	115
4.1	Ensaio Complementares	115
4.1.1	Ensaio de caracterização do concreto	115
4.1.2	Ensaio de caracterização do aço	116
4.2	Ensaio de fadiga de barra ao ar	118
4.3	Ensaio de ruptura ao cisalhamento em lajes de concreto armado	123
4.3.1	Grupo 1	123
4.3.2	Grupo 2	135
4.3.3	Grupo 3	147
4.3.4	Comparação dos resultados dos ensaios entre os grupos.....	158
4.3.5	Comparação das resistências ao cisalhamento das lajes ensaiadas segundo várias normas ou códigos	162
4.4	Comparação entre as tensões de cisalhamento de ensaio na interface pré-laje/capa e tensões limites de normas e códigos	174
4.5	Resultados dos ensaios dinâmicos de fadiga das lajes	176
4.5.1	Grupo 1	176

4.5.2	Grupo 2	179
4.5.3	Grupo 3	183
5.	CONCLUSÕES	187
5.1	Ensaio de barra ao ar	187
5.2	Ensaio de ruptura ao cisalhamento em lajes de concreto armado	188
5.3	Propostas para pesquisas futuras	189
ANEXO A – Tabelas dos resultados obtidos para as lajes L1 a L9.		191
ANEXO B – Equipe Técnica do Laboratório de Estruturas e Materiais – LEM		200
ANEXO C – Plantas e seções transversais do pórtico de ensaio.....		202
BIBLIOGRAFIAS DE REFERÊNCIA.....		203

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Progresso de abertura de fissuras até a ruptura por fadiga - (CEB-FIP MC, 1990); (FIB, 1999); (CALLISTER, 2000).....	8
Figura 2.2 - Carregamento cíclico com amplitude constante. Caso (a) tensões completamente reversas, $(\sigma_m) = 0$; (b) tensão média (σ_m) diferente de zero e (c) zero-tração, $(\sigma_{min} = 0)$	12
Figura 2.3 - Carga cíclica com amplitude constante.....	14
Figura 2.4 - Carga cíclica com amplitude variável.....	15
Figura 2.5 - Regra de Palmgren-Miner para estimativa da vida à fadiga para carregamento cíclico completamente reverso e de amplitude variável.....	16
Figura 2.6 - Curva de Wöhler.....	17
Figura 2.7 - Curva S-N segundo a NBR 6118/2003.....	17
Figura 2.8 - Curva S-N típica de concreto em compressão (Klausen,1978).	22
Figura 2.9 - Comparação entre as resistências a fadiga no cisalhamento de vigas sem armadura ao cisalhamento e resistência a fadiga do concreto simples na flexão.....	25
Figura 2.10 - Possíveis modos de ruptura por fadiga por cisalhamento em vigas sem (esquerda) e com (direita) armadura de cisalhamento, RILEM (1984).....	26
Figura 2.11 - Diagrama de Wöhler para ensaios de fadiga em vigas segundo Westerberg (1973).....	27
Figura 2.12 - Diagrama da variação de tensão – números de ciclos de carregamentos de estribos e armadura de tração.....	29
Figura 2.13 - Diagrama de Wöhler para armaduras tracionadas em vigas de concreto sob flexão.....	29
Figura 2.14 - Ilustração do “efeito de tamanho” de acordo com várias teorias, Bazant, Kim (1984). ..	30
Figura 2.15 - Determinação das tensões de cisalhamento de acordo com a mecânica das estruturas.....	34
Figura 2.16 - Tensões de cisalhamento na interface. Variação do esforço normal.....	35
Figura 2.17 – Seção submetida a momento fletor positivo.....	38
Figura 2.18 - Seção transversal com a interface situada acima da linha neutra.....	42
Figura 2.19 - Exemplo de interface.....	58
Figura 2.20 - Construção de ligações dentadas.....	58
Figura 2.21 - Diagrama de forças cortantes representando a armadura de interface requerida.....	60
Figura 2.22 – Análise da influência da armadura de flexão (Fusco,2008).	61
Figura 2.23 – Peças sem armadura ao cisalhamento.....	63
Figura 2.24 – Influência do afastamento das cargas em relação ao apoio.....	65
Figura 2.25 – Resistência das lajes sem armadura de cisalhamento.....	67
Figura 2.26 – Resistência ao cisalhamento das lajes para cargas uniformemente distribuídas.....	69
Figura 2.27 – Resistência a forças cortantes de peças sem armadura de cisalhamento. Ensaios realizados de 1974 a 1998, segundo Reagan, em Fib – Bulletin 2 – Structural Concrete.....	71
Figura 3.1 - Planta e seções transversais das lajes executadas em duas etapas.....	76

Figura 3.2 – Detalhamento das armaduras.....	77
Figura 3.3 – Armação longitudinal positiva.	78
Figura 3.4 – Detalhe das armações.	78
Figura 3.5 - Forma de madeira para moldagem das lajes de concreto.	79
Figura 3.6 - Gabaritos utilizados na execução da pré-laje.....	80
Figura 3.7 - Betoneira utilizada para a fabricação dos concretos.....	81
Figura 3.8 - Moldagem dos corpos de prova para caracterização do concreto.....	81
Figura 3.9 - Concretagem das lajes.	82
Figura 3.10 - Ensaio de abatimento de tronco de cone.	82
Figura 3.11 - Adensamento da laje com o uso de vibrador.	83
Figura 3.12 - Lajes envolvidas por lona plástica para a cura adequada.	83
Figura 3.13 - Concretagem da pré-laje (1ª. Etapa).	84
Figura 3.14 - Concretagem da capa (2ª. Etapa).	84
Figura 3.15 - Ponte rolante utilizada no transporte das lajes.....	85
Figura 3.16 - Superfície da pré-laje “rugosa”.	86
Figura 3.17 - Superfície da pré-laje “rugosa”.	86
Figura 3.18 - Superfície da pré-laje “lisa”.	87
Figura 3.19 - Superfície da pré-laje “lisa”.	88
Figura 3.20 - Posicionamento dos extensômetros na armadura da laje com $A_s = 8cm^2$ - 2x5 barras longitudinais.	89
Figura 3.21 - Detalhe da instrumentação e posicionamento do extensômetro E3.	90
Figura 3.22 - Detalhe da instrumentação e posicionamento do extensômetro E1 e E2.....	90
Figura 3.23 - Detalhe da instrumentação e posicionamento do extensômetro EC1.	91
Figura 3.24 - Sistema de aquisição de dados.....	91
Figura 3.25 - Esquema estrutural “ensaio”.....	92
Figura 3.26 - Esquema estrutural “ponte”.	95
Figura 3.27 - Esquema Estrutural do Pórtico. (a) Planta superior; (b) Planta Inferior; (c) Corte A-A; (d) Corte B-B e (e) Corte C-C (f) Corte D-D (g) Detalhe do perfil utilizado.....	101
Figura 3.28 - Vista lateral do pórtico.	102
Figura 3.29 - Vista frontal do pórtico.	102
Figura 3.30 - Colagem das taliscas de madeira.....	103
Figura 3.31 - Laje durante o ensaio de ruptura.....	104
Figura 3.32 - Ensaio de fadiga de barra ao ar – Dartec.....	106
Figura 3.33 - Esquematização da variação das tensões nos diferentes ensaios, mantida σ_{max} constante.	106
Figura 3.34 - Curva Classe R1 - Dados de fadiga publicados para barras de diâmetros menor ou igual a 16mm - “Bulletin D’Information N. 188.....	108
Figura 3.35 - Curva Classe R2 - Dados de fadiga publicados para barras de diâmetros maiores que 16mm - “Bulletin D’Information N. 188 – Fatigue of Concrete Structures – State of the Art Report” pag. 160.	109

Figura 3.36 - Corpo de Prova Típico.....	110
Figura 3.37 - Dartec - Máquina de Ensaio de Fadiga.....	111
Figura 3.38 - Corpo de prova sendo ensaiado.....	111
Figura 3.39 - Clavete e copos - corpo de prova.....	112
Figura 3.40 - Corpo de prova protegido com mangueira plástica.....	112
Figura 3.41 - Semicanas de alumínio e conjunto completo de fixação do corpo de prova.	113
Figura 3.42 - Corpos de prova granalhados, com clavete e alumínio, onde a ruptura ocorreu fora das garras.	113
Figura 4.1 - Diagrama tensão x deformação das barras com ϕ 8 mm.....	117
Figura 4.2 - Diagrama tensão x deformação das barras com ϕ 10 mm.....	117
Figura 4.3 - Curva de distribuição normal dos resultados obtidos para barras ϕ 10mm.	120
Figura 4.4 - Curvas de Wöhler.	122
Figura 4.5 - Comparação entre as Curvas de Wöhler.	122
Figura 4.6 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros EC1 e EC2 no concreto da laje L1.	124
Figura 4.7 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1 e E2 no aço da laje L1.	125
Figura 4.8 - Gráfico de força x deslocamento da laje L1.	125
Figura 4.9 - Quadro de Fissuração da laje L1.....	126
Figura 4.10 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L1.....	126
Figura 4.11 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L1.	127
Figura 4.12 - Gráfico de força x deformação no extensômetro EC1 no concreto da laje L2.....	127
Figura 4.13 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1 e E2 no aço da laje L2.	128
Figura 4.14 - Gráfico de força x deslocamento da laje L2.	129
Figura 4.15 - Quadro de Fissuração da laje L2.....	129
Figura 4.16 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L2.....	130
Figura 4.17 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L2.	130
Figura 4.18 - Gráfico de força x deformação no extensômetro EC1 no concreto da laje L3.....	131
Figura 4.19 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1 e E2 no aço da laje L3.	132
Figura 4.20 - Gráfico de força x deslocamento da laje L3.	133
Figura 4.21 - Quadro de Fissuração da laje L3.....	133
Figura 4.22 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L3.....	134
Figura 4.23 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L3.	134
Figura 4.24 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros EC1 e EC2 no concreto da laje L4.	135
Figura 4.25 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1 e E2 no aço da laje L4.	136
Figura 4.26 - Gráfico de força x deslocamento da laje L4.	137
Figura 4.27 - Quadro de Fissuração da laje L4.....	137
Figura 4.28 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L4.....	138
Figura 4.29 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L4.	138
Figura 4.30 - Gráfico de força x deformação no extensômetros EC1 e EC2 no concreto da laje L5.	139
Figura 4.31 - Gráfico de força x deformação no extensômetro E1 no aço da laje L5.	140

Figura 4.32 - Gráfico de força x deslocamento da laje L5.	140
Figura 4.33 - Quadro de Fissuração da laje L5.	141
Figura 4.34 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L5.	141
Figura 4.35 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L5.	142
Figura 4.36 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L5.	142
Figura 4.37 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L5.	143
Figura 4.38 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros EC1 e EC2 no concreto da laje L6.	143
Figura 4.39 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1, E2 e E3 no aço da laje L6.	144
Figura 4.40 - Gráfico de força x deslocamento da laje L6.	145
Figura 4.41 - Quadro de Fissuração da laje L6.	145
Figura 4.42 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L6.	146
Figura 4.43 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L6.	146
Figura 4.44 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros EC1 e EC2 no concreto da laje L7.	147
Figura 4.45 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1, E2 e E3 no aço da laje L7.	148
Figura 4.46 - Gráfico de força x deslocamento da laje L7.	148
Figura 4.47 - Quadro de Fissuração da laje L7.	149
Figura 4.48 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L7.	149
Figura 4.49 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L7.	150
Figura 4.50 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L7.	150
Figura 4.51 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L7.	151
Figura 4.52 - Gráfico de força x deformação no extensômetro EC2 no concreto da laje L8.	151
Figura 4. 53 - Gráfico de força x deformação no extensômetro E3 no aço da laje L8.	152
Figura 4.54 - Gráfico de força x deslocamento da laje L8.	153
Figura 4.55 - Quadro de Fissuração da laje L8.	153
Figura 4.56 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L8.	154
Figura 4.57 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L8.	154
Figura 4.58 - Gráfico de força x deformação no extensômetro EC1 no concreto da laje L9.	155
Figura 4.59 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1 e E2 no aço da laje L9.	156
Figura 4.60 - Gráfico de força x deslocamento da laje L9.	156
Figura 4.61 - Quadro de Fissuração da laje L9.	157
Figura 4.62 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L9.	157
Figura 4.63 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L9.	158
Figura 4.64 – Comparação entre os gráficos de carga vertical x deformação para as lajes L1, L2 e L3.	159
Figura 4.65 - Comparação entre os gráficos de carga vertical x deformação para as lajes L4, L5 e L6.	159
Figura 4.66 - Comparação entre os gráficos de carga vertical x deformação para as lajes L7, L8 e L9.	160

Figura 4.67 - Comparação entre os gráficos de distribuição da NBR 6118, Eurocode/CEB-FIP 90 e SIA Code 262.....	172
Figura 4.68 - Dispersão dos resultados das cargas de ruptura ao cisalhamento de acordo com as cargas teóricas calculadas de acordo com a NBR 6118.....	173
Figura 4.69 - Dispersão dos resultados das cargas de ruptura ao cisalhamento de acordo com as cargas teóricas calculadas de acordo com a Eurocode/CEB-FIP 90.....	173
Figura 4.70 - Dispersão dos resultados das cargas de ruptura ao cisalhamento de acordo com as cargas teóricas calculadas de acordo com o SIA Code 262.	174
Figura 4.71 - Características do ensaio da laje L2 no início do ensaio.	177
Figura 4.72 - Visal geral do ensaio ao fim de 2×10^6 ciclos – laje L2.....	178
Figura 4.73 - Visal geral do início do ensaio – laje L3.	178
Figura 4.74 - Características do ensaio da laje L3 ao fim de 2×10^6 ciclos.	179
Figura 4.75 - Visal geral do início do ensaio – laje L4.	181
Figura 4.76 - Características do ensaio da laje L4 ao fim de 2×10^6 ciclos.	182
Figura 4.77 - Características do ensaio da laje L6 no início do ensaio.	182
Figura 4.78 - Visal geral do início do ensaio – laje L8.	184
Figura 4.79 - Características do ensaio da laje L8 ao fim de 2×10^6 ciclos.	185
Figura 4.80 - Visal geral do início do ensaio – laje L9.	185
Figura 4.81 - Características do ensaio da laje L8 ao fim de 2×10^6 ciclos.	186

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resistência característica do aço à fadiga segundo o	20
Tabela 2.2 - Variação na tensão admissível na armadura segundo.....	21
Tabela 2.3 - Tensões de cisalhamento horizontal resistentes na interface (MPa).	41
Tabela 2.4 - Valores para β_1 e β_2	44
Tabela 2.5 - Coeficientes β_s e β_c da NBR – 9062	48
Tabela 2.6 - Determinação dos coeficiente β e μ segundo o CEB.	50
Tabela 2.7 - Determinação $f_{ctk,min}$	50
Tabela 2.8 - Tensão resistente da interface (τ_r - MPa).....	53
Tabela 2.9 - Resistência e deformações características para o concreto segundo o Eurocode 2.....	59
Tabela 3.1 - Resumo Geral dos grupos de ensaio.	89
Tabela 3.2 - Valores de k equivalentes ao desempenho médio e de projeto - “Bulletin D’Information N. 188 – Fatigue of Concrete Structures – State of the Art Report” pag. 160.	108
Tabela 3.3 - Resumo dos conjuntos de ensaios.....	110
Tabela 4.1 - Características do concreto utilizado no Grupo 1.....	115
Tabela 4.2 - Características do concreto utilizado no Grupo 2.....	115
Tabela 4.3 - Características do concreto utilizado no Grupo 3.....	115
Tabela 4.4 - Características do aço para as barras isoladas.....	116
Tabela 4.5 - Resultados obtidos para os conjuntos 1,2 e 3 – barras isoladas.	118
Tabela 4.6 - Resultados obtidos para os conjuntos 1 e 2.....	118
Tabela 4.7 - Valores de “Nm” e “cv” para os diversos conjuntos.....	121
Tabela 4.8 - Valores de “Nk” para os diversos conjuntos.	121
Tabela 4.9 - Resumo Geral dos Resultados Obtidos.....	161
Tabela 4.10 - Valores das resistências ao cisalhamento para $f_{ck}=30\text{MPa}$ para as diversas normas.	169
Tabela 4.11 - Valores das cargas de ruptura teóricas, experimentais e “K”.....	170
Tabela 4.12 - Quadro comparativos das tensões de cisalhamento.....	175
Tabela 4.13 - Características do ensaio da laje L2 no início e após 2×10^6 ciclos.	176
Tabela 4.14 - Características do ensaio da laje L3 no início e após 2×10^6 ciclos.	177
Tabela 4.15 - Características do ensaio da laje L4 no início e após 2×10^6 ciclos.	180
Tabela 4.16 - Características do ensaio da laje L6 no início e após 2×10^6 ciclos.	180
Tabela 4.17 - Características do ensaio da laje L8 no início e após 2×10^6 ciclos.	183
Tabela 4.18 - Características do ensaio da laje L9 no início e após 2×10^6 ciclos.	184

Tabela A.1 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L1.....	191
Tabela A.2 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L2.....	192
Tabela A.3 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L3.....	193
Tabela A.4 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L4.....	194
Tabela A.5 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L5.....	195
Tabela A.6 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L6.....	196
Tabela A.7 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L7.....	197
Tabela A.8 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L8.....	198
Tabela A.9 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L9.....	199

1. INTRODUÇÃO

1.1 Justificativa de estudo

O desempenho à fadiga é um importante estado limite último que deve ser considerado em projetos de pontes, estacionamentos e outras estruturas sujeitas a carregamentos cíclicos ou móveis. As lajes de tabuleiros de pontes são elementos suscetíveis à fadiga, uma vez que ela suporta diretamente os carregamentos repetitivos móveis gerados pelas rodas dos veículos. Estas lajes, por questão de facilidades executivas, geralmente são compostas de pré-laje que é um elemento estrutural pré-moldado, o qual recebe posteriormente uma capa de concreto moldado no local da obra. Assim, essas lajes se constituem de elementos estruturais com junção de concretos de diferentes idades.

No caso de peças formadas por elementos pré-moldados com concreto moldado no local, que é o caso das lajes dos tabuleiros de pontes, ocorrerá um aumento na seção resistente da pré-laje pré-moldada depois que a capa de concreto endurecer, desde que seja garantida a transferência de esforços através da interface entre os dois concretos. Esse aumento na seção resistente se dá devido ao fato de que o concreto moldado no local passa a absorver parte dos esforços atuantes na estrutura.

A segurança das estruturas de concreto armado, no que diz respeito ao estado limite de fadiga, tem sido objeto de estudo de vários países, visando aprimorar suas normas e práticas.

A França, por exemplo, que nunca havia exigido verificação da fadiga em suas normas de projeto de pontes, passou a fazê-lo agora com a adoção do Eurocode 2 (2005) – “Design of Concrete Structures”, opcional entre 2006 e 2009, mas obrigatório a partir de 2010.

No Brasil essa verificação se faz desde a EB3 (1967) – “Barras e fios destinados a armaduras de concreto armado”, mas os critérios, que foram revisados algumas vezes, a última recentemente com a NBR-6118 (2003) – “Projeto de Estruturas de Concreto”, ainda se ressentem de melhor conhecimento dos materiais brasileiros e das ações cíclicas, por exemplo, nas nossas estradas.

Os critérios de dimensionamento de estruturas de concreto, sujeitas a solicitações cíclicas, devem, portanto, levar em conta o problema da fadiga.

Para isso, é necessário conhecer com toda a clareza possível o comportamento à fadiga do aço e do concreto, bem como as ações cíclicas que podem provocar esse tipo de estado limite.

1.2 Apresentação do Trabalho

Este trabalho faz parte de um projeto de pesquisa realizado conjuntamente com dois alunos do programa de mestrado da Escola Politécnica da USP, João Paulo Ribeiro Dantas e Edielce Cristina Caixeta, com o intuito de se estudar a investigação experimental da fadiga em lajes de pontes armadas com barras isoladas e telas soldadas, executadas com ou sem pré-lajes, inclusive o comportamento à fadiga no cisalhamento.

João Paulo analisou o comportamento à fadiga de lajes executadas com pré-lajes armadas com barras e telas soldadas e Edielce analisou comportamento à fadiga das lajes executadas com pré-lajes ou maciças.

Este trabalho apresenta estudos e resultados de ensaios realizados a respeito do comportamento à fadiga ao cisalhamento das lajes de pontes, executadas com pré-lajes e armadas com barras isoladas, com o intuito de se estudar o comportamento da ligação da pré-laje com a capa de concreto, bem como a resistência dessas lajes ao cisalhamento.

De forma a sintetizar toda a pesquisa e esclarecer os principais aspectos abordados, o presente trabalho foi estruturado em cinco capítulos, como segue:

No capítulo 1 é feita uma apresentação do trabalho, onde são relatadas as motivações, justificativas e os objetivos da pesquisa, bem como um breve histórico sobre a fadiga.

No capítulo 2 são apresentados os fundamentos necessários para o entendimento da fadiga no concreto e no aço, a resistência ao cisalhamento na

interface entre a pré-laje e a capa e os limites de resistência à ruptura ao cisalhamento segundo diversas normas ou códigos.

O capítulo 3 relata a metodologia experimental utilizada nesta pesquisa. São abordados aspectos como planejamento, materiais empregados, concretagem e instrumentação das lajes, bem como a descrição dos ensaios. São apresentadas algumas considerações e parâmetros gerais dos ensaios de fadiga ao cisalhamento de lajes em concreto armado, bem como os ensaios de fadiga de barra ao ar e os critérios de cálculo adotados. Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas e Materiais (LEM).

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos dos ensaios experimentais realizados, bem como a análise comparativa entre esses resultados e aqueles calculados de acordo com as diversas normas e códigos mais representativos.

Por fim no capítulo 5 apresentam-se os comentários e conclusões de acordo com todos os resultados obtidos neste trabalho. São apresentadas sugestões para futuros trabalhos de pesquisa com intuito de aprofundar o estado da arte sobre o problema da fadiga e limites de ruptura ao cisalhamento em lajes de concreto armado com pré-lajes.

Finalmente apresentam-se as referências bibliográficas pesquisadas para a realização deste trabalho, bem como anexos com tabelas de todos os resultados obtidos, não constantes no corpo do trabalho.

1.3 Histórico

A palavra “fadiga” é originada do latim “fatigare” e significa “cansaço”. A definição de fadiga foi encontrada na publicação da ISO apud Suresh (1998) intitulada “General Principles for Fatigue Testing of Metals”, publicado em 1964 pela Organização Internacional para Normalização, em Gênova. Neste relatório, fadiga é definida como um termo que se aplica às mudanças nas propriedades que podem ocorrer em um material metálico devido à aplicação repetida de forças (ou tensões),

embora geralmente este termo se aplique especialmente para aquelas mudanças que conduzem ao fraturamento ou falha. Esta descrição também é válida para a fadiga dos materiais não-metálicos.

Desde a metade do século XIX, uma classificação de cientistas e engenheiros tem feito pioneiras contribuições para entender a fadiga numa ampla variedade de materiais metálicos e não-metálicos, frágeis e dúcteis, monolíticos e compostos, e naturais e sintéticos.

O interesse em estudar a fadiga começou a se expandir com o aumento do uso do aço em estruturas, particularmente pontes em sistemas ferroviários. Segundo Suresh, os primeiros relatos sobre fadiga foram escritos por volta de 1829, quando o engenheiro alemão W. A. J. Albert realizou alguns ensaios em correntes de aço usadas nas mineradoras.

Os estudos sobre fadiga se intensificaram após um acidente na ferrovia próxima a Versalhes, em 1842, o qual resultou em muitas mortes. A causa deste acidente foi uma falha de fadiga originada no eixo frontal da locomotiva.

Em 1842, W. J. M. Rankine, um engenheiro ferroviário britânico que ficou famoso pela sua contribuição na engenharia mecânica, reconheceu características de ruptura por fadiga e notou o perigo das concentrações das tensões nos componentes das máquinas. O Instituto dos Engenheiros Mecânicos na Inglaterra começou a explorar a tão falada “Teoria de Cristalização” da fadiga. Ela propõe que o enfraquecimento dos principais materiais por fadiga seja causado pela cristalização da microestrutura subjacente (fundamental).

Em 1849, o governo britânico convocou E. A. Hodgkinson para estudar a fadiga dos ferros fundidos usados nas pontes ferroviárias. O comunicado desta comissão (Hodgkinson, 1849) descreve experimentos de curvatura alternada na longarina pela repetição de carga de roda. Neste período, pesquisas sobre fratura por fadiga foram documentadas num trabalho de Braithwaite (1854) que empregou o termo fadiga exclusivamente para denotar o fraturamento de metais sob repetição de carga.

Um pesquisador chamado Wöhler conduziu investigações sistemáticas da falha por fadiga durante o período de 1852 a 1869 em Berlim, onde ele estabeleceu uma estação de ensaio. Os estudos de Wöhler envolviam cargas axiais de flexão e de torção compreendendo testes de fadiga nos eixos das ferrovias em escala real para o “Prussian Railway Service” e na variedade dos componentes estruturais

usados em pequenas máquinas. Seu trabalho levou à caracterização do comportamento da fadiga em termos de curvas de flutuação de tensão contra o número de ciclos que leva à ruptura, as chamadas curvas S-N (*Stress-Number*), ou curvas de Wöhler, formato ainda em uso nos dias de hoje, e ao conceito de “limite de resistência” à fadiga.

A máquina de flexão rotativa usada hoje para forças cíclicas é conceitualmente a mesma que projetada por Wöhler. Embora seu aparato de flexão rotativo tivesse velocidade máxima de apenas 72 revoluções por minuto, um de seus corpos-de-prova do teste de fadiga esteve sujeito a 132.250.000 forças cíclicas sem a ocorrência de fratura.

Outro grande pesquisador sobre fadiga foi W. Fairbairn, o qual realizou testes em vigas com ligações rebitadas para a “Junta de Comércio Britânico”; em vários casos, 3.100.000 cargas cíclicas foram aplicadas. De acordo com esse experimento, Fairbairn (1864) concluiu que vigas com ligações rebitadas sujeitas a forças cíclicas com máximo de 1/3 da resistência última irão falhar.

Em 1910, o americano O. H. Basquin representou a curva de Wöhler em forma logarítmica e propôs a fórmula:

$$\sigma_a = C \times K^n \quad (1.1)$$

Palmgren, em 1924, foi quem primeiro sugeriu um modelo linear de dano por fadiga, no qual é possível considerar o efeito do histórico da aplicação das ações, por meio do acúmulo do dano que cada intensidade de tensão provoca no material.

Miner (1945) apresentou uma equação linear de dano por fadiga, hoje conhecido como modelo de Palmgren-Miner. Este modelo estima um valor de dano acumulado para um espectro de ações correspondente a uma probabilidade de ruptura, para um determinado número de ciclos. A ruína por fadiga se dá quando

$\sum \frac{n}{N} = 1$, sendo n o número de ciclos solicitantes para uma determinada intensidade de tensão e N o número admissível de ciclos para essa mesma intensidade.

Segundo O'Neill (1970), citado por Driemeier (1995) e Buch (1988), não é comprovado que alguma teoria não-linear de acúmulo de dano forneça valores mais precisos que o modelo linear, e todas elas exigem mais dados experimentais, perdendo praticidade.

Depois da Segunda Guerra Mundial, passou-se a estudar com mais intensidade o fenômeno da fadiga, principalmente em aviões e automóveis. Em 1951, foi fundado o Comitê Internacional em Fadiga Aeronáutica. Em 1954 o alemão Gassner descreveu o estado da arte dos ensaios de fadiga, no campo automobilístico e aeronáutico.

As investigações sobre fadiga no concreto iniciaram-se como as do aço, ou seja, motivadas pela solução de problemas práticos que vinham ocorrendo naquela época. Entretanto, conforme observado por Nordby (1958), os engenheiros pesquisadores estavam diante de um problema embaraçoso: associar o conhecimento obtido no concreto simples e no aço com o comportamento observado nos elementos de concreto armado. A inter-relação entre os materiais era considerada complexa para o carregamento estático e presumia-se que, para o carregamento cíclico, as dificuldades seriam ainda maiores.

Além disso, a geração de curvas S-N com alto grau de confiabilidade deriva de numerosos testes de fadiga, os quais fornecem resultados sujeitos a grande dispersão. Para alguns aços o limite à fadiga aparece após 1 milhão de ciclos, enquanto que, para outros, a curva não se torna assintótica após 100 milhões de ciclos (MALLET, 1991). No concreto não existe um limite à fadiga evidente, embora se saiba que um número elevado de ciclos de carregamento com baixos níveis de tensão já possibilita a ocorrência de danos por fadiga.

Após mais de 150 anos de estudos, as falhas por fadiga continuam sendo um dos maiores problemas em projetos de engenharia. Os custos de prevenção e/ou reparo de fraturas em componentes estruturais são muito grandes. Dowling (2007) estima que 80% desses custos em componentes mecânicos envolvem situações onde o carregamento cíclico e a fadiga são fatores contribuintes.

Em termos de avaliação da segurança à fadiga em estruturas de concreto, verifica-se que as normas de projeto CEB-FIP Model Code 1990 (1991), NBR 6118 (2003) e as recomendações do ACI 215 (1997), por exemplo, incorporaram alguns procedimentos simplificados de verificação. O estudo do comportamento mecânico dos materiais à fadiga é essencial para o aprimoramento destes critérios e desenvolvimento de métodos analíticos mais avançados para análise da fadiga e estimativas de falha. Além de servir para prevenir falhas, informações sobre a tendência e rapidez de acúmulo de danos e perda de

desempenho estrutural ao longo dos ciclos de carga são fundamentais para o gerenciamento das atividades de prevenção e manutenção.

1.4 Objetivos

Esta pesquisa tem por finalidade aprofundar o estudo do comportamento à fadiga nas lajes de concreto de pontes, executadas em duas etapas, com concretos de diferentes idades. O processo construtivo inicia-se primeiramente com a concretagem inicial de uma pré-laje, a qual depois é lançada apoiada entre as vigas principais e numa concretagem posterior em segunda etapa é executada a capa final da laje. O objetivo final é o de se analisar o comportamento dessas lajes quando submetidas às cargas dinâmicas posicionadas de forma a enfatizar esse comportamento com relação ao cisalhamento provocado pelas mesmas. Especial atenção é dada à interface entre a pré-laje e a capa tendo em vista a escassez de estudos ou pesquisas nessa área. A finalidade deste trabalho é a de fornecer subsídios para que sejam aprimorados os critérios de projeto com base em investigação experimental, tratamento estatístico dos dados, incluindo a verificação da confiabilidade. Assim, os objetivos desta pesquisa podem ser resumidos pelos seguintes tópicos:

- Investigação experimental do comportamento estrutural de lajes executadas com pré-lajes na interface da pré-laje com a capa, relacionada aos esforços de cisalhamento e submetidas a carregamentos dinâmicos cíclicos de fadiga;
- Investigação experimental do comportamento à fadiga do concreto de lajes executadas com pré-lajes com relação às cargas de ruptura finais por cisalhamento;
- Fornecer subsídios para o aprimoramento dos critérios de projeto para dimensionamento de estruturas de concreto submetidas à fadiga, com base nos resultados experimentais e confiabilidade.

2. COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS SOB CARGAS CÍCLICAS

2.1 Fadiga

A fadiga de uma peça estrutural é um processo progressivo de dano, produzido por carregamentos cíclicos, que pode evoluir até a ruptura, a qual ocorre sem que o nível de tensões ultrapasse o limite elástico do material. Por esta razão, apesar de constituir um estado limite último, a fadiga ocorre devido a um grande número de oscilações de tensão provenientes de cargas variáveis em serviço.

Por ser um ELU que depende principalmente da flutuação das solicitações em serviço, o estudo da fadiga exige um critério de projeto próprio e completo. Tal projeto deve incluir desde a determinação dos carregamentos, principalmente a história da flutuação dos carregamentos em serviço, passando pela determinação dos esforços solicitantes, das tensões em serviço e chegando, finalmente, à verificação da segurança dos elementos de aço e de concreto.

O processo de degradação (ou dano) por fadiga está associado à deterioração sob carregamento cíclico que leva ao surgimento e à evolução de microfissuras ou à propagação de microfissuras pré-existentes no material, podendo causar a ruptura da estrutura. A fadiga ocorre devido a um processo de degradação progressiva na microestrutura cristalina do material sujeito a condições de solicitações de magnitude inferior à capacidade resistente do material, isto é, a deformações ou a tensões impostas com magnitudes inferiores à deformação ou à tensão de ruptura.

Figura 2.1 - Progresso de abertura de fissuras até a ruptura por fadiga - (CEB-FIP MC, 1990); (FIB, 1999); (CALLISTER, 2000).

A fissura por fadiga nos concretos de cimento Portland é de natureza frágil, no sentido de que existe pouca, se alguma, deformação plástica generalizada associada à fissura, ocorrendo o processo pela iniciação e propagação de microfissuras, sendo que em geral a superfície de fratura é perpendicular à direção de tensão aplicada (Callister, 2000).

No concreto, a fadiga inicia a um nível microscópico e está associada ao aumento da abertura das fissuras e à redução da rigidez. Para o *American Concrete Institute* (ACI, revised 1992, reapproved 1997), a ruptura por fadiga ocorre por uma microfissuração interna progressiva que por sua vez induz incremento nas deformações no material.

Para o *Comité Euro-International du Béton* (CEB, 1988), as fissuras por fadiga não têm uma topografia superficial definida, tornando difícil identificar a fadiga nas estruturas de concreto. A fadiga pode ocorrer em um elemento estrutural de concreto quando se desenvolve fissuração excessiva.

O CEB (1991) apresenta um procedimento de cálculo para estruturas de concreto sob fadiga, seguindo a hipótese de Palmgren-Miner (Miner, 1945); contudo, anteriormente a esta publicação, não existiam regras para dimensionamento à fadiga na maioria dos países europeus. A NBR 6118 (2003) também apresenta um capítulo destinado ao dimensionamento das estruturas de concreto à fadiga.

O processo de ruptura por fadiga é caracterizado por três etapas distintas que resultam no enfraquecimento gradual dos componentes estruturais:

- Etapa 1:
 - Iniciação da fissura, quando uma pequena fissura se forma em algum ponto de alta concentração de tensões; ou
 - Descontinuidades pré-existentes, ou seja, microfissuras já existentes no material (devido à existência de falhas no concreto) previamente ao processo de fadiga; ou
 - Os dois itens anteriores, simultaneamente;
- Etapa 2: Propagação da fissura, durante a qual a mesma avança em incrementos a cada ciclo de tensões, devido à existência de zonas de concentração de tensões; e

- Etapa 3: Ruptura final, que ocorre muito rapidamente, uma vez que a fissura que está avançando tenha atingido sua abertura crítica.

A ruptura por fadiga somente ocorre se a carga aplicada fornecer suficiente tensão para o crescimento e propagação das fissuras ou para que alterações significativas ocorram no material, atingindo um estado de instabilidade e afetando a vida útil da estrutura. Esta situação é definida como o limite de fadiga do material.

As propriedades de fadiga podem ser determinadas a partir de ensaios de simulação em laboratório, quando então os dados resultantes são apresentados graficamente na forma de uma tensão (σ) ou de uma deformação (ϵ) em função do número de ciclos (N) até a ruptura, para cada corpo-de-prova ensaiado.

Nos ensaios à fadiga, dois tipos de comportamento σ - N distintos são verificados: (1) quanto maior a magnitude da tensão, menor o número de ciclos que o material é capaz de suportar antes da ruptura; (2) quando existe um limite de resistência à fadiga, abaixo do qual a ruptura não irá ocorrer. Este limite de resistência à fadiga representa o maior valor de tensão cíclica que não irá causar a ruptura por fadiga mesmo após incontáveis ciclos de carregamento e descarregamento, equiparáveis a um número infinito de ciclos.

Outro parâmetro importante que caracteriza o comportamento à fadiga de um material é a vida à fadiga, que representa o número de ciclos (N) necessários para causar a ruptura em um nível de tensão específico. Infelizmente, existe sempre uma dispersão considerável nos resultados de testes de fadiga, ou seja, uma variação no valor de N medido para vários corpos-de-prova testados sob o mesmo nível de tensão.

Este fato pode levar a incertezas de projeto quando a vida à fadiga ou a resistência à fadiga estiverem sendo consideradas. A variação nos resultados é consequência da sensibilidade da resistência à fadiga a uma variedade de parâmetros relacionados ao ensaio e ao material, que são impossíveis de serem controlados de maneira precisa. Esses parâmetros incluem as condições de moldagem dos corpos-de-prova, o alinhamento do corpo-de-prova no equipamento de teste, a tensão média, a frequência dos testes, dentre outros.

2.2 Carregamentos Cíclicos

O carregamento cíclico é, fundamentalmente, aquele que varia no tempo entre um máximo e um mínimo. Os carregamentos cíclicos que produzem fadiga são expressos em função das tensões máximas e mínimas aplicadas durante um determinado intervalo de tempo. A figura 2.2 apresenta um carregamento cíclico típico definido por uma função senoidal. A duração de um ciclo coincide com o período da função $\sigma(t)$, ou seja, um ciclo de carregamento é definido como aquele que provoca uma variação de tensões entre um valor máximo e mínimo, retornando ao ponto inicial.

A diferença entre os valores das tensões máxima e mínima define a variação das tensões ($\Delta\sigma$). Com estes valores calcula-se também a tensão média (σ_m) que pode ser zero, como na Figura 2.2(a), mas que na maioria das vezes não é, como mostrado em (b). A amplitude (σ_a) corresponde à metade da variação das tensões, ou à variação da tensão a partir da média. As expressões matemáticas para essas definições básicas são:

$$\Delta\sigma = \sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n} \quad (2.1)$$

$$\sigma_m = \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x} + \sigma_{m\acute{i}n}}{2} \right) \quad (2.2)$$

$$\sigma_a = \frac{\Delta\sigma}{2} = \left(\frac{\sigma_{m\acute{a}x} - \sigma_{m\acute{i}n}}{2} \right) \quad (2.3)$$

O termo tensão alternante é usado por alguns autores e tem o mesmo significado de amplitude. Das Equações 2.1 e 2.2 pode-se notar que:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_m + \sigma_a, \quad \sigma_{m\acute{i}n} = \sigma_m - \sigma_a \quad (2.4:a,b)$$

Os sinais de σ_a e $\Delta\sigma$ são sempre positivos, sendo que $\sigma_{m\acute{a}x} > \sigma_{m\acute{i}n}$ e as tensões de tração são sempre consideradas positivas. As quantidades de $\sigma_{m\acute{a}x}$, $\sigma_{m\acute{i}n}$

e σ_m podem ser positivas ou negativas. As seguintes relações entre estas variáveis são muitas vezes usadas:

$$R = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \quad A = \frac{\sigma_a}{\sigma_m} \quad (2.5:a,b)$$

(a)

(b)

(c)

Figura 2.2 - Carregamento cíclico com amplitude constante. Caso (a) tensões completamente reversas, $(\sigma_m) = 0$; (b) tensão média (σ_m) diferente de zero e (c) zero-tração, $(\sigma_{\min} = 0)$

Sendo R denominada relação de tensão e A de relação de amplitude. Algumas relações adicionais derivam das equações precedentes quando ($\sigma_{min} = 0$), isto é, quando ocorre zero-tração:

$$\sigma_a = \frac{\Delta\sigma}{2} = \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{2}(1 - R), \quad \sigma_m = \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{2}(1 + R) \quad (2.6:a,b,c,d)$$

$$R = \frac{1 - A}{1 + A}, \quad A = \frac{1 - R}{1 + R}$$

Tensões cíclicas com média zero podem ser especificadas pela amplitude, (σ_a), ou pelo valor absoluto da tensão máxima, ($\sigma_{m\acute{a}x}$). Se a média for diferente de zero, dois valores independentes são necessários para especificar o carregamento. Combinações de (σ_a) e (σ_m), ($\sigma_{m\acute{a}x}$) e R , ($\Delta\sigma$) e R , ($\sigma_{m\acute{a}x}$) e (σ_{min}) e (σ_a) e A podem ser usadas.

Ciclos de carga completamente reversos são usados para descrever a situação em que (σ_m) é igual a zero, ou de R igual a -1, como mostrado na Figura 2.2(a). Casos onde σ_{min} e R são iguais a zero são chamados de zero-tração, como pode ser visto na Figura 2.2(c).

Várias são as ações cíclicas que causam fadiga nas estruturas como, cargas móveis, vento, ações de máquinas, etc. As ações repetitivas que podem causar dano por fadiga em estruturas são aquelas que atuam com alto número de ciclos.

De uma maneira geral, as cargas cíclicas ou repetitivas podem ser classificadas como:

2.2.1 Cargas cíclicas de grande amplitude e baixa ciclagem

São cargas sob as quais suas tensões ultrapassam o limite elástico provocando plastificações e a ruptura sobrevém com baixo número de ciclos. Por isso esse fenômeno não deve ser chamado de fadiga. Pode-se chamá-lo “cansaço” e citar como, por exemplo, os sismos.

2.2.2 Cargas cíclicas de baixa amplitude e alta ciclagem

- *Cargas cíclicas com amplitude constante:* São aquelas cuja variação de tensão é constante ao longo do tempo, como geralmente ocorrem nas ações de máquinas. É o caso das ações a considerar no projeto de fundações de máquinas, como ilustrado na Figura 2.3.

Figura 2.3 - Carga cíclica com amplitude constante.

Alguns fatores a serem considerados:

- a) A variação ou amplitude de tensão ($\Delta\sigma$), diferença entre a tensão máxima $\sigma_{\max}$ e a tensão mínima $\sigma_{\min}$ se aplica sempre dentro do regime elástico;
 - b) A relação entre a tensão mínima e a tensão máxima (R), pode variar muito caracterizando problemas diferentes. Se o valor da relação de tensão $R = -1$, diz-se que há inversão completa da tensão. Se $R = 0$, então o carregamento varia de zero até um determinado valor máximo (de tração) da tensão considerada e, finalmente, se $0 \leq R \leq 1$, o carregamento provoca tração oscilante. Para as peças de concreto armado, os casos de R negativo são especialmente importantes
- *Cargas cíclicas com amplitude variável:* São aquelas que normalmente atuam em estruturas, cujas variações de tensões não são constantes, como o tráfego em pontes, carga de vento, etc, como ilustra a Figura 2.4.

Figura 2.4 - Carga cíclica com amplitude variável.

Para facilitar as análises, podem-se transformar os carregamentos de amplitude variável em um ou vários segmentos de carregamento de amplitude constante equivalente e estimar o dano cumulativo do conjunto através da soma dos danos de cada segmento.

Os efeitos cumulativos dos carregamentos de amplitude variável podem ser determinados por meio da regra de Palmgren-Miner, a qual é mostrada a seguir.

2.3 Hipótese de Palmgren-Miner (Dano Contínuo Linear)

Este método baseia-se num modelo linear de dano por fadiga, em que é possível considerar o efeito do histórico de aplicação das ações através do acúmulo de dano que cada intensidade de tensão provoca no material.

Esta regra foi sugerida por A. Palmgren na Suécia em 1920, mas somente após a publicação de Miner, em 1945, é que este método tornou-se conhecido e largamente utilizado.

Pela regra de Palmgren-Miner estima-se o valor do dano acumulado a partir do espectro de ações correspondente a uma probabilidade de ruptura para um determinado número de ciclos. A ruína por fadiga se dá quando $\sum \frac{n}{N} = 1$, sendo “n” o número de ciclos solicitantes para uma determinada intensidade de tensão e “N” o número admissível de ciclos para essa mesma intensidade.

Situações de amplitude de carregamento variável, conforme ilustradas na Figura 2.5, podem ser analisadas usando a regra de Palmgren-Miner. Uma certa amplitude de tensão, σ_{a1} , é aplicada para um certo número de ciclos, N_1 , onde o número de ciclos até a falha correspondente a esta amplitude é N_{f1} . A fração da vida

utilizada vale $\frac{N_1}{N_{f1}}$. Outras amplitudes de tensão são aplicadas e com isso mais frações da vida à fadiga são utilizadas. Quando a soma destas parcelas atinge a unidade atinge-se 100% da vida útil à fadiga.

$$\frac{N_1}{N_{f1}} + \frac{N_2}{N_{f2}} + \frac{N_3}{N_{f3}} + \dots = \sum \frac{N_j}{N_{fj}} = 1 \quad (2.7)$$

Figura 2.5 - Regra de Palmgren-Miner para estimativa da vida à fadiga para carregamento cíclico completamente reverso e de amplitude variável.

O requisito inicial para estimativa da vida à fadiga de um elemento estrutural reside na identificação da seção crítica e do espectro do carregamento cíclico de serviço, verificando a frequência de aplicação das cargas e as tensões máximas e mínimas provocadas. Tendo em mãos uma curva S-N apropriada, determina-se o limite de resistência à fadiga para cada variação de tensão em função do carregamento cíclico aplicado. Com isso, o dano por fadiga é calculado usando a regra de Palmgren-Miner, ou seja, efetuando-se a divisão $\frac{n}{N}$. (MALLET, 1991).

2.4 Curvas de Wöhler

O comportamento à fadiga de uma peça pode ser caracterizado por meio das curvas de Wöhler, também conhecidas como curvas S-N.

As curvas S-N, mostradas na Figura 2.6, são construídas a partir de resultados de ensaios de laboratório, nos quais uma peça ou estrutura é submetida a carregamentos cíclicos de amplitude constante até a ruptura.

Figura 2.6 - Curva de Wöhler.

Para barras de aço retas ou dobradas com diâmetro superior a 25 vezes o diâmetro da barra, o CEB-FIP MC (1990) adota curvas de Wöhler simplificadas (bilineares em escala log-log) que relacionam o número de ciclos com a máxima variação de tensão admissível, $\Delta f_{sd,fad}$, como ilustrado na Figura 2.7. Observar que nesse caso não foi proposto patamar.

A NBR-6118 (2003) adota um diagrama semelhante, com pequenas diferenças nos valores de $\Delta f_{sd,fad}$.

Figura 2.7 - Curva S-N segundo a NBR 6118/2003.

A resistência à fadiga dos aços para concreto armado depende de vários fatores como (CEB, 1988); (MALLET, 1991):

- Conformação superficial das barras: as nervuras das barras de alta aderência reduzem a resistência à fadiga devido à concentração de tensões em comparação com as barras lisas;
- Diâmetro das barras: a resistência à fadiga das barras reduz com o aumento do diâmetro. A resistência à fadiga de uma barra ϕ 40mm é 25% menor do que a resistência à fadiga de uma barra de ϕ 16 mm;
- Curvatura das barras: as tensões localizadas nas curvaturas das barras diminuem a resistência à fadiga;
- Amplitude da flutuação de tensão: o número de ciclos que ocasiona a fadiga em uma barra é maior quanto menor for a amplitude da flutuação de tensões na armadura;
- Tipo de aço;
- Emendas;
- Ancoragens.

2.5 Fadiga do aço

A determinação da resistência de barras de aço à fadiga pode ser feita através de ensaios axiais com barras expostas ao ar ou em ensaios de flexão com a barra mergulhada no concreto.

Os ensaios axiais podem ser realizados com frequência de até 150Hz (CEB 188, 1988). Apesar de apresentarem a vantagem de serem ensaios relativamente rápidos, especial atenção deve ser tomada com o alinhamento das barras e com as garras da máquina de teste. Essas zonas tendem a concentrar altas tensões, que podem culminar na ruptura da barra, descaracterizando o comportamento da mesma.

Diferentemente, os ensaios de flexão são mais atraentes, pois simulam as condições de serviço de um elemento de concreto armado. No entanto, possuem a desvantagem da frequência do carregamento ser limitada em cerca de 3Hz a 5Hz, a fim de evitar problemas de elevação da temperatura. Geralmente estes ensaios são feitos em pequenas vigas, submetidas à flexão em três ou quatro pontos.

Conforme o documento do ACI 215R-2 (1997), a resistência das barras de aço à fadiga é afetada principalmente pelo diâmetro, curvatura e emenda das

barras, tipo de viga, geometria das deformações e tensão mínima aplicada. Ainda segundo o ACI 215R-2, o aumento da tensão mínima e o aumento do diâmetro da barra reduzem a resistência à fadiga do aço. A diminuição da resistência à fadiga com o aumento do diâmetro da barra é explicada pelo estado de tensões que o “efeito escala” provoca. Entende-se por “efeito escala” o fato de elementos estruturais com maiores dimensões possuírem maior probabilidade de apresentar defeitos no seu interior. Esse fenômeno é mais pronunciado em ensaios axiais do que em ensaios de flexão. No caso da tensão mínima, verificou-se que, para uma mesma variação de tensão, a resistência à fadiga é menor quando essa tensão foi aumentada.

A natureza da deformação, se de alongamento ou de encurtamento, influencia a resistência da barra de aço, uma vez que nos pontos onde a fissuração por fadiga é iniciada concentram-se altas tensões. As soldas também atuam como concentradores de tensão o que, como consequência, reduz a resistência à fadiga.

Outro fator que afeta o desempenho à fadiga das barras de aço é a corrosão. Sob fadiga, pontos de corrosão possuem o mesmo efeito de um entalhe, causando concentração de tensão e diminuindo a resistência.

Helagson e Hanson (1974) apresentaram um modelo estatístico para representar a região de vida finita à fadiga das barras de armadura em função da variação da tensão e do logaritmo do número de ciclos. A expressão matemática que representa este modelo é dada por:

$$\log N = 6,96899 - 5,5549 \times 10^{-3} \Delta \sigma \quad (\text{MPa}) \quad (2.8)$$

A variável predominante encontrada na região de vida finita à fadiga foi a variação de tensão ($\Delta \sigma$). O nível da tensão mínima, embora não afetasse à resistência à fadiga no mesmo grau, mostrou ser altamente significativo estatisticamente. Outros fatores, tais como, o diâmetro da barra e a tensão de escoamento, também mostraram significância estatística. As interações entre estes fatores não foram relevantes. A resistência à fadiga para uma vida infinita foi estabelecida para uma variação de tensão aproximadamente igual a 165MPa para o aço CA50.

Posteriormente, Tilly e Moss (1982) apud CEB 188 (1988) apresentaram outro modelo em escala log-log, no qual a fadiga da armadura está dividida em duas classes: R1 para barras com diâmetro de até 16 mm (Equação 2.9) e R2 para barras com diâmetro maior que 16 mm (Equação 2.10).

$$\log \Delta \sigma = 2,99 - \frac{\log N}{9} \text{ ou } (\Delta \sigma)^9 = 0,75 \times 10^{27} \quad (2.9)$$

$$\log \Delta \sigma = 2,87 - \frac{\log N}{9} \text{ ou } (\Delta \sigma)^9 = 0,07 \times 10^{27} \quad (2.10)$$

A fadiga das armaduras não é um fator determinante no dimensionamento das estruturas de concreto armado. Todavia, o emprego cada vez maior destas estruturas em situações de carregamento cíclico, juntamente com o fato de que os procedimentos de cálculo atualmente adotados estão baseados no estado limite último – permitindo que se utilizem altos níveis de tensão nas armaduras – fazem com que o efeito da fadiga seja particularmente importante. Vale ressaltar que a mais baixa variação de tensão registrada que causou uma falha por fadiga numa barra de aço foi de 145MPa. Essa ruptura ocorreu após 1.250.000 ciclos de carregamento repetido numa viga com barras de aço de 35mm de diâmetro e tensão mínima de 121MPa (ACI 215R-2, 1997).

Segundo o CEB-FIP Model Code 1990 (1991), a verificação da segurança à fadiga das barras de aço para concreto armado deve atender aos limites constantes na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Resistência característica do aço à fadiga segundo o CEB-FIP Model Code 1990 (1991).

	N*	$\Delta \sigma_{R-L}$ para N* ciclos (MPa)	$\Delta \sigma_{R-L}$ para 10^8 ciclos (MPa)
Barras com $\phi \leq 16$ mm	10^6	210	125
Barras com $\phi > 16$ mm	10^6	160	95
Barras soldadas	10^7	50	30

Já a norma brasileira (NBR 6118, 2003) recomenda valores para a variação na tensão admissível da armadura para uma vida de 2.000.000 ciclos em função do diâmetro da barra e do tipo de aplicação destas estruturas, como indica a Tabela 2.2, sendo D o diâmetro dos pinos de dobramento das barras de aço.

Tabela 2.2 - Variação na tensão admissível na armadura segundo
NBR 6118 (2003).

$\Delta f_{sd, fad}$ (MPa) para armadura passiva, aço CA-50								
ϕ (mm)	10	12,5	16	20	22	25	32	40
Barras retas ou dobradas com $D \geq 25\phi$	190	190	190	185	180	175	165	150
Barras dobradas com $D < 25\phi$	105	105	105	100	95	90	90	85
Estribos	85	85	85	—	—	—	—	—
Ambiente marinho Classe IV	65	65	65	65	65	65	65	65
Barras soldadas	85	85	85	85	85	85	85	85
$\Delta f_{sd, fad}$ (MPa) para armadura ativa								
Pré-tração, fio ou cordoalha reta								150
Pos-tração, cabos curvos								110
Cabos retos								150
Conectores mecânicos e ancoragens								70

2.6 Comportamento à Fadiga do Concreto

O concreto não é um material homogêneo. A fadiga no concreto é um processo progressivo de propagação de micro-fissuras que conduz a macro-fissuras, as quais podem levar a peça à ruptura com cargas inferiores à sua resistência em ensaios estáticos (CEB,1988);(CEB,1996);(MALLET,1991).

Existem diversos fatores que influenciam a resistência a fadiga do concreto os principais são: tensão máxima, amplitude de tensão, história do carregamento e características do concreto.

A propagação das fissuras causa uma redução na seção transversal da peça e concentrações de tensões que afetam a rigidez da peça e uma diminuição na aderência entre o concreto e o aço; (CEB,1988); (MALLET,1991).

A resistência do concreto à fadiga depende ainda do tipo de solicitação: compressão, tração, cisalhamento, etc. Tanto o Código Modelo CEB.FIP CM (1990) quanto a norma brasileira NBR-6118 (2003) apresentam critérios para verificação da fadiga do concreto. No entanto, os casos de ruínas imputáveis à fadiga, sejam do aço e menos ainda do concreto, não têm se mostrado na prática, mesmo em obras com cargas variáveis muito altas e freqüentes, como as ferroviárias e as metroviárias. Por isso foi escolhida a laje executada com pré-laje como objeto de

pesquisa. Além de muito exposta à fadiga por conta das ações, essa laje resulta em uma junta de dois concretos diferentes, mais sensíveis à fadiga.

Esse tipo de laje de tabuleiro corresponde a um percentual muito alto das obras rodoviárias brasileiras (>50%) e está invadindo as obras ferroviárias e metroviárias de hoje em dia.

Segundo o Boletim 188 do Comité Euro-Internacional do Betón (CEB, 1988), as fissuras por fadiga não têm uma topografia definida, tornando-se difícil identificar a fadiga nas estruturas de concreto. Contudo existem algumas formas de acompanhar o processo de fadiga de uma peça, a qual pode ser através da observação do desenvolvimento das fissuras, emissões acústicas e também mudanças de volume podem ser indicadores de danos por fadiga.

2.6.1 Comportamento do concreto à compressão

2.6.1.1 Resistência à fadiga

A resistência a fadiga pode ser definida como uma fração da resistência estática que pode ser suportada repetidamente após um determinado número de ciclos. Ela pode ser representada pelas curvas de vida de fadiga, denominadas curvas S-N de Wöhler, como mostra a figura 2.8.

Figura 2.8 - Curva S-N típica de concreto em compressão (Klausen, 1978).

Deve ser observado que os ensaios de fadiga apresentam uma grande dispersão na quantidade de ciclos de ruptura para cada nível de variação de tensão. Por isso, se faz necessário fazer uma quantidade razoável de ensaios para cada nível de flutuação de tensão, de modo a se obter uma curva S-N de um determinado concreto. De acordo com o CEB, através da aplicação de procedimentos estáticos é possível obter uma relação entre a probabilidade de ruína e o número de ciclos.

A resistência a fadiga no concreto depende não só da máxima tensão a que a peça está submetida, mas também da mínima tensão aplicada durante os ciclos de carregamento. Isto quer dizer que a resistência a fadiga é governada pela variação de tensão sofrida pela estrutura, ou seja, quanto maior a variação de tensão menor a quantidade de ciclos que a estrutura vai suportar.

Ao contrário do aço, ainda não se conhece o limite à fadiga do concreto, isto é, não existe uma variação de tensão que aplicada ao concreto o permita suportar uma quantidade infinita de ciclos. (CEB,1988).

2.6.1.2 Composição do concreto

De acordo com o Comité Euro-Internacional do Betón (CEB,1988), vários ensaios foram realizados em concretos com resistências de até 60 MPa, testando vários tipos de concreto, com idades superiores a 5 anos e submetidos a diversos tipos de cura e obtiveram-se resultados muito parecidos, quando as resistências a fadiga foram expressas em função do f_{cm} . Variáveis como a relação água-cimento, teor de argamassa, quantidade de ar incorporado, condições de cura e idade do carregamento não influenciam a resistência a fadiga, caso ela seja expressa em função da resistência estática da peça.

2.6.1.3 Períodos de descanso

O efeito de períodos de repouso da estrutura proporciona um aumento na resistência da estrutura à fadiga. É no período de repouso que a estrutura é capaz de melhorar sua capacidade resistente.

Foram realizados ensaios de compressão com pequenos períodos de repouso, e não foi possível conseguir mudanças significativas no ganho de resistência. Este fato se deve principalmente pela dispersão obtida nos resultados. Contudo se os períodos de descanso forem maiores, haverá um tempo maior para uma redistribuição de tensões, diminuição de tensões na ponta da fissura, resultando em uma maior vida útil à fadiga. Isto só é possível se as tensões no período de repouso forem baixas.

2.6.2 Comportamento do concreto ao cisalhamento

2.6.2.1 Ruptura por cisalhamento

De acordo com o “Bulletin D’Information N°. 188 – Fatigue of concrete Structures – State of the Art Report”, usualmente os projetos de vigas se baseiam no dimensionamento no estado limite ultimo correspondente a uma ruptura dúctil devida ao escoamento da armadura. Rupturas por cisalhamento devem ser evitadas ou afastadas por meio de maior margem de segurança por causa de sua natureza frágil.

Entretanto, em alguns casos, vigas submetidas a carregamentos cíclicos têm sofrido ruptura por fadiga ao cisalhamento antes da ruptura por fadiga à flexão. Em outros casos, essa ruptura prematura podem ocorrer por fadiga da aderência. Tendo em vista tais resultados, estes tipos de ruptura requerem atenção especial.

2.6.2.2 Vigas sem armação ao cisalhamento

As ações nas vigas sob carregamento cíclico podem ser descritas de acordo com Frey, Thurlimann (1983) como se segue:

- As fissuras de todas as vigas apareceram após os primeiros ciclos de carregamento. Pequenas progressões na abertura das fissuras puderam ser observadas antes do aparecimento da fissura crítica.

- A ruptura da viga é resultado do desenvolvimento dessa fissura crítica por cisalhamento a qual, em quase todas as vigas, atravessou as fissuras existentes de flexão.
- No início dos carregamentos cíclicos foi observado um grande aumento das deflexões e deformações. Estes aumentos se tornaram menores no decorrer do ensaio. O aumento da amplitude das deformações, no entanto, foi menor, acompanhado de uma redistribuição de tensões.

Deve-se destacar que o numero de ciclos de carregamento que a viga pode resistir depois da formação de fissuras críticas de cisalhamento é imprevisível por causa das incertezas de como o mecanismo de transferência de cargas se desenvolve. Os projetos precisam ser baseados nas primeiras evidências dessas fissuras críticas de cisalhamento. A tensão de cisalhamento nesta análise é a carga de cisalhamento dividida pela área da alma. A fissura de cisalhamento é causada por tensões principais de tração no concreto atingindo a resistência de tração do concreto.

A figura 2.9 ilustra uma comparação com a resistência a tração na flexão do concreto simples, em vigas sem armação ao cisalhamento.

Figura 2.9 - Comparação entre as resistências a fadiga no cisalhamento de vigas sem armação ao cisalhamento e resistência a fadiga do concreto simples na flexão.

Os valores de fadiga por cisalhamento estão entre a faixa de dispersão dos valores de tensão. Não é esperado que os diferentes modos de ruptura influenciem o nível de carregamento de fadiga em comparação com o carregamento estático. É provável que a mesma ruptura ocorra em ambas as circunstâncias. Os modos de ruptura são mostrados na figura 2.10.

Figura 2.10 - Possíveis modos de ruptura por fadiga por cisalhamento em vigas sem (esquerda) e com (direita) armadura de cisalhamento, RILEM (1984).

O sistema de arqueamento formado após o aparecimento da fissura crítica de cisalhamento influencia significativamente a carga de ruptura em vigas submetidas a carregamentos monotônicos. Esse sistema pode ser mais facilmente atingido pelas cargas estáticas do que pelas dinâmicas. Isto pode explicar os valores de cisalhamento na parte inferior da faixa de dispersão da figura 2.9.

2.6.2.3 Vigas com armação ao cisalhamento

Para vigas com armadura ao cisalhamento, como mostrado na figura 2.10, as propriedades de fadiga são claramente dependentes das propriedades das

armaduras. Entretanto é mais difícil correlacionar os resultados de ensaios de tração com barras retas para armadura de cisalhamento em vigas do que nas armaduras de flexão. Primeiramente, o histórico de tensões nos estribos pode ser muito complicado mesmo em ensaios com nível de tensão constante. Em segundo lugar, as rupturas freqüentemente ocorrem nas dobras inferiores dos estribos, Westerberg (1973), e a flexão pode ter um efeito negativo na resistência à fadiga. Em terceiro lugar, as fissuras de cisalhamento geralmente atravessam os estribos com ângulos oblíquos, os quais causam tensões adicionais devido ao engrenamento e outros efeitos que podem influenciar na resistência a fadiga.

Na figura 2.11 são mostrados ensaios de fadiga em vigas ao cisalhamento com ou sem estribos. As curvas de Wöhler para as duas categorias de vigas tem diferentes inclinações. Isto acontece porque o concreto determina as propriedades de fadiga para a ruptura por cisalhamento em vigas sem estribos e do aço dos estribos de vigas com armadura de cisalhamento. Também se torna evidente que a reta de Wöhler para vigas sem armação ao cisalhamento fica abaixo daquela para vigas com armadura ao cisalhamento.

Figura 2.11 - Diagrama de Wöhler para ensaios de fadiga em vigas segundo Westerberg (1973).

Na figura 2.11 os baixos valores de ensaios representam a ruptura por fadiga da armação de tração na flexão. A armadura rompeu por fadiga com valores baixos, cerca de 44% do valor da tensão de escoamento estático das vigas.

Frey, Thurlimann (1983) descreveu ensaios com armadura de cisalhamento de TOR 50 e fez as seguintes observações:

- Picos locais das deformações de compressão do concreto e deformações longitudinais e transversais foram observadas sob carregamentos mais elevados. Entretanto, os valores de deformações se apresentaram com uma variação mais regular.
- A diferença entre a deformação e a amplitude das variações das deformações implica, em parte, numa significativa mudança no comportamento do carregamento atuante.
- Com a mesma armação de cisalhamento e longitudinal, uma maior espessura da alma levou a menores deformações dos estribos e menor aumento das deformações durante a ciclagem. Tal fato leva a uma diminuição da capacidade de carga dinâmica em vigas de almas finas.
- A variação das deformações nas armações longitudinais e na mesa comprimida indica claramente o efeito de treliça do comportamento da carga interna atuante.
- A resistência a fadiga dos estribos no concreto corresponde àquela da armação longitudinal da viga.
- Embora os ensaios tenham níveis de carregamentos mínimos e máximos constantes, a armação ficou sujeita ao aumento das variações de deformações decorrentes da ciclagem.
- De um total de 74 casos de ruptura por fadiga, apenas duas aconteceram na dobra inferior próximo à barra longitudinal. Estes aconteceram devido à ruptura prévia dos estribos na mesma fissura diagonal. As outras rupturas ocorreram quase sem exceções nas extremidades dos estribos transversais próximo da armação longitudinal. A dobra do estribo é obviamente não tão perigosa para a fadiga porque a armação de tração está situada ao redor e ajuda a distribuir a carga. Entretanto existem outros ensaios com rupturas por flexão mais freqüentes.
- Nenhuma das vigas mostrou uma ruptura repentina por cisalhamento devido à fadiga. Por outro lado, o comportamento de uma viga de concreto armado em

que várias barras de armadura cruzam a fissura, observa-se uma redistribuição das forças internas.

Os resultados dos ensaios de Frey, Thurlimann (1983) estão mostrados na figura 2.12. A variação da tensão nos estribos é mostrada como função do logaritmo de números de ciclos de carregamentos. Neste diagrama, os resultados de Tepfers (1973) apresentados na figura 2.13.

Figura 2.12 - Diagrama da variação de tensão – números de ciclos de carregamentos de estribos e armadura de tração.

Figura 2.13 - Diagrama de Wöhler para armaduras tracionadas em vigas de concreto sob flexão.

Torna-se evidente que a vida útil a fadiga do aço da armadura é a mesma seja ela usada como estribos ou armação de tração.

As reduções de tensões recomendadas da ordem de 44% da resistência ao escoamento da armação por fadiga justificam tendo em vista as rupturas por fadiga que têm ocorrido na prática. Em certas estruturas, como as torres, onde ocorre uma completa inversão de tensão, as tornam potencialmente perigosas. Demonstrou-se em ensaios que a ruptura ocorreu com valores de cargas dinâmicas bem abaixo dos limites aceitáveis prescritos em algumas normas.

A respeito da fadiga de estruturas de concreto em cisalhamento o “efeito do tamanho” da fissura deve ser considerado da mesma forma como é indicado por Bazant, Kim (1984) e Reinhardt (1986) para cisalhamento sob carregamento estático. A propagação de microfissuras causadas por tensões repetidas resultam em uma redistribuição de tensões e a perda de rigidez do concreto depende do tamanho do elemento de concreto. O “efeito do tamanho” é ilustrado na figura 2.14.

Figura 2.14 - Ilustração do “efeito de tamanho” de acordo com várias teorias, Bazant, Kim (1984).

A maioria dos ensaios de laboratório é desenvolvida em zonas de elementos estruturais onde o “efeito do tamanho” não se torna evidente. Há uma falta de ensaios de fadiga que cobrem tal ocorrência. Neste caso, os estribos afetam a influência do “efeito de tamanho”. A influência do tamanho do agregado não foi examinada nestes testes.

Futuras pesquisas devem lidar com o “efeito do tamanho” na fadiga usando análise da mecânica da fratura não linear. O efeito das regiões de tensão da armação na fadiga também deve ser investigado. Os modelos para projeto devem ser aprimorados de forma a diminuir a dispersão das cargas de ruptura por fadiga estimada. Também se pode esperar que a fadiga possa ser considerada usando coeficientes parciais de fadiga para concreto e armação tanto quanto corrigir as cargas de projeto obtidas pelos modelos aprimorados de projeto de carga estática.

2.7 Resistência ao Cisalhamento na interface

As lajes de pontes consideradas neste trabalho são executadas por meio da concretagem inicial de uma pré-laje constituindo-se um elemento pré-moldado que é lançado entre as vigas principais para em uma segunda etapa ser concretada uma capa que, junto com a pré-laje venha a compor a laje final da ponte. Desse modo a pré-laje, na maioria das vezes incorporando a armadura principal inferior da laje, dispensa utilização de formas ou cimbramentos. Essa laje, executada dessa forma, é um elemento da estrutura concretado em duas etapas e portanto, com concreto de diferentes idades e com superfície de concreto interfaciando as mesmas que requer cuidados especiais.

É de extrema importância o nível de rugosidade da superfície entre concretos de diferentes idades. Quanto maior essa rugosidade, maior será a resistência de cisalhamento atuante nessa superfície. Maior rugosidade implica em maior área de contato e maior engrenamento mecânico entre as mesmas. O tratamento dispensado com a finalidade de se melhorar essa “ponte de aderência” tais como limpeza com remoção de detritos ou pó e molhagem intensa até a completa saturação do substrato, tem importância minimizada caso a superfície seja suficientemente rugosa.

2.7.1 Classificação do nível de rugosidade

A determinação do nível de rugosidade, o cálculo das tensões de cisalhamento na interface, bem como a determinação das tensões limites nessa superfície, segundo diversas normas ou códigos, serão descritos a seguir.

A Federation Internationale de La Precontrainte, FIP (1982), define dois tipos de categorias de superfície para simplificar a execução do projeto, são elas:

- Categoria 1: superfícies com rugosidade obtida naturalmente durante a produção do elemento pré-moldado. Nominalmente estão incluídas os tipos de superfícies de nível 1 a 6, onde a amplitude das irregularidades da superfície é menor que 1mm.
- Categoria 2: as superfícies do elemento pré-moldado foram deliberadamente modificadas para produzir rugosidade maior que a categoria 1. Estão incluídas as superfícies dos níveis 7 ao 10. Essas superfícies resultaram em uma resistência na interface maior que na categoria 1.

A rugosidade pode ser classificada, segundo recomendações da Federation Internationale de La Precontrainte FIP (1982), da seguinte maneira:

- Nível 1 – superfície bastante lisa, obtida com o uso de formas metálicas ou de madeira plastificada;
- Nível 2 – superfície que foi alisada, chegando a níveis bastante próximos aos dos casos do nível 1;
- Nível 3 – superfície que foi alisada (trazendo os finos do agregado à superfície), mas que ainda apresenta pequenas ondulações;
- Nível 4 – superfície que foi executada com formas deslizantes ou régua vibratória;
- Nível 5 – superfície produzida por alguma forma de extrusão;
- Nível 6 – superfície que foi deliberadamente texturizada pelo escovamento do concreto ainda fresco;
- Nível 7 – como em 6, com maior pronunciamento da texturização (por exemplo, o uso de tela de “metal expandido” presa à superfície da forma);

- Nível 8 – superfície em que o concreto foi perfeitamente vibrado, sem a intenção de fazer superfície lisa, ou fazendo com que os agregados graúdos fiquem expostos;
- Nível 9 – superfície em que o concreto ainda fresco foi jateado com água ou areia para expor os agregados graúdos;
- Nível 10 – superfícies propositadamente rugosas.

As alternativas acima estão apresentadas em ordem crescente de rugosidade. Os níveis 1 e 2 ocorrem apenas eventualmente, enquanto os níveis 3 ao 9 são os mais freqüentes. Os níveis 4 a 10 sempre terão alguma rugosidade quer ocorrendo naturalmente, quer deliberadamente induzida. O nível 8 pode produzir uma superfície bastante rugosa, mas pode haver problemas se o concreto perto do topo não for bem compactado.

2.7.2 Expressões da Resistência dos Materiais - elementos não fissurados

A Resistência dos Materiais fornece a seguinte equação para a determinação das tensões de cisalhamento solicitantes na interface:

$$\tau_{sd} = \frac{V_d \cdot S}{b \cdot I} \quad (2.11)$$

Onde:

V_d - força cortante de projeto na seção considerada;

S - momento estático da área acima da fibra em estudo em relação ao centro de gravidade da seção transversal;

I - momento de inércia da seção transversal;

b - largura da seção transversal na fibra em estudo.

Essa equação é válida para materiais no regime elástico linear, podendo ser utilizada para o concreto fissurado, desde que as propriedades geométricas da seção sejam obtidas desprezando-se a região de concreto tracionado.

A equação é obtida através do equilíbrio de um elemento infinitesimal sujeito a um esforço de flexão, como mostra a Figura 2.15.

Figura 2.15 - Determinação das tensões de cisalhamento de acordo com a mecânica das estruturas.

Sendo:

$$F = \int_s \sigma_x \cdot dS$$

$$dF = \tau_{xz} \cdot dx \cdot b = d \left[\int_s \sigma_x \cdot dS \right] \quad (2.12)$$

considerando que:

$$\sigma_x = \frac{M}{I} \cdot z$$

$$\tau_{xz} = \frac{1}{b} \cdot \frac{d}{dx} \left[\int_s \sigma_x \cdot dS \right] \frac{1}{b} \int_s \frac{d}{dx} \left(\frac{M}{I} \cdot z \right) dS$$

Para barras prismáticas, ou seja, momento de inércia constante, tem-se:

$$\tau_{xz} = \frac{1}{bI} \cdot \frac{dM}{dx} \int_s z \cdot dS \quad (2.13)$$

$$\int_s z \cdot dS = S$$

$$\frac{dM}{dx} = V, \text{ logo,}$$

$$\tau_{sd} = \frac{V_d \cdot S}{b \cdot I} \quad (2.14)$$

Essa equação é válida para barras prismáticas com inércia constante.

2.7.3 Cisalhamento no concreto armado (elementos fissurados)

No caso de elementos fissurados de concreto armado, a forma de se obter as tensões de cisalhamento solicitantes na interface de peças compostas é através da variação do esforço normal acima ou abaixo da interface.

Considerando a Figura 2.16, seja a interface definida pela seção m-m. M_d é o momento de cálculo numa seção transversal qualquer e V_d o esforço cortante de cálculo nesta seção. Desta forma, a força transmitida através da interface, por unidade de comprimento, pode ser obtida pela variação do esforço normal de compressão da peça.

Figura 2. 16 - Tensões de cisalhamento na interface. Variação do esforço normal.

Da figura:

$$R_d \cdot dS = dR_{cc} = d\left(\frac{M_d}{z}\right)$$

Supondo $z \approx \text{constante}$,

$$R_d = \frac{1}{z} \cdot \frac{dM_d}{ds} \quad (2.15)$$

A tensão de cisalhamento na interface é obtida dividindo-se o fluxo de cisalhamento (V_d/z), pela largura da interface:

$$\tau_{sd} = \frac{V_d}{b \cdot z} \quad (2.16)$$

adotando $z = 0,9 \cdot d$, obtém-se:

$$\tau_{sd} = \frac{V_d}{0,9b \cdot d} \quad (2.17)$$

Nessas equações, foi considerado que o acréscimo no esforço normal de compressão é igual ao acréscimo no esforço de tração na armadura, ou seja, $dR_{cc}=dR_{st}$. Isso é válido somente, considerando o estado limite último, quando toda a região comprimida está acima da interface. Quando a linha neutra da seção está abaixo da interface, Figura 2.16 (c), a força transmitida pela interface é menor que a variação da resultante de compressão na seção composta. Nesses casos, a equação 2.16 conduz a valores superiores à tensão real atuante na interface. Para corrigir esse problema, a tensão pode ser determinada pela multiplicação da equação 2.16 pela relação entre a força de compressão no concreto moldado no local, R_{cc2} e a resultante de compressão da seção composta, R_{cc} .

$$\tau_{sd} = \frac{V_d}{0,9b \cdot d} \cdot \frac{R_{cc2}}{R_{cc}} \quad (2.18)$$

As equações 2.11 a 2.18 avaliam a tensão de cisalhamento horizontal para cada seção em função do esforço cortante atuante.

Uma outra abordagem considerando-se o diagrama tensão x deformação simplificado do concreto e a existência de armaduras ativas de protensão é aquela abaixo descrita.

Sabe-se que:

$$V_d = \frac{dM_d}{ds}$$

de modo que a equação $\tau_d = \frac{V_d}{b \cdot z}$, pode ser escrita da seguinte maneira:

$$\tau_{sd} = \frac{dM_d}{ds} \cdot \frac{1}{b \cdot z} = \frac{dM_d}{z} \cdot \frac{1}{b \cdot ds}$$

$$\tau_{sd} = \frac{dR_{cc2}}{b \cdot ds} \quad (2.19)$$

Nessa equação, o valor da tensão de cisalhamento horizontal é função da variação do esforço normal de compressão no trecho ds .

Pode-se também avaliar o valor da tensão de cisalhamento na interface, considerando as forças de compressão ou tração em um trecho da viga e promovendo sua transferência através de forças de cisalhamento horizontais.

Também nessa equação, foi admitido que a linha neutra está acima da interface, de modo que $dR_{cc} = dR_{st}$. Quando a linha neutra está abaixo da interface, apenas a componente de concreto comprimida no elemento superior é transferida para a interface.

Usando o diagrama tensão-deformação simplificado para o concreto, pode-se calcular a resultante de compressão na seção. Multiplicando-se a área de concreto moldado no local pela tensão no concreto, tem-se a força de compressão atuante na parte moldada no local. Devido ao fato de que na flexão sempre existirá equilíbrio entre as resultantes de tração e compressão, pode-se determinar a força transmitida pela interface, como mostra a Figura 2.17.

Primeiro calcula-se a força de compressão no concreto moldado no local supondo que a interface seja coincidente com a linha neutra, compara-se este valor com a resultante de compressão na seção submetida a um momento de cálculo M_d . Se for menor, a linha neutra está abaixo da interface e a força transmitida pela interface é igual à força de compressão atuante no elemento superior. Se for maior, a linha neutra está acima da interface e a força transmitida pela interface é igual à resultante de compressão ou à resultante de tração na seção.

Figura 2.17 – Seção submetida a momento fletor positivo

A tensão de cisalhamento média é avaliada entre as seções de momento máximo positivo ou negativo e momento nulo. Neste trecho a variação total é igual à resultante de compressão na seção de momento máximo, uma vez que na seção de momento nulo, a resultante de compressão é nula. Deste modo a equação 2.15 pode ser escrita da seguinte maneira.

$$\tau_{sd} = \frac{R_{cc2}}{b \cdot L_z} = \frac{A_{c2} \cdot 0,85 f_{cd}}{b \cdot L_z} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot \sigma_{pd}}{b \cdot L_z} \quad (2.20)$$

Onde:

L_z - distância entre os pontos de momento máximo e momento nulo;

σ_{pd} - tensão na armadura de protensão

A_{c2} - área da seção de concreto moldado no local;

R_{cc2} - força de compressão no concreto moldado no local

$$R_{cc2} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{c2}$$

R_{cc} - força total de compressão na seção composta;

R_{st} - força total de tração;

f_{cd} - resistência de cálculo à compressão do concreto;

R_d - força atuante na interface;

A_s e A_p - área de armadura passiva e armadura de protensão.

Caso exista armadura de compressão, deverá ser somada à força de compressão no concreto a força resistida pela armadura.

2.7.4 Critérios para verificação das resistências da interface

Neste item serão relatados os critérios apresentados pelas principais normas nacionais e internacionais para o projeto e execução de elementos compostos de concreto, tais como British Standard, FIP, NBR 9062, CEB, ACI e BAEL.

2.7.4.1 BS 8110 - BRITISH STANDARD: 1997 - Structural use of concrete. Parte 1.

Segundo a norma britânica, as tensões de cisalhamento na interface só precisam ser verificadas para o estado limite último, pois o método de cálculo usado, baseado em evidências experimentais, garantirá que as condições de utilização sejam satisfeitas.

A tensão média de cisalhamento atuante na interface pode ser calculada usando a seguinte expressão:

$$\tau_{sd,med} = \frac{R_{cc2}}{b \cdot L_z} \quad (2.21)$$

onde:

$\tau_{sd,med}$ - tensão média de cisalhamento horizontal na seção transversal da interface considerando o estado limite último

b - largura transversal na interface

L_z - distância entre os pontos de momento máximo e momento nulo.

R_{cc2} - valor de projeto da força de cisalhamento horizontal devida a carregamentos últimos.

Quando a interface estiver na zona de tração, R_{cc2} será a força de tração ou compressão total, calculada para o momento fletor último. Quando a interface estiver na zona de compressão, R_{cc2} será a força de compressão resultante da parte comprimida acima da interface, calculada também, para o momento fletor último.

A força R_{cc2} é distribuída igualmente sobre a largura de contato e sobre o comprimento da viga entre pontos de máximo momento fletor positivo ou negativo, e momento fletor nulo, dando deste modo, a tensão de cisalhamento média da interface, $\tau_{sd,med}$. A tensão média é então distribuída de acordo com a magnitude do cisalhamento vertical em alguma seção, dando a tensão de cisalhamento de projeto τ_{sd} . Desta maneira, para carregamento uniformemente distribuído, a máxima tensão de projeto vale $\tau_{sd} = 2 \cdot \tau_{sd,med}$ e para cargas concentradas no meio do vão, $\tau_{sd} = \tau_{sd,med}$.

Essa tensão, τ_{sd} , deverá ser comparada com os valores apresentados na tabela 2.3, que define os valores para as tensões resistentes. Quando a tensão calculada, τ_{sd} , for maior que a tensão última dada na tabela 5.1, toda a força de cisalhamento horizontal precisaria ser resistida pela armadura ancorada em ambos os lados da interface. A quantidade de armadura necessária será determinada por:

$$A_s = \frac{1000 \cdot b \cdot \tau_{sd}}{0,95 \cdot f_{yk}} \quad [\text{mm}^2/\text{m}] \quad (2.22)$$

O valor da taxa de armadura mínima é de 0,15%.

A armadura precisa ser adequadamente ancorada em ambos os lados da interface e as barras devem estar uniformemente distribuídas ao longo do comprimento da interface.

Tabela 2.3 – Tensões de cisalhamento horizontal resistentes na interface (MPa).

Elemento pré-moldado	Tipo de superfície	20 MPa	25 MPa	35 MPa
Sem armadura transversal	Moldada ou extrudada	0,40	0,55	0,65
	Escovada, texturizada	0,60	0,65	0,75
	Lavada para remover a nata ou tratadas com agentes retardadores	0,70	0,75	0,80
Com armadura mínima	Moldada ou extrudada	1,20	1,80	2,00
	Escovada, texturizada	1,80	2,00	2,00
	Lavada para remover a nata ou tratadas com agentes retardadores	2,10	2,20	2,50

A BS não fixa um valor limite para a resistência da interface. Admitindo esse valor como sendo o mesmo do cisalhamento vertical, tem-se:

$$\tau_{Rd} \leq 0,8\sqrt{f_{ck,cub}} \quad \text{ou} \quad 5,0MP_a \quad (2.23)$$

2.7.4.2 FIP - Federation Internationale de la Précontrainte (1982)

A FIP (1982), apresenta em seu guia *Shear at the interface of precast and in situ concrete*, outra equação para determinação das tensões de cisalhamento solicitantes média na interface, dada por:

$$\tau_{sd,med} = \frac{V_d}{b \cdot d} \quad (2.24)$$

Onde:

V_d - força de cisalhamento, valor de cálculo no estado limite último

$\tau_{sd,med}$ - tensão média de cisalhamento na seção transversal, considerando o estado limite último

b - altura ou largura da interface

d - altura útil da seção transversal da seção composta.

O uso desta equação, em alguns casos, pode conduzir a valores de tensões conservadores, especialmente quando, no estado limite último, a interface está situada dentro da zona de compressão, como mostra a Figura 2.18. Para estes

casos, a FIP (1982), apresenta um método alternativo para o cálculo das tensões de cisalhamento na interface.

Figura 2.18 - Seção transversal com a interface situada acima da linha neutra.

Segundo esse método, a tensão de cisalhamento média ao longo da interface, no estado limite último, pode ser calculada usando a seguinte equação:

$$\tau_{sd,med} = \frac{A_c \cdot \sigma_c}{b \cdot L_z} = \frac{R_{cc2}}{b \cdot L_z} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot L_z} \quad (2.25)$$

onde:

A_c - área de concreto comprimida acima da interface

σ_c - tensão de compressão do concreto calculada para a seção real.

Normalmente assume-se que $\sigma_c = f_{cd}$. Ver Figura 2.18.

b - largura da seção transversal

L_z - distância entre a seção de momento máximo, positivo ou negativo, à seção de momento nulo

A_s - área da armadura principal

f_{yd} - resistência de projeto da armadura principal.

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto, medido em corpos de prova cúbicos.

Se na prática, a resistência do concreto moldado no local for maior do que a resistência assumida teoricamente, a linha neutra estará situada um pouco acima, e a força $A_c \sigma_c$ será maior que a considerada. Nesses casos, deve-se sempre usar um fator de segurança maior que 1,2.

Em situações de baixo cisalhamento, ou seja, em interfaces sem armadura, a resistência ao cisalhamento deve ser distribuída de acordo com o diagrama de força cortante, desta maneira $\tau_{sd} = \tau_{sd,med}$ no meio do vão e $\tau_{sd} = 2\tau_{sd,med}$ no apoio. Quando houver armadura através da interface e o carregamento for uniformemente distribuído ao longo do vão, as tensões de cisalhamento podem ser consideradas como uniformemente distribuídas ao longo do vão.

Os valores para a resistência ao cisalhamento apresentados pela FIP são baseados em dados experimentais obtidos em testes com vigas ou lajes compostas. Os valores de projeto são dados pela multiplicação do valor médio da resistência apresentada nos testes, por 0,7, o que leva em conta a dispersão dos resultados fornecendo um valor característico mínimo correspondente a um quantil de 5%. Em adição, devido ao fato de que os resultados dos testes são obtidos em boas condições de execução, nos laboratórios, a resistência característica é sempre multiplicada por 0,5.

À resistência ao cisalhamento de projeto da interface, para situações de altas tensões de cisalhamento, pode ser estimada pela fórmula:

$$\tau_{Rd} = \beta_1 \cdot \rho \cdot f_{yd} + \beta_2 \cdot f_{td} \leq 0,25 f_{ck} \quad (2.26)$$

onde :

β_1 e β_2 são retirados da tabela 2.4 :

Tabela 2.4 - Valores para β_1 e β_2 .

Fatores	Superfície da categoria 1	Superfície da categoria 2
β_1	0,6	0,9
β_2	0,2*	0,4

(*) Para superfícies lisas é recomendado o valor de $\beta_2 = 0,1$.

$$\rho = \frac{A_s}{s \cdot b} \quad (\geq 0,001) \text{ taxa de armadura perpendicular à interface;}$$

A_c - área da seção transversal da armadura ancorada em cada lado da interface;

s - espaçamento entre as barras de armadura de cisalhamento;

b - largura ou comprimento da interface;

f_{yd} - resistência de cálculo da armadura de cisalhamento;

f_{td} - $0,25\sqrt{f_{ck}}$, resistência à tração de projeto do concreto;

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto, medido em corpos de prova cúbicos.

A classificação do tipo de superfície em categoria 1 e categoria 2 é feita da seguinte maneira:

- Categoria 1: superfícies com rugosidade obtida naturalmente durante a produção do elemento pré-moldado. Nominalmente estão incluídos os tipos de superfícies de nível 1 a 6, definidos no item 2.7.1.
- Categoria 2: as superfícies do elemento pré-moldado foram deliberadamente modificadas para produzir rugosidade maior que a categoria 1. Estão incluídas as superfícies dos níveis 7 até 10, definidos no item 2.7.1. Essas superfícies resultaram em uma resistência na interface maior que na categoria 1.

Em casos de baixas tensões de cisalhamento, a resistência ao cisalhamento de projeto, para situações de flexão, pode ser estimada pela equação 2.27. Nesses casos, não será necessário colocar armadura através da interface.

$$\tau_{Rd} = \beta_2 \cdot f_{td} \quad (2.27)$$

Em casos especiais, por exemplo, quando a tensão de cisalhamento é crítica, ou seja, τ_{sd} for maior que $\beta_2 \cdot f_{td}$ a equação 2.28 pode ser usada como alternativa para 2.27.

$$\tau_{Rd} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \beta_2 \cdot f_{td} \leq 1,5 \cdot \beta_2 \cdot f_{td} \quad (2.28)$$

onde:

$$k_1 = 0,7 \frac{x}{e} + 0,3 \leq 1,0$$

x - distância da interface até a fibra mais tracionada

e - distância da fibra tracionada até o centro de gravidade da seção de concreto não fissurado;

$$k_2 = 2,0 - 0,4 \frac{M}{V \cdot d} \geq 1,0$$

M - momento fletor na seção transversal considerada;

V - força de cisalhamento na seção considerada;

$$k_3 = \frac{0,3}{b \cdot d^2} (f_{td} \cdot W_u + 0,16 M_0) + 0,8 \geq 1,0$$

M_0 - momento necessário para produzir tensão nula na fibra tracionada da seção composta (MN.m);

$$W_u = I/e \text{ (m}^3\text{)};$$

I - momento de inércia da área da seção de concreto não fissurada (m⁴);

f_{td} - resistência de cálculo à tração do concreto (MN/m²)

Para carregamentos cíclicos, os valores para a tensão resistente obtidos pela equação 2.28, devem ser reduzidos em 50%.

Como não existem regras para o detalhamento da armadura que cobrem todos os casos, cada caso deve ser tratado particularmente. Entretanto, alguns princípios gerais podem ser definidos, como por exemplo: a armadura de cisalhamento precisa ser ancorada corretamente em cada lado da interface e não deve ser considerada resistindo a outras ações estruturais. Entretanto, uma armadura de cisalhamento em seções sob flexão pode ser adicionada à armadura transversal na junta.

2.7.4.3 NBR 9062/2006 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-moldado

A NBR 9062 estabelece, no item 6.3, sobre o dimensionamento de peças compostas que o cálculo deve levar em conta as tensões existentes na parte pré-moldada da peça antes do endurecimento do concreto aplicado na segunda etapa, as propriedades mecânicas do concreto pré-moldado e do concreto moldado posteriormente, a redistribuição de esforços decorrentes da retração e da fluência e a incidência dessas ações sobre o esforço de deslizamento das superfícies em contato.

Segundo a NBR 9062, é permitido considerar as condições de cálculo como peça monolítica para duas situações:

- colaboração completa para o estado limite último;
- colaboração parcial para os estados limites de utilização.

Nota: no segundo caso, o estado limite último deve ser verificado para a parte pré-moldada da peça composta.

Ao garantir-se a colaboração completa no estado limite último, automaticamente tem-se também, colaboração completa no estado de utilização. Pode-se também garantir a colaboração completa no estado de utilização e colaboração parcial no estado limite último, neste caso, deve-se garantir a transferência de esforços apenas para o estado de utilização.

Para o cálculo da tensão de cisalhamento solicitante na interface, é recomendada a equação:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{md}}{b \cdot L_z} \quad (2.29)$$

F_{md} - valor médio da força de compressão ou tração acima da ligação, ao longo do comprimento L_z .

Nota: a aplicação da definição de F_{md} na determinação das tensões solicitantes na interface resulta em valores de tensões muito baixos.

A tensão resistente pode ser obtida por:

$$\tau_{sd} = \beta_s \cdot \frac{f_{yd} \cdot A_s}{b \cdot s} + \beta_c \cdot f_{td} \quad (2.30)$$

A_s - área de armadura através da interface e ancorada nos elementos;

f_{yd} - resistência de cálculo da armadura (MPa);

s - espaçamento da armadura transversal;

b - largura ou comprimento transversal à interface;

f_{td} - resistência de cálculo à tração para o concreto menos resistente em contato.

Segundo a NBR 6118/78:

$$f_{tk} = \frac{f_{ck}}{10} \quad \text{para } f_{ck} \leq 18MP_a$$

$$f_{tk} = 0,7 + 0,06 \cdot f_{ck} \quad \text{para } f_{ck} > 18MP_a$$

$$f_{td} = \gamma_c \times f_{tk}$$

β_s e β_c - coeficientes de minoração aplicados à armadura e ao concreto, respectivamente.

No caso em que a superfície de ligação for intencionalmente rugosa, com rugosidade de 0,5 cm a cada 3,0 cm, os valores dos coeficientes β_s e β_c são definidos na tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Coeficientes β_s e β_c da NBR – 9062

$A_{sw}/s.b$	β_s	β_c
<0,002	0	0,3
>0,005	0,9	0,6

Para a NBR-9062, admite-se $A_s = 0$ e dimensionamento como peça monolítica quando $\tau_{Rd} < \beta_c \cdot f_{td}$ e forem satisfeitas, simultaneamente, as seguintes condições:

- a interface ocorre em região da peça onde haja predominância da largura da ligação sobre as outras dimensões da peça (normalmente lajes);
- a superfície de ligação satisfaça a rugosidade de 0,5 cm a cada 3,0 cm,
- o plano da ligação não esteja submetido a esforços normais de tração nem a tensões alternadas provenientes de carregamento repetidos;
- a armadura da alma resista à totalidade das forças de tração provenientes de esforços cortantes, desprezada a contribuição do concreto da zona comprimida;
- a superfície de concreto já endurecido seja escovada para eliminar a nata de cimento superficial e abundantemente molhada e encharcada, pelo menos, com duas horas de antecedência à nova concretagem.

2.7.4.4 Comité Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 1990

O CEB não apresenta uma equação para a determinação das tensões de cisalhamento solicitantes na interface. Considera-se, deste modo, que o valor da tensão solicitante seja o valor máximo.

O CEB (1990) define, além das tensões resistentes da interface, algumas especificações para a execução de elementos compostos. São elas:

As propriedades que afetam a transferência de cisalhamento na interface são: rugosidade da superfície, limpeza da superfície, resistência do concreto, resistência dos conectores, deformabilidade e propriedades de aderência;

Se houver armadura através da interface, esta precisa ser adequadamente ancorada em cada lado da interface;

A interface precisa ser rugosa e estar completamente limpa antes da aplicação do concreto moldado no local, o concreto do topo deve ser bem compactado e curado para prevenir a retração;

A eficiência da armadura e sua contribuição para o mecanismo de ruptura no estado limite último, precisa ser verificada.

No item 6.10, o CEB (1990) refere-se ao estado limite último para juntas de cisalhamento em interfaces de concreto armado, ao longo das quais, forças de cisalhamento devem ser transferidas, como por exemplo, áreas fissuradas e juntas entre elementos pré-moldados.

Neste item, está determinado que para um dado valor de deslocamento relativo, a força de cisalhamento que pode ser transferida ao longo da interface de concreto armado pode ser calculada com base nos modelos básicos do atrito entre os dois concretos e a ação de pino da armadura. A resistência ao cisalhamento da junta, para um determinado valor de deslocamento, pode ser calculada como a soma das contribuições de todos os mecanismos resistentes.

Quando não está disponível um modelo geral e os aspectos do estado limite de utilização não são predominantes, a resistência ao cisalhamento da junta pode ser determinada, segundo o CEB, pela seguinte expressão:

$$\tau_{Rd} = \beta \cdot f_{ctd} + \mu(\rho \cdot f_{yd} + \sigma_{cd}) < 0,25f_{cd} \quad (2.31)$$

onde:

$\beta \times f_{ctd}$ - coesão entre os dois concretos constituintes da junta.

μ - coeficiente de atrito.

Os fatores β e μ dependem da categoria de rugosidade da interface, de acordo com a tabela 2.6

A definição de categoria 1 e categoria 2 para a rugosidade da superfície é a mesma apresenta pela FIP.

Tabela 2.6 - Determinação dos coeficiente β e μ segundo o CEB.

Fatores	Superfície da categoria 1	Superfície da categoria 2
β	0,2*	0,4
μ	0,6	0,9

* Para superfícies lisas é recomendado o valor de $\beta = 0,1$.

ρ - taxa de armadura através da junta $\geq 0,001$

f_{yd} - valor de projeto da tensão de escoamento da armadura

σ_{cd} - tensão normal externa atuante na junta ($\sigma_{cd} > 0$ para compressão)

f_{ctd} - valor de projeto da resistência à tração do concreto com menor resistência

$f_{ctd} = (f_{ctk,min} / 1,50)$. Os valores para $f_{ctk,min}$ são apresentados na tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Determinação $f_{ctk,min}$

f_{ck}	20	30	40	50	60	70
$f_{ctk,min}$	1.5	2	2.4	2.8	3.1	3.5

Para situações de baixo cisalhamento, ou seja, quando não é necessário colocar armadura através da interface, a resistência de projeto ao cisalhamento pode ser estimada de acordo com:

$$\tau_{Rd} = \beta \cdot f_{ctd} \quad (2.32)$$

2.7.4.5 ACI 318/2008 – American Concrete Institute. Building Code and Commentary.

Segundo o ACI 318, quando um elemento composto é projetado para resistir ao cisalhamento vertical, o projeto deve ser feito como para uma peça monolítica. A armadura de cisalhamento precisa estar completamente ancorada nos elementos e pode ser considerada na resistência ao cisalhamento horizontal.

Em relação ao cisalhamento horizontal, o ACI determina que a completa transferência das forças de cisalhamento horizontais na interface deve ser garantida pela resistência ao cisalhamento da superfície de contato ou por estribos corretamente ancorados, ou ambos.

O projeto de seções transversais sujeitas a cisalhamento horizontal deve ser baseado em:

$$V_d \leq \phi \times V_n \quad (2.33)$$

onde:

V_d - valor de projeto da força de cisalhamento na seção, considerando o estado limite último;

ϕ - fator de redução de resistência, $\phi = 0,85$;

V_n - resistência ao cisalhamento nominal.

O ACI escreve que uma interface entre dois concretos moldados em épocas diferentes pode ser projetada de acordo com os critérios do atrito cisalhamento, ou seja, a resistência ao cisalhamento V_n , é diretamente proporcional a resistência de escoamento da armadura:

$$V_n = A_s \cdot f_{yk} \cdot \mu \leq 0,2 \cdot f_c' \cdot A_c \text{ ou } 5,52 A_c \text{ (MPa)}$$

Onde para:

- Concreto monolítico : $\mu = 1,4\lambda$
- Concreto moldado sobre concreto endurecido com superfície intencionalmente rugosa : $\mu = 1,0\lambda$
- Concreto moldado sobre concreto endurecido sem superfície rugosa:
 $\mu = 0,6\lambda$

Os valores de λ variam com o tipo de concreto, para concreto de densidade normal, $\lambda = 1,0$.

No capítulo sobre elementos compostos sujeitos à flexão, o ACI recomenda que a resistência ao cisalhamento nominal seja definida através dos seguintes parâmetros:

- quando a superfície de contato estiver limpa, livre de contaminações, e intencionalmente rugosa:

$$V_n \leq 0,552.b.d \quad [\text{MPa}] \quad (2.34)$$

- quando for colocada armadura mínima, e a superfície de contato estiver limpa e livre de contaminação, mas não intencionalmente rugosa:

$$V_n \leq 0,552.b. \quad [\text{MPa}] \quad (2.35)$$

Onde o valor da armadura mínima é determinada por:

$$A_{s,\min} = 0,345 \cdot \frac{b.s}{f_{yk}}$$

- quando for colocada armadura através da interface, como especificado a seguir, e a superfície de contato estiver limpa, livre de contaminações e intencionalmente rugosa:

$$V_n = (1,793 + 0,6\rho_v f_{yk})\lambda bd \leq 3,447bd \quad (2.36)$$

Quando a força de cisalhamento majorada, V_d , na seção considerada, exceder o valor de $\phi.(3,447.b.d)$, o projeto para o cisalhamento horizontal deve ser feito considerando o atrito-cisalhamento, como descrito abaixo:

$$A_s = \frac{V_d}{\phi.f_{yk}.\mu} \quad (2.37)$$

O ACI 318 apresenta uma alternativa para a equação 2.33, onde o cisalhamento horizontal pode ser determinado pelo cálculo da variação na força de tração ou compressão em algum segmento, neste caso, a área da superfície de contato A_c deve ser substituída por $b.d$. A força de cisalhamento horizontal fatorada não deve exceder a resistência ao cisalhamento horizontal $\phi.V_n$.

A tabela 2.8 resume as informações acima, sobre a tensão de cisalhamento resistente da interface. Essa tensão depende da categoria da superfície e da existência ou não de armadura através da interface:

Tabela 2.8 - Tensão resistente da interface (τ_r - MPa).

	Superfície naturalmente rugosa	Superfície intencionalmente rugosa
Com armadura mínima	$\phi \cdot 0,552$	$\phi \cdot (1,793 + 0,6 \cdot \rho_v \cdot f_{yk}) \lambda$
Sem armadura	0	$\phi \cdot 0,552$

Onde: $\phi = 0,85$ - coeficiente de redução da resistência.

A especificação para uma superfície intencionalmente rugosa é uma rugosidade com amplitude mínima de 6 mm.

O ACI sugere em seu apêndice B, um método alternativo para projetos de elementos compostos. Esse método consiste em considerar V_d como a força de cisalhamento devida a carregamentos de serviço e considerar apenas 55% dos valores dados na equação 2.34. Além disso, quando carregamentos gravitacionais são combinados com carregamentos laterais devido ao vento ou terremotos na combinação de carregamento para cisalhamento horizontal, podemos reduzir em 25% a resistência requerida.

Mattock (2001) escreveu que, segundo o ACI, as equações para o projeto de elementos compostos estão baseadas na hipótese de que existe uma fissura ao longo do plano de cisalhamento antes do carregamento de cisalhamento ser aplicado. Esta hipótese é reafirmada com a aplicação da teoria do atrito cisalhamento em projetos de conexões e outros detalhes em construções pré-moldadas. Além disso, a capacidade de transferência de cisalhamento e o comportamento de peças inicialmente fissuradas e não fissuradas difere significativamente. Desta maneira, quando um projeto é feito considerando as prescrições do ACI, somente dados obtidos em testes com peças inicialmente fissuradas devem ser considerados.

No caso de concreto não fissurado inicialmente, pequenas fissuras diagonais aparecem através do plano de cisalhamento, formando as bielas que

atuam com a armadura transversal formando a treliça de concreto. O colapso ocorre quando a biela rompe depois do escoamento da armadura.

Segundo Mattock (2001), este modelo simplificado do comportamento resistente de peças compostas, não reflete a verdadeira variação da resistência de atrito-cisalhamento com a resistência de escoamento da armadura usada no atrito-cisalhamento. Inicialmente, a resistência ao cisalhamento aumenta muito rapidamente com o aumento da taxa da armadura; a taxa de incremento vai diminuindo gradualmente até um valor constante de aproximadamente 0,8. Essa taxa é mantida até o plano de cisalhamento estar super armado, isso acontece para uma força resistente de aproximadamente de $0,3 \cdot f_c \cdot A_c$. Conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento aumenta em uma razão reduzida com o acréscimo da armadura de atrito-cisalhamento. A resistência ao escoamento da armadura $A_s \cdot f_{yk}$, cuja razão de acréscimo da resistência de atrito-cisalhamento começa a ser constante em aproximadamente 0,8, aumenta com a resistência a compressão do concreto.

Devido ao fato de ser assumida uma taxa de incremento μ , na resistência de atrito-cisalhamento, ou seja, um valor maior que 0,8, a equação apresentada pelo ACI, $V_n = A_s \cdot f_{yk} \cdot \mu$, passa a ser pouco conservadora. Para considerar esse fato, o ACI propõe um limite superior para a resistência ao cisalhamento de $0,2 \cdot f_c \cdot A_c$, mas não mais que $5,52 \times A_c$ (MPa), onde A_c é a área da seção de concreto resistindo ao cisalhamento. Assim, o valor $5,52 \times A_c$ controla o projeto quando for usado um concreto com resistência maior que 28 MPa. Isso significa que quando a equação do atrito cisalhamento for usada para determinar a resistência ao cisalhamento da interface, não é possível tirar vantagens adicionais da resistência do concreto quando for usado um concreto de alta resistência.

2.7.4.6. BAEL 91 - Norma para concepção e cálculo de construções em concreto armado pelo método do estado limite último

A norma francesa não apresenta uma equação para a determinação da tensão solicitante na interface, considera-se então, o valor máximo.

A resistência ao escorregamento na altura da superfície de contato entre os materiais segue a regra das costuras generalizada. No entanto, não é exigida armadura em estruturas pouco solicitadas, ou quando as seguintes condições são respeitadas:

- o elemento em questão estiver sujeito a cargas que variam lentamente, não suscetíveis a efeitos dinâmicos ou de choques;
- a superfície de contato for tratada por introdução de rugosidade;
- a tensão de cisalhamento calculada com a solicitação última não exceda à 0,35 MPa;
- a eventual força normal for de compressão.

A BAEL permite que a força de cisalhamento média, para determinação da armadura, seja tomada como o valor médio no terço extremo da peça.

Estas são as condições necessárias para que, por exemplo, as lajes realizadas a partir de pré-lajes pré-fabricadas cobertas com concreto moldado no local, possam ser consideradas como constituintes de um conjunto monolítico.

Quando a tensão solicitante for maior que 0,35 MPa, deverá ser providenciada uma armadura, determinada da seguinte maneira:

$$\frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot s \cdot \gamma_s} (\cos \alpha + \sin \alpha) \geq \tau_{Sd} - \sigma_{Sd} \quad (2.38)$$

Para $\alpha = 90^\circ$,

$$\tau_{Sd} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot s} + \sigma_{Sd} \quad (2.39)$$

Onde:

A_s - área de aço através da seção transversal

s - espaçamento da armadura

b - largura da interface

f_{yd} – tensão de escoamento da armadura

$$\gamma_s = 1,15$$

O limite para a tensão resistente da interface fica definido como sendo o limite para o cisalhamento vertical, dado por:

$$\tau_{Rd} \leq \frac{0,2f_{ckj}}{1,5} \text{ e menor que 5 MPa (2.40)}$$

Onde f_{ckj} é a resistência característica do concreto no dia considerado.

2.7.4.7. Cisalhamento na interface entre concretos de diferentes idades segundo o Eurocode 2/2004

Além dos procedimentos gerais de verificações ao cisalhamento previstos pelo Eurocode 2, a tensão de cisalhamento na interface entre dois concretos de diferentes idades deve também satisfazer as seguintes formulações:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (2.41)$$

Onde V_{Edi} é o valor de projeto da tensão de cisalhamento na interface, a qual é expressa por:

$$V_{Edi} = \beta \times \frac{V_{Ed}}{(z \times b_i)} \quad (2.42)$$

Sendo:

β : Razão entre a força longitudinal na área do concreto novo e a força longitudinal total tanto na zona de compressão como na tração, ambas calculadas para a seção considerada

V_{Ed} : Força cortante

z : Braço de alavanca da seção composta

b_i : Largura da interface (ver figura 2.20)

V_{Rdi} : Resistência ao Cisalhamento de projeto na interface e é dada por:

$$V_{Rdi} = c \times f_{ctd} + \mu \times \sigma_n + \rho \times f_{yd} \times (\mu \times \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 \times v \times f_{cd} \quad (2.43)$$

Onde:

c e μ são fatores que dependem da rugosidade da superfície. Na ausência de informações mais detalhadas, as superfícies podem ser classificadas em muito lisas, lisas, rugosas e dentadas. Seguem alguns exemplos:

- Muito lisa: superfícies de metais, plásticos ou formas de madeira especilmente preparadas: $c=0,25$ e $\mu = 0,5$
- Lisas: superfícies deslizantes ou extrudadas, ou ainda superfícies livres sem tratamentos após vibrações: $c=0,35$ e $\mu = 0,6$
- Rugosas: Superfícies com pelo menos 3 mm de rugosidade a cada 40mm de espaçamento, obtidas por escarificação, exposição do agregado ou outros métodos que resultem um comportamento equivalente: : $c=0,45$ e $\mu = 0,7$
- Dentadas: Superfícies com dentes conforme a figura 2.21: $c=0,50$ e $\mu = 0,9$

f_{ctd} : resistência à tração de projeto do concreto com o menor valor para a resistência de $f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$, onde $f_{ctk,0,05}$ pode ser encontrado na tabela 2.9.

σ_n : tensão por unidade de área causada pela mínima força normal externa através da interface, a qual pode agir simultaneamente com a força de cisalhamento, positiva para compressão tal qual $\sigma_n < 0,6 \times f_{cd}$ e negativa para tração. Quando σ_n for de tração, a parcela $c \times f_{ctd}$ deve ser tomada como zero.

$\rho = \frac{A_s}{A_{si}}$, onde:

A_s é a área de armadura que atravessa a interface, incluindo as armaduras de cisalhamento normais (se existir), com adequada ancoragem nos dois lados da interface.

A_i é a área da junta.

α é definido na figura 2.20, e deve ser limitado a $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

ν é um fator de redução da resistência.

Figura 2.19 - Exemplo de interface.

Figura 2.20 - Construção de ligações dentadas.

Tabela 2.9 – Resistência e deformações características para o concreto segundo o Eurocode 2.

Strength classes for concrete															Analytical relation / Explanation
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck}+8(\text{MPa})$
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{ctm}=0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{ctm}=2,12 \cdot \ln(1+(f_{cm}/10))$ $> C50/60$
$f_{ctk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0.05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$ 5% fractile
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0.95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$ 95% fractile
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
ε_{c1} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	see Figure 3.2 $\varepsilon_{c1}^{(f_{cm})} = 0,7 \cdot f_{cm}^{-0,31} < 2,8$
ε_{cu1} (‰)										3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	see Figure 3.2 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu1}^{(f_{cm})} = 2,8+27[(98-f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} (‰)										2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c2}^{(f_{cm})} = 2,0+0,085(f_{cm}-50)^{0,53}$
ε_{cu2} (‰)										3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.3 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu2}^{(f_{cm})} = 2,6+35[(90-f_{cm})/100]^4$
n										1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n=1,4+23,4[(90-f_{cm})/100]^4$
ε_{c3} (‰)										1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{c3}^{(f_{cm})} = 1,75+0,55[(f_{cm}-50)/40]$
ε_{cu3} (‰)										3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	see Figure 3.4 for $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\varepsilon_{cu3}^{(f_{cm})} = 2,6+35[(90-f_{cm})/100]^4$

Uma distribuição escalonada da armadura transversal pode ser utilizada, como indicado na figura 2.21. Quando a conexão entre os dois diferentes concretos é assegurada pela armadura (vigas com articulações), a contribuição do aço para V_{Rdi} pode ser tomada como a resultante das forças de cada uma das diagonais com $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

Figura 2.21 - Diagrama de forças cortantes representando a armação de interface requerida.

A resistência ao cisalhamento longitudinal das juntas injetadas entre a laje e as paredes pode ser calculada de acordo como que foi descrito neste item. Entretanto, nos casos onde as juntas podem estar significativamente fissuradas, c deve ser tomado com “zero” para juntas lisas ou rugosas e $c=0,5$ para juntas dentadas.

2.8 Resistência ao cisalhamento em lajes sem armadura transversal segundo várias normas ou códigos

2.8.1 Hedman e Losberg/ Bulletin CEB 126

As inúmeras pesquisas experimentais realizadas por 19 diferentes grupos de investigadores ao longo da segunda metade do século XX mostraram que a resistência V_{Rd1} a forças cortantes, de peças sem armadura ao cisalhamento, depende da resistência do concreto, da taxa de armadura longitudinal de flexão e da espessura da peça. Essa resistência pode ser expressa por:

$$V_{Rdl} = \tau_{Rdl} \times b_w \times d \quad (2.44)$$

Onde b_w é a largura da alma, d é a altura útil da peça e τ_{Rdl} é a tensão convencional resistente para peças sem armadura transversal.

A análise da influência da armadura longitudinal na resistência ao cisalhamento está apresentada na figura 2.22.

Figura 2.22 – Análise da influência da armadura de flexão (Fusco,2008).

Essa influência é decorrente da dupla capacidade de a armadura longitudinal controlar a abertura de fissuras de flexão, garantindo a transferência de esforços diagonais por meio do engrenamento dos agregados graúdos ao longo da espessura da peça, e de modo a proporcionar o efeito de pino que permite a transferência de esforços diagonais através das fissuras, os quais tendem a se ancorar na própria armadura de flexão.

Para isolar a influência da taxa $\rho_1 = A_s / b_w d$ na resistência ao cisalhamento, os resultados apresentados na figura 2.23 foram ajustados em função da altura útil da peça e da resistência do concreto, estudando-se a influência da taxa ρ_1 , por meio da variável

$$y_1 = \frac{\tau_{wul}}{(1,6-d)\sqrt{f_{cc}}}$$

onde τ_{wul} é igual ao valor experimental τ_u , fazendo-se

$$k = 1,6 - d \geq 1 \text{ para } d \leq 0,6 \text{ metros}$$

Os resultados obtidos mostram que valores de ρ_1 acima de 2% não aumentam significativamente a resistência ao cisalhamento.

A influência média da taxa ρ_1 sobre a resistência ao cisalhamento é expressa pela regressão linear $y_{1,m} = 0,090(1 + 52\rho_1)$, cujos resultados experimentais apresentam um coeficiente de variação $\delta_1 = 0,15$.

Admitindo que os resultados experimentais decorram de um processo aleatório não estacionário na média, mas estacionário no coeficiente de variação, a função correspondente ao quantil de 5% da variável y_1 pode ser expressa por

$$y_{1k} = \frac{0,090}{1,33}(1 + 52\rho_1) \quad (2.45)$$

Deste modo, para uma taxa ρ_1 , com 95% de probabilidade, a sua influência sobre a resistência ao cisalhamento pode ser expressa, de modo simplificado, por $\alpha = 1 + 50\rho_1$ não se tomando para ρ_1 valores superiores a 2%.

Para isolar a influência da altura útil da peça na resistência ao cisalhamento, os resultados apresentados na figura 2.23 foram ajustados em função da taxa ρ_1 da armadura de flexão, por meio do coeficiente $\alpha = 1 + 50\rho_1$, e da resistência f_{cc} do concreto, estudando-se a influência por meio da variável y_2 determinada experimentalmente, obtendo-se

$$y_2 = \frac{\tau_{wu1}}{[1 + 50\rho_1]\sqrt{f_{cc}}}$$

onde τ_{wu1} é feito igual ao valor experimental τ_{ui} , sendo $\rho_1 \leq 2\%$.

A importância da altura útil da peça na resistência ao cisalhamento é decorrente de sua influência no controle da abertura de fissuras de flexão. Esse controle, que é essencialmente realizado pela armadura de flexão, perde sua eficiência à medida que aumenta a espessura da peça, porquanto a armadura de flexão fica cada vez mais distante dos trechos altos da seção transversal da peça. Por essa razão, a resistência específica ao cisalhamento decresce à medida que aumenta a altura útil da peça, como mostrado na figura 2.23.

Figura 2.23 – Peças sem armadura ao cisalhamento.

Os resultados experimentais obtidos mostram que a influência da altura útil da peça deixa de ser significativa a partir de um máximo de 0,6 metros.

A influência média da altura útil d sobre a resistência específica ao cisalhamento é determinada pela regressão linear

$$y_{2m} = 0,090(1,75 - 1,25d)$$

Os resultados experimentais apresentam um coeficiente de $\delta_2 = 0,16$. Admitindo-se novamente a existência de um processo aleatório não estacionário na média, mas estacionário no coeficiente de variação, a função correspondente ao quantil de 5% da variável y_2 é dado pela expressão

$$y_{2k} = \frac{0,090}{1,36}(1,75 - 1,25d) \quad (2.46)$$

Para explicar a influência da altura útil, ao invés do coeficiente $(1,75 - 1,25d)$ pode-se adotar a expressão simplificada

$$k = 1,6 - d \quad d \text{ em metros}$$

que está a favor da segurança, particularmente para as lajes menos espessas.

Para isolar a influência do tipo de carregamento na resistência às forças cortantes em peças sem armadura de cisalhamento é estudada em função da variável y_3 , mostrada na figura 2.24, na qual foram considerados carregamentos em linha paralelamente ao apoio.

Figura 2.24 – Influência do afastamento das cargas em relação ao apoio.

Neste caso, os resultados apresentados foram ajustados em relação à taxa de armadura longitudinal e à altura da peça, d , por meio dos coeficientes $\alpha = 1 + 50\rho_1$ e $k = 1,6 - d$ com suas respectivas restrições $\alpha \leq 2$ e $k \geq 1$, estudando-se a influência da distância relativa a/d do carregamento ao apoio, por meio da variável y_3 definida por

$$y_3 = \frac{\tau_{wu1}}{(1,6 - d)(1 + 50\rho_1)\sqrt{f_{cc}}}$$

sendo τ_{wu1} o valor experimental τ_{wu} .

No caso de cargas atuando em linha paralelamente ao apoio (figura 2.25), os resultados experimentais mostram claramente duas coisas:

- Para cargas diretas em linha suficientemente afastadas dos apoios, a resistência das lajes não é mais influenciada por um eventual arqueamento dos esforços. A resistência depende apenas do engrenamento dos agregados, do efeito de pino da armadura de flexão e da própria resistência à tração do concreto.

Considerando apenas o caso de cargas afastadas dos apoios ($a > 3d$) (figura 2.25), a resistência média da laje ao cisalhamento é um valor constante, dependente apenas de sua espessura e da resistência do concreto à tração, expressa por um número proporcional a $\sqrt{f_{cc}}$. Nesse caso, a regressão média constante vale $y_{3m} = 0,096$, independentemente da relação $a/d > 3$.

Os resultados experimentais apresentam um coeficiente de variação $\delta_3 = 0,17$. Admitindo-se a existência de um processo aleatório estacionário, o quantil característico de y_3 vale

$$y_{3k} = \frac{0,096}{1,39} = 0,070 \quad (2.47)$$

Daí decorrendo o valor da resistência

$$\tau_{wuk} = y_{3k}(1 + 50\rho_1)(1,6 - d)\sqrt{f_{ck}}$$

resultando finalmente

$$\tau_{Rd1} = 0,070(1 + 50\rho_1)(1,6 - d)\sqrt{f_{ck}} \quad (2.48)$$

- Para cargas diretas em linha próximas dos apoios, a transmissão por meio do arqueamento dos esforços é significativa até a distância limite $a = 3d$. A regra prática indicada na figura 2.25 aplicada como se a carga estivesse afastada do apoio, fornece valores a favor da segurança.

Figura 2.25 – Resistência das lajes sem armadura de cisalhamento.

Para cargas diretas aplicadas nas proximidades dos apoios da viga, há uma redução da força cortante efetiva, pois uma parte da carga é equilibrada diretamente por bielas inclinadas que partem da carga e se dirigem diretamente ao apoio. Esse fenômeno particular pode ser interpretado como um aumento fictício da resistência ao cisalhamento junto a apoios diretos, conforme se mostra na figura 2.24.

No caso de cargas em linhas próximas aos apoios ($a < 3d$), a resistência fictícia ao cisalhamento cresce bastante à medida que as cargas se aproximam desses apoios. Nesse caso, figura 2.24, a variável y_3 apresenta sobre a variável a/d a regressão média $y_{3m} = 0,132(\frac{3d}{a})$, com um coeficiente de variação $\delta_{\frac{3d}{a}} = 0,32$. Nessas condições, o quantil de 5% do processo aleatório não estacionário na média, mas estacionário no coeficiente de variação, pode ser tomado como $y_{3k} = 0,063(\frac{3d}{a})$.

Para cargas próximas aos apoios, obtém-se $y_{3k} = 0,063(\frac{3d}{a})$, ou seja, sendo $y_{2k} = 0,070$ resulta

$$y_{3k} = 0,9(y_{2k} \times \frac{3d}{a})$$

Assim, ao invés de se admitir um aumento fictício da resistência ao cisalhamento nas proximidades dos apoios diretos, com o valor

$$\tau_{Rd1} = 0,063 \left(\frac{3d}{a} \right) (1 + 50\rho_1)(1,6 - d) \sqrt{f_{cck}} \quad (2.49)$$

que pode ser expresso por

$$\tau_{Rd1} = 0,9 \left(\frac{3d}{a} \right) \left[0,070(1 + 50\rho_1)(1,6 - d) \sqrt{f_{cck}} \right] \quad (2.50)$$

toma-se um valor reduzido das forças cortantes solicitantes. A favor da segurança, considera-se o fenômeno real de redução das forças cortantes efetivas, por meio regra prática mostrada na figura 2.26.

$$V_{Sd,red} = \frac{a}{2d} V_{Sd,ef} \quad (2.51)$$

Admitindo que a resistência ao cisalhamento seja a mesma que para cargas afastadas do apoio.

Para cargas diretas uniformemente distribuídas, figura 2.26 a resistência a cisalhamento das lajes também é analisada pelo comportamento da variável y_3 , já definida anteriormente por

$$y_3 = \frac{\tau_{wul}}{(1,6 - d)(1 + 50\rho_1) \sqrt{f_{cc}}}$$

Tomando-se agora, como variável independente, o valor $(L/2d)$, onde L é o comprimento do vão da peça. Por analogia com o caso de cargas atuando em linha paralelamente ao apoio, o comprimento $L/2$ do meio tramo é assimilado à distância relativa a/d da carga ao apoio, estudando-se a variável y_3 em função de $\frac{a}{d} = \frac{L/2}{d}$.

Figura 2.26 – Resistência ao cisalhamento das lajes para cargas uniformemente distribuídas.

No caso de cargas distribuídas, a influência da relação $\frac{a}{d} = \frac{L/2}{d}$ sobre a resistência das lajes se faz sentir até valores bastante grandes. Como está mostrado na figura 2.26, a regressão média da variável y_3 é dada por

$$y_3 = 0,154 \frac{1}{1 - 3d/L}$$

e o quantil de 5% desse processo aleatório vale

$$y_{3k} = 0,099 \frac{1}{1 - 3d/L} \quad (2.52)$$

Decorrente de um coeficiente de variação $\delta_{3,L/2d} = 0,22$.

A favor da segurança, considerando lajes de pequena espessura relativa, isto é, $d \leq L/20$, obtêm-se, respectivamente,

$$y_{3m} = 0,18 \text{ e}$$

$$y_{3k} = 0,11 \quad (2.53)$$

Nesse caso, resulta

$$\tau_{wu1} = 0,11(1 + 50\rho_1)(1,6 - d)\sqrt{f_{cc}} \quad (2.54)$$

Comparando as expressões (2.54) e (2.48) tem-se, $0,11/0,07 = 1,57$, ou seja, verifica-se que com carregamentos uniformemente distribuídos a resistência a forças cortantes é cerca de 50% maior que com carregamentos em linha aplicados longe dos apoios.

Esse aumento pode ser justificado pelo fato de que, com cargas diretas em linha, mesmo afastadas do apoio, a resistência ao cisalhamento depende em grande parte da resistência do concreto à tração, porquanto o carregamento praticamente define a posição de formação da fissura crítica que produzirá a ruptura. Com carregamentos distribuídos, a parcela resistente transmitida pelo banzo comprimido da peça pode se manifestar, garantindo o aumento de resistência verificado experimentalmente.

No caso de lajes com grande espessura relativa, podem ser consideradas as expressões gerais

$$y_{3m} = 0,15 \left(\frac{1}{1 - 3d/L} \right) \text{ e}$$

$$y_{3k} = 0,10 \left(\frac{1}{1 - 3d/L} \right) \quad (2.55)$$

2.8.2 Reagan - Código Modelo CEB-FIP 90

A análise mais atual dos resultados experimentais obtidos ao longo de todo o século XX, feitas pelos mais diferentes pesquisadores que investigaram a resistência de vigas de seção retangular sem armadura de cisalhamento, foi apresentada por Reagan em “Ultimate Limit States Principles” – Structural Concrete vol.2 - fib CEB-FIP bulletin nº 2 –Stuttgart,1999, a qual está resumida na figura 2.27.

Figura 2.27 – Resistência a forças cortantes de peças sem armadura de cisalhamento. Ensaios realizados de 1974 a 1998, segundo Reagan, em fib – Bulletin 2 – Structural Concrete.

Nessa figura, o valor v_u apresentado corresponde à tensão última resistente obtida experimentalmente, isto é,

$$v_u = \frac{V_u}{b_w d} \quad (2.56)$$

Para a definição da condição de segurança, considera-se o valor da força cortante resistente

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd1} b_w d \quad (2.57)$$

no qual o valor τ_{Rd1} é tomado experimentalmente, por regulamentos normalizadores, como a valor experimental de v_u correspondente a uma suficientemente baixa probabilidade de não ser atingido nos casos reais.

De acordo com Código Modelo CEB-FIP 90, na flexão simples, a resistência a forças cortantes de peças sem armadura de cisalhamento, até para concretos C50, é dada por

$$\tau_{Rd1} = 0,12 \xi (\sqrt[3]{100 \rho_1 f_{ck}}) \quad (2.58)$$

onde

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \quad (d \text{ em mm})$$

2.8.3 NB1/78 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado

Segundo a NB1/78, no item 5.3.1.2.b, a tensão de cisalhamento é dada por:

$$\tau_{wl} = \psi_4 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.59)$$

Onde:

$$\psi_4 = 0,60 \sqrt[4]{\rho_1} \quad \text{para } h \leq 15 \text{ cm}$$

$$\psi_4 = 0,45 \sqrt[4]{\rho_1} \quad \text{para } h \geq 60 \text{ cm}$$

Interpolando-se para valores intermediários com $0,1\% < \rho_1 < 1,5\%$

2.8.4 NBR 7197/84 – Projeto de Estruturas de Concreto Protendido

Segundo a NBR 7197/84 a tensão de cisalhamento é dada por:

$$\tau_{wl} = \psi_4 \sqrt{f_{ck}} < 1 \quad (2.60)$$

Com $\psi_4 = 0,08\alpha k$ para cargas lineares paralelas aos apoios.

Sendo:

$$\alpha = 1 + 50\rho_1 \leq 1,5 \quad \text{e}$$

$$k = 1,6 - d \geq 1, \quad \text{com } d \text{ em metros}$$

Substituindo-se as expressões acima em 2.60 tem-se:

$$\tau_{wl} = 0,08(1 + 50\rho_1)(1,6 - d)\sqrt{f_{ck}} \quad (2.61)$$

2.8.5 Eurocode 2 – Design of Concret Structures/2004

Segundo o Eurocode 2, no item 6.2.2, a resistência ao cisalhamento é dada por:

$$V_{Rdc} = \left[C_{Rd,c} k (100\rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (2.62)$$

Sendo:

$$V_{Rdc} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (\text{valor recomendado}) \quad \text{com } \gamma_c = 1,5$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (\text{com } d \text{ em mm})$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$$

$$k_1 = 0,15 \quad (\text{valor recomendado})$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd} \quad \text{e} \quad V_{min} = 0,035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}$$

2.8.6 Código Suíço SIA Code 262/2003

Segundo o SIA Code 262, a resistência ao cisalhamento é dada por:

$$\frac{V_{Rd}}{bd\sqrt{f_{ck}}} = \frac{0,3/\gamma_c}{1 + \frac{50}{(16 + d_g)} \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s E_s} \times d \times \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}} \quad (\text{MPa, mm}) \quad (2.63)$$

2.8.7 NBR 6118/2003 – Projeto de Estruturas de Concreto

Segundo a NBR 6118, no item 19.4.1, a resistência ao cisalhamento é dada por:

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40\rho_1) + 0,21 \frac{\sigma_{cp}}{\gamma_c} \right] \times b_w \times d \quad (2.64)$$

Sendo:

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,25 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,25 \times \frac{0,7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,25 \times 0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

Com $\gamma_c = 1,4 \rightarrow \tau_{Rd} = 0,0375 \times f_{ck}^{2/3}$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$$

$k = 1$ para elementos onde 50% da armadura não chega até o apoio

$k = 1,6 - d \geq 1$ com d em metros

3. METODOLOGIA DA PESQUISA EXPERIMENTAL

O programa de pesquisa consiste na investigação experimental da fadiga da ligação da capa e da pré-laje de peças em concreto armado, dando-se ênfase as tensões de cisalhamento oriundas das forças cortantes.

A investigação experimental se divide em duas etapas:

- a) Ensaios estáticos com controle de deslocamento em lajes de concreto com pré-lajes em concreto armado, medindo-se as cargas de fissuração e última.
- b) Ensaios de fadiga com carregamentos cíclicos com controle de força, em lajes de concreto com pré-lajes em concreto armado. Após os ensaios de fadiga, repetem-se os ensaios últimos.

Relata-se também neste trabalho os ensaios de Fadiga de Barra de barra ao ar realizados com o objetivo de se obter a Curva de Wöhler para as barras de aço CA50, com $\phi 10$ mm utilizadas na confecção das lajes desses ensaios.

3.1 Ensaios de Fadiga ao Cisalhamento em Lajes de Concreto Armado

A finalidade destes ensaios é a verificação do comportamento estrutural e à fadiga ao cisalhamento inclusive na interface da pré-laje e da capa, armadas com barras isoladas.

As dimensões dos modelos utilizados simularam esses elementos estruturais das pontes, em escala reduzida de 1 para 1.5, com a finalidade de se facilitar o manuseio dos corpos-de-prova durante os ensaios. As lajes foram concretadas com uma taxa de armadura elevada, assegurando desta forma que não haverá ruptura por fadiga na armadura e possibilitando a verificação do comportamento à fadiga da interface dos concretos da pré-laje e da capa.

Os parâmetros da fadiga também foram semelhantes aos encontrados na prática.

As lajes foram montadas em três grupos, de acordo com as datas de concretagem e o tipo de superfícies de contato entre pré-laje e a capa. A fim de se

obter uma boa amostragem nos resultados, foram concretadas 3 lajes para cada grupo, das quais uma será submetida a um ensaio de ruptura, com o objetivo de verificar seu comportamento estrutural e as outras duas peças serão ensaiadas à fadiga.

3.1.1 Características dos modelos ensaiados

3.1.1.1 Geometria

Todas as lajes foram confeccionadas com as mesmas características geométricas: 1,8 m de comprimento, 0,5 m de largura e 0,12 m de espessura total, com a pré-laje executada com 0,05m. A figura 3.1 ilustra as características e dimensões das lajes.

Figura 3.1 - Planta e seções transversais das lajes executadas em duas etapas.

3.1.1.2 Configuração das Armaduras

Foram montadas 9 lajes com armação positiva principal de 8 cm² (2x5 ϕ 10 mm c/10 cm) e armadura de distribuição de ϕ 8 mm c/20 cm. A armação negativa é de ϕ 6.3 mm c/15 cm e distribuição de ϕ 6.3 mm c/15 cm. A figura 3.2 ilustra estas armações.

O objetivo foi analisar o comportamento das lajes em relação à fadiga por cisalhamento. Para este grupo especificamente, o ponto de aplicação da carga foi deslocado para uma distância de 30 cm de um dos apoios, induzindo a ruptura por cisalhamento, uma vez que a peça possui uma elevada armadura de flexão.

Cobrimento das armaduras: $c=2,5$ cm.

Figura 3.2 – Detalhamento das armaduras.

Figura 3.3 – Armação longitudinal positiva.

Figura 3.4 – Detalhe das armações.

3.1.2 Moldagem dos modelos

3.1.2.1 Formas

Para a moldagem das lajes de concreto foram confeccionados 3 conjuntos de formas de madeira, uma vez que as lajes foram concretadas de 3 em 3, conforme ilustram as figuras 3.5 e 3.6.

Figura 3.5 - Forma de madeira para moldagem das lajes de concreto.

Figura 3.6 - Gabaritos utilizados na execução da pré-laje.

3.1.2.2 Moldagem, adensamento e cura

Após a montagem das armaduras nas formas foram realizadas as concretagens das lajes. Devido à capacidade da betoneira (150 litros), cada laje foi concretada usando duas betonadas, sejam as pré-lajes ou as capas de concreto. A fim de se fazer realizar os ensaios de caracterização de concreto, foram moldados 12 corpos de prova por laje, sendo 6 para cada betonada, os quais foram submetidos aos seguintes ensaios:

- Três corpos de prova para ensaios de resistência à compressão do concreto em 28 dias;
- Quatro corpos de prova da capa para ensaios de resistência à compressão no dia do ensaio;
- Dois corpos de prova da pré-laje para ensaios de compressão diametral do concreto;
- Um corpo de prova da capa para ensaio de módulo de elasticidade.

Dois corpos de prova adicionais foram confeccionados levando-se em consideração imperfeições e/ou a realização de ensaios não previstos anteriormente

e que se julgarem necessários. Os corpos de prova não utilizados foram posteriormente descartados.

Figura 3.7 - Betoneira utilizada para a fabricação dos concretos.

Figura 3.8 – Moldagem dos corpos de prova para caracterização do concreto.

Foram concretadas 9 lajes, divididas em três grupos, de acordo com a data de concretagem e tipo de superfícies da pré-laje, os quais serão descritos posteriormente no item 3.1.3. O traço adotado utilizado na concretagem das lajes foi

1:1,21:2,29:0,46. O concreto foi fabricado em betoneira e transportado através de carrinhos e lançados nas formas com conchas metálicas (figura 3.9).

Figura 3.9 - Concretagem das lajes.

Ensaio de abatimento de tronco de cone foram realizados antes de cada lançamento para a verificação da trabalhabilidade de cada concreto.

Figura 3.10 - Ensaio de abatimento de tronco de cone.

A figura 3.11 mostra o adensamento das lajes feito com a utilização de um vibrador de agulha.

Figura 3.11 - Adensamento da laje com o uso de vibrador.

As lajes foram concretadas em duas etapas, sendo primeiramente executada a pré-laje, e após 7 dias a execução da capa. As lajes foram desformadas 14 dias após a concretagem. Neste período foi realizada a cura das lajes, as quais devido as suas dimensões, não foram curadas em câmara úmida. A cura se deu por molhagens periódicas com o auxílio de mangueira e mantendo as lajes cobertas por uma lona plástica para garantir uma cura satisfatória (Figura 3.12).

Figura 3.12 - Lajes envolvidas por lona plástica para a cura adequada.

Figura 3.13 – Concretagem da pré-laje (1ª. Etapa).

Figura 3.14 – Concretagem da capa (2ª. Etapa).

Todo o transporte horizontal e vertical das lajes foi executado através de ponte rolante e empilhadeira manual.

Figura 3.15 - Ponte rolante utilizada no transporte das lajes.

3.1.3 Caracterização da Rugosidade das superfícies das pré-lajes

- ***Superfície denominada “rugosa”:***

Quando as pré-lajes das lajes L1 a L6 foram concretadas, com o intuito de se criar uma superfície “rugosa” da forma considerada durante a execução das obras reais, o concreto foi naturalmente vibrado sem a intenção de fazer a superfície lisa, fazendo assim com que os agregados graúdos ficassem expostos.

Pode-se classificar essa superfície como de nível 8 – categoria 2 (FIP/1982). As figuras 3.16 e 3.17 ilustram as superfícies executadas de forma “rugosa”.

Figura 3.16 – Superfície da pré-laje “rugosa”.

Figura 3.17 - Superfície da pré-laje “rugosa”.

- ***Superfície denominada “lisa”:***

Já as pré-lajes das lajes L7 a L9 foram concretadas com a finalidade de se criar uma superfície lisa. Considerou-se que o desempenamento com espátula de madeira poderia ser uma situação eventualmente possível na prática configurando uma superfície não perfeitamente lisa, mas o suficiente para ser diminuída a resistência ao cisalhamento em relação às superfícies rugosas. A superfície com esse tratamento poderia ser classificada como de nível 6, sendo enquadrada na categoria 1 (FIP/1982). As figuras 3.18 e 3.19 a ilustram as superfícies executadas de forma “lisa”.

Figura 3.18 - Superfície da pré-laje “lisa”.

Figura 3.19 - Superfície da pré-laje “lisa”.

3.1.4 Descrição dos Grupos

3.1.4.1 Grupo 1

Este grupo é composto por 3 lajes de concreto executadas em duas etapas, pré-laje e posterior capa, conforme ilustra a figura 3.1. O tratamento dado à superfície de contato entre a pré-laje e a capa foi de forma a torná-la rugosa (ver descrição e ilustrada rugosidade no item 3.1.3). As lajes desse grupo foram ensaiadas com aproximadamente 300 dias de idade.

3.1.4.2 Grupo 2

Este grupo é composto por 3 lajes de concreto executadas da mesma forma que aquelas do grupo 1, com a superfície de contato entre a pré-laje e a capa também rugosa. As lajes desse grupo foram ensaiadas com aproximadamente 60 dias de idade.

3.1.4.3 Grupo 3

Este grupo é composto por 3 lajes de concreto executadas da mesma forma que aquelas dos grupos 1 e 2, porém com a superfície de contato entre a pré-laje e a capa alisadas por meio de desempenadeira de madeira. As lajes desse grupo foram ensaiadas com aproximadamente 60 dias de idade.

3.1.4.4 Resumo geral dos grupos

Tabela 3.1 - Resumo Geral dos grupos de ensaio.

Grupos	Dimensões (m)	Tipo Superfície	Qtd.	Aço	As (cm²)	Configuração	Ciclos
1	1,80x0,50x0,12	Rugosa	3	CA50	8,00	2x ϕ 10 c/10	2x10 ⁶
2	1,80x0,50x0,12	Rugosa	3	CA50	8,00	2x ϕ 10 c/10	2x10 ⁶
3	1,80x0,50x0,12	Lisa	3	CA50	8,00	2x ϕ 10 c/10	2x10 ⁶

3.1.5 Instrumentação das lajes

As armaduras longitudinais das lajes foram instrumentadas com três extensômetros elétricos da marca Kyowa modelo KFG-5-120-C1-11, posicionados a 30 cm de um dos apoios, nas barras extremas e central. Nas faces laterais das lajes foram utilizados dois extensômetros modelo KC-70-120-A1-11 na posição de provável aparecimento da fissura crítica de cisalhamento, para medição de deformação específica. O deslocamento vertical foi medido através do curso do atuador. A figura 3.20 ilustra o posicionamento dos extensômetros.

(*) Tendo em vista a perda de alguns extensômetros imersos no concreto em ensaios anteriores, optou-se por instalar os extensômetros posteriormente à concretagem das lajes nas barras extremas.

Figura 3.20 - Posicionamento dos extensômetros na armadura da laje com $A_s = 8\text{cm}^2$ - 2x5 barras longitudinais.

Os carregamentos aplicados ao ensaio serão medidos através de uma célula de carga localizada a 30 cm de um dos apoios da laje.

Os sinais emitidos pelos sensores durante os ensaios serão registrados em um sistema digital de aquisição de dados (ADS, da LYNX, com 10 canais), o qual após o devido tratamento para a geração de gráficos servirá para análise dos resultados obtidos.

Figura 3.21 - Detalhe da instrumentação e posicionamento do extensômetro E3.

Figura 3.22 - Detalhe da instrumentação e posicionamento do extensômetro E1 e E2.

Figura 3.23 - Detalhe da instrumentação e posicionamento do extensômetro EC1.

Figura 3.24 - Sistema de aquisição de dados.

3.1.6 Cálculo dos carregamentos dos ensaios.

O objetivo do ensaio é de simular uma estrutura real de laje de ponte, cujos carregamentos atuam de cima para baixo. No entanto, para a realização dos ensaios, foi necessário se montar um pórtico invertido, isto é, o carregamento aplicado na laje atuando de baixo para cima. Desta forma, para avaliação das cargas a serem aplicadas foram desenvolvidos cálculos para as duas atuações as quais denominamos “esquema ponte” e “esquema ensaio”.

Além disso, foi necessário a pesquisa do ponto de aplicação do carregamento em que a ruptura deveria ocorrer por cisalhamento antes da ruptura por flexão.

A seguir são apresentados os desenvolvimentos dos cálculos.

3.1.6.1 Pesquisa do ponto de aplicação do carregamento para que a ruptura por cisalhamento ocorra antes da ruptura por flexão

Com a finalidade de se buscar o ponto de aplicação da carga que leve a ruptura por força cortante antes da flexão, desenvolveu-se os seguintes cálculos:

Figura 3.25 - Esquema estrutural “ensaio”.

$$V_{\max} = V_{s,dir} = F_E \left(1 - \frac{x}{1,46} \right) + 1,5x - 1,095 \quad (I)$$

$$M_{(x)} = \left(0,75 - \frac{F_E}{1,46} \right) x^2 + (F_E - 1,095)x + 0,021675 \quad (II)$$

- **Força cortante de ruptura**

- Critério da NBR6118 para laje sem armadura transversal:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \times K \times (1,2 + 40\rho_1) + \frac{0,21}{\gamma_c} - \sigma_{cp} \right] b_w d$$

$$com : \tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,25 \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,25 \times \frac{0,7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,25 \times 0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

$$\tau_{Rd} = 0,0525 \frac{f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{cd}}{A_c}$$

$$k = 1,6 - d \geq 1 \quad \text{com } d \text{ em metros}$$

$$\gamma_c = 1,4$$

- Parâmetros das lajes ensaiadas:

$$b_w = 50 \text{ cm} ; h = 12 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa} ; \text{Aço CA50}$$

Substituindo-se os valores acima tem-se:

$$V_{Rd1} = 47,01 \text{ KN}$$

Subtraindo-se os coeficientes de segurança, tem-se:

$$V_{Rk1} = 94,03 \text{ KN}$$

com os coeficientes de segurança ($\gamma_c = 1,4$), tem-se:

$$V_{Rd1} = 47,02 \text{ KN}$$

- **Momento de Ruptura:**

$$R_{cc} = 0,8 \times 0,85 b_w \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times x$$

$$R_{st} = A_s \times \frac{f_{yk}}{\gamma_c}$$

Do equilíbrio de forças:

$$R_{cc} = R_{st} \Rightarrow 0,8 \times 0,85 \times b_w \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times x = A_s \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$\text{daí } x = \frac{A_s \times f_{yk} \gamma_c}{0,8 \times 0,85 \times b_w \times f_{ck} \gamma_s}$$

De momento:

$$M_d = R_{cc} \times z \Rightarrow \gamma_f \times M_k = 0,8 \times 0,85 \times b_w \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \times x \times (d - 0,4x)$$

$$M_k = \frac{0,8 \times 0,85 \times b_w \times f_{ck}}{\gamma_f \times \gamma_c} \times (d - 0,4x)$$

Sem os coeficientes de segurança e o efeito RÜSCH:

$$x = \frac{A_s f_{yk}}{0,8 b_w \times f_{ck}} \quad \text{e} \quad M_k = 0,8 \times b_w \times f_{ck} \times x - (d - 0,4x)$$

Substituindo-se os valores pelos parâmetros das lajes do ensaio:

$$x = 0,0333m$$

$$M_k = M_{K,u} = 30,66kNm, \text{ tem-se:}$$

Com os coeficientes de segurança $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$

$$x = 4,774$$

$$M_d = 24,66kNm$$

Para que a ruptura ocorra por cisalhamento, antes da flexão deve-se ter:

$$V_{max} = V_{Rk1} \Rightarrow F_E \left(1 - \frac{x}{1,46} \right) + 1,5x - 1,095 = 94,03$$

$$M_{máx} \leq M_{u,M} \Rightarrow \left(0,75 - \frac{F_E}{1,46}\right)x^2 + (F_E - 1,095)x + 0,021675 \leq 30,66$$

Resolvendo por tentativas, chega-se a condição de $x \leq 0,32m$. Adotando-se

$$x = 0,30m \Rightarrow F_{E,max} = 119,16kN \text{ e } M(x = 0,3) = 28,16kNm$$

3.1.6.2 Ensaios de Ruptura

- Força cortante de ruptura

Dos cálculos efetuados no item anterior, subtrai-se então que $V_{RK1} = 94,03kN$ correspondente a um carregamento de ensaio (força do atuador)

$$F_E = 119,16kN$$

3.1.6.3 Ensaios de Fadiga

Para a definição dos parâmetros e carregamentos a serem definidos para os ensaios dinâmicos de fadiga, partiu-se da análise do “Esquema Ponte” buscando-se a variação de tensões na armadura correspondentes à máxima solicitação, considerando-se a combinação frequente em serviço e a mínima correspondente às cargas permanentes atuantes.

São desenvolvidos a seguir os cálculos correspondentes.

Figura 3.26 - Esquema estrutural “ponte”.

$$V_{m\acute{a}x} = V_{B,esq}$$

$$V_g = 1,095kN \quad (\text{esq. do apoio B})$$

- Força cortante no estado limite último:

$$V_d = 1,35V_g + 1,5V_q$$

com

$$V_d = V_{Rd1} = 47,02kN$$

daí

$$V_q = \frac{47,02 - 1,35 \times 1,095}{1,5} = 30,36kN$$

- Força cortante em serviço com a combinação frequente de ações:

$$V_{ds,CF} = V_g + \psi_1 V_q \quad \text{com } \psi_1 = 0,8$$

$$V_{ds,CF} = 1,095 + 0,8 \times 30,36 = 25,38kN$$

$$\Delta V = V_{ds,CF} - V_g = 25,38 - 1,095 = 24,29kN$$

Momento fletor com $x = 0,30$ correspondente a $V_{ds,CF}$

$$V_{B,esq} = 0,7945 \times F + 1,095$$

$$M(x = 0,3) = 0,23835 \times F + 0,2393$$

$$V_{B,esq} = V_{ds,CF} = 25,38 \Rightarrow F = 30,57kN$$

daí $M(x = 0,3) = 7,53kNm$

- Tensão na armadura (Estádio II)

$$x = \alpha \rho \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2}{\alpha \rho}} \right) \times d$$

$$\alpha = 7$$

$$\mu = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{8}{50 \times 9} = 0,0177$$

$$d = 9\text{cm}$$

Substituindo-se os valores:

$$x = 3,5\text{cm}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \left(d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{753}{8 \left(9 - \frac{3,5}{3} \right)} = 12,016 \text{ kN/cm}^2 \quad (120,16 \text{ MPa})$$

- Tensão na armadura para $V_{min} = V_g = 1,095 \text{ kN}$

$$M_g(x = 30) = 0,2393 \text{ kNm}$$

$$\sigma_s = \frac{23,93}{8 \left(9 - \frac{3,5}{3} \right)} = 0,382 \text{ kN/cm}^2 \quad (3,82 \text{ MPa})$$

- Variação de tensão:

$$\Delta\sigma = 120,16 - 3,82 = 116,34 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = 116,34 \text{ MPa}$$

Para os ensaios, adotando-se $F_{E,min} = 10 \text{ kN}$

V e M no esquema ensaios

Com $x = 0,30$ nas expressões (I) e (II) tem-se:

$$V_{max} = V_{s,dir} = 0,7945 \times F_E - 0,645$$

$$M(x = 0,3) = 0,23836 \times F - 0,2393$$

$$F_{E,min} = 10 \text{ kN} \Rightarrow V = 7,3 \text{ kN}$$

$$V + \Delta V = 7,3 + 24,29 = 31,59 \text{ kN} \Rightarrow F_E = 40,57 \text{ kN}$$

daí

$$F_{E,min} = 10 \text{ kN} \Rightarrow M(x = 0,3) = 2,14 \text{ kNm} \Rightarrow \sigma_s = 34,15 \text{ MPa}$$

$$F_{E,max} = 40,57 \text{ kN} \Rightarrow M(x = 0,3) = 9,43 \text{ kNm} \Rightarrow \sigma_s = 150,5 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma = 150,5 - 34,15 = 116,35 \text{ MPa OK!}$$

- Cálculo de alguns parâmetros de interesse para análise dos resultados do ensaio relativos ao carregamento máximo $F_E = 40,57 \text{ kN}$ previsto:

- Força cortante correspondente a $F_E = 40,57 \text{ kN}$:

$$V = 31,6 \text{ kN} \quad (33,6\% \text{ da } V_{rk1} - \text{ruptura})$$

- Tensão de cisalhamento na interface pré-laje / capa correspondente a

$$V = 31,6 \text{ kN}$$

$$M(x = 0,3) = 9,43 \text{ KNm} \Rightarrow x = 3,33 \text{ cm} < 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{linha neutra na capa}$$

$$V = 31,6 \text{ kN} \Rightarrow \sigma_s = \frac{V}{0,9bd} = \frac{31,6}{0,9 \times 50 \times 9} = 0,078 \text{ kN/cm}^2 (0,78 \text{ MPa})$$

- Tensão de cisalhamento na interface pré-laje / capa

a força cortante atingir o limite V_{rk1}

$$V_{rk1} = 94,03 \text{ kN} \Rightarrow F_E = 119,16 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = \frac{94,03}{0,9 \times 50 \times 9} = 0,232 \text{ kN/cm}^2 (2,32 \text{ MPa})$$

3.1.7 Arranjo de ensaio

O arranjo estrutural escolhido para os ensaios foi o de laje simplesmente apoiada, submetida a carregamentos cíclicos posicionado a 30cm de um dos apoios. O esquema de ensaio é um pórtico, devidamente fixado a uma laje de reação conforme ilustram as figuras 3.27 a 3.29. Para aplicação dos carregamentos foi utilizado um atuador da BRASVÁLVULAS, existente no laboratório de Estruturas e Materiais da Escola Politécnica de São Paulo, conforme mostra a figura 3.8.

(e)

(f)

(g)

Figura 3.27 - Esquema Estrutural do Pórtico. (a) Planta superior; (b) Planta Inferior; (c) Corte A-A; (d) Corte B-B e (e) Corte C-C (f) Corte D-D (g) Detalhe do perfil utilizado.

Figura 3.28 - Vista lateral do pórtico.

Figura 3.29 - Vista frontal do pórtico.

Os ensaios de ruptura estática ao cisalhamento e os ensaios dinâmicos de fadiga foram realizados considerando que os elementos estruturais estariam simplesmente apoiados. Desta forma, os perfis metálicos de reação foram fixados através de barras diwidag, passando por um furo em cada uma das extremidades, fixados na laje de reação.

3.1.8 Preparação e montagem dos ensaios

Todas as lajes passaram pelo mesmo processo de preparação e montagem. Para que a carga fosse distribuída uniformemente numa faixa da laje, foram coladas as taliscas de madeira, com largura de 2 cm e espessura de 1 cm, a 30cm de um dos apoios (posição de aplicação da carga) e na posição das reações (perfis metálicos). A figura 3.30 ilustra este procedimento.

Figura 3.30 - Colagem das taliscas de madeira.

Após a colagem das taliscas, as lajes foram transportadas até o local do ensaio com o uso de ponte rolante. Após o posicionamento e nivelamento da laje e dos perfis de reação no pórtico de ensaio, procedeu-se à calibragem dos extensômetros e preparo da aquisição de dados através do ADS, sendo então dado início ao ensaio.

Ao término do ensaio, a laje foi descarregada e armazenada no laboratório para inspeções, caso houvesse necessidade.

3.1.9 Descrição dos ensaios

Os ensaios das lajes foram realizados em duas etapas. Foram concretadas três lajes para cada grupo, sendo uma submetida ao ensaio de ruptura estática e as outras duas a ensaios dinâmicos de fadiga. Após os ensaios de fadiga, essas lajes foram submetidas a ensaios de ruptura estática, com a finalidade de se avaliar o dano causado pelo carregamento cíclico.

No ensaio de ruptura estática, a laje foi submetida à ação de uma força concentrada, aplicada a 30 cm de um dos apoios, de baixo para cima, segundo o esquema de carregamento ilustrado na figura 3.25. A força atuante foi aplicada através de um atuador hidráulico de capacidade de 100 ton, com controle de deslocamentos.

Durante cada etapa de aplicação da carga, foram registradas pelo sistema de aquisição de dados ADS, as leituras das deformações através dos extensômetros instalados nas armaduras e aqueles instalados nas faces laterais das lajes, bem como o deslocamento vertical medido pelo curso do atuador e as forças relativas a eles até a ruptura, sendo descarregada após a finalização do ensaio.

A figura 3.31 mostra uma laje após o ensaio de ruptura.

Figura 3.31 - Laje durante o ensaio de ruptura.

Nos ensaios de fadiga, todas as lajes foram ensaiadas até 2×10^6 ciclos com uma frequência de 5.75 a 6 Hz. Ao atingir 2×10^6 ciclos, o ensaio de fadiga foi finalizado e a laje foi então submetida ao ensaio estático de ruptura com controle de deslocamentos, com o objetivo de se avaliar a resistência da peça ao cisalhamento após o carregamento cíclico.

3.2 Ensaios de Fadiga de Barra ao Ar

3.2.1 Considerações Iniciais

Para o desenvolvimento do programa experimental desta etapa foram pesquisadas as seguintes normas que consideram a fadiga de barras de aço para concreto armado:

- NBR 7480: “Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado”.
- NBR 7478: “Método de Ensaio de Fadiga de Barras de Aço para concreto Armado”.
- NBR 6152: “Materiais Metálicos. Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração”.
- NBR 6118: “Projeto de estruturas de concreto”.

Foi considerado também o Relatório Técnico de ensaios de fadiga de barra ao ar, feitos pelo Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais – LEM, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (BUELTA, 2002).

3.2.2 Parâmetros dos Ensaios de Fadiga

Os ensaios de fadiga de barra ao ar foram executados com a finalidade de montar a curva de Wöhler. Foi utilizado um servo-atuador DARTEC, como ilustrado na Figura 3.32.

Figura 3.32 - Ensaio de fadiga de barra ao ar – Dartec.

Foi fixada a tensão máxima de 80% do valor característico da resistência de escoamento do aço à tração $f_{yk}=500\text{MPa}$, $\sigma_{max} = 0,8f_{yk}$ para a determinação dos pontos para a construção da curva de Wöhler. Esta situação está esquematizada na Figura 3.33, onde:

- f_{yk} é a tensão de escoamento característico do aço;
- σ_s , $\sigma_{s,min}$ e $\sigma_{s,max}$ são, respectivamente, a tensão aplicada, a tensão mínima e a máxima;
- $\Delta\sigma_s = \Delta\sigma_{s,max} - \Delta\sigma_{s,min}$ é a amplitude de variação das tensões;
- $f_{fad,k}$ é a amplitude de variação das tensões que levou à ruptura por fadiga em k ciclos.

Figura 3.33 - Esquematização da variação das tensões nos diferentes ensaios, mantida σ_{max} constante.

É importante salientar que o coeficiente 0,8 é maior do que os coeficientes de serviço usuais, a favor da segurança. Nos projetos usuais de pontes utilizam-se níveis de tensão bem inferiores, em torno de $0,6f_y$, para a verificação da fadiga. Ensaios dessa natureza tornam-se inviáveis, pois são necessários equipamentos especializados e demandam muito tempo de pesquisa. Ensaios com pequeno número de amostras limitam as conclusões e não dão representatividade estatística aos resultados.

Adotou-se a frequência de 10 Hz para os ensaios. A recomendação da NBR 7478 (1982) é de que se utilize para essa frequência valores entre 4 Hz e 6 Hz. No entanto essa norma se aplica a ensaios realizados com a barra dentro no concreto, cujos corpos de prova são maiores e mais pesados, com baixas frequências naturais de vibração. O projeto de norma MERCOSUL (1996), para ensaios de barra ao ar, recomenda frequências de 3 a 10 Hz. Como afirma BUELTA (2002), é possível mostrar que a frequência natural em vibração longitudinal do trecho de barra que forma o corpo de prova é muito superior a 10 Hz, não havendo, portanto, qualquer problema de amplificação dinâmica das forças aplicadas, justificando-se, com sobras, a utilização dessa frequência.

Os ensaios foram realizados para três níveis de flutuação de tensão $\Delta\sigma$ pré-fixada, totalizando seis conjuntos. Os três primeiros conjuntos de ensaios foram realizados com barras de $\phi 10\text{mm}$ e os outros três conjuntos com telas soldadas de $\phi 10\text{mm}$ c/10cm x $\phi 8\text{mm}$ c/20cm (trechos de barras). Cada conjunto foi composto de seis corpos-de-prova. Desta forma obteve-se uma representatividade estatística de cada ponto da curva de Wöhler, sendo possível estimar o valor característico N_k do número de ciclos até a ruptura para cada nível de flutuação de tensão $\Delta\sigma$.

Cada uma das três variações de tensões aplicadas nos ensaios determinou um ponto para a construção da curva de Wöhler, sendo escolhidas variações de tensão $\Delta\sigma$ que provocasse ruptura por fadiga com aproximadamente 10^5 ciclos, 10^6 ciclos e 4×10^6 ciclos para o primeiro, segundo e terceiro pontos respectivamente. Para os outros três conjuntos, constituídos de telas soldadas, foram aplicadas as mesmas variações de tensão das barras, a fim de se comparar os resultados obtidos.

O cálculo da primeira variação de tensão seguiu os parâmetros do “Bulletin D’Information N. 188 – Fatigue of Concrete Structures – State of the Art Report”, através da equação 3.1, relatada na página 158 do referido boletim:

$$\Delta\sigma^9 \times N = K \quad (3.1)$$

Onde $\Delta\sigma$ = Variação de tensão em MPa.

N= Número de ciclos para ruptura.

K = Constante que depende do diâmetro da barra e do tipo de carregamento aplicado, que pode ser definido segundo a tabela abaixo:

Tabela 3.2 - Valores de k equivalentes ao desempenho médio e de projeto - “Bulletin D’Information N. 188 – Fatigue of Concrete Structures – State of the Art Report” pag. 160.

Size of the bar		Type of loading	K X 10 ²⁷		Δ
mm	diameter		Mean	Design	
R1	6 to 16	Axial in air	11.20	0.75	0.2538
		Bending in concrete	50.60	3.09	
R2	0 to 50	Axial in air	0.81	0.07	0.2538
		Bending in concrete	6.38	0.31

Figura 3.34 - Curva Classe R1 - Dados de fadiga publicados para barras de diâmetros menor ou igual a 16mm - “Bulletin D’Information N. 188.

Figura 3.35 - Curva Classe R2 - Dados de fadiga publicados para barras de diâmetros maiores que 16mm - "Bulletin D'Information N. 188 – Fatigue of Concrete Structures – State of the Art Report" pag. 160.

Tomando-se o valor médio de $k=11,2 \times 10^{27}$ e para $n=10^5$ ciclos, obteve-se a seguinte equação:

$$\Delta \sigma^9 \times 10^5 = 11,2 \times 10^{27} \quad (3.2)$$

Nessas condições, a variação de tensão obtida foi $\Delta \sigma = 363,94 \text{ MPa}$. Calculada a variação de tensão, e com a tensão máxima $\sigma_{s,máx} = 400 \text{ MPa}$, obteve-se então a tensão mínima $\sigma_{s,min} = 36,06 \text{ MPa}$.

Conforme será mostrado posteriormente, como os valores obtidos do número de ciclos para ruptura "N" no primeiro conjunto de ensaios de barras foram diferentes dos calculados pelo CEB, a equação utilizada anteriormente foi descartada para o cálculo das outras duas variações. Sendo assim, várias tentativas experimentais foram feitas até se chegar ao valor de flutuação de tensão que provocasse a ruptura para 10^6 e 4×10^6 ciclos para os aços brasileiros. As flutuações de tensão aplicadas aos conjuntos de telas soldadas foram as mesmas aplicadas aos conjuntos de barras, para fins comparativos da resistência à fadiga entre elas.

A tabela 3.3 abaixo resume os conjuntos de ensaios:

Tabela 3.3 - Resumo dos conjuntos de ensaios.

Tipo	Conjunto	CP#	ϕ (mm)	$\sigma_{\max}$ (MPa)	$\sigma_{\min}$ (MPa)	$\Delta\sigma$	N (ciclos)
Barras	1o. Conjunto	CP1	10	400	36	364	10^5
		CP2	10	400	36	364	10^5
		CP3	10	400	36	364	10^5
		CP4	10	400	36	364	10^5
		CP5	10	400	36	364	10^5
		CP6	10	400	36	364	10^5
	2o. Conjunto	CP7	10	400	150	250	10^6
		CP8	10	400	150	250	10^6
		CP9	10	400	150	250	10^6
		CP10	10	400	150	250	10^6
		CP11	10	400	150	250	10^6
		CP12	10	400	150	250	10^6
	3o. Conjunto	CP13	10	400	202	198	4×10^6
		CP14	10	400	202	198	4×10^6
		CP15	10	400	202	198	4×10^6
		CP16	10	400	202	198	4×10^6
		CP17	10	400	202	198	4×10^6
		CP18	10	400	202	198	4×10^6

3.2.3 Constituição dos corpos de prova

Os corpos de prova foram constituídos de um trecho de barra de aço CA50 de 600 mm de comprimento, com garras nas extremidades (Figura 3.36). Através do sistema de controle M9500, o corpo de prova é fixado à máquina de ensaios DARTEC M1000/RK –100 KN (Figura 3.37), a qual o submete às cargas cíclicas de tração.

Figura 3.36 - Corpo de Prova Típico.

Figura 3.37 - Dartec - Máquina de Ensaio de Fadiga.

Figura 3.38 - Corpo de prova sendo ensaiado.

É importante salientar que os corpos de prova foram constituídos de forma que a ruptura por fadiga não ocorresse nas garras, estando assim bem representado o seu comportamento, uma vez que as garras não existem na operação normal, dentro do concreto. Portanto, o tipo de garra é de fundamental

importância para que não ocorra uma excessiva concentração de tensões nessa região, gerando assim, a ruptura por fadiga em outras regiões da barra.

Tendo em vista essas importantes considerações sobre o tipo de garra a ser utilizado, decidiu-se por adotar o mesmo tipo de garra desenvolvido pelo Laboratório de Estruturas e Materiais Estruturais (LEM) da Universidade de São Paulo, em pesquisa elaborada para a contratante Gerdau, descrita no relatório técnico R.T. Nº 01 / 026. Este tipo de garra é composto por clavetes e copos metálicos, conforme mostra a figura 3.39.

Figura 3.39 - Clavete e copos - corpo de prova.

Os corpos de prova foram primeiramente granalhados em suas extremidades (10cm de cada lado), sendo o restante da barra protegido com uma mangueira plástica presa nas extremidades com arame (figura 3.40).

Figura 3.40 - Corpo de prova protegido com mangueira plástica.

Após este processo, os corpos de prova foram preparados inserindo-se entre a clavete e a barra duas semicanas de tubos de alumínio, como mostra a figura 3.41.

Figura 3.41 - Semicanas de alumínio e conjunto completo de fixação do corpo de prova.

Este procedimento, fez com que a concentração de tensões na região das garras fosse minorada, resultando em uma ruptura do corpo de prova fora da garra.

Figura 3.42 - Corpos de prova granalhados, com clavete e alumínio, onde a ruptura ocorreu fora das garras.

3.3 Ensaios de Caracterização dos Materiais

3.3.1 Ensaios de caracterização do concreto e do aço.

Os ensaios de caracterização do concreto foram realizados, parte no Laboratório de Estruturas e Materiais - LEM e parte pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas – IPT, aos cuidados de Rafael Francisco Cardoso dos Santos, do Centro de Tecnologia de Obras de Infra-Estrutura.

Os ensaios de ruptura por compressão e ruptura por compressão diametral do concreto, bem como a determinação do módulo de elasticidade, foram feitos segundo as seguintes normas brasileiras:

- NBR 5739 – Concreto – Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos – julho 1994;
- NBR 7222 – Concreto – Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos – Março 1994;
- NBR 8522 – Concreto – Determinação do módulo de deformação Estática e Diagrama – Tensão Deformação – Maio 1984.

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do concreto para os três grupos ensaiados estão descritos nas tabelas 4.1 a 4.3.

As barras de aço utilizadas nas lajes cumpriram as exigências da NBR 7480/96. Os ensaios de tração nas barras e nas telas soldadas seguiram a NBR 6152 – Materiais Metálicos – Determinação das Propriedades Mecânicas à tração.

As características dos aços utilizados para as armaduras encontram-se na tabela 4.4.

4. RESULTADOS OBTIDOS E ANÁLISE

3.2 Ensaios Complementares

3.2.1 Ensaios de caracterização do concreto

Os ensaios de caracterização do concreto das lajes foram realizados aos 28 dias de idade e no mesmo dia do ensaio de ruptura estática.

Os resultados obtidos estão descritos nas tabelas 4.1 a 4.3:

Tabela 4.1 - Características do concreto utilizado no Grupo 1.

Laje	fc (MPa) 28 dias	fc (MPa) j(dias) (MPa)	fct,sp exp. (MPa)	fct NBR6118 (MPa)	Módulo de Elasticidade Eci (GPa)
1	-	278 38,43	5,03	4,53	30,60
2	-	294 49,74	5,11	4,60	42,60
3	-	309 43,41	4,03	3,63	36,60

Tabela 4.2 - Características do concreto utilizado no Grupo 2.

Laje	fc (MPa) 28 dias	fc (MPa) j(dias) (MPa)	fct,sp exp. (MPa)	fct NBR6118 (MPa)	Módulo de Elasticidade Eci (GPa)
4	26,37	41 26,62	3,49	3,14	33,52
5	33,92	74 32,62	3,72	3,35	30,33
6	26,05	60 30,22	3,99	3,59	33,27

Tabela 4.3 - Características do concreto utilizado no Grupo 3.

Laje	fc (MPa) 28 dias	fc (MPa) j(dias) (MPa)	fct,sp exp. (MPa)	fct NBR6118 (MPa)	Módulo de Elasticidade Eci (GPa)
7	23,19	69 29,07	3,62	3,26	27,36
8	27,63	41 27,91	3,07	2,76	33,00
9	24,28	61 27,8	3,42	3,08	27,64

Onde:

f_c é a resistência à compressão do concreto aos 28 dias de idade ou aquela do dia do ensaio (j dias), obtida experimentalmente pela média das resistências dos corpos-de-prova ensaiados.

$f_{ct,sp}$ exp. é a resistência à tração indireta (tração por compressão diametral), obtida de ensaios realizados segundo a NBR 7222.

f_{ct} é a resistência à tração direta do concreto, considerada igual a $0,9f_{ct,sp}$, segundo a NBR 6118, item 8.2.5.

E_{ci} é o módulo de elasticidade tangente inicial cordal a 30% de f_c , obtido segundo ensaio descrito na ABNT NBR 8522.

3.2.2 Ensaios de caracterização do aço

Foram utilizados para as armaduras aços do tipo CA-50. As características desses aços encontram-se na tabela 4.4, obtidas pelos ensaios de tração realizados.

Tabela 4.4 - Características do aço para as barras isoladas.

ϕ (mm)	$A_{s,ef}$ (cm ²)	f_y (MPa)	ϵ_y (‰)	E (GPa)
8	0,503	603	3,03	198,80
10	0,785	592	3,10	191,08

Notar que os resultados obtidos para os módulos de elasticidade dos aços nos ensaios em relação ao valor teórico (210 GPa) estão dentro de diferenças usuais aceitáveis.

Os diagramas típicos de tensão x deformação do aço das barras com diâmetros ϕ 8 e ϕ 10 estão indicados nas figuras 4.1 e 4.2. Nestes diagramas, não foi possível mostrar o comportamento do aço até a ruptura, pois os extensômetros utilizados não foram capazes de medir deformações maiores do que as indicadas.

Figura 4.1 - Diagrama tensão x deformação das barras com ϕ 8 mm.

Figura 4.2 - Diagrama tensão x deformação das barras com ϕ 10 mm.

3.3 Ensaios de fadiga de barra ao ar

A tabela 4.5 apresenta as flutuações de tensão aplicadas às barras e o respectivo número de ciclos até a ruptura.

Tabela 4.5 - Resultados obtidos para os conjuntos 1,2 e 3 – barras isoladas.

Barras	Conjunto 1		Conjunto 2		Conjunto 3	
	$\Delta\sigma = 364\text{MPa}$		$\Delta\sigma = 250\text{MPa}$		$\Delta\sigma = 198\text{MPa}$	
	CP	N	CP	N	CP	N
	1	245.180	7	940.029	13	2.220.652
	2	195.600	8	823.040	14	1.351.284
	3	213.600	9	665.009	15	6.000.000 s/ruptura
	4	276.750	10	744.114	16	6.000.000 s/ruptura
	5	233.100	11	656.000	17	6.000.000 s/ruptura
	6	288.100	12	638.876	18	6.000.000 s/ruptura

Foram calculados inicialmente para cada conjunto, a média N_m e o desvio padrão. Com o intuito de se avaliar a variabilidade dos resultados obtidos, lançou-se mão do parâmetro adimensional “n”, o qual mede a dispersão dos dados, dividindo-se cada “N” obtido pela média do conjunto. A tabela 4.6 ilustra estes resultados.

Tabela 4.6 - Resultados obtidos para os conjuntos 1 e 2.

Conjunto 1 (Barras Isoladas) - $\Delta\sigma = 364\text{ MPa}$					
CP	N	MÉDIA (N_m)	DESVIO PADRÃO N	$n=N/N_m$	DESVIO PADRÃO n
1	245.180	242.055	35.726	1.013	0.148
2	195.600			0.808	
3	213.600			0.882	
4	276.750			1.143	
5	233.100			0.963	
6	288.100			1.190	

Conjunto 2 (Barras Isoladas) - $\Delta\sigma = 250$ MPa					
CP	N	MEDIA (N_m)	DESVIO PADRÃO N	$n=N/N_m$	DESVIO PADRÃO n
7	940.029	744511	118074	1.263	0.159
8	823.040			1.105	
9	665.009			0.893	
10	744.114			0.999	
11	656.000			0.881	
12	638.876			0.858	
Média Desvio Padrão n (Conjuntos 1 e 2)					0.153

De acordo com os resultados calculados, percebe-se que a variabilidade do fenômeno da fadiga de barras para os conjuntos 1 e 2 não depende da flutuação de tensão aplicada, uma vez que o desvio padrão do parâmetro adimensional “n” calculado para esses conjuntos são semelhantes. Os resultados obtidos para o conjunto 3, por apresentarem maior complexidade, serão discutidos posteriormente.

Para os ensaios realizados (conjuntos 1 e 2), apesar das diferentes variações de tensão aplicadas, pode-se concluir que estes dois conjuntos podem ser agrupados em um único grupo, no tocante à variabilidade e conseqüente determinação do número de ciclos característico de cada ponto da Curva de Wöhler.

A figura 4.3 apresenta o gráfico de distribuição normal dos resultados obtidos referentes aos conjuntos 1 e 2.

Figura 4.3 - Curva de distribuição normal dos resultados obtidos para barras $\phi 10\text{mm}$.

A variabilidade dos resultados relativos aos conjuntos 1 e 2 foi estimada com base no desvio padrão do adimensional “n”. O coeficiente de variação “cv” é a média dos desvios padrões deste parâmetro.

Os valores característicos “ N_k ” para cada um dos três pontos da curva de Wöhler, relativos às flutuações de tensão aplicadas, foram determinados através da equação 4.1, com 95% de confiança:

$$N_K = N_m - 1,64 \times cv \times N_m \quad (4.1)$$

Onde:

N_k = Valor característico do número de ciclos para dada flutuação.

N_m = Média do número de ciclos para dada flutuação (ver tabela 4.9).

cv = Coeficiente de variação, igual a média do desvio padrão do número adimensional “n” para barras.

A tabela 4.7 resume os valores de N_m e cv para os conjuntos 1, 2 e 3.

Tabela 4.7 - Valores de “ N_m ” e “ cv ” para os diversos conjuntos.

Conjunto	N_m	cv
1	242.055	0.153
2	744.511	0.153
3	4.595.323	-

Os resultados obtidos estão descritos na tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Valores de “ N_k ” para os diversos conjuntos.

Grupo	N_k
1	181.319
2	557.698
3	-

Com relação ao conjunto 3, verifica-se que, mesmo com alguns resultados excepcionais, com as barras suportando mais de 6 milhões de ciclos sem presenciar sinais de fadiga, algumas romperam com aproximadamente 2 milhões de ciclos ou até mesmo menos que isso. Para este nível de flutuação de tensão, onde os ensaios são muito demorados e caros, é necessário mais tempo e um número maior de amostras para se concluir com clareza o comportamento do aço nestas condições.

A figura 4.4 ilustra o formato da curva de Wöhler.

Figura 4.4 - Curvas de Wöhler.

Na figura abaixo estão apresentadas as comparações entre as curvas de Wöhler da NBR 6118 – 2003, que é a mesma adotada pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1991), com as curvas características dos ensaios.

Figura 4.5 - Comparação entre as Curvas de Wöhler.

3.4 Ensaios de ruptura ao cisalhamento em lajes de concreto armado

Os objetivos dos ensaios foram avaliar o desempenho das lajes com relação ao comportamento da interface entre a pré-laje e a capa, a capacidade resistente ao cisalhamento dessas lajes fatigadas e não fatigadas, bem como análise da perda de rigidez daquelas submetidas aos carregamentos cíclicos. Durante a realização dos ensaios de fadiga das lajes, não se verificou qualquer tipo de ruptura na região de interface entre as duas superfícies, seja por descolamento ou escorregamento em função dos carregamentos estáticos e dinâmicos aplicados.

Serão apresentados os resultados das cargas de ruptura ao cisalhamento de todas as lajes ensaiadas, bem como as cargas de fissuração de flexão e de cisalhamento obtidas, sendo as lajes divididas em três grupos, conforme descrito no item 3.1.4. Os resultados serão apresentados graficamente e em forma de planilhas.

A carga de ruptura ao cisalhamento foi a máxima medida nos ensaios, imediatamente após a qual a ruptura ocorreu de forma frágil, com a ocorrência da ruína total da peça ensaiada.

3.4.1 Grupo 1

Este grupo é composto pelas lajes L1, L2 e L3 e foram ensaiados em média com 300 dias de idade, sendo concretadas com a superfície da pré-laje rugosa. A laje L1 foi submetida a ensaio de ruptura e as demais (L2 e L3) submetidas inicialmente aos ensaios de fadiga e posteriormente levadas até a ruptura. As figuras 4.6 a 4.23 ilustram os gráficos de carga vertical x deformação no concreto, aço e deslocamentos, bem como fotos dos ensaios para as lajes desse grupo.

- Laje L1 (Ensaio de Ruptura – Superfície rugosa)

Figura 4.6 – Gráfico de força x deformação nos extensômetros EC1 e EC2 no concreto da laje L1.

No gráfico acima estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura crítica ao cisalhamento ($F_{Fis,c}$), identificadas através da análise do desenvolvimento das deformações medidas, e aquela identificada visualmente quando da execução do ensaio ($F_{Fis,c,v}$). Indica-se também a carga de ruptura (F_E).

Pode-se notar no gráfico acima que os extensômetros não mediram as deformações até o final do ensaio, uma vez que romperam no instante do aparecimento da fissura visual.

Figura 4.7 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1 e E2 no aço da laje L1.

No gráfico acima estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura de flexão ($F_{Fis,f}$). Indica-se também a carga de ruptura (F_E). Pode-se notar a perda de rigidez da peça após o início da fissuração por flexão.

Figura 4.8 - Gráfico de força x deslocamento da laje L1.

Observa-se no gráfico acima que os deslocamentos da laje L1 se desenvolvem linearmente até aproximadamente 60% da carga de ruptura.

Figura 4.9 - Quadro de Fissuração da laje L1.

Figura 4.10 – Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L1.

Figura 4.11 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L1.

- **Laje L2 (Ensaio de Fadiga e Ruptura – Superfície rugosa)**

Figura 4.12 - Gráfico de força x deformação no extensômetro EC1 no concreto da laje L2.

No gráfico da figura 4.12 estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura crítica ao cisalhamento ($F_{Fis,c}$), havendo o rompimento do extensômetro neste momento e aquela identificada visualmente quando da execução do ensaio ($F_{Fis,c,v}$). Indica-se também a carga de ruptura (F_E).

Figura 4.13 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1 e E2 no aço da laje L2.

No gráfico acima indica-se a carga de ruptura (F_E). As deformações nos extensômetros das armaduras ocorrem de forma linear, não sendo identificada a carga de fissuração, tendo em vista que a mesma havia sido submetida anteriormente ao ensaio de fadiga.

Figura 4.14 - Gráfico de força x deslocamento da laje L2.

Observa-se no gráfico acima que os deslocamentos da laje L2 se desenvolvem linearmente até aproximadamente 50% da carga de ruptura.

Figura 4.15 - Quadro de Fissuração da laje L2.

Figura 4.16 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L2.

Figura 4.17 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L2.

- Laje L3 (Ensaio de Fadiga e Ruptura – Superfície rugosa)

Figura 4.18 - Gráfico de força x deformação no extensômetro EC1 no concreto da laje L3.

No gráfico acima estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura crítica ao cisalhamento ($F_{Fis,c}$), identificadas através da análise do desenvolvimento das deformações medidas, e aquela identificada visualmente quando da execução do ensaio ($F_{Eis,c,v}$). Indica-se também a carga de ruptura (F_E).

Pode-se notar no gráfico acima que o extensômetro não mediu as deformações até o final do ensaio. Nota-se que após o aparecimento da fissura crítica, as deformações lidas deixaram de ser lineares, indicando o início da ruptura da peça. Considera-se que as leituras após esta ocorrência devem ser desprezadas.

Figura 4.19 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1 e E2 no aço da laje L3.

No gráfico acima indica-se a carga de ruptura (F_E). As deformações nos extensômetros das armaduras ocorrem de forma linear, não sendo identificada a carga de fissuração, tendo em vista que a mesma havia sido submetida anteriormente ao ensaio de fadiga.

Figura 4.20 - Gráfico de força x deslocamento da laje L3.

Observa-se no gráfico acima que os deslocamentos da laje L3 se desenvolvem linearmente até aproximadamente 70% da carga de ruptura.

Figura 4.21 - Quadro de Fissuração da laje L3.

Figura 4.22 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L3.

Figura 4.23 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L3.

3.4.2 Grupo 2

Este grupo é composto pelas lajes L4, L5 e L6 e foram ensaiados em média com 60 dias de idade, sendo concretadas com a superfície da pré-laje rugosa. A laje L5 foi submetida a ensaio de ruptura e as demais (L4 e L6) submetidas inicialmente aos ensaios de fadiga e posteriormente levadas até a ruptura. As figuras 4.24 a 4.43 ilustram os gráficos de carga vertical x deformação no concreto, aço e deslocamentos, bem como fotos dos ensaios realizados para as lajes desse grupo.

- **Laje L4 (Ensaio de Fadiga e Ruptura – Superfície rugosa)**

Figura 4.24 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros EC1 e EC2 no concreto da laje L4.

No gráfico acima estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura crítica ao cisalhamento ($F_{Fis,c}$) e aquela identificada visualmente quando da execução do ensaio ($F_{Fis,c,v}$). Indica-se também a carga de ruptura (F_E).

Pode-se notar no gráfico da figura 4.24 que os extensômetros não mediram as deformações até o final do ensaio. Nota-se que até aproximadamente 50% da carga de ruptura, as deformações evoluem de forma linear e logo após o aparecimento da fissura crítica, o extensômetro EC2 rompeu e as deformações lidas no extensômetro EC1 dão indícios do início da ruptura da peça. Considera-se que as leituras após esta ocorrência devem ser desprezadas.

Figura 4.25 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1 e E2 no aço da laje L4.

No gráfico acima indica-se a carga de ruptura (F_E). As deformações nos extensômetros das armaduras ocorrem de forma linear, não sendo identificada a carga de fissuração, tendo em vista que a mesma havia sido submetida anteriormente ao ensaio de fadiga.

Figura 4.26 - Gráfico de força x deslocamento da laje L4.

Observa-se no gráfico acima que os deslocamentos da laje L4 se desenvolvem linearmente até aproximadamente 70% da carga de ruptura.

Figura 4.27 - Quadro de Fissuração da laje L4.

Figura 4.28 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L4.

Figura 4.29 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L4.

- Laje 5 (Ensaio de Ruptura – Superfície rugosa)

Figura 4.30 - Gráfico de força x deformação no extensômetros EC1 e EC2 no concreto da laje L5.

No gráfico acima estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura crítica ao cisalhamento ($F_{Fis,c}$), que ocorreu simultaneamente com a fissura visual ($F_{Fis,c,v}$), havendo o rompimento do extensômetro neste instante. A carga de ruptura (F_E) ocorreu logo a seguir.

Figura 4.31 - Gráfico de força x deformação no extensômetro E1 no aço da laje L5.

No gráfico acima estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura de flexão ($F_{Fis,f}$). Indica-se também a carga de ruptura (F_E). Pode-se notar a perda de rigidez da peça após o início da fissuração por flexão.

Figura 4.32 - Gráfico de força x deslocamento da laje L5.

Observa-se no gráfico da figura 4.32 que os deslocamentos da laje L5 se desenvolvem aproximadamente de forma linear até cerca de 70% da carga de ruptura.

Figura 4.33 - Quadro de Fissuração da laje L5.

Figura 4.34 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L5.

Figura 4.35 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L5.

Figura 4.36 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L5.

Figura 4.37 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L5.

- **Laje L6 (Ensaio de Fadiga e Ruptura – Superfície rugosa)**

Figura 4.38 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros EC1 e EC2 no concreto da laje L6.

No gráfico da figura 4.38 estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura crítica ao cisalhamento ($F_{Fis,c}$) e aquela identificada visualmente quando da execução do ensaio ($F_{Fis,c,v}$). Indica-se também a carga de ruptura (F_E).

Pode-se notar no gráfico acima que os extensômetros não mediram as deformações até o final do ensaio. Nota-se que até aproximadamente 60% da carga de ruptura, as deformações evoluem de forma linear e logo após o aparecimento da fissura crítica, o extensômetro EC1 rompeu e as deformações lidas no extensômetro EC2 dão indícios do início da ruptura da peça. Considera-se que as leituras após esta ocorrência devem ser desprezadas.

Figura 4.39 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1, E2 e E3 no aço da laje L6.

No gráfico acima indica-se a carga de ruptura (F_E). As deformações nos extensômetros das armaduras ocorrem de forma linear, não sendo identificada a carga de fissuração, tendo em vista que a mesma havia sido submetida anteriormente ao ensaio de fadiga.

Figura 4.40 - Gráfico de força x deslocamento da laje L6.

Observa-se no gráfico acima que os deslocamentos da laje L6 se desenvolvem linearmente até aproximadamente 50% da carga de ruptura.

Figura 4.41 - Quadro de Fissuração da laje L6.

Figura 4.42 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L6.

Figura 4.43 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L6.

3.4.3 Grupo 3

Este grupo é composto pelas lajes L7, L8 e L9 e foram ensaiados em média com 60 dias de idade, sendo concretadas com a superfície da pré-laje lisa. A laje L7 foi submetida a ensaio de ruptura e as demais (L8 e L9) submetidas inicialmente aos ensaios de fadiga e posteriormente levadas até a ruptura. As figuras 4.44 a 4.63 ilustram os gráficos de carga vertical x deformação no concreto, aço e deslocamentos, assim como fotos dos ensaios realizados para as lajes desse grupo.

- **Laje 7 (Ensaio de Ruptura – Superfície lisa)**

Figura 4.44 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros EC1 e EC2 no concreto da laje L7.

No gráfico acima estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura crítica ao cisalhamento ($F_{Fis,c}$) e aquela identificada visualmente quando da execução do ensaio ($F_{Fis,c,v}$). Indica-se também a carga de ruptura (F_E).

Pode-se notar no gráfico acima que os extensômetros não mediram as deformações até o final do ensaio. Nota-se que até o aparecimento da fissura crítica de cisalhamento, as deformações evoluem de forma linear e logo após os

extensômetros dão indícios do início da ruptura da peça. Considera-se que as leituras após esta ocorrência devem ser desprezadas.

Figura 4.45 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1, E2 e E3 no aço da laje L7.

No gráfico acima estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura de flexão ($F_{Fis,f}$). Indica-se também a carga de ruptura (F_E). Pode-se notar a perda de rigidez da peça após o início da fissuração por flexão.

Figura 4.46 - Gráfico de força x deslocamento da laje L7.

Observa-se no gráfico da figura 4.46 que os deslocamentos da laje L7 se desenvolvem linearmente sofrendo uma pequena perda de rigidez a partir de aproximadamente 60% da carga de ruptura.

Figura 4.47 - Quadro de Fissuração da laje L7.

Figura 4.48 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L7.

Figura 4.49 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L7.

Figura 4.50 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L7.

Figura 4.51 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L7.

- **Laje L8 (Ensaio de Fadiga e Ruptura – Superfície lisa)**

Figura 4.52 - Gráfico de força x deformação no extensômetro EC2 no concreto da laje L8.

No gráfico da figura 4.52 estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura crítica ao cisalhamento ($F_{Fis,c}$), que ocorreu simultaneamente com a fissura visual ($F_{Fis,c,v}$), havendo o rompimento do extensômetro neste instante. Indica-se também a carga de ruptura (F_E).

Figura 4. 53 - Gráfico de força x deformação no extensômetro E3 no aço da laje L8.

No gráfico acima indica-se a carga de ruptura (F_E). As deformações nos extensômetros das armaduras ocorrem de forma linear, não sendo identificada a carga de fissuração, tendo em vista que a mesma havia sido submetida anteriormente ao ensaio de fadiga.

Figura 4.54 - Gráfico de força x deslocamento da laje L8.

Observa-se no gráfico acima que os deslocamentos da laje L8 se desenvolvem linearmente até aproximadamente 50% da carga de ruptura.

Figura 4.55 - Quadro de Fissuração da laje L8.

Figura 4.56 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L8.

Figura 4.57 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L8.

- Laje L9 (Ensaio de Fdiga e Ruptura – Superfície lisa)

Figura 4.58 - Gráfico de força x deformação no extensômetro EC1 no concreto da laje L9.

No gráfico acima estão indicadas as cargas de início de abertura da fissura crítica ao cisalhamento ($F_{Fis,c}$) e aquela identificada visualmente quando da execução do ensaio ($F_{Fis,c,v}$). Indica-se também a carga de ruptura (F_E).

Pode-se notar no gráfico acima que o extensômetro não mediu as deformações até o final do ensaio. Nota-se que até o aparecimento da fissura crítica de cisalhamento, as deformações evoluem de forma linear e logo após os extensômetros dão indícios do início da ruptura da peça. Considera-se que as leituras após esta ocorrência devem ser desprezadas.

Figura 4.59 - Gráfico de força x deformação nos extensômetros E1 e E2 no aço da laje L9.

No gráfico acima indica-se a carga de ruptura (F_E). As deformações nos extensômetros das armaduras ocorrem de forma linear, não sendo identificada a carga de fissuração, tendo em vista que a mesma havia sido submetida anteriormente ao ensaio de fadiga.

Figura 4.60 - Gráfico de força x deslocamento da laje L9.

Observa-se no gráfico da figura 4.60 que os deslocamentos da laje L2 se desenvolvem linearmente até aproximadamente 60% da carga de ruptura.

Figura 4.61 - Quadro de Fissuração da laje L9.

Figura 4.62 - Fissura crítica de cisalhamento lado direito – Laje L9.

Figura 4.63 - Fissura crítica de cisalhamento lado esquerdo – Laje L9.

3.4.4 Comparação dos resultados dos ensaios entre os grupos

Com o objetivo de se comparar as rigidezes das lajes submetidas a carregamentos cíclicos ou não dos diversos grupos, os gráficos do desenvolvimento das deformações médias dos extensômetros instalados nas barras de armadura foram superpostos para cada um dos grupos.

- **Grupo 1**

Figura 4.64 – Comparação entre os gráficos de carga vertical x deformação para as lajes L1, L2 e L3.

Pode-se observar no gráfico acima que as lajes deste grupo apresentaram deformações semelhantes para um mesmo nível de carregamento, sem perda significativa de rigidez das lajes fatigadas.

- **Grupo 2**

Figura 4.65 - Comparação entre os gráficos de carga vertical x deformação para as lajes L4, L5 e L6.

Pode-se observar no gráfico da figura 4.65 que a laje L5 apresentou menores deformações que as lajes L4 e L6, no início dos carregamentos. No entanto, esta diferença é relativamente pequena e diminui com o aumento do nível de carregamento, de onde não se pode concluir que as lajes perderam rigidez devido aos carregamentos cíclicos aplicados.

- **Grupo 3**

Figura 4.66 - Comparação entre os gráficos de carga vertical x deformação para as lajes L7, L8 e L9.

Pode-se observar no gráfico acima que as lajes deste grupo apresentaram comportamento em relação às deformações semelhantes para um mesmo nível de carregamento, sendo que a laje não fatigada apresentou valores de deformações intermediários, demonstrando assim que não houve perda significativa de rigidez das lajes submetidas a carregamentos cíclicos.

A tabela 4.9 descreve o resumo geral dos resultados obtidos.

Tabela 4.9 – Resumo Geral dos Resultados Obtidos.

Laje	Ensaio Data	Tratamento da Superfície	Carga de Ruptura							Carga Crítica de Fissuração	Carga Crítica de Fissuração Visível	$\left(\frac{F_{Fis,c,v}}{F_E}\right)\times 100(\%)$	Fissura Interface
			fc (Mpa)		Teórica (NBR 6118) sem CS	Exp.	Cálculo (NBR 6118)	$\left(\frac{F_E - F_T}{F_E}\right)\times 100(\%)$	$\gamma=\frac{F_E}{F_{Ed}}$				
			28 dias	Ensaio	F _T (kN)	F _E (kN)	F _{Ed} (kN)						
L1	Ruptura 7/4/2010	Rugosa	-	38,43	127,75	135,58	72,81	5,78	1,86	37,00	101,50	75	não
L2	Fadiga 16/4/2010 Ruptura 20/4/2010	Rugosa	-	49,74	151,60	172,15	86,31	11,94	1,99	67,41	88,00	51	não
L3	Fadiga 27/4/2010 Ruptura 5/5/2010	Rugosa	-	43,41	138,50	182,08	78,90	23,93	2,31	81,26	93,40	51	não
L4	Fadiga 26/7/2010 Ruptura 3/8/2010	Rugosa	26,37	26,62	100,17	121,22	56,82	17,37	2,13	86,48	112,46	93	sim
L5	Ruptura 30/8/2010	Rugosa	33,92	32,62	114,61	115,87	67,05	1,09	1,73	112,21	112,73	97	sim
L6	Fadiga 16/8/2010 Ruptura 23/8/2010	Rugosa	26,05	30,22	108,95	122,92	56,37	11,37	2,18	80,60	112,60	92	não
L7	Ruptura 1/9/2010	Lisa	23,19	29,07	106,19	134,28	52,22	20,92	2,57	63,63	110,00	82	sim
L8	Fadiga 4/8/2010 Ruptura 9/8/2010	Lisa	27,63	27,91	103,36	139,89	58,59	26,11	2,39	100,85	106,00	76	sim
L9	Fadiga 24/8/2010 Ruptura 30/8/2010	Lisa	24,28	27,80	98,13	135,58	53,82	27,62	2,52	83,87	115,00	85	sim

3.4.5 Comparação das resistências ao cisalhamento das lajes ensaiadas segundo várias normas ou códigos

3.4.5.1 Resistência ao cisalhamento em laje sem armadura transversal segundo várias normas, códigos ou pesquisas

A seguir, descreve-se propostas de estudos e pesquisas, e aquelas adotadas por países ou organismos referentes à resistência última ao cisalhamento de lajes sem armadura transversal.

À descrição seguirá uma sequência aproximadamente cronológica das pesquisas ou adoção em normas.

Apresenta-se também uma análise comparativa dos valores obtidos nos ensaios com aqueles calculados por principais normas ou códigos na atualidade.

- **Hedman e Losberg - Bulletin CEB 126/1978**

Hedman, O. e Losberg A. publicaram no “CEB Bulletin D’Information N°.126 Paris, 1978”, resultados experimentais de um grande número de ensaios por 19 diferentes grupos de pesquisadores, no período de 1959 a 1974, efetuando a seguinte proposta para avaliação de τ_{Rd1} .

$$\tau_{Rd1} = K \times (1 + 50\rho_1)(1,6 - d)\sqrt{f_{ck}}$$

Com $k = \frac{0,096}{\gamma_c}$ para carregamentos em linha aplicados longe dos apoios e $\gamma_c = 1,39$.

d em metros $\leq 0,6$ m

$\rho_1 < 2\%$

- Parâmetros das lajes ensaiadas:

b=50cm ; h=12cm ; d=9cm ; $A_s=8\text{cm}^2$

$f_{ck}=30\text{MPa}$; Aço CA50

Substituindo-se os valores acima, tem-se

$$\tau_{Rd1} = 0,1997\sqrt{f_{ck}} (MP_a)$$

$$V_{Rd1} = 8,9865\sqrt{f_{ck}} (kN)$$

f_{ck} em MP_a

Sem o coeficiente de segurança $\gamma_c = 1,39$

$$V_{Rk1} = 12,491\sqrt{f_{ck}}$$

- **NB1/78 – Projeto e Execução de Obras de Concreto**

A norma NB1 da ABNT na sua revisão em 1978, indicou a seguinte expressão para τ_{wl} no item 5.3.1.2.b:

$$\tau_{wl} = \psi_4 \sqrt{f_{ck}}$$

Onde:

$$\psi_4 = 0,60\sqrt{\rho_1} \text{ para } h \leq 15cm$$

$$\psi_4 = 0,45\sqrt{\rho_1} \text{ para } h \geq 60cm$$

Interpolando-se para valores intermediários com $0,1\% < \rho_1 < 1,5\%$

- Para a laje ensaiada

$$\tau_{wl} = 0,2191\sqrt{f_{ck}}$$

f_{ck} em MP_a

$$V_{Rd1} = 9,8595\sqrt{f_{ck}} (kN)$$

- **Reagan/CEB - FIP 90**

Reagan, P. publicou no “CEB-FIP Bulletin N°2 Stuttgart, 1999”, resultados experimentais de diferentes pesquisadores em ensaios realizados de 1974 a 1998. Com base nessas pesquisas, o Código Modelo CEB-FIP 90 propôs a seguinte expressão para a determinação, na flexão, para a resistência as forças cortantes de peças sem armadura de cisalhamento, até concreto C50:

$$V_{Rd1} = 0,12 \times \varepsilon \times (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3} \times b_{red} \times d \quad (\text{item 6.4-8})$$

com

$$\varepsilon = 1 + \sqrt{200/d}$$

d em milímetros

$$\rho = \frac{A_s}{b_{wd}}$$

f_{ck} em MPa

substituindo-se os parâmetros das lajes ensaiadas:

$$V_{Rd1} = 13,45 \times \sqrt[3]{1,777 f_{ck}}$$

$$V_{Rk1} = 20,175 \times \sqrt[3]{1,777 f_{ck}}$$

$$V_{Rm1} = 24,21 \times \sqrt[3]{1,777 f_{ck}}$$

- **Eurocode 2/2004 – Design of concrete Structures – item 6.2.2**

O Eurocode 2 até sua última versão de 2004 adota a mesma expressão daquela do CEB-Fip/90 na seguinte forma:

$$V_{Rdc} = \left[C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

com um mínimo de

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + K_1 \sigma_{cp}) b_w d$$

onde

f_{ck} em MPa

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad \text{com d em milímetro}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_{wd}} \leq 0,02$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (\text{valor recomendado})$$

$$\gamma_c = 1,5$$

$$K_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{\Delta_c} < 0,2 f_{cd}$$

$$V_{min} = 0,035 K^{3/2} \times f_{ck}^{1/2}$$

Substituindo-se os parâmetros das lajes ensaiadas:

$$V_{Rdc} = 13,45 \times (1,777 \times f_{ck})^{1/3}$$

$$V_{Rk} = 20,175 \times (1,777 \times f_{ck})^{1/3}$$

$$V_{Rm} = 24,21 \times (1,777 \times f_{ck})^{1/3}$$

- **NBR 7197/1989 – Projeto de Estruturas de Concreto Protendido**

A NBR 7197/89 propôs a seguinte expressão, baseada em análise do Prof. Pericles Brasiliense Fusco em Estruturas de Concreto Solicitante Tangenciais – USP, 1982 em proposta de alteração do item 5.3.1.2 da NB1/78:

$$\tau_{wl} = \psi_4 \sqrt{f_{ck}} < 1$$

Com:

$$\psi_4 = 0,08 \times \alpha \times k \quad \text{com carregamentos lineares paralelas aos apoios.}$$

Sendo:

$$\alpha = 1 + 50\rho_1 \leq 1,5 \quad \text{e}$$

$$k = 1,6 - d \geq 1, \quad \text{com } d \text{ em metro}$$

$$\alpha \times k < 1,75$$

daí

$$\tau_{wl} = 0,08 \times (1 + 50\rho_1)(1,6 - d)\sqrt{f_{ck}}$$

Com os parâmetros das lajes ensaiadas:

$$\tau_{wl} = 0,2282\sqrt{f_{ck}}$$

$$V_{wl} = 10,269\sqrt{f_{ck}}$$

• **NBR 6118/2003: Projetos de estruturas de concreto – item 19.4.1**

$$V_{Rd1} = \left[\tau_{Rd} \times k \times (1,2 + 40\rho_1) + 0,21 \frac{\sigma_{cp}}{\gamma_c} \right] \times b_w \times d$$

com

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,25 \times \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = 0,25 \times \frac{0,7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,25 \times 0,7 \times 0,3 f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

$$\text{com } \gamma_c = 1,4 \Rightarrow \tau_{Rd} = 0,0375 f_{ck}^{2/3}$$

$$\text{sem } \gamma_c = 1,4 \Rightarrow \tau_{Rk} = 0,0525 f_{ck}^{2/3}$$

$$\text{sem } \gamma_c = 1,4 \text{ e com } f_{ctd} = f_{ctm} \Rightarrow \tau_{Rm} = 0,075 f_{ck}^{2/3}$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_{wd}} \leq 0,02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$$

$k=1$ para elementos onde 50% da armadura não chega até o apoio

$k = 1,6 - d \geq 1$ com d em metros, para os demais casos.

Entende-se que parte do coeficiente $\frac{1}{0,7} = 1,43$ de ajuste entre os valores

médios e característicos não deveria estar na segurança, faria parte da correlação $f_{ctk} \times f_{ck}$. Adotou-se o valor de 1,30 para esse coeficiente em todas as análises comparativas efetuadas com o objetivo de se compatibilizar com os coeficientes adotados pelas demais normas analisadas neste trabalho.

Substituindo-se os parâmetros para as lajes ensaiadas:

$$V_{Rd1} = 4,870 f_{ck}^{2/3} (kN)$$

$$V_{Rk1} = 6,818 f_{ck}^{2/3} (kN)$$

$$V_{Rm1} = 8,86 f_{ck}^{2/3} (kN)$$

A expressão adotada pela NBR 6118/2003 é parecida com aquela constante no código-modelo CEB-FIP – Bulletin d'Information N°. 124/125 – Paris, 1979 :

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} \times k \times (1 + 50 \rho_1)$$

com

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd} = 0,25 \times \frac{0,7 f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,25 \times 0,7 \times 0,3 f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$$

$$k = 1,6 - d > 1$$

$$\rho_1 \leq 0,02$$

- **Código Suíço SIA Code 262/2003**

Em trabalho desenvolvido por Aurelio Muttoni e Miguel Fernandez, publicado em artigo no ACI Structural Journal / march-april de 2008, baseia-se o limite da resistência ao cisalhamento adotado pela Norma Suíça SIA Code 262/2003 com a seguinte expressão:

$$\frac{V_{Rd}}{bd \sqrt{f_{ck}}} = \frac{0,3 / \gamma_c}{1 + \frac{50}{(16 + d_g)} \times \frac{f_{yk}}{\gamma_s E_s} \times d \times \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}} \quad (\text{SI units: MPa, mm})$$

Com os parâmetros da laje ensaiada e ainda

$$d_g = 19 \text{ mm (brita 1)}$$

$$\gamma_c = 1,5 \quad ; \quad \gamma_s = 1,15$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = 1$$

$$V_{Rd} = 7,108\sqrt{f_{ck}}$$

Sem os coeficiente de segurança γ_c e γ_s

$$V_{Rk} = 10,336\sqrt{f_{ck}}$$

$$V_{Rm} = 12,794\sqrt{f_{ck}}$$

- **CEB-FIP – MODEL CODE 2010 (Proposta)**

Em março de 2010 foi emitida publicação FIB, CEB–FIP com propostas para revisão do CEP-FIP/90. No item sobre a resistência ao cisalhamento é proposta a seguinte formulação:

$$V_{Rdc} = k_v \times \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \times z \times b_w$$

com

$$k_v = \frac{200}{(1000 + 1,3 \cdot z)} \leq 0,15 \text{ se } \rho_w = 0$$

$z = 0,9d$ com “d” em milímetros

Substituindo-se os parâmetros da laje de ensaio:

$$V_{Rdc} = 4,05\sqrt{f_{ck}}$$

Sem os coeficientes de segurança:

$$V_{Rkc} = 6,075\sqrt{f_{ck}}$$

Com o objetivo de se comparar os resultados de resistências ao cisalhamento das diversas normas ou códigos pesquisados, calculou-se para cada uma delas o valor correspondente a $f_{ck} = 30$ MPa.

A tabela 4.10 ilustra esses resultados:

Tabela 4.10 – Valores das resistências ao cisalhamento para $f_{ck}=30\text{MPa}$ para as diversas normas.

	V_{rd1} (kN)	V_{rk1} (kN)	$\gamma=V_{Rd1}/V_{Rk1}$	V_{rm1} (kN)	$\gamma=V_{Rm1}/V_{Rd1}$
NBR 6118	47,01	65,83	1,40	85,58	1,82
NB1/78	54,00	81,00	1,50	97,20	1,80
NBR 7197	56,25	84,38	1,50	101,25	1,80
Eurocode 2 / CEB - FIP 90	50,62	75,93	1,50	91,12	1,80
SIA Code 262	38,93	56,61	1,45	70,07	1,80
Hedman e Losberg	49,22	68,42	1,39	-	-
FIB/2010 (Proposta)	22,18	33,27	1,50	-	-

Na estimativa dos valores médios e característicos da resistência ao cisalhamento das normas NB1/78, NBR 7197, Eurocode 2/CEB – FIP 90, “Hedman e Losberg” e SIA Code 262 adotou-se coeficiente $\gamma_1 = 1,5$ para a determinação dos valores característicos e $\gamma_2 = 1,2$ para os valores médios, resultando num valor global $\gamma = 1,5 \times 1,2 = 1,8$.

Quanto à expressão adotada pela NBR 6118, o coeficiente de segurança que leva aos valores característicos é $\gamma_1 = 1,4$ e os valores que conduzem aos valores médios é de $\gamma_2 = \frac{1}{0,7} = 1,43$, resultando num valor global $\gamma = 1,4 \times 1,43 = 2$, maior que $\gamma = 1,8$ das demais referidas normas. Entende-se que parte do coeficiente $\frac{1}{0,7} = 1,43$ de ajuste entre os valores médios e característicos não deveria estar na segurança, faria parte da correlação $f_{ctk} \times f_{ck}$. Adotou-se o valor de 1,30 para esse coeficiente em todas as análises comparativas efetuadas com o objetivo de se compatibilizar com os coeficientes adotados pelas demais normas analisadas neste trabalho.

Lembrando que os principais fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento das peças sem armadura transversal são a resistência à tração do concreto, o efeito de pino da armadura longitudinal, o engrenamento dos agregados e a altura da peça, pode-se notar que as expressões para a avaliação do limite de resistência propostas pela NBR 6118, NB1/78, NBR 7197, Eurocode 2/CEB – FIP 90 e “Hedman e Losberg” levam em conta esses fatores pois são função de ρ , d e f_{ck} . Já o código suíço SIA Code 262 considera os valores de f_{yk} , E_s , d e d_g e a proposta

do FIB para o Model Code 2010 tem embutido em suas expressões funções de d e f_{ck} .

Dos resultados comparativos entre aqueles obtidos pelas normas e códigos acima citados, da confrontação com os resultados obtidos dos ensaios, da análise crítica do fenômeno, bem como de todo histórico de ensaios reunidos começando por Hedman e Losberg, posteriormente por Reagan e outros, entende-se que as expressões propostas pelo primeiro grupo, do qual a NBR 6118 faz parte, fornece resultados mais consistentes, sendo mais representativos da avaliação da resistência ao cisalhamento de peças sem armadura transversal.

4.3.5.2 Correlação entre os resultados de ruptura

Com o objetivo de se analisar estatisticamente os resultados obtidos nos ensaios com aqueles teoricamente calculados pelas normas NBR 6118, Eurocode 2, CEB-FIP 90 e SIA Code 262, lançou-se mão do parâmetro adimensional $K = \frac{F_E}{F_T}$, o qual mede a dispersão dos dados, dividindo-se a valor da carga de ruptura experimental obtida nos ensaios pela carga de ruptura teórica calculada, para as 9 lajes ensaiadas.

Os resultados obtidos estão descritos na tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Valores das cargas de ruptura teóricas, experimentais e “K”.

Laje	f _c (MPa)	F _T (kN)			F _E (kN)	K=F _E /F _T		
		Eurocode 2 /				Eurocode 2 /		
		NBR 6118	CEB - FIP 90	SIA 262		NBR 6118	CEB - FIP 90	SIA 262
L1	38,43	127,85	125,36	100,64	135,58	1,060	1,082	1,347
L2	49,74	151,69	136,55	114,38	172,15	1,135	1,261	1,505
L3	43,41	138,60	130,52	106,91	182,08	1,314	1,395	1,703
L4	26,62	100,26	111,01	83,89	121,22	1,209	1,092	1,445
L5	32,62	114,70	118,74	92,78	115,87	1,010	0,976	1,249
L6	30,22	109,04	115,77	89,33	122,92	1,127	1,062	1,376
L7	29,07	106,28	114,30	87,63	134,28	1,264	1,175	1,532
L8	27,91	103,45	112,77	85,88	139,89	1,352	1,241	1,629
L9	25,8	98,21	109,87	82,60	135,58	1,380	1,234	1,641
					s	0,1311	0,1281	0,1513
					K _m	1,206	1,168	1,492
					K [*]	1,01	0,98	1,25

Tendo em vista que a amostra é de tamanho reduzido, os valores característicos foram calculados adotando-se coeficiente de variação $s=0,10$.

Onde:

f_c = Resistência do concreto no dia do ensaio (resistência média dos corpos de prova).

F_T = Carga de ruptura teórica sem os coeficientes de segurança.

F_E = Carga de ruptura do ensaio.

K = Relação entre a carga experimental e a teórica.

K_m = Média dos valores de F_E / F_T .

s = Desvio padrão da amostra.

$$K^* = K_m(1 - 1,64s)$$

Com base nos resultados da tabela acima, foram construídos os gráficos de distribuição normal para cada norma analisada, indicando os pontos correspondentes aos valores de “K”, assim como os limites superiores e inferiores, com 95% de confiança. A equação característica para a distribuição normal é determinada através da seguinte expressão:

$$K_k = K_m \pm 1,64 \times s$$

Onde:

K_k = Valor característico da relação F_E / F_T .

K_m = Média dos valores de F_E / F_T .

$$s = 0,10$$

- **NBR 6118/2003**

A equação característica para os limites da NBR6118 é dada por:

$$K_k = 1,206 \pm 1,64 \times 0,10 \quad (4.1)$$

Os valores superiores e inferiores são $K_{k,\text{sup}} = 1,37$ e $K_{k,\text{inf}} = 1,042$.

- **Eurocode 2 /2004 - CEB – FIP 90**

A equação característica para os limites do Eurocode é dada por:

$$K_k = 1,168 \pm 1,64 \times 0,10 \quad (4.2)$$

Os valores superiores e inferiores são $K_{k,\text{sup}} = 1,332$ e $K_{k,\text{inf}} = 1,004$.

- **SIA Code 262/2003**

A equação característica para os limites do SIA Code 262 é dada por:

$$K_k = 1,492 \pm 1,64 \times 0,10 \quad (4.3)$$

Os valores superiores e inferiores são $K_{k,\text{sup}} = 1,656$ e $K_{k,\text{inf}} = 1,328$.

- **Comparação entre os gráficos de distribuição normal referentes às diversas normas e códigos**

Figura 4.67 – Comparação entre os gráficos de distribuição da NBR 6118, Eurocode/CEB-FIP 90 e SIA Code 262.

Outra forma de se analisar os resultados seria por meio dos gráficos de dispersão das cargas de ruptura ao cisalhamento experimentais em relação às teóricas. Esses gráficos estão apresentados nas figuras 4.68 a 4.70.

Figura 4.68 – Dispersão dos resultados das cargas de ruptura ao cisalhamento de acordo com as cargas teóricas calculadas de acordo com a NBR 6118.

Figura 4.69 - Dispersão dos resultados das cargas de ruptura ao cisalhamento de acordo com as cargas teóricas calculadas de acordo com a Eurocode/CEB-FIP 90.

Figura 4.70 - Dispersão dos resultados das cargas de ruptura ao cisalhamento de acordo com as cargas teóricas calculadas de acordo com o SIA Code 262.

Dos gráficos das figuras 4.68, 4.69 e 4.70 pode-se concluir que os resultados que mais se ajustam aos ensaios realizados são aqueles referentes ao Eurocode/CEB - FIP 90, tendo em vista que os resultados dos ensaios são aqueles que melhor se ajustam aos calculados de acordo essas normas.

4.4 Comparação entre as tensões de cisalhamento de ensaio na interface pré-laje/capa e tensões limites de normas e códigos

Com o objetivo de serem comparados os níveis de tensões atingidos nos ensaios com os limites estabelecidos por normas e códigos de maior relevância, foram calculadas as tensões de cisalhamento na interface pré-laje/capa, admitindo-se os resultados médios obtidos nos ensaios e comparados com aquelas calculadas de acordo com os limites sugeridos por essas normas e regulamentos. A tabela 4.12 apresenta o resumo desses resultados.

Tabela 4.12 – Quadro comparativos das tensões de cisalhamento.

		Grupos		
		1	2	3
		Cat. 2	Cat. 2	Cat. 1
		Nível 8	Nível 8	Nível 6
	f_{cm} (MPa)	44	30	28,3
	$F_{Em,rup}$ (kN)	163,3	120	136,6
	$V_{m,rup}$ (kN)	129,10	94,70	107,88
	$\tau_{R,m}$ (MPa)	2,87	2,10	2,40
$\tau_{m,lim}$	BS 8110 (MPa)	1,69	1,26	1,04
	FIP (MPa)	1,19	1,00	0,49
	NBR 9062 (MPa)	1,00	0,75	0,72
	CEB - FIP 90 (MPa)	1,50	1,16	0,56
	Eurocode (MPa)	1,68	1,30	0,98

Onde:

f_{cm} – resistência média do concreto do grupo no dia do ensaio;

$F_{Em,rup}$ – força de ruptura média dos ensaios;

$V_{m,rup}$ – força cortante correspondente a $F_{Em,rup}$;

$$\tau_{Rm} = \frac{V_{m,rup}}{b \times d}$$

$\tau_{m,lim}$ - tensões de cisalhamento médias limites na interface segundo as normas e códigos.

Da análise dos resultados apresentados na tabela 4.12, pode-se observar que as tensões de cisalhamento na interface superaram os limites em até 100% nas lajes rugosas e 217% nas lajes lisas. Em 5 lajes (55% dos casos), sendo 2 com superfície rugosa do grupo 2 e todas do grupo 3 de superfície lisa, a fissura crítica de cisalhamento “passa” por trecho da interface.

Não foram constatadas diminuições das cargas últimas de ruptura ao cisalhamento das lajes submetidas a carregamentos cíclicos ou não. No entanto, pode ser observado nas fissuras críticas de cisalhamento de algumas lajes, tais como as lajes L4 e L5, com interface rugosa, e L7 a L9, com interface lisa, indícios de ruptura na região da interface entre a pré-laje e a capa, fato evidenciado pelo desenvolvimento horizontal da fissura, como pode ser observado nas figuras 4.28 e 4.29 (L4), 4.34 a 4.37 (L5), 4.48 a 4.51 (L7), 4.56 (L8), 4.62 e 4.63 (L9).

4.5 Resultados dos ensaios dinâmicos de fadiga das lajes

A primeira etapa consistiu na aplicação dos carregamentos cíclicos de fadiga e em seguida foi realizado o ensaio de ruptura para avaliar o desempenho da peças após os ensaios dinâmicos.

A seguir são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de fadiga para os grupos 1, 2 e 3.

4.5.1 Grupo 1

As lajes L2 e L3 deste grupo foram ensaiadas com uma frequência de 6 Hz até 2×10^6 ciclos, já a laje L1 deste grupo foi submetida apenas ao ensaio de ruptura estática. Durante a realização dos ensaios de fadiga não foram encontrados indícios de ruptura, seja por cisalhamento do concreto ou na interface entre a pré-laje e a capa.

As tabelas 4.13 e 4.14 e as figuras 4.71 a 4.74 relatam as características do início e no fim do ensaio das lajes L2 e L3.

Tabela 4.13 - Características do ensaio da laje L2 no início e após 2×10^6 ciclos.

		Início	2×10^6 ciclos
Fmáx.	(kN)	49,65	48,87
Fmín.	(kN)	10,86	11,26
Curso máx.	(mm)	64,64	62,11
Curso mín.	(mm)	63,71	61,18
ϵ máx. (‰)	EC1	1,882	0,57
	EC2	0,418	-
	E1	1,089	1,031
	E2	1,117	1,076
ϵ mín. (‰)	EC1	0,128	0,449
	EC2	0,260	-
	E1	0,471	0,452
	E2	0,504	0,504

Tabela 4.14 - Características do ensaio da laje L3 no início e após 2×10^6 ciclos.

		Início	2×10^6 ciclos
F_{máx.}	(kN)	44,82	44,95
F_{mín.}	(kN)	10,09	10,6
Curso máx.	(mm)	74,92	67,72
Curso mín.	(mm)	63,76	66,57
ε máx. (%)	EC1	0,152	0,092
	EC2	0,088	-
	E1	1,050	1,097
	E2	1,074	1,095
ε mín. (%)	EC1	0,092	0,111
	EC2	0,049	-
	E1	0,509	0,529
	E2	0,543	0,523

Figura 4.71 - Características do ensaio da laje L2 no início do ensaio.

Figura 4.72 - Visal geral do ensaio ao fim de 2×10^6 ciclos – laje L2.

Figura 4.73 - Visal geral do início do ensaio – laje L3.

Figura 4. 74 - Características do ensaio da laje L3 ao fim de 2×10^6 ciclos.

4.5.2 Grupo 2

As lajes L4 e L6 deste grupo foram ensaiadas com uma frequência de 5.75 Hz até 2×10^6 ciclos, já a laje L5 deste grupo foi submetida apenas ao ensaio de ruptura estática. Durante a realização dos ensaios de fadiga não foram encontrados indícios de ruptura, seja por cisalhamento do concreto ou na interface entre a pré-laje e a capa.

As tabelas 4.15 e 4.16 e as figuras 4.75 a 4.77 relatam as características do início e no fim do ensaio das lajes L4 e L6.

Tabela 4.15 - Características do ensaio da laje L4 no início e após 2×10^6 ciclos.

		Início	2×10^6 ciclos
F_{máx.}	(kN)	48,74	48,48
F_{mín.}	(kN)	11	10,08
Curso máx.	(mm)	63,05	67,83
Curso mín.	(mm)	61,67	67,28
ε máx. (‰)	EC1	0,05	0
	EC2	0,276	0,415
	E1	1,002	0,982
	E2	1,060	1,120
	E3	1,169	1,169
ε mín. (‰)	EC1	0,000	0,000
	EC2	0,158	0,256
	E1	0,287	0,325
	E2	0,358	0,498
	E3	0,353	0,455

Tabela 4.16 - Características do ensaio da laje L6 no início e após 2×10^6 ciclos.

		Início	2×10^6 ciclos
F_{máx.}	(kN)	53,05	52,79
F_{mín.}	(kN)	14,66	14,92
Curso máx.	(mm)	76,35	74,32
Curso mín.	(mm)	75,31	73,28
ε máx. (‰)	EC1	0	-
	EC2	0,264	0,364
	E1	1,040	1,021
	E2	1,210	1,191
	E3	1,302	1,282
ε mín. (‰)	EC1	0,000	-
	EC2	0,166	0,265
	E1	0,384	0,364
	E2	0,488	0,509
	E3	0,669	0,607

Figura 4.75 - Visal geral do início do ensaio – laje L4.

Figura 4.76 - Características do ensaio da laje L4 ao fim de 2×10^6 ciclos.

Figura 4.77 - Características do ensaio da laje L6 no início do ensaio.

4.5.3 Grupo 3

As lajes L8 e L9 deste grupo foram ensaiadas com uma frequência de 5.75 Hz até 2×10^6 ciclos, já a laje L7 deste grupo foi submetida apenas ao ensaio de ruptura estática. Durante a realização dos ensaios de fadiga não foram encontrados indícios de ruptura, seja por cisalhamento do concreto ou na interface entre a pré-laje e a capa.

As tabelas 4.17 e 4.18 e as figuras 4.78 a 4.81 relatam as características do início e no fim do ensaio das lajes L8 e L9.

Tabela 4.17 - Características do ensaio da laje L8 no início e após 2×10^6 ciclos.

		Início	2×10^6 ciclos
F_{máx.}	(kN)	49,52	49,65
F_{mín.}	(kN)	11	11,26
Curso máx.	(mm)	73	73,77
Curso mín.	(mm)	72,18	72,67
ε máx. (‰)	EC1	-	-
	EC2	0,945	1,005
	E1	-	-
	E2	-	-
	E3	1,067	1,047
ε mín. (‰)	EC1	-	-
	EC2	0,356	0,296
	E1	-	-
	E2	-	-
	E3	0,353	0,312

Tabela 4.18 - Características do ensaio da laje L9 no início e após 2×10^6 ciclos.

		Início	2×10^6 ciclos
F_{máx.}	(kN)	49,39	49,13
F_{mín.}	(kN)	11,65	10,86
Curso máx.	(mm)	77,34	76,14
Curso mín.	(mm)	76,46	75,58
ε máx. (%)	EC1	0,097	0,347
	EC2	0,358	-
	E1	0,882	0,840
	E2	1,178	1,097
	E3	0,387	-
ε mín. (%)	EC1	0,020	0,039
	EC2	0,176	-
	E1	0,309	0,268
	E2	0,474	0,454
	E3	0,110	-

Figura 4.78 - Visal geral do início do ensaio – laje L8.

Figura 4.79 - Características do ensaio da laje L8 ao fim de 2×10^6 ciclos.

Figura 4.80 - Visal geral do início do ensaio – laje L9.

Figura 4. 81 - Características do ensaio da laje L8 ao fim de 2×10^6 ciclos.

5. CONCLUSÕES

As conclusões apresentadas neste capítulo baseiam-se nos resultados dos ensaios experimentais realizados. Foram realizados ensaios dinâmicos de fadiga e de ruptura estática em 9 lajes de concreto armado. Além disso, foram feitos ensaios de fadiga de barra ao ar de ϕ 10mm para a construção da curva de Wöhler, com a finalidade de se certificar que os ensaios não levariam à ruptura das armaduras por fadiga à flexão, lembrando que a pesquisa nessa etapa teve atenção voltada para a resistência das lajes à fadiga e à ruptura essencialmente por cisalhamento.

5.1 Ensaio de barra ao ar

De acordo com os resultados obtidos nos ensaios foi possível concluir as seguintes afirmações:

- Comparando-se os resultados obtidos nos conjuntos 1, 2 e 3, realizados com aço CA-50, com os resultados esperados calculados pelas equações do CEB-FIP Model Code 1990 (1991) é possível perceber um melhor desempenho à fadiga dos aços brasileiros utilizados nesta pesquisa em relação aos europeus, considerados na publicação do FIB.
- Comparando esses mesmos resultados com a curva de Wöhler da NBR 6118, verifica-se que a norma está a favor da segurança para os resultados obtidos, sendo que para uma análise estatística mais apurada, recomenda-se a execução de mais ensaios, especialmente para $N > 2 \times 10^6$.
- Com relação aos resultados dos ensaios do conjunto 3, devido à pequena quantidade de amostras e uma grande dispersão nos resultados, não foi possível tirar conclusões confiáveis a respeito do comportamento do aço quando submetido a flutuações de tensão dessa ordem de grandeza, tornando-se necessária a execução de mais ensaios.

5.2 Ensaios de ruptura ao cisalhamento em lajes de concreto armado

Dos ensaios realizados pode-se concluir que:

- Os valores das cargas de ruptura ao cisalhamento obtidas nos ensaios e as teóricas calculadas apresentaram uma variação de 1% a 28%.
- Em relação às cargas de ruptura das lajes submetidas a carregamentos cíclicos, pode-se concluir que suas resistências últimas não se alteraram e não sofreram ruptura por fadiga.
- Não houve qualquer indício de ruptura na interface entre a pré-laje e a capa de concreto durante a realização dos ensaios de fadiga ao cisalhamento até 2×10^6 ciclos, tanto aqueles grupos com ligação pré-laje e capa rugosa como aqueles com interface lisa, demonstrando o ótimo comportamento das peças em relação a qualquer descolamento ou escorregamento nesta região das lajes quando submetidas aos carregamentos cíclicos de fadiga.
- Nos ensaios de ruptura estática pode-se observar que a fissura crítica de cisalhamento na maioria dos casos, se desenvolveu parcialmente na horizontal, na região da interface de ligação da pré-laje com a capa, dando indícios de fragilidade nessa região, tanto para as lajes submetidas a carregamentos cíclicos ou não. A relação entre a carga de fissuração crítica e ruptura variou de 51% a 97%.
- Ainda em relação às cargas de ruptura do ensaio, quando comparadas com aquelas obtidas teoricamente por diversas normas de referência como a NBR 6118, Eurocode/CEB – FIP 90, SIA Code 262, pode-se concluir que os resultados dos ensaios comparados com os das normas estão a favor da segurança e os resultados que melhor se ajustaram àqueles dos ensaios realizados foram os referentes à NBR 6118 e o Eurocode/CEB - FIP 90.

- As lajes submetidas a carregamentos cíclicos e aquelas submetidas somente aos ensaios de ruptura estática, apresentaram comportamentos semelhantes em relação às deformações, conforme indicado nos diversos gráficos de força x deformação. Pequenas diferenças foram notadas apenas nos trechos iniciais dos gráficos até a carga de fissuração, uma vez que as lajes submetidas a carregamentos cíclicos foram fissuradas nos ensaios dinâmicos.
- Com relação aos ensaios de fadiga ao cisalhamento pode-se verificar que não houve ruptura em nenhuma das lajes ensaiadas até 2×10^6 ciclos.

5.3 Propostas para pesquisas futuras

De acordo com os resultados apresentados nesta pesquisa, algumas sugestões para futuros trabalhos de pesquisa são apresentados a seguir:

- Realização de mais ensaios de fadiga de barra ao ar para flutuações de tensões menores que ocasionem ruptura com mais de 4×10^6 ciclos, a fim de obter um patamar (demonstrando que ele existe) de tensões para o qual este número de ciclos cresça indefinidamente, uma vez que tais ensaios são complexos e demorados, não tendo sido totalmente contemplados nesta pesquisa.
- Extensão de pesquisas para a construção da curva de Wöhler para os aços nacionais, uma vez que a curva proposta pelo CEB-FIP Model Code 1990 (1991) e adotada pela NBR 6118 não retrata fielmente o comportamento real dos aços brasileiros submetidos aos carregamentos cíclicos.
- Com relação à verificação da interface entre a pré-laje e a capa de concreto, propõe-se que mais ensaios com elevadas taxas de armaduras sejam feitos, com o objetivo de se verificar o comportamento real da estruturas no que diz respeito à ruptura ao cisalhamento por fadiga e na

interface da pré-laje com a capa, a fim de se obter uma melhor representatividade estatística.

- Estudo do efeito escala comparando lajes com 12 cm de espessura a casos de 20, 30 e 40 cm, com e sem pré-lajes.
- Desenvolvimento de pesquisas complementares futuras para o aprimoramento dos critérios utilizados atualmente no dimensionamento de estruturas submetidas a carregamentos cíclicos, uma vez que o fenômeno da fadiga tanto no aço como no concreto, são assuntos que necessitam de uma extensa investigação experimental e numérica.

ANEXO A – Tabelas dos resultados obtidos para as lajes L1 a L9.

Tabela A.1 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L1.

Curso (mm)	Força kN	EC1 (‰)	EC2 (‰)	E1 (‰)	E2 (‰)
0,00	0,00	0	0	0	0
0,38	4,21	0,02208	0,05191	0,09475	0,07171
3,02	6,82	0,02208	0,05191	0,11474	0,11167
3,13	11,65	0,02208	0,07156	0,11474	0,11167
3,19	15,05	0,02208	0,07156	0,17589	0,17162
3,46	20,27	0,02208	0,07156	0,27782	0,25271
4,23	22,49	0,02208	0,07156	0,37979	0,33263
4,28	26,28	0,06069	0,09121	0,40014	0,45251
4,40	30,07	0,06069	0,09121	0,62558	0,59355
4,51	34,89	0,08	0,09121	0,76828	0,73459
4,68	37,00	0,08	0,111	0,76828	0,73459
4,89	46,13	0,19582	0,26807	0,97214	0,97552
5,39	51,61	0,25373	0,36749	1,13523	1,11656
6,82	56,57	0,33095	0,54435	1,27913	1,25642
3,41	60,88	0,46721	0,70157	1,42183	1,3575
4,73	66,37	0,54443	0,83913	1,56454	1,4574
4,02	72,77	0,64095	0,9975	1,68685	1,57845
3,30	81,12	0,98842	1,6275	1,95307	1,81939
3,35	88,96	1,2405	2,1581	2,11615	1,91929
3,90	91,84	1,35633	2,29681	2,17731	2,0204
4,01	98,50	2,24544	3,39961	2,32001	2,10029
4,07	102,28	-	-	2,29963	2,06033
6,05	108,16	-	-	2,40156	2,14025
6,43	114,04	-	-	2,50469	2,22134
5,33	117,56	-	-	2,60662	2,32124
4,89	121,87	-	-	2,70855	2,40234
5,28	126,83	-	-	2,81048	2,46228
5,11	129,97	-	-	2,87163	2,50224
6,65	135,58	-	-	3,19901	2,9042

Tabela A.2 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L2.

Curso (mm)	Força kN	EC1 (‰)	E1 (‰)	E2 (‰)
0,00	0,00	0	0	0
0,01	2,64	0,01998	0,0193	0,02038
0,06	9,96	0,06111	0,0193	0,12231
0,22	15,17	0,06111	0,17487	0,18347
0,50	23,28	0,06111	0,3293	0,30698
0,50	36,73	0,12105	0,52234	0,51084
1,10	37,90	0,14103	0,59955	0,59239
1,43	49,00	0,16102	0,77329	0,77586
1,49	59,58	0,20098	0,96746	0,91976
1,98	67,41	0,26209	1,1219	1,06246
2,53	91,93	-	1,58594	1,55292
2,80	105,67	-	1,74076	1,77717
3,25	114,56	-	1,89519	1,8796
3,74	125,79	-	2,12683	2,06257
4,24	125,79	-	2,12683	2,10454
5,12	147,86	-	2,55266	2,57342
5,44	169,4	-	2,97848	3,30971
5,56	170,97	-	3,03639	3,71743
6,05	172,15	-	3,19082	-

Tabela A.3 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L3.

Curso (mm)	Força kN	EC1 (‰)	E1 (‰)
0,00	0,00	0,01073	0,00634
0,27	5,11	0,01073	0,06436
0,33	12,95	0,03071	0,16088
0,71	18,71	0,03071	0,27671
0,82	27,32	0,03071	0,37436
1,04	33,07	0,05069	0,47088
1,10	43,39	0,05069	0,64462
1,37	54,35	0,05069	0,81835
1,43	63,63	0,05069	0,93418
1,81	74,20	0,07067	1,14765
2,09	81,26	0,07067	1,30208
2,15	90,00	0,11181	1,45652
2,16	97,79	0,15177	1,57234
2,16	104,24	0,25167	1,74607
2,29	109,73	0,53374	1,80512
2,34	117,30	0,71356	1,97900
2,34	122,13	0,83462	2,11398
2,34	124,22	-	2,11398
2,41	133,36	-	2,11398
2,69	140,94	-	2,22981
3,35	142,5	-	2,28772
3,57	150,6	-	2,42285
3,79	156,22	-	2,52050
4,25	162,22	-	2,67493
4,67	165,1	-	2,8641
4,89	171,62	-	3,23588
6,27	182,08	-	3,67987

Tabela A.4 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L4.

Curso (mm)	Força kN	EC1 (‰)	EC2 (‰)	E3 (‰)
0,00	0,00	0,08605	0,04059	0,16970
0,16	5,76	0,08605	0,06024	0,19009
0,28	13,08	0,10604	0,06024	0,27163
0,33	21,06	0,10604	0,07990	0,41433
0,61	29,80	0,12602	0,11920	0,61819
0,83	37,78	0,12602	0,13885	0,70093
1,27	47,56	0,14600	0,19781	0,94556
1,54	53,31	0,14600	0,21746	1,02711
1,76	63,36	0,16597	0,23711	1,16981
1,87	72,38	0,18596	0,29606	1,25448
1,92	75,25	0,22591	0,35617	1,41564
2,15	86,48	0,26588	0,45433	1,63989
2,37	93,54	0,72895	0,57234	1,78259
2,53	95,1	2,27565	-	1,82336
2,7	101,5	3,01844	-	1,96726
2,86	104,11	-	-	1,96726
3,41	108,55	-	-	1,96726
3,46	110,11	-	-	2,07000
4,89	121,22	-	-	2,33421

Tabela A.5 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L5.

Curso (mm)	Força kN	EC1 (‰)	EC2 (‰)	E1 (‰)
0	0	0	0	0
0,15	7,61	0,06900	0,06700	0,08200
0,37	17,79	0,22300	0,22700	0,20500
0,54	27,19	0,41800	0,44800	0,34700
0,59	34,51	0,57200	0,64900	0,55100
0,86	36,99	0,64917	0,78979	0,69504
1,03	43,12	0,78430	0,95004	0,89890
1,25	47,56	0,90012	1,05063	1,04160
1,42	58,01	1,07386	1,41208	1,26705
1,52	61,41	1,15221	1,45242	1,36898
2,35	73,55	1,36455	1,63315	1,65438
2,46	83,87	1,57689	1,81329	1,85944
2,57	87,00	1,63480	1,89400	1,96137
2,73	94,18	1,78923	2,07414	2,18561
2,96	96,28	1,86759	2,17473	2,22639
3,23	102,67	1,94480	2,19462	2,36909
3,33	112,21	2,13784	2,43558	2,55376
3,72	115,87	2,48531	2,79702	2,71685

Tabela A.6 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L6.

Curso (mm)	Força kN	EC1 (‰)	EC2 (‰)	E1 (‰)	E2 (‰)	E3 (‰)
0	0,00	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000	0,00000
0,43	9,56	0,01295	0,01965	0,09372	0,10059	0,10193
0,49	15,05	0,01295	0,01965	0,19024	0,18013	0,24463
0,66	22,10	0,01295	0,07861	0,28676	0,28073	0,30579
0,72	29,94	0,01295	0,07861	0,40372	0,44098	0,44849
0,82	35,94	0,03293	0,11791	0,53884	0,62229	0,59239
0,83	44,82	0,03293	0,11791	0,69390	0,72288	0,71471
0,88	54,35	0,03293	0,13756	0,84771	0,88313	0,83702
1,38	62,97	0,03293	0,15721	1,00214	1,04338	1,04088
1,59	69,63	0,03293	0,19652	1,11910	1,14398	1,08154
1,65	80,60	0,05409	0,23582	1,31214	1,34517	1,26633
1,87	87,00	0,07407	0,43349	1,44726	1,46565	1,36826
1,92	89,74	0,11403	0,72827	1,56309	1,54519	1,65366
2,25	100,85	0,13401	0,96524	1,71752	1,70661	1,83833
2,37	103,72	0,21393	1,73281	1,83448	1,80721	1,94026
2,53	108,81	-	-	1,89239	1,80898	1,94154
2,80	122,66	-	-	2,14334	1,96746	2,00142
4,01	122,92	-	-	2,39429	2,24819	2,24605

Tabela A.7 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L7.

Curso (mm)	Força kN	EC1 (‰)	EC2 (‰)	E1 (‰)	E2 (‰)	E3 (‰)
0	0	0	0	0	0	0
0,07	3,94	0,00278	0,05700	0,08468	0,07411	0,01828
0,18	9,83	0,00278	0,05660	0,12544	0,09410	0,07724
0,39	18,97	0,00278	0,05660	0,24776	0,21398	0,17550
0,51	26,41	0,00278	0,05660	0,43123	0,43699	0,39282
0,67	33,72	0,00278	0,07649	0,61470	0,59595	0,56995
0,84	40,77	0,02208	0,05660	0,79938	0,73699	0,74655
1,06	48,09	0,04139	0,11626	0,94208	0,91681	0,92341
1,28	59,84	0,08000	0,25663	1,12748	1,13777	1,16039
1,39	63,63	0,11860	0,37711	1,22748	1,17890	1,21934
1,5	68,72	0,15721	0,55841	1,35100	1,29900	1,33700
1,55	71,33	0,25373	0,95962	1,43254	1,40000	1,45500
1,61	82,04	0,35025	1,26141	1,61600	1,56000	1,59400
1,89	83,74	0,52512	1,82300	1,71700	1,64080	1,75109
2,05	93,67	0,62164	2,40539	1,88223	1,78066	1,90831
2,27	100,19	0,98842	3,81140	2,00454	1,90171	2,08517
2,33	104,37	1,74230	5,83830	2,08609	1,96165	2,20423
2,42	108,68	2,03310	6,68187	2,16763	2,04275	2,28284
2,6	111,95	3,19360	-	2,18807	2,04275	2,30249
2,71	119,39	5,06835	-	2,31033	2,14265	2,42040
2,98	126,83	-	-	2,33072	2,18261	2,49900
3,14	130,49	-	-	2,41226	2,28369	2,49900
3,19	134,28	-	-	2,45303	2,30367	2,51866

Tabela A.8 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L8.

Curso (mm)	Força kN	EC2 (‰)	E3 (‰)
0,00	0,00	0,00129	0
0,00	1,85	0,02094	0,06777
0,02	3,30	0,04079	0,10854
0,16	18,97	0,23711	0,29202
0,27	19,00	0,23711	0,27163
0,49	26,67	0,35617	0,41433
0,60	34,24	0,49373	0,53665
0,81	44,04	0,65095	0,74171
1,04	51,87	0,78851	0,90479
1,26	63,10	0,96653	1,08827
1,48	73,94	1,12374	1,29332
1,59	78,13	1,22200	1,39525
1,92	88,57	1,39900	1,57873
2,14	93,93	1,49712	1,68066
2,31	100,85	1,61619	1,82336
2,80	106,72	1,65549	1,98765
2,86	116,13	1,75375	1,98800
3,13	117,82	1,79305	2,00803
3,30	119,26	1,85200	2,04880
3,51	124,74	1,98957	2,13035
3,57	128,40	2,08783	2,19150
5,00	139,89	2,54097	2,49849

Tabela A.9 - Resultados do ensaio de ruptura da laje L9.

Curso (mm)	Força kN	EC1 (‰)	E1 (‰)	E2 (‰)
0	0,00	0,0005	0	0
0,49	16,09	0,05841	0,16309	0,24211
0,71	24,19	0,13563	0,30579	0,32204
0,88	31,89	0,17424	0,40772	0,46307
1,26	38,68	0,25145	0,53004	0,56297
1,48	47,96	0,36841	0,65355	0,70401
1,65	60,10	0,36841	0,83703	0,90499
1,92	65,45	0,42632	0,91857	0,98491
2,14	76,03	0,54215	1,18479	1,20586
2,47	83,87	0,75449	1,18479	1,28578
2,58	86,74	1,06449	1,26633	1,34704
2,75	96,28	1,50848	1,40903	1,50674
3,3	97,71	2,24316	1,47019	1,52790
3,52	108,16	2,76550	1,61289	1,66776
3,9	111,03	7,13500	1,65366	1,74885
4,23	117,43	-	1,65366	1,74885
4,45	123,7	-	1,77718	1,84875
5,94	135,58	-	1,94086	2,03204

ANEXO B – Equipe Técnica do Laboratório de Estruturas e Materiais – LEM

Este anexo descreve toda a equipe técnica do LEM, bem como algumas das atividades realizadas durante o desenvolvimento desta pesquisa. Convém salientar sua grande importância e o excelente trabalho desenvolvido em todas as áreas requisitadas por esta pesquisa.

Abaixo estão relacionados todos os integrantes desta equipe técnica:

- Antonio Coelho Jacomini
- Rui Coelho Jacomini
- Valdinéia dos Santos Silva
- José Ferreira Leite Neto
- Juliana Raw
- Ivan Tassarolo

Algumas atividades realizadas durante os ensaios de barra ao ar:

- Corte, preparação e montagem dos corpos de prova;
- Auxílio na execução dos ensaios;
- Manutenção da máquina de ensaios Dartec.

Algumas atividades realizadas durante os ensaios de fadiga das lajes de concreto:

- Projeto e confecção das formas das lajes;
- Corte, dobra e montagem das armações;
- Auxílio na instrumentação;
- Secagem e pesagem dos materiais para concretagem;
- Concretagem;
- Auxílio nos ensaios de caracterização dos materiais;
- Montagem do pórtico de ensaio;
- Transporte horizontal e vertical dos corpos de prova;
- Manutenção da bomba hidráulica utilizada nos ensaios, entre outros.

Desta forma, manifesta-se neste anexo um reconhecimento do árduo trabalho desenvolvido por esta equipe técnica, a qual sempre se mostrou disposta a realizar o trabalho proposto, executando-o da melhor forma possível e com grande qualidade técnica. Nossos sinceros agradecimentos.

ANEXO C – Plantas e seções transversais do pórtico de ensaio.

BIBLIOGRAFIAS DE REFERÊNCIA

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – (ACI). **Considerations for design of concrete structures subjected to fatigue loading** – 215R-74 – Revised 1992, reapproved 1997.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – (ACI). **Building Code Requirements for Structural Concrete** –318-08 – 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT). **Projeto de estruturas de concreto - NBR-6118**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **Materiais metálicos – Determinação das propriedades mecânicas à tração - NBR 6152**. Rio de Janeiro: 1992.

_____. **Projeto de estruturas de concreto protendido - NBR 7197**. Rio de Janeiro: 1989.

_____. **Barras e fios de aço destinados a armadura para concreto armado - NBR 7480**. Rio de Janeiro: 1996.

_____. **Método de ensaio de fadiga de barras de aço para concreto armado- NBR 7478**. Rio de Janeiro: 1982.

_____. **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado- NBR 9062**. Rio de Janeiro: 2006.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, BAEL 91. **Règles Techniques de Conception et de Calcul des Overages et Constructions en Béton Armé Suivant la Méthode des États Limites**. Paris, 2000.

BARSON, J. M., ROLFE, S. T. **Fracture and fatigue control in structures**. New Jersey: Prentice Hall, 1987.

BAZANT, Z. P., KIM J-K : **Size Effect in Shear Failure of Longitudinale Reinforced Beams**. ACI – Journal Sept. – Oct. 1984. p.p. 456-468.

BRAGUIM, J.R. **O comportamento em serviço de vigas de concreto armado sob carregamento cíclico**. 1995. 114p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1995.

BRAITHWAITE, F. **On the fatigue and consequent fractre of metals**. Institution of Civil Engineers, Minutes of Proceedings, 1854, pp. 463-474.

BRANSON, DAN E. **Deformation of concrete structures**. New York: McGraw Hill, 1977. 546p.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION – (BSI). **Carbon steel for the reinforcement of concrete - BSI 4449/88**. London: 1997.

BUCH, A. **Fatigue Strength Calculations**. Trans Tech Publications, Inglaterra, 1988.

BUELTA, M. A. B. **Ensaio de fadiga de barras de aço CA50 de 16mm para concreto armado**. São Paulo: EPUSP/LEM, 2002. (Relatório Técnico, R.T. n. 03/26).

CAIXETA, E.C. **Investigação experimental da fadiga em lajes de pontes com ou sem pré-lajes**. 2010. 147p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010.

CALAVERA, R. J. **Proyecto y calculo de estructuras de hormigon armado para edificios**. 2.ed. S.l.: Intemac, 1991. v.2.

CALLISTER, W. D. **Materials science and engineering: an introduction.** 5ed. New York: John Wiley & Sons, 2000.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). **Shear and Torsion.** Bulletin d'Information n.126, Paris: 1978.

_____. **Fatigue of concrete structures:** state of the art report. Bulletin d'Information n.188, Lausanne: 1988.

_____. **RC elements under cyclic loading:** state of the art. Bulletin d'Information n.210, London: Thomas Telford, 1996.

_____. **CEB-FIP Model Code 1990:** design code. Bulletin d'Information n.213/214. London: Thomas Telford, 1993.

_____. **Structural concrete:** textbook on behaviour, design and performance. Lausanne: 1999. v.2.

CREPALDI, A.P.P. **Contribuição ao estudo da fadiga do concreto.** 2000. 182p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2000.

DANTAS, J.P.R. **Investigação experimental da fadiga em lajes de pontes armadas com barras ou telas soldadas.** 2010. 137p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010.

DETSCHI, M.C. **Resistência ao cisalhamento de juntas em peças compostas de concreto armado.** 2003. 113p. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2003.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V. (DIN). **Reinforcing steel: reinforcing steel bars testing – DIN 488 Part 3,** Berlin: Beuth Verlag GMBH, 1986.

DOWLING, N.E. **Notched Member Fatigue Life Predictions combining Crack Initiation and Propagation.** Fatigue & Fracture of Engineering Materials & Structures, April 2007, vol. 2, pp. 129-138.

DRIEMEIER, L. **Considerações sobre a fadiga em metais e o comportamento do concreto sob solicitações cíclicas.** 1995. 120p. Dissertação (Mestrado) . Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo , São Carlos, 1995.

EUROCODE 2 (EC2). **Design of concrete structures.** Brussels, 2004.

ESPECIFICAÇÃO BRASILEIRA 3 (EB3). **Barras e fios destinados a armaduras de concreto armado.** Rio de Janeiro, 1967.

FAIRBAIRN, W.: **Experiments to determine the effect of impact, vibratory actions, and long continued changes of load on wrought iron girders.** Philosophical Transactions of the Royal Society, London, 1864, vol. 154, S. 311.

FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAINTE - (FIP). **Shear at the interface of precast and in situ concrete.** 1982.

FEDERATION INTERNATIONALE DU BETON - (FIB). **Structural Concrete – Textbook on behaviour, Design and Performance – FIB Bulletins 1,2 and 3 – 1999.**

_____. **Model Code 2010:** first complete draft. Lausanne, Switzerland: 2010. v.2.

FREY R., THÜRLIMANN B.: **Irmüdungsversuche an Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung.** Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH, Bericht Nr 7801-1. Zürich, September 1983. P. 166.

FUJII, G. e all. **Building slabs reinforced with welded steel mesh: ancoragen at support.** 51º Congresso Brasileiro de concreto – CBC2009, Curitiba/Brasil, 2009

FUSCO, PÉRICLES BRASILIENSE. **Estruturas de Concreto – Solicitações Tangenciais**. 1982. 243. Apostila. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1982.

FUSCO, PÉRICLES BRASILIENSE. **Estruturas de Concreto – Solicitações Tangenciais**. 2008. 328. 1 ed. Livro. Editora Pini. São Paulo, 2008.

GASPAR, R. **Dimensionamento das almas de pontes celulares**. 2003. 231p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2003.

GASPAR, R. e all. **Análise Experimental de Fadiga de Barras de Aço para Concreto Armado**. XXXI Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, Mendoza/Argentina, 2004

HEDMAN, O. LOSBERG, A. **Design of concrete structures with regard to shear forces**. In Shear and Torsion. CEB Bulletin d'Information n. 126. Paris, 1978.

HELAGSON, T., HANSON, J.M. **Investigation of design factors affecting fatigue strength of reinforcing bars – statistical analysis**. In: Abeles Symposium on Fatigue of Concrete. 1982, Hollywood. Fatigue of Concret: SP-41, American Concrete Insitute, Michigan, 1974, PP. 107-138.

HODGKINSON, E.A. **Report of the Commissioners Appointed to enquire into the Application of Iron to Railway Structres**.1849, cmd. 1123, HMSO.

INSTITUTO ARGENTINO DE NORMALIZACION – (IRAM). **Aços para armadura de concreto**: parte 10: ensaio de fadiga em barras - projeto de norma mercosul 02:00-020-10. Buenos Aires, 1996.

KLAUSEN, D: **Festigkeit und Sghadigung von Beton bei Haufig wiederholter Beanspruchung**. PhD. Thesis, University of Technology Darmstadt, 1978,85 pp.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION.ISO-7176-8: **Wheelchair – Requirements and test methods for static, impact and fatigue strengths**. Switzerland, 1998.

LUCHI, L.R. – **Reavaliação do Trem-Tipo à luz das cargas reais nas rodovias brasileiras**. 2006. 256p. Tese (Doutorado). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

MALLET G. **Fatigue of reinforced concrete**. London: HMSO, 1991.

MATTOCK, A. H. **Shear Friction and High-Strength Concrete**. ACI Structural Journal. v. 98, n.1, p. 50-59, Jan./Feb.2001.

MATOS, F. **Ensaio de fadiga em vergalhões**. São José dos Campos: CTA, 1995. (Relatório Técnico, RT GDQ/EXP-Q-332/95).

MINER, M.A.: **Cumulative damage in fatigue**. Journal of Applied Mechanics, Transactions of the ASME, vol. 12, nº1, March 1945, A159-A164.

MUTTONI, A. e all. **Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width**. ACI Structural Journal, USA/March-April, 2008

NORDBY, G. M. **Fatigue of Concrete**. A Review of Research. Journal Proceedings, ACI – American Concrete Institute. August, 1958, pp. 91-219.

NOWAK, A. S. e all. **Reability-based calibration for structural concrete**. Report submitted to the Portland Cement Association and Precast/Prestressed Concrete Institute.

OLIVEIRA, P. L., PINHEIRO, L. M. **Análise de critérios de fadiga para pavimentos de concreto**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 42., Fortaleza, 2000. **Anais**. São Paulo: Ibracon, 2000. 1 CD ROM.

PALMGREN, A. **Die Lebensdauer von Kullagern**. Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure, vol 68, nº 14, April 1924, pp. 339-341.

RANKINE, W.J.M.: **On the Causes of the unexpected breakage of the journals of railway axles, and on the means of preventing such accidents by observing the**

law of continuity on their construction. Institution of Civil Engineers, Minutes of Proceedings, 1842, pp.105-108.

REINHARDT H. W.: **The Role of Fracture Mechanics in Rational Rules for Concrete Design.** IABSE Surveys S-34/86. IABSE Periodica 1/1986, Zürich, 1986. p. 15.

RILEM Committee 36-RDL: **Long term random dynamic loading of concrete structures. Matériaux et constructions. Essais et recherches,** Janvier - février, 1984 n.97 pp. 1-28.

SOUZA, S. A. **Ensaio mecânico de materiais metálicos:** fundamentos teóricos e práticos. 5 ed. São Paulo: Edgard Blücher, 2000.

SURESH S. **Fatigue of Materials.** Cambridge University Press, 1998.

SWISS SOCIETY OF ENGINEERS AND ARCHITECTS. **SIA Code 262 for Concrete Structures.** Zürich, Switzerland, 2003.

TEPFERS, R.: **A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices deformed bars.** Chalmers Tekniska Högskola, Institutionen för Betongbyggnad, Publication 73:2, Göteborg, 1973, p.328.

WESTERBERG, B.: **Utmattningsförsök på armerade betongbalkar (Fatigue Tests of reinforced Concrete Beams).** Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering and Bridge Building, Publication 73:1, Stockholm, 1973.