

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**A ESTRUTURA DO INSTITUTO CENTRAL DE
CIÊNCIAS: ASPECTOS HISTÓRICOS,
CIENTÍFICOS E TECNOLÓGICOS DE PROJETO,
EXECUÇÃO, INTERVENÇÕES E PROPOSTA DE
MANUTENÇÃO.**

RÉGIS PAMPONET DA FONSECA

**ORIENTADOR: ANTÔNIO ALBERTO NEPOMUCENO
CO-ORIENTADOR: JOÃO CARLOS TEATINI CLÍMACO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E
CONSTRUÇÃO CIVIL**

PUBLICAÇÃO: E.DM – 006 A/07

BRASÍLIA/DF: JUNHO DE 2007

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**A ESTRUTURA DO INSTITUTO CENTRAL DE CIÊNCIAS:
ASPECTOS HISTÓRICOS, CIENTÍFICOS E TECNOLÓGICOS DE
PROJETO, EXECUÇÃO, INTERVENÇÕES E PROPOSTA DE
MANUTENÇÃO.**

RÉGIS PAMPONET DA FONSECA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Antônio Alberto Nepomuceno, Dr. Ing (ENC-UnB)
(Orientador)

Prof. Elton Bauer, DSc (ENC-UnB)
(Examinador Interno)

Profª. Paulo Helene, PhD (USP)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 26 DE JUNHO DE 2007

FICHA CATALOGRÁFICA

FONSECA, RÉGIS PAMPONET DA

A estrutura do Instituto Central de Ciências: Aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e propostas de manutenção. [Distrito Federal] 2007.

xviii, 213p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2007).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Instituto Central de Ciências – ICC (UnB)

3. Patologia

I. ENC/FT/UnB

2. Estruturas

4. Manutenção de Estruturas

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FONSECA, R. P. (2007). A estrutura do Instituto Central de Ciências: Aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e propostas de manutenção. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 006 A/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 213p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Régis Pamponet da Fonseca

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: A estrutura do Instituto Central de Ciências: Aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e propostas de manutenção.

GRAU/ANO: Mestre/2007

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

Régis Pamponet da Fonseca
Rua Rio Purus, 390, Vieiralves.
69053-050 - Manaus – AM – Brasil.
regis_pamponet@hotmail.com

AGRADECIMENTOS

Minha gratidão ao Professor Antônio Alberto Nepomuceno, meu orientador, por suas sugestões valiosas e leitura atenta que permitiram tornar o trabalho mais consistente.

Ao Professor João Carlos Teatini de Souza Clímaco, meu agradecimento, pela dedicação na co-orientação, fundamental no desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores do PECC/UnB pelos ensinamentos e incentivo.

Ao professor Márcio Buzar pela grande colaboração e ensinamentos, e à Professora Eliane Kraus de Castro pelo material fornecido.

Ao arquiteto Oscar Kneipp e ao engenheiro Walter Vilhena pelos relevantes depoimentos e documentação cedida sobre a história e execução do ICC, essenciais para a realização deste trabalho.

Aos amigos do Mestrado da Universidade de Brasília, em especial à Aline, André, Fábio, Liris, Uchôa, Wellington, Marcus e Fernanda pela amizade e colaboração.

À CAPES, pelo apoio financeiro.

À todos os amigos que estavam ausentes, mas sempre presentes em meu pensamento.

À toda minha família, aos meus irmãos Mari, Mila e Ruy.

Em especial, ao meu irmão Roger que sempre esteve presente nos momentos difíceis e pelo apoio, incentivo e compreensão constante.

Aos meus queridos e amados pais, Léa e Ruy, que sempre me apoiaram e ajudaram em todas as minhas conquistas, e são exemplo de amor, amizade e perseverança.

RESUMO

A ESTRUTURA DO INSTITUTO CENTRAL DE CIÊNCIAS: ASPECTOS HISTÓRICOS, CIENTÍFICOS E TECNOLÓGICOS DE PROJETO, EXECUÇÃO, INTERVENÇÕES E PROPOSTA DE MANUTENÇÃO.

Autor: Régis Pamponet da Fonseca

Orientador: Antônio Alberto Nepomuceno

Co-orientador: João Carlos Teatini Clímaco

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil – PECC/UnB

Brasília, Junho de 2007

O objetivo deste trabalho é avaliar a situação física da estrutura de concreto do Instituto Central de Ciências (ICC), a maior e mais antiga edificação do Campus da Universidade de Brasília (UnB), com 720m de comprimento, projeto arquitetônico de Oscar Niemeyer e cálculo estrutural do escritório do engenheiro Sergio Marques de Souza. O estudo se desenvolveu mediante a caracterização da estrutura, a partir da coleta de documentos técnicos e depoimentos de pessoas envolvidas, direta ou indiretamente, em sua concepção e realização. A pesquisa permitiu a recuperação parcial da história da construção da edificação, evidenciando-se os aspectos mais importantes: início e término das obras, projetos arquitetônico e estrutural, responsabilidade técnica e detalhes gerais da edificação. O trabalho se insere na linha de pesquisa “Patologia, Manutenção e Recuperação de Estruturas” do PECC/UnB, visando produzir um conjunto de documentos que contribuam para a história da engenharia estrutural de Brasília.

Com base em um programa de vistorias, usando a metodologia GDE/UnB para avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto, o trabalho propôs alterações em alguns de seus procedimentos e elaborou um diagnóstico da situação física de parte da estrutura do ICC, evidenciando as suas principais manifestações patológicas.

Foi feita uma análise da estrutura de cobertura do ICC, com o programa computacional SAP/2000, para verificar a influência das variações de temperatura, em razão do comprimento das vigas e natureza dos apoios. Os resultados mostraram que, mesmo se retirados os elementos metálicos transversais que unem essas vigas, ainda se verificam deslocamentos significativos na estrutura, provocados pelas platibandas que compõem a fachada. Com base nos deslocamentos e reações de apoio calculado, foram dimensionados novos aparelhos de apoio de neoprene para as ligações viga-pilar, que podem contribuir para corrigir o problema dos deslocamentos mencionados.

Com os resultados do trabalho caracterizando a deterioração de parte da estrutura analisada em um nível ‘sofrível’, foi sugerido um prazo máximo de seis meses para as intervenções propostas, visando garantir a funcionalidade e segurança da edificação.

PALAVRAS-CHAVE: Instituto Central de Ciências (ICC) – UnB, Estruturas, Patologia, Avaliação, Manutenção de estruturas de concreto

ABSTRACT

BUILDING STRUCTURE OF THE CENTRAL INSTITUTE OF SCIENCES OF BRASILIA UNIVERSITY : HISTORICAL AND TECHNOLOGICAL ASPECTS OF DESIGN, CONSTRUCTION, INTERVENTIONS AND MAINTENANCE RECOMMENDATIONS.

Author: Régis Pamponet da Fonseca

Supervisor: Antônio Alberto Nepomuceno

Co- Supervisor: João Carlos Teatini Clímaco

Pos-graduation Programme on Structures and Construction - PECC/UnB

Brasília, June 2007

The objective of this work is to evaluate the current situation of the concrete structure of Central Institute of Sciences (ICC), the larger and older construction of Brasilia University (UnB) Campus, with 720m of length, architectural project by Oscar Niemeyer and structural design by the office of the engineer Sergio Marques de Souza. The study was developed with the characterization of the structure based on technical documents and statement of people directly or indirectly connected to its conception and execution. The research allowed a partial recovery of the building history, emphasizing the most important aspects: construction beginning and conclusion, structural and architectural projects, technical responsibility and general details of construction. The work is part of the research on “Pathology, Maintenance and Repair of Structures” of the PECC/UnB, aiming to produce a set of documents that contribute for the history of the structural engineering of Brasilia.

On the basis of an inspection program from the GDE/UnB method for damage classification and assessment of concrete structures, this work proposed alterations in some of its procedures and elaborated a diagnosis of the physical situation of part of the ICC structure, showing its main damage manifestations.

An analysis of the roof structure of ICC was made with computational program SAP/2000 to verify the influence of temperature variations, caused by beams length and nature of the supports. Results shown that, even removing the transversal metallic elements that join these beams significant displacements still occurs in the structure, caused by the ‘platibandas’ that compose the façade. On the basis of displacements and forces calculated at the supports, new neoprene devices were designed for beam-column connections, which can contribute to correct the displacements problem mentioned.

With research results indicating a ‘severe’ deterioration level for part of the structure examined, a maximum period of six months for the proposed interventions was suggested, aiming to assure building serviceability and security.

KEYWORDS: The Central Institute of Sciences (ICC) – Brasilia University, Structures, Pathology, Assessment, Concrete Structures Maintenance.

SUMÁRIO

Capítulo	Página
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - MOTIVAÇÃO	1
1.2 - OBJETIVOS	2
1.3 - DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS	3
2 - ANÁLISE DESCRITIVA DAS METODOLOGIAS DE INSPEÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO	5
2.1 - DURABILIDADE, VIDA ÚTIL, DESEMPENHO, DANOS E MANUTENÇÃO	5
2.2 – METODOLOGIAS DE INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS	9
2.3 - METODOLOGIA GDE/UnB	15
2.3.1 - Origem	15
2.3.2 - Formulações da metodologia GDE/UnB	17
2.3.2 - Aplicações da metodologia GDE/UnB	19
2.3.3 - Aplicação da metodologia GDE/UnB no prédio do Instituto Central de Ciências - ICC	23
2.3.4 - Limitações da metodologia GDE/UnB	23
3 - PROPOSTA DE REFORMULAÇÃO DA METODOLOGIA GDE/UnB	25
3.1 - REFORMULAÇÃO DA FORMA DE CONCEITUAÇÃO DOS DANOS	25
3.2 - REFORMULAÇÃO DOS FATORES DE INTENSIDADE (F_i) ASSOCIANDO ALGUNS DANOS À CORROSÃO	27
3.3 - REFORMULAÇÃO DOS FATORES DE PONDERAÇÃO (F_p)	29
3.3.1 - Reformulação do Grau do Dano (D)	30
3.3.2 - Reformulação do (F_p) de danos relacionados à corrosão	31
3.4 - TIPOLOGIA DAS FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO	32
3.4.1 - Fissuras no estado fresco (plástico)	32
3.4.1.1 - Fissuras de retração plástica	32
3.4.1.2 - Fissuras de assentamento	33
3.4.1.3 - Fissuras de movimentação de fôrmas e escoramentos	34

3.4.2 - Fissuras no estado endurecido	35
3.4.2.1 - Fissuras de retração por secagem	35
3.4.2.2 - Fissuras mapeadas ou superficiais	37
3.4.2.3 - Fissuras de origem térmica.....	37
3.4.3 - Fissuras oriundas de cargas impostas	38
3.4.3.1 - Fissuras de flexão	38
3.4.3.2 - Fissuras de cisalhamento na flexão	41
3.4.3.3 - Fissuras de cisalhamento-torção.....	41
3.4.3.4 - Fissuras de compressão	42
3.4.3.5 - Fissuras de punção	43
3.4.3.6 - Fissuras de tração direta (tirantes).....	43
3.4.3.7 - Fissuras por cargas concentradas	44
3.4.3.8 - Fissuras diversas.....	44
3.5 - ACOMPANHAMENTO DE FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO	46
3.5.1 - Fissurômetro	46
3.5.2 - Selos de gesso	47
3.5.3 - Medições por triangulação	47
3.6 - PROPOSTA DE REFORMULAÇÃO DOS FATORES DE PONDERAÇÃO (F_p) DO DANO “FISSURAS”	48
3.7 - REFORMULAÇÃO NOS NÍVEIS DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA E DO ELEMENTO DA METODOLOGIA GDE/UnB	51
3.8 - PROPOSTA DE REFORMULAÇÃO DO GRAU DE DETERIORAÇÃO DA FAMÍLIA (G_{DF})	52
4 – O INSTITUTO CENTRAL DE CIÊNCIAS (ICC)	54
4.1 - HISTÓRICO DA CONSTRUÇÃO DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA	54
4.2 - SISTEMA CONSTRUTIVO DO ICC	58
4.3 - INTERVENÇÕES JÁ REALIZADAS NO PRÉDIO DO ICC	67

5 – APLICAÇÃO DA NOVA PROPOSTA DA METODOLOGIA GDE/UnB	71
5.1 - PRINCIPAIS DANOS OBSERVADOS NO ICC	71
5.2 - APLICAÇÕES DA NOVA PROPOSTA DA METODOLOGIA GDE/UnB ..	80
5.2.1 - Considerações sobre a aplicação da Metodologia GDE/UnB feita por Andrade (2006)	80
5.2.2 - Resultados da aplicação da proposta de reformulação da Metodologia GDE/UnB	82
5.3 – RECUPERAÇÃO DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA DO ICC	85
6 – DESLOCAMENTOS DAS VIGAS DE COBERTURA	87
6.1 – CONCEPÇÃO ESTRUTURAL NO SAP 2000	87
6.1.1 - Concepção dos elementos no SAP 2000.	87
6.1.2 – Condições de contorno e carregamentos adotados.	90
6.2 – TIPOS DE LIGAÇÃO ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS	92
6.2.1 – Aparelhos de apoio de neoprene	95
6.3 – VARIAÇÕES DE TEMPERATURA	96
6.3.1 – Variações de temperatura consideradas	97
6.4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	101
6.4.1 – Deslocamentos	101
6.4.2 – Reações de apoio	102
6.5 – DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE NEOPRENE	103
6.5.1 – Limite de tensão de compressão	104
6.5.2 – Limite de tensão de cisalhamento	105
6.5.3 – Limite de deformação de compressão (afundamento)	106
6.5.4 – Limite de deformação por cisalhamento	107
6.5.5.1 – Atrito de Coulomb	107
6.5.5.2 – Tensão mínima	108
6.5.6 – Verificação de segurança contra o levantamento da borda menos comprimida	108
6.5.6.1 – Almofada simples (ações de longa duração)	108
6.5.6.2 – Almofada simples (ações de longa e curta duração)	109
6.5.7 – Verificação da condição de estabilidade	109

7 - CONCLUSÕES	112
7.1 – PRELIMINARES	112
7.2 – HISTÓRIA, PROJETOS E INTERVENÇÕES.	112
7.3 – REFORMULAÇÕES PROPOSTAS À METODOLOGIA GDE/UnB.	113
7.4 – SITUAÇÃO DA ESTRUTURA DO ICC	114
7.5 – ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DAS VIGAS DE COBERTURA	116
7.6 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	117
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	118
APÊNDICES	124
APÊNDICE A – ROTEIRO DE INSPEÇÃO (BOLDO, 2002)	125
APÊNDICE B – ROTEIRO DE INSPEÇÃO (MODIFICADO)	154
APÊNDICE C – RESULTADO DOS DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES	188
APÊNDICE D – RESULTADO DAS REAÇÕES DE APOIO	198
APÊNDICE E – CÁLCULO DO APARELHO DE NEOPRENE SIMPLES PARA AS VIGAS DE COBERTURA DO ICC	207
E.1 – Limite de tensão de compressão	207
E.2 – Limite de tensão de cisalhamento	207
E.3 – Limite de deformação de compressão (afundamento).	208
E.4 – Limite de deformação por cisalhamento	208
E.5 – Verificação de segurança contra deslizamento	209
E.5.1 – Atrito de Coulomb	209
E.5.2 – Tensão mínima	209
E.6 – Verificação de segurança contra o levantamento da borda menos comprimida	209
E.7 - Verificação da condição de estabilidade	210
APÊNDICE F – CÁLCULO DO APARELHO DE NEOPRENE FRETADO PARA AS VIGAS DE COBERTURA DO ICC	211

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 - Indicação de intervalos de inspeção (em anos) (FIP, 1988).....	11
Tabela 2.2 - Instruções para atribuição de notas de avaliação em pontes (Norma DNIT 010 – PRO (2004)).....	14
Tabela 2.3 - Classificação dos níveis de deterioração do elemento.....	17
Tabela 2.4 - Classificação dos níveis de deterioração da estrutura.....	18
Tabela 2.5 - Aplicação da metodologia GDE/UnB em prédios do Banco do Brasil	20
Tabela 3.1 - Tipologia de fissuras em elementos de concreto armado.....	48
Tabela 3.2 - Classificação dos níveis de deterioração da estrutura na metodologia GDE/UnB.....	51
Tabela 3.3 - Classificação dos níveis de deterioração do elemento na metodologia GDE/UnB.....	52
Tabela 5.1 - Aplicação da metodologia GDE/UnB realizada por Andrade (2006)...	81
Tabela 5.2 - Aplicação da metodologia GDE/UnB após alterações (2006).....	81
Tabela 5.3 - Aplicação da metodologia GDE/UnB – Famílias Blocos e Alas (2006).....	82
Tabela 5.4 - Aplicação da metodologia GDE/UnB nova formulação G_{df} - Família Blocos (2006).....	83
Tabela 5.5 - Aplicação da metodologia GDE/UnB nova formulação G_{df} - Família Blocos e Alas (2006).....	83
Tabela 5.6 - Aplicação da metodologia GDE/UnB nova formulação G_{df} e (F_p) de fissuras modificado - Família Blocos e Alas (2006).....	84
Tabela 5.7 - Comparativo dos $G_{d's}$ de Lopes, Boldo e Nova Proposta (2007).....	85
Tabela 5.8 - Reaplicação da metodologia GDE/UnB no ICC após recuperação dos elementos (2007).....	86
Tabela 6.1 - Temperaturas máximas e mínimas medidas com o uso do termômetro infravermelho de superfície (2007).....	98
Tabela 6.2 - Módulo de elasticidade Transversal do neoprene (<i>NBR 9062/85</i>).....	110
Tabela 7.1 - Prazos máximos de intervenção em função do nível de deterioração dos elementos ou da estrutura.....	115
Tabela C.1 - Resultado dos deslocamentos e rotações dos pilares internos – temperatura 15°C (SAP 2000).....	189

Tabela C.2 -	Resultado dos deslocamentos e rotações dos pilares externos – temperatura 15°C (SAP 2000).....	191
Tabela C.3 -	Resultado dos deslocamentos e rotações dos pilares internos – temperatura 23°C (SAP 2000).....	193
Tabela C.4 -	Resultado dos deslocamentos e rotações dos pilares internos – temperatura 23°C (SAP 2000).....	195
Tabela D.1 -	Resultado das reações de apoio pilares internos – temperatura 23°C (SAP 2000).....	198
Tabela D.2 -	Resultado das reações de apoio pilares externos – temperatura 23°C (SAP 2000).....	200
Tabela D.3 -	Resultado das reações de apoio pilares internos restringindo y – temperatura 23°C (SAP 2000).....	202
Tabela D.4 -	Resultado das reações de apoio pilares externos restringindo y nos pilares internos – temperatura 23°C (SAP 2000).....	204

LISTA DE FIGURAS

Figura		Página
Figura 2.1 -	Fluxograma para avaliação do grau de deterioração de estruturas de concreto da metodologia <i>GDE/UnB</i> (Boldo,2002).....	16
Figura 3.1 -	Grau do dano (D) x Fator de intensidade do dano (F_i) para $F_p=10$ (Boldo,2002).....	29
Figura 3.2 -	Grau do dano (D) x Fator de intensidade do dano (F_i) para $F_p=5$	31
Figura 3.3 -	Fissuras de retração Plástica. (DNIT, 2004).....	33
Figura 3.4 -	Fissuras de assentamento do concreto (Souza, 1999).....	34
Figura 3.5 -	Fissuras de movimentação de fôrmas e escoramento (Souza, 1999)....	34
Figura 3.6 -	Fissuras de retração por secagem em vigas (Souza, 1999).....	36
Figura 3.7 -	Fissuras de retração por secagem em lajes (Souza, 1999).....	36
Figura 3.8 -	Fissuras de retração por secagem muros de arrimo (IPR Publicação, 709 – 2004).....	36
Figura 3.9 -	Fissuras mapeada ou superficial (Nepomuceno, 2005).....	37
Figura 3.10 -	Fissuras por diferenças de temperatura (Nepomuceno, 2005).....	38
Figura 3.11 -	Fissuras de flexão (viga sub-armada).(IPR Publicação, 709 – 2004)...	39
Figura 3.12 -	Fissuras de flexão (viga super-armada) (IPR Publicação, 709 – 2004)	39
Figuras 3.13 -	a) Insuficiência da armadura ao momento negativo (Souza, 1999); b) Insuficiência da armadura ao momento positivo (Souza, 1999).....	39
Figuras 3.14 -	a) Insuficiência da armadura ao momento negativo (Souza, 1999); b) Insuficiência da armadura ao momento positivo (Souza, 1999).....	40
Figura 3.15 -	Fissuras em pilares submetidos à flexão composta (Clímaco, 1999)...	40
Figura 3.16 -	Progresso de fissura de cisalhamento em viga (Clímaco, 1999).....	41
Figuras 3.17 -	a) Viga submetida à torção pura (Souza, 1999); b) Viga submetida à torção atuando momento e cortante (Macgregor, 1992).....	41
Figuras 3.18 -	a) Fissuras de compressão sem confinamento da peça; b) e em peça confinada (Souza, 1999).....	42
Figura 3.19 -	Fissuras devido à compressão em pilares (Clímaco, 1999).....	42
Figura 3.20 -	Fissuras de puncionamento (Souza, 1999).....	43
Figura 3.21 -	Fissuras em membros submetidos à tração (Macgregor, 1992).....	43
Figura 3.22 -	Fissuras devido cargas concentradas – insuficiência de armadura de fretagem. (IPR Publicação, 709 – 2004).....	44
Figura 3.23 -	mau posicionamento de apoio – risco de ruptura frágil sem aviso. (IPR Publicação, 709 – 2004).....	44

Figura 3.24 -	Fissuras em dentes de articulação – risco de ruptura frágil sem aviso. (IPR Publicação, 709 – 2004).....	44
Figura 3.25 -	Fissuras devido a forte concentração de ganchos na mesma seção. (Souza, 1999).....	45
Figura 3.26 -	Fissuração por recalque diferencial dos apoios. (Souza, 1999).....	45
Figura 3.27 -	Fissuração em alvenarias devido a recalque (Andrade, 2006).....	46
Figura 3.28 -	Fissurômetro (Boldo, 2002).....	46
Figura 3.29 -	Utilização de selos de gesso para determinar a movimentação de fissuras. (Figueiredo, 2005).....	47
Figura 3.30 -	Utilização de alongômetro para determinar a movimentação de fissuras (Figueiredo, 2005).....	47
Figura 4.1 -	Localização da <i>UnB</i> segundo relatório do plano piloto de Lucio Costa - modificado. (IPHAN, 2006).....	54
Figura 4.2 -	Localização atual da <i>UnB</i> – modificado. (IPHAN, 2006).....	55
Figura 4.3 -	Croqui do plano original de Lucio Costa para a <i>UnB</i> . (CEPLAN, 2006).....	56
Figura 4.4 -	Plano urbanístico de 1962 – Org. Baratta, Milena - 2005 (Plano Diretor Físico do Campus, 1998).....	57
Figura 4.5 -	Esboço e Maquete – ICC (CEPLAN, 2006).....	58
Figura 4.6 -	Vista aérea ICC – entradas Norte e Sul e estacionamentos. (Cedoc, 2006).....	59
Figura 4.7 -	Corte Transversal do ICC (CEPLAN, 2006).....	60
Figura 4.8 -	Cavidades nas sapatas para receber os pilares (Cedoc, 2006).....	60
Figura 4.9 -	Tubo para descida de água pluvial (Cedoc, 2006).....	61
Figura 4.10 -	Colocação da viga isostática de cobertura. (Cedoc, 2006).....	61
Figura 4.11 -	Armaduras de espera nos pilares. (2006).....	62
Figura 4.12 -	Septos Transversais de enrijecimento. (CEPLAN, 2006).....	62
Figura 4.13 -	Platibanda curva. (2006).....	63
Figura 4.14 -	Detalhe das vigas Trapezoidal vazada e Degraus do Auditório (Cedoc, 2006).....	63
Figura 4.15 -	Croquis – ala dos auditórios interior e exterior (O. Kneipp, 2006).....	64
Figura 4.16 -	Escada – Ala dos Auditórios (2006).....	65
Figura 4.17 -	Escada – Ala dos Laboratórios (2006).....	65
Figura 4.18 -	Corte esquemático da laje do mezanino (B.C Engenharia 1990).....	66
Figura 4.19 -	Mezanino da entrada Sul e rampa (Walter Vilhena, 1992).....	66
Figura 4.20 -	Croqui do reforço de fixação das platibandas do ICC (Walter Vilhena, 1992).....	68

Figura 4.21 -	Tirantes de sustentação das platibandas (2006).....	68
Figura 4.22 -	Caixões perdidos da laje cheios de água (Walter Vilhena, 1992).....	69
Figura 4.23 -	Soluções de reforço das lajes do mezanino (B.C Engenharia, 1990).....	69
Figura 5.1 -	Nomenclatura dos Pilares vistos em planta – extremo norte. (Andrade, 2006).....	71
Figura 5.2 -	Falha de concretagem no pilar. (Andrade, 2006).....	72
Figura 5.3 -	Corrosão na base do pilar com deslocamento do concreto (Andrade, 2006).....	73
Figura 5.4 -	Gráfico dos danos com maior frequência nos pilares externos (2006).....	74
Figura 5.5 -	Pilares internos (<i>AO e BL</i>) (2007).....	74
Figura 5.6 -	Gráfico dos danos com maior frequência nos pilares internos (2006).....	75
Figura 5.7 -	Manchas nas vigas e pilares (2006).....	76
Figura 5.8 -	Umidade na alma e mesa de viga (Andrade, 2006).....	77
Figura 5.9 -	Eflorescência em viga (Andrade, 2006).....	77
Figura 5.10 -	a) Mau posicionamento; b) Falta dos apoios de Neoprene (2006).....	78
Figura 5.11 -	Fissura entre a mesa e a alma das vigas de cobertura (2007).....	79
Figura 5.12 -	Gráfico dos danos com maior incidência nas vigas de cobertura. (2006).....	79
Figura 5.13 -	Gráfico dos danos com maior incidência nas platibandas. (2006).....	80
Figura 6.1 -	Seções transversais de viga da ala dos laboratórios (AUTOCAD, 2007 - dimensões em metros).....	88
Figura 6.2 -	Seções transversais da viga do trecho da rua interna de pedestres (AUTOCAD, 2007 - dimensões em metros).....	88
Figura 6.3 -	Seções transversais das Platibandas (AUTOCAD, 2007 - dimensões em metros).....	89
Figura 6.4 -	Modelo da Estrutura no SAP 2000 (2007).....	89
Figura 6.5 -	Perfil metálico revestidos dos elementos de ligação transversal.....	90
Figura 6.6 -	Representação dos apoios nas vigas de cobertura do ICC no SAP 2000.....	91
Figura 6.7-	Ligações com uso somente de aparelhos de neoprene (El Debs, 2000)	93
Figura 6.8 -	Ligação viga-pilar isostática com uso de chumbador (Melo, 2004).....	94
Figura 6.9 -	Ligação viga-pilar rotulada com uso de chumbador e graute (Melo, 2004).....	95
Figura 6.10 -	Neoprene simples e fretados (www.rubberflex.com.br, 2007).....	96

Figura 6.11 -	(a) Pórtico em temperatura ambiente. (b) Pórtico impedido de se deformar em uma das ligações (c) Ligação que libera a movimentação da viga do pórtico(www.pbs.org, 2007).....	97
Figura 6.12 -	Termômetro infravermelho de superfície.....	98
Figura 6.13 -	Temperaturas máximas e mínimas absolutas registradas na cidade de Brasília no período de 1961 a 1990 (INMET, 2007).....	100
Figura 6.14 -	Sentido dos deslocamentos resultantes (AUTOCAD, 2007).....	101
Figura 6.15 -	Dimensões e deformações nas almofadas de neoprene (NBR -9062)..	104
Figura 6.16 -	Afundamento da almofada de neoprene (El Debs, 2000).....	106
Figura 6.17 -	Deslocamento horizontal da almofada de neoprene (El Debs, 2000)...	107
Figura 6.18 -	Aparelho de neoprene simples dimensionado para as vigas de cobertura do ICC (AUTOCAD, 2007).....	110
Figura 6.19 -	Aparelho de neoprene fretado dimensionado para as vigas de cobertura do ICC utilizando o programa da empresa TECPONT (2007).....	111
Figura C.1 -	Numeração dos nós dos apoios (SAP 2000).....	188

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Maiúsculas

A	- área do aparelho de neoprene; $A = a.b$
D	- Grau do Dano
E_{ci}	- módulo de elasticidade
E_{cs}	- módulo de elasticidade secante
F_i	- fator de intensidade do dano
F_p	- fator de ponderação do dano
F_r	- fator de relevância estrutural
G	- módulo de elasticidade transversal do apoio de neoprene
G_d	- grau de deterioração da estrutura
G_{de}	- grau de deterioração de um elemento
G_{df}	- grau de deterioração de uma família de elementos
H	- força horizontal; $H = H_{long}$
H_{curt}	- força horizontal devido ações de curta duração
H_{long}	- força horizontal devido ações de longa duração
I_d	- índice de degradação da edificação
K_1	- coeficiente empírico;
K_2	- coeficiente empírico;
N	- força normal de compressão
N_{curt}	- força normal de compressão devido ações de curta duração
N_{long}	- força normal de compressão devido ações de longa duração
$N_{máx}$	- máxima força normal de compressão
N_{mim}	- mínima força normal de compressão

Letras Minúsculas

a	- largura do aparelho de neoprene
a_H	- deslocamento horizontal do neoprene
$a_{H_{curt}}$	- deslocamento horizontal do neoprene devido ações acidentais de curta duração
$a_{H_{long}}$	- deslocamento horizontal do neoprene devido às ações de longa duração
b	- comprimento do aparelho de neoprene
h	- altura do aparelho de neoprene

f_{ck}	- resistência do concreto à compressão aos 28 dias
f_u	- tensão última do aço
f_y	- tensão de escoamento

Letras Gregas

β	- fator de forma
ε	- deformação
θ	- rotação
θ_{curt}	- rotação devido às ações de curta duração
θ_{long}	- rotação devido às ações de longa duração
μ	- coeficiente de atrito
σ	- tensão normal
σ_{adm}	- tensão normal admissível
σ_{curt}	- tensão normal devido às ações de curta duração
σ_{long}	- tensão normal devido às ações de longa duração
σ_{max}	- tensão normal máxima
τ	- tensão cisalhante
τ_h	- tensão de cisalhamento devido às forças horizontais
τ_n	- tensão de cisalhamento devido à força normal de compressão
τ_θ	- tensão de cisalhamento devido às rotações
Δh	- variação da altura da almofada

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - MOTIVAÇÃO

As estruturas de concreto armado em serviço, quando bem projetadas, executadas e utilizadas e mantidas devem suportar, além das ações mecânicas, a agressividade do meio ambiente, ao longo de sua vida útil para qual foi projetada. No entanto, sabe-se que muitas edificações têm apresentado uma degradação importante devido à interação com o meio ambiente, levando a uma necessidade de recuperação antes do término de sua vida útil. Por isso é crescente a preocupação no meio técnico e acadêmico em se estudar os mecanismos de degradação das estruturas de concreto armado, para evitar a deterioração precoce das estruturas.

Em Brasília, esta preocupação aumenta pela importância das edificações que integram o Patrimônio Cultural da Humanidade, título concedido pela Unesco em 1987. Este título foi concedido a Brasília porque muitos desses edifícios foram um marco, tanto nacional como internacional, não só do ponto de vista arquitetônico, mas também pelo seu arrojo estrutural. No entanto, se do ponto de vista arquitetônico existe muita documentação e já foram produzidos diversos trabalhos técnicos e acadêmicos, poucos trabalhos foram desenvolvidos abordando os aspectos estruturais dessas edificações. Além disso, algumas delas não vêm apresentando um desempenho satisfatório, quer seja pela deficiência de sua funcionalidade, quer seja do ponto de vista estético e apresentam um agravante que é a pouca documentação sobre a sua história. Faltam projetos estruturais, documentos sobre o processo construtivo, materiais utilizados, documentação de intervenções já realizadas, etc.

Preocupados com esse quadro professores do Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, responsáveis pela linha de pesquisa “Patologia, Manutenção e Recuperação de Estruturas”, já vem desenvolvendo trabalhos de fim de curso, dissertações e tese de doutorado com o intuito de contribuir para a melhoria de desempenho das edificações. Além do desenvolvimento de uma metodologia de avaliação das condições estruturais (CASTRO, 1994; LOPES, 1998; BOLDO, 2002), já foram estudados do ponto de vista estrutural algumas edificações que são patrimônio cultural como a Catedral (PESSOA, 2002), o Palácio do Itamaraty (SOUZA JUNIOR, 2004) e está em fase de conclusão o trabalho que aborda o Palácio da

Justiça. Esses trabalhos vêm contribuindo para documentar a história da engenharia estrutural de Brasília.

Assim, a motivação principal deste trabalho é aumentar as informações sobre a história da engenharia estrutural dos monumentos culturais da cidade de Brasília, tendo como objeto de estudo o Instituto Central de Ciências (ICC). Embora não esteja no setor considerado como patrimônio cultural de Brasília, a inserção do ICC neste “hall” de monumentos históricos se dá pelo fato de ter sido considerado grande canteiro de experimentação da tecnologia do pré-moldado. O trabalho visa avaliar a situação física atual da estrutura do edifício, mediante caracterização de sua estrutura, no que esta diz respeito à história, projetos, tecnologia construtiva e intervenções.

O Instituto Central de Ciências (ICC) constitui a edificação principal da Universidade de Brasília (UnB), tendo sido construído no período de 1962 a 1975. Essa época representou grande avanço tecnológico na construção civil do país, especialmente as estruturas pré-moldadas, tecnologia utilizada no edifício em questão.

1.2 - OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar a estrutura do Instituto Central de Ciências (ICC), mediante sua caracterização, no que diz respeito à história, projetos, tecnologia construtiva e intervenções e processo de deterioração.

Como objetivos específicos pode-se enumerar:

1. Analisar a situação física atual dos pilares do térreo e vigas de cobertura.
2. Contribuir para o aperfeiçoamento e reformulações da metodologia GDE/UnB – metodologia que busca a avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto armado – desenvolvida pelo *PECC* – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil e já aplicada em diversas estruturas.

2. Analisar a influência que a ação da temperatura exerce sobre a estrutura isostática que compõe a cobertura do ICC, construída sem juntas de dilatação em um comprimento de cerca de 700m, utilizando o software de análise estrutural *SAP 2000 V.10*.

3. Propor programa de intervenção para aumentar a vida útil de sua estrutura em concreto aparente.

1.3 - DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS

O Capítulo 2 descreve algumas metodologias de avaliação de estruturas encontradas na bibliografia nacional e internacional, dando ênfase especial à metodologia *GDE/UnB*, descrevendo sua origem, as suas formulações, algumas aplicações já realizadas. Aborda os conceitos de durabilidade e vida útil e como eles são necessários para a implementação de uma metodologia de avaliação de estruturas de concreto.

O Capítulo 3 apresenta contribuições para o aperfeiçoamento e reformulação da metodologia *GDE/UnB*, tendo como última referência a sua aplicação no prédio do *ICC/UnB* – o “Minhocão” objeto de estudo deste trabalho, e no edifício da Reitoria da UnB.

O Capítulo 4 apresenta a história da construção do prédio do ICC, dados de sua construção, projetos arquitetônicos e estruturais, tecnologia construtiva e intervenções e a caracterização da estrutura do prédio com informações e relatos relevantes.

Com o propósito de avaliar a situação física atual da estrutura do ICC, o Capítulo 5 apresenta os principais danos patológicos observados após a vistoria realizada no prédio, e apresenta os resultados obtidos com as reformulações realizadas na metodologia *GDE/UnB*. Propõe o prazo máximo para a intervenção do prédio do ICC e simula uma nova aplicação da metodologia após a recuperação dos elementos da estrutura que apresentaram níveis mais graves de deterioração.

O Capítulo 6 analisa o comportamento estrutural das vigas de cobertura do ICC utilizando-se o programa computacional *SAP 2000 V.10*, analisando a influência que a ação da temperatura exerce na estrutura, aplicando valores da variação da temperatura

contemplados pela *NBR 6118/2003* e medições das médias de temperaturas realizadas por meio de termômetro infravermelho de superfície. Com a obtenção das reações nos apoios das vigas, novos apoios de neoprene são dimensionados.

No Capítulo final, apresentam-se as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2 - ANÁLISE DESCRITIVA DAS METODOLOGIAS DE INSPEÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO

O objetivo deste capítulo é descrever algumas metodologias de avaliação de estruturas encontradas na bibliografia nacional e internacional, dando ênfase especial à metodologia *GDE/UnB*, descrevendo sua origem, as suas formulações, algumas aplicações já realizadas, e por último apontar suas limitações, para posteriormente apresentar contribuições para seu aperfeiçoamento e reformulações.

Também serão abordados neste capítulo os conceitos de durabilidade e vida útil e como eles são necessários para a implementação de uma metodologia de avaliação de estruturas de concreto.

2.1 - DURABILIDADE, VIDA ÚTIL, DESEMPENHO, DANOS E MANUTENÇÃO.

O Brasil, assim como a maioria dos países desenvolvidos, especialmente europeus adota nas estruturas de suas edificações o concreto armado. Até a década de 70, considerava-se que o concreto armado podia ser moldado em diversas formas e as armaduras em seu interior estariam plenamente protegidas, independente do meio ambiente a que o concreto estivesse sujeito. As estruturas eram projetadas para satisfazer à segurança e às exigências de estabilidade a que seriam solicitadas. Como se imaginava que o concreto armado mantinha suas propriedades físicas, mecânicas ou químicas praticamente sem alteração, fatores como a durabilidade e vida útil, não tinham grande relevância. Deve-se ressaltar também que o avanço tecnológico do concreto e os métodos de cálculo possibilitaram a execução de estruturas cada vez mais esbeltas e com dimensões reduzidas.

Com o passar dos anos, inúmeras edificações apresentavam precocemente deterioração em suas estruturas. A partir desse fato, parâmetros como a durabilidade e vida útil do concreto passaram a ser incluídos em inúmeras normas no Brasil e no mundo, além de motivar instituições e pesquisadores para o estudo desses temas.

A durabilidade de uma estrutura é função de parâmetros como: características construtivas, planejamento/projeto, execução correta, especificação de materiais, a agressividade

ambiental em que a estrutura está inserida, dos critérios de desempenho desejados, que dependem de sua finalidade, etc. Sendo assim, verifica-se a enorme dificuldade de se determinar a durabilidade de uma estrutura. (ANDRADE, 2005)

A norma referente ao projeto de estruturas de concreto, *NBR 6118 – 2003* conceitua que a durabilidade: “Consiste na capacidade de a estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.”

O parâmetro que estaria associado ao tempo e não somente às influências ambientais, porém, intimamente ligado ao conceito de durabilidade seria a vida útil. De acordo com a mesma norma: “Por vida útil de projeto, entende-se o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais”.

O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

Modelos que tentam prever a vida útil de uma estrutura devem fornecer informações para avaliar as mudanças que acontecem ao longo do tempo, levando-se em consideração, as características ambientais onde a estrutura estará inserida. Atualmente, existem alguns métodos que podem ser empregados para a previsão da vida útil de estruturas, utilizando-se de fatores: com base em experiências anteriores, com base em ensaios acelerados, através de métodos determinísticos e através de métodos probabilísticos (OLIVEIRA, 2005)

O desempenho em serviço, segundo a *NBR 6118 – 2003*, “Consiste na capacidade de a estrutura manter-se em condições plenas de utilização, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada.” Claro que se devem levar em consideração os fatores mencionados acima, como o meio ambiente (durabilidade) e o período de tempo de uso da edificação (vida útil).

Com o envelhecimento de estruturas e, conseqüentemente, o surgimento de danos, fez-se necessário o estudo das causas desse envelhecimento e como reparar esses danos, determinando a alternativa mais adequada para diferentes situações.

Quando acontece a queda do desempenho das estruturas, ocasionando a perda da durabilidade e, como conseqüência, a redução de sua vida útil, causadas por diversos fatores como erros de projeto, erros de planejamento, erros construtivos, utilização inadequada, falta de manutenção, etc., se está falando de danos da edificação. Sendo assim, o dano, para ser considerado patológico, deve comprometer de alguma forma a capacidade mecânica, funcional ou estética de uma estrutura em um tempo inferior à sua vida útil prevista.

Como observado acima, os conceitos de durabilidade, vida útil e desempenho estão relacionados com o conceito de patologia das construções e a análise dos danos patológicos é determinada em função do tempo e condições de exposição da estrutura. Porém, é preciso compreender os mecanismos de determinado dano, suas conseqüências e a origem do mesmo. Entendido isso, as intervenções são realizadas recuperando-se a estrutura em aspectos relacionados à segurança, durabilidade e estética.

Um fator importante para a durabilidade é a realização de uma série de atividades destinadas a prevenir a perda de desempenho de uma edificação, decorrente da deterioração de seus componentes e materiais durante sua vida útil. Essas atividades podem ser chamadas de manutenção. De acordo com a Norma *NBR 5674 – 1999 – Manutenção de Edificações*, a definição de manutenção é “Conjunto de atividades a serem realizadas para conservar ou recuperar a capacidade funcional da edificação e de suas partes constituintes de atender as necessidades e segurança dos seus usuários”. A manutenção não inclui serviços para alterar o uso da edificação.

Mesmo que uma estrutura seja bem construída e submetida à manutenção preventiva, com o passar dos anos, o surgimento de pequenos danos é inevitável, porém, para a recuperação desses danos, serão exigidos menos recursos para que a estrutura retorne às suas condições normais de utilização, tendo assim, a sua vida útil prolongada. Caso contrário, se em uma estrutura não foi realizada uma manutenção preventiva, os pequenos danos apresentarão

maior gravidade, exigindo um numero maior de recurso para se realizar seus reparos, e com isso, diminuindo a sua vida útil.

A título de estimativa dos custos para se realizar uma intervenção W. Sitter (1983) propôs a “Leis dos Cinco” que estabelece, de forma aproximada, parâmetros para a repercussão econômica de todos os custos envolvidos nas fases que podem ser previstas durante a vida útil de uma estrutura. O autor esclarece que os valores (em dólar) não devem ser considerados como absolutos, são meramente indicativos.

A vida útil, segundo Sitter, pode ser dividida em quatro fases, conforme o grau de deterioração:

Fase A: Projeto e construção;

Fase B: Início do processo de deterioração;

Fase C: Início da propagação dos danos;

Fase D: Estado avançado da propagação, com deterioração generalizada ocorrendo.

Uma estrutura bem projetada, executada e com manutenção preventiva adequada não deverá passar da fase B. De acordo com Sitter, os custos envolvidos das quatro fases cresceriam numa progressão geométrica de razão cinco, ou seja:

Fase A: Práticas adequadas de projeto e execução:	US\$ 1.0/ m ²
Fase B: Manutenção preventiva:	US\$ 5.0/ m ²
Fase C: Manutenção corretiva ou reparo:	US\$ 25.0/ m ²
Fase D: Recuperação ou reforço	US\$ 125.0/ m ²

Para assegurar uma vida útil adequada, pelo menos do ponto de vista econômico deve-se em primeiro lugar, projetar e construir uma boa estrutura e durante o seu uso garantir uma manutenção preventiva apropriada.

Dessa forma, a manutenção é fundamental para que as estruturas consigam desempenhar suas funções, realizando-se inspeções periódicas, avaliando-se os danos existentes e determinando-se as suas causas para uma intervenção correta.

2.2 – METODOLOGIAS DE INSPEÇÃO E AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS

A necessidade de manutenção é imprescindível para a conservação das estruturas. Os mecanismos de deterioração das estruturas são muito complexos e diversos fatores têm levado ao surgimento, cada vez maior, de manifestações patológicas.

As necessidades de inspeção são cada vez mais mencionadas em normas e guias, que estabelecem, na maioria dos casos, intervalos de tempo para a inspeção estrutural, possibilitando, com essas inspeções, monitorar as condições das estruturas, e assim, amenizar os gastos oriundos de possíveis reparos.

O Código *MC-90* do *CEB* (1990), estabelece que as estruturas devam ser inspecionadas periodicamente, preenchendo os requisitos relacionados à segurança e funcionalidade, além de se adotar estratégias de monitoramento, para estruturas de maior porte. Dessa forma, sugere intervalos de inspeção, para estruturas convencionais, como a seguir:

- Para casas, escritórios, etc.: 10 anos
- Para edifícios industriais: 5 a 10 anos
- Para pontes de auto-estradas: 4 anos
- Para pontes de ferrovias: 2 anos
- Para pontes de rodovias: 6 anos

O *EUROCODE N°2* (1989), já mencionava ser conveniente estabelecer um plano de controle especificando as inspeções a serem adotadas durante a vida útil da estrutura, além de uma elaboração de documentos com informações necessárias para a utilização da estrutura aos usuários.

A Norma *NBR 6118 – 2003*, não relata, pelo menos de forma explícita, intervalos para as inspeções, somente estabelece: “O conjunto de projetos relativos a uma obra deve orientar-se sob uma estratégia explícita que facilite procedimentos de inspeção e manutenção preventiva da construção”. Dessa forma, assim como o *EUROCODE*, a *NBR 6118 – 2003* descreve que deve ser fornecido aos usuários um manual de utilização, inspeção e manutenção: “Esse manual deve especificar de forma clara e sucinta, os requisitos básicos

para a utilização e a manutenção preventiva, necessárias para garantir a vida útil prevista para a estrutura”.

A Federação Internacional de Protensão (*FIP*, 1988) estabelece um procedimento direcionado à inspeção em estruturas de concreto armado e protendido, contendo intervalos de tempos para as inspeções. Os intervalos de tempo para as inspeções estruturais são definidos mediante categorias de inspeções, combinando a classe da estrutura aos tipos de condições ambientais e carregamento, observados da Tabela 2.1:

a) Categorias de inspeção:

Rotineira - realizada a intervalos regulares, com planilhas específicas da estrutura, elaboradas conjuntamente pelos técnicos responsáveis por projetos e manutenção;

Extensiva - realizada a intervalos regulares, alternadamente com as rotineiras, objetivando investigações mais minuciosas dos elementos e das características dos materiais componentes da estrutura;

Especial - realizada em situações não usuais, indicadas por inspeções rotineiras ou extensivas, ou por causas acidentais envolvendo comprometimento de segurança ou funcionalidade.

b) Classes de estrutura:

Classe 1 - onde a ocorrência de uma ruptura possa ter conseqüências catastróficas e/ou onde a funcionalidade da estrutura é de vital importância para a comunidade;

Classe 2 - onde a ocorrência de uma ruptura possa custar vidas e/ou onde a funcionalidade da estrutura é de considerável importância;

Classe 3 - onde é improvável que a ocorrência de uma ruptura possa levar a conseqüências fatais e/ou onde um período com a estrutura fora de serviço possa ser tolerado.

c) Tipos de condições ambientais e de carregamento:

Muito severa - o ambiente é agressivo e há carregamento cíclico e possibilidade de fadiga;

Severa - o ambiente é agressivo, com carregamento estático, ou o ambiente é normal, com carregamento cíclico e possibilidade de fadiga;

Normal – o ambiente é normal, com carregamento estático.

Tabela 2.1: Indicação de intervalos de inspeção (em anos) – FIP 1998

Condições ambientais e de carregamento	Classes de Estruturas					
	1		2		3	
	Inspeção Rotineira	Inspeção Extensiva	Inspeção Rotineira	Inspeção Extensiva	Inspeção Rotineira	Inspeção Extensiva
Muito Severa	2*	2	6*	6	10*	10
Severa	6*	6	10*	10	10*	-
Normal	10*	10	10*	-	**	**

* intercalada entre inspeções extensivas, ** apenas inspeções superficiais.

Isso demonstra que a preocupação de se estabelecer programas de inspeção em edificações usuais, já era bastante difundida na década de 90, nos países desenvolvidos. Como observado, se a *NBR 6118* em sua reformulação referencia às questões de durabilidade, vida útil e a necessidade de procedimentos de inspeção e manutenção preventiva, já é um avanço, apesar de ainda não ter determinado os prazos referentes a essas inspeções.

Uma vez realizada as inspeções periódicas e se ter um panorama geral da estrutura da edificação quanto às questões de danos, o próximo passo é fazer uma avaliação da estrutura. A avaliação deve ser realizada de forma a quantificar as patologias, bem como diagnosticá-las e classificá-las e estabelecer as medidas a serem tomadas para que seja realizada a melhor recuperação.

As metodologias surgiram com a finalidade de unificar os métodos e testes de avaliação, além de tentar reduzir a subjetividade dos levantamentos de patologias nas estruturas das edificações e, dessa forma, avaliar quantitativamente essas estruturas.

Na Europa a *RILEM* instituiu, em 1987, o Technical Committee 104 – Damage classification of concrete structures (104-DCC) visando unificar, na Comunidade Européia, métodos e diagnósticos de estruturas de concreto, através de vários artigos que discutiam a necessidade de se estabelecer sistemas de classificação e avaliação quantitativa de danos em estruturas de concreto, com “o objetivo primordial de minimizar a natureza subjetiva dos dados obtidos” (RILEM, 1991). Dessa maneira, o 104-DCC tinha a finalidade de tornar as inspeções “in situ” mais efetivas e minimizar os custos das possíveis intervenções tornando-as mais econômicas.

No Brasil, metodologias também foram desenvolvidas com o objetivo de implantar um processo de vistorias para manutenção periódicas em estruturas de concreto armado, priorizando dessa maneira as possíveis intervenções necessárias às mesmas.

Vários órgãos públicos vêm desenvolvendo metodologias específicas de inspeção e manutenção, tais como: a Sabesp, para reservatórios e travessias (BIRINDELLI, 1994), o Banco do Brasil através do Siscop (Sistema de conservação predial) mencionado por Lopes (1998), o DNIT (2004) com a Norma DNIT 010 – PRO para avaliação em pontes, a Eletronorte na área de barragens (ALMEIDA & AMARO, 1989), o Metrô de São Paulo, para vias permanentes (MACEDO, 1989).

De acordo com a metodologia utilizada pela Sabesp, os critérios de avaliação foram concebidos dentro de uma padronização, que fosse possível atribuir, a cada estrutura, valores que traduzissem o seu estado de conservação e indicasse a ação necessária correspondente a esse estado, e que também, tivesse a possibilidade de comparação com outras estruturas integrantes do “Plano de Manutenção Civil”, dessa forma, priorizando a ordem dos serviços de manutenção dessas estruturas.

O critério apresentado na metodologia da Sabesp foi desenvolvido e aferido para estabelecer o processo decisório do “Plano de Manutenção Civil”, englobando cerca de 150 reservatórios, baseando-se no método *GUT*, um método de identificação, análise e soluções de problemas. Deste método foi utilizado o conceito de classificar as ocorrências dos danos por 3 aspectos, que significam Gravidade, Urgência e Tendência. (Kepner-Tregoe *apud* Birindelli, 1994).

A gravidade (*G*) indica o grau de risco atual que as ocorrências oferecem sob ponto de vista da estabilidade estrutural, funcional e de redução de vida útil ou durabilidade. Os valores para (*G*) seguem critérios :

$G < 1$ – durabilidade, função e estabilidade estrutural estão em risco;

$G = 1$ – durabilidade e função da estrutura estão em risco;

$G = 2$ – só a durabilidade da estrutura está em risco.

A urgência (U) indica a necessidade de se adotar medidas corretivas, para não comprometer a durabilidade, funcionalidade e estabilidade do elemento em definitivo, seguindo os seguintes valores:

$U = 0$: urgente, há necessidade imediata de intervenções.

$U = 1$: urgência média. Dispõe-se de certo prazo para se realizar as intervenções, prazo este determinado pelo analista da vistoria de inspeção.

$U = 2$: sem urgência, sem necessidade de medidas corretivas.

E por último a tendência (T) é a estimativa da evolução da ocorrência caso não se adote nenhuma medida corretiva, porém, não se refere às conseqüências provocadas pela ocorrência, e sim a característica desta.

$T = 0$: tendência de evoluir progressivamente rápida;

$T = 1$: tendência de evoluir progressivamente lenta;

$T = 2$: tendência estável da ocorrência.

A metodologia *GUT* não se preocupa em definir prazos para as inspeções e intervenções das estruturas vistoriadas, uma vez que estes prazos são determinados pelos profissionais que realizam tais vistorias. Isto demonstra a falta de preocupação em minimizar a subjetividade dos resultados obtidos. Esta metodologia prioriza a ordem dos serviços de manutenção de suas obras, e se baseia em um processo de decisão desenvolvido especificamente para as áreas econômicas e administrativas. Por esse motivo, talvez, há ausência da indicação de intervalos de inspeção e prazos máximos para o planejamento das intervenções necessárias.

A norma *DNIT 010 – PRO* (2004), em seu Anexo C, apresenta as instruções para avaliação de elementos em pontes com função estrutural, conforme o sistema *SGO v3* (Sistema de Gerência de Obras-de-arte especiais)

Esse anexo contém uma tabela em que se atribuem notas para avaliação de cada elemento estrutural de uma ponte, variáveis de 1 a 5, refletindo a maior ou menor gravidade de problemas detectados. A metodologia *GDE/UnB* adota princípio similar, porém, somente com 4 níveis para avaliar e classificar as condições da estrutura.

Na *DNIT 010 – PRO* (2004), as notas menores, próximas a 1, refletem as piores condições para o elemento estrutural. A nota 2 indica danos associados à capacidade insuficiente da estrutura da ponte, sem, no entanto, apresentar sinais de risco iminente de colapso. Nesse caso a recuperação deve ser realizada em prazo curto, sendo classificada como sofrível a condição de estabilidade da ponte, ou seja, problemática. Postergando a recuperação, os danos podem levá-la a um estado crítico de colapso.

Na análise atribui-se uma nota com o valor 1, a mais baixa, aos danos que podem gerar grave insuficiência estrutural à ponte, com risco de colapso estrutural, e condições de estabilidade precárias, podendo vir a configurar uma situação emergencial, com necessidade de intervenções imediatas.

A seguir a tabela que consta no Anexo C da norma *DNIT* citada anteriormente.

Tabela 2.2: Instruções para atribuição de notas de avaliação em pontes (Norma *DNIT 010 – PRO* (2004))

NOTA	DANOS NO ELEMENTO/ INSUFICIENCIA ESTRUTURAL	AÇÃO CORRETIVA	CONDIÇÕES DE ESTABILIDADE	CLASSIFICAÇÃO DAS CONDIÇÕES DA PONTE
5	Não há danos nem insuficiência estrutural	Nada a fazer	Boa	Obra sem problemas
4	Há alguns danos, mas não há sinais de que estejam gerando insuficiência estrutural.	Nada a fazer; apenas serviços de manutenção.	Boa	Obra sem problemas importantes
3	Há danos gerando alguma insuficiência estrutural, mas não há sinais de comprometimento da estabilidade da obra.	A recuperação da obra pode ser postergada, devendo-se, porém, neste caso, colocar-se o problema em observação sistemática.	Boa aparentemente	Obra potencialmente problemática Recomenda-se acompanhar a evolução dos problemas através das inspeções rotineiras, para detectar em tempo hábil, um eventual agravamento da insuficiência estrutural.

2	Há danos gerando significativa insuficiência estrutural na ponte, porém não há ainda, aparentemente, um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) da obra deve ser feita no curto prazo.	Sofrível	<p>Obra problemática</p> <p>Postergar demais a recuperação da obra pode levá-la a um estado crítico, implicando também sério comprometimento da vida útil da estrutura. Inspeções intermediárias são recomendáveis para monitorar os problemas</p>
1	Há danos gerando grave insuficiência estrutural na ponte; o elemento em questão encontra-se em estado crítico, havendo um risco tangível de colapso estrutural.	A recuperação (geralmente com reforço estrutural) – ou em alguns casos, substituição da obra – deve ser feita sem tardar.	Precária	<p>Obra crítica</p> <p>Em alguns casos, pode configurar uma situação de emergência, podendo a recuperação da obra ser acompanhada de medidas preventivas especiais, tais como: restrição de carga na ponte, interdição total ou parcial ao tráfego, escoramentos provisórios, instrumentação com leituras contínuas de deslocamentos e deformações etc.</p>

2.3 - METODOLOGIA GDE/UnB

2.3.1 - Origem

Desenvolvida por Castro (1994), e chamada de metodologia *GDE/UnB* ou *PECC/UnB*, tem como objetivo avaliar quantitativamente as estruturas de concreto armado convencionais. Castro tomou como ponto de partida a metodologia de Klein et alli (1991), desenvolvida para quantificar obras de arte, e constatou que a aplicação para estruturas convencionais resultava dados insatisfatórios. Desse modo, introduziu conceitos e parâmetros que permitissem quantificar o grau de deterioração de uma estrutura usual e de seus componentes. A metodologia *GDE/UnB* já foi aplicada em diversas estruturas e sofreu modificações por Lopes (1998) e Boldo (2002). O presente trabalho utilizará a metodologia a partir de sua última modificação. A figura 2.1 mostra o fluxograma da metodologia.

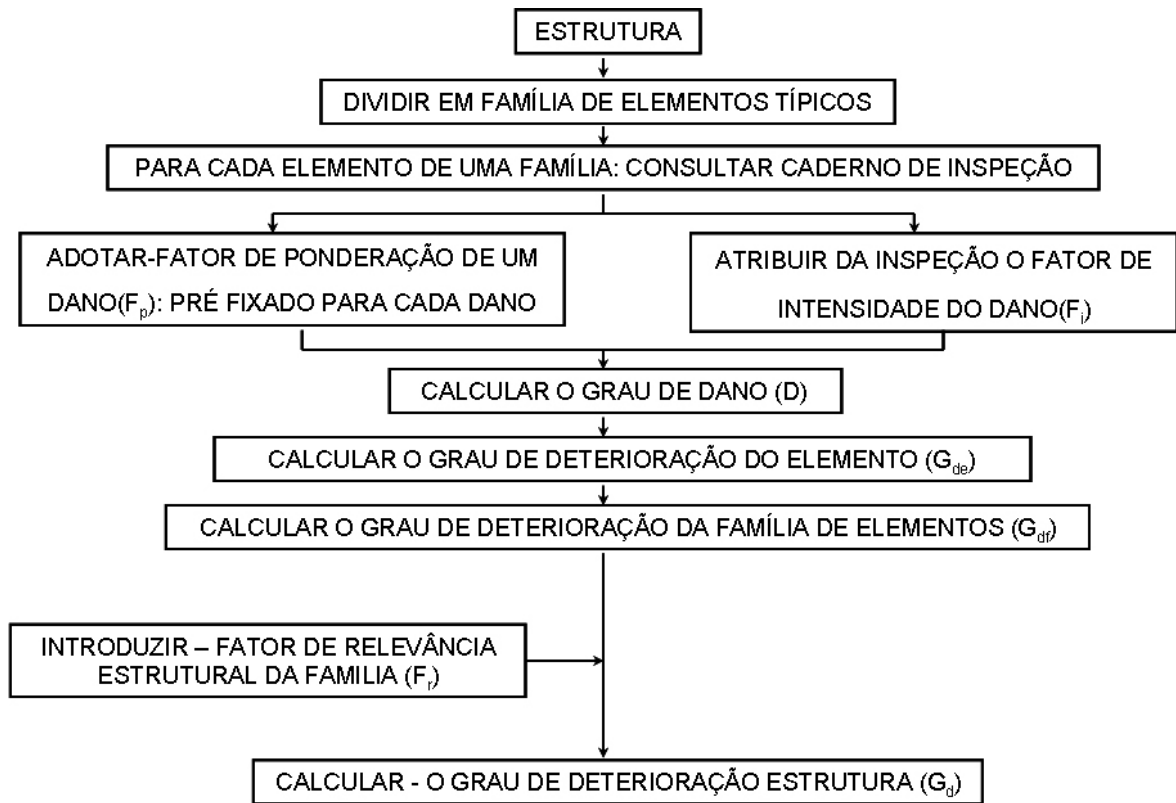


Figura 2.1: Fluxograma para avaliação do grau de deterioração de estruturas de concreto da metodologia *GDE/UnB* (Boldo,2002)

De acordo com as conseqüências que as patologias podem apresentar em relação à estética, funcionalidade e estabilidade de um determinado elemento (vigas, pilares, lajes e etc.), a metodologia acima citada estabelece valores para o chamado “fator de ponderação” de um dano (F_p), que pode variar de 0 a 10.

Outro fator característico da metodologia, quando realizada uma inspeção de determinada estrutura, é o fator de intensidade (F_i). Este fator identifica as possíveis lesões que o elemento pode apresentar e varia de 0 a 4, com a configuração mostrada abaixo.

- 0 – sem lesões;
- 1 – lesões leves;
- 2 – lesões toleráveis;
- 3 – lesões graves;
- 4 – estado crítico.

O grau de cada dano em um elemento é calculado através dos fatores de ponderação e intensidade, levando em consideração o modelo de evolução da corrosão de armadura proposto por Tuutti (1982). Lopes (1998) modificou a metodologia de Castro (1994) para a fórmula do Grau de deterioração do elemento (G_{de}), identificando que ela poderia levar, por vezes, a resultados incoerentes. Boldo (2002) aplicou o princípio utilizado por Lopes (1998) também para o grau de deterioração da família (G_{df}).

2.3.2 - Formulações da metodologia GDE/UnB

A seguir, apresenta-se a formulação da metodologia GDE/UnB, para avaliação de estruturas convencionais de concreto armado:

Grau do Dano (D)

$$D = 0,4 F_i F_p \quad \text{para } F_i \leq 2,0 \quad (2.1)$$

$$D = (6 F_i - 14) F_p \quad \text{para } F_i > 2,0$$

Grau de deterioração de um elemento (G_{de})

$$G_{de} = D_{máx} \left[1 + \frac{\sum_{i=1}^m D^{(i)} - D_{máx}}{\sum_{i=1}^m D^{(i)}} \right] \quad (2.2)$$

Tabela 2.3 – Classificação dos níveis de deterioração do elemento

Nível de deterioração	G_{de}	Ações a serem adotadas
Baixo	0 - 15	Estado aceitável. Manutenção preventiva.
Médio	15 – 50	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em médio prazo (máx. 2 anos).
Alto	50 – 80	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máx. 1 ano).
Crítico	> 80	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata.

Grau de deterioração de uma família de elementos (G_{df})

Toma-se como base apenas os elementos $c/G_{de} \geq 15$

$$G_{df} = G_{dem\acute{a}x} \left[1 + \frac{\sum_{i=1}^m G_{de(i)} - G_{dem\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m G_{de(i)}} \right] \quad (2.3)$$

Fator de Relevância Estrutural (F_r)

- Elementos de composição arquitetônica $F_r = 1,0$
- Reservatório superior $F_r = 2,0$
- Escadas/rampas, reservatório inferior, cortinas, lajes secundárias, juntas de dilatação. $F_r = 3,0$
- Lajes, fundações, vigas secundárias, pilares secundários. $F_r = 4,0$
- Vigas e pilares principais $F_r = 5,0$

Grau de Deterioração da Estrutura (G_d)

$$G_d = \frac{\sum_{i=1}^K F_{r(i)} G_{df(i)}}{\sum F_{r(i)}} \quad (2.4)$$

Tabela 2.4 – Classificação dos níveis de deterioração da estrutura

Nível de deterioração	G_d	Ações a serem adotadas
Baixo	0 – 15	Estado aceitável. Manutenção preventiva.
Médio	15 – 40	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em médio prazo (máx. 2 anos).
Alto	40 – 60	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máx. 1 ano).
Crítico	> 60	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata.

2.3.2 - Aplicações da metodologia GDE/UnB

A primeira aplicação da metodologia *GDE/UnB* foi realizada por Castro (1994) no prédio do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Faculdade de Tecnologia – FT, da Universidade de Brasília. A estrutura do prédio é de concreto armado aparente, e com fechamento de alvenaria de blocos cerâmicos. O nível de deterioração obtido com a aplicação da metodologia, para o prédio, resultou na classificação “médio”, mostrando, que a metodologia apresentava consistência, pois os resultados obtidos refletiam, até o momento, o estado de deterioração em que se encontrava a estrutura. Com isso, a metodologia demonstrou ser uma ferramenta útil para a elaboração de diagnósticos, fornecendo dados importantes para se avaliar às condições estruturais de uma estrutura ao longo de sua vida útil.

Castro (1994) realizou um segundo estudo de caso, aplicando a metodologia em um prédio residencial, destinado à moradia de funcionários e professores, de propriedade da UnB, localizado no Bloco H da SQN 107, sendo a estrutura do prédio em concreto aparente, com 6 pavimentos, pilotis e garagem no subsolo. O objeto de estudo e avaliação, foi a prumada central da edificação, situada entre duas juntas de dilatação. O resultado do nível de deterioração da estrutura para essa edificação mostrou um nível “alto”, e ainda, apresentou um pilar com (G_{de}) “crítico”, recomendando uma intervenção imediata desse elemento, para restabelecer a sua integridade e garantir a sua segurança e sua durabilidade.

Lopes (1998) aplicou a metodologia *GDE/UnB* com o objetivo de aperfeiçoamento do sistema de manutenção predial denominado *SISCOP* (Sistema de conservação predial), desenvolvido e utilizado pelo Banco do Brasil, desde 1989, incluindo o componente “estrutura” da metodologia no sistema de conservação do Banco.

O sistema *SISCOP* abrangia 15 componentes, porém, não possuía o componente “estrutura”, sendo considerado dessa forma uma deficiência, pois a estrutura tem importância vital na segurança de uma edificação.

A partir desta deficiência, uma compatibilização foi realizada entre o componente “estrutura” da metodologia aos demais componentes do sistema *SISCOP*, para obter o parâmetro (I_d) índice de degradação da edificação utilizado pelo sistema. Lopes alterou a

família de elementos, definiu novos fatores de ponderação e modificou a formulação do grau de deterioração do elemento, após essas modificações e compatibilizações, aplicou a metodologia.

Foram escolhidos 6 prédios de grande porte pertencentes ao estoque do Banco do Brasil S.A., localizados em 5 diferentes grandes capitais, duas dessas capitais litorâneas. A tabela a seguir mostra a cidade, o ano de construção do prédio e o grau de deterioração da estrutura de cada um desses prédios avaliados.

Tabela 2.5 - Aplicação da metodologia GDE/UnB em prédios do Banco do Brasil

Cidade/ Estado	Ano de Construção do Prédio	Nível de deterioração da estrutura (G_d)
Porto Alegre/RS	1978	48 (nível alto)
Santo Amaro/ SP	1977	36 (nível médio)
Rio de Janeiro/RJ	1973	59 (nível alto)
Rio de Janeiro/RJ	1977	42 (nível médio)
Salvador/BA	1967	120 (nível crítico)
Brasília/DF	1981	52 (nível alto)

A aplicação realizada por Boldo (2002) quantificou 40 edificações pertencentes ao Exército Brasileiro, edificações dos mais variados tipos, dentre elas: 3 na região Norte, 13 na região Centro-Oeste, 7 na região Sudeste e 14 na região Sul.

Os resultados obtidos mostraram que as condições do estoque das edificações analisadas eram, em geral, muito boas, com um pequeno número apresentando manifestações de danos visíveis e significativas, predominando lesões toleráveis (com $F_i = 2$). Essas edificações vêm sendo, dentro do possível, corretamente mantidas. Boldo alterou a fórmula de grau de deterioração da família (G_{df}), análoga ao de Lopes para o cálculo do G_{de} , entendendo que ela mostra uma situação mais realista, ressaltando o elemento em piores condições.

Em sua dissertação de mestrado, Pessoa (2002) aplicou a metodologia no edifício da Catedral de Brasília, dividindo a estrutura em quatro elementos estruturais distintos, discriminados a seguir:

- Nave da Catedral: composto pela laje de cobertura, laje de fechamento da laje de cobertura, 16 pilares de sustentação, anel inferior e vitrais;
- Espelho d'água: Composto pela laje do espelho, pilares e vigas de sustentação, galeria técnica e anel inferior;
- Batistério: composto pela laje de cobertura;
- Campanário

A nave da Catedral obteve como resultado um $G_d = 15$ (nível médio de deterioração), o espelho d'água obteve um grau de deterioração igual a 68 (nível crítico de deterioração), o batistério um $G_d = 37$ (nível médio de deterioração) e por último o campanário que teve um $G_d = 4$ (baixo nível de deterioração).

O espelho d'água, de acordo com a metodologia, necessitava de uma intervenção imediata, pois apresentou infiltrações e vazamentos. Notou-se também, que fissuras coincidiam com a posição das juntas de dilatação, e que estas foram solidarizadas, em intervenção feita na época, aos pilares de sustentação propagando-se para a estrutura da nave. O prazo de intervenção para a nave e o batistério foi estabelecido em, no máximo, 2 anos, e o campanário, segundo a metodologia, necessitava, somente de uma manutenção preventiva. O cobrimento das armaduras da laje do batistério foi considerado insuficiente, apresentando indícios de corrosão das armaduras. O campanário apresentou somente fissuras de origem térmicas na base do pilar.

Para a estrutura da nave da Catedral recomendou-se uma limpeza periódica das fezes de pombos na superfície dos pilares, e uma avaliação, através de ensaios, das condições das armaduras desses 16 pilares de sustentação. A utilização de uma tinta hidrofugante, para prevenir o aparecimento de fungos nas junções pilar/vitrais, também foi recomendada. Quanto às juntas de dilatação do espelho d'água, recomendou-se o restabelecimento de sua estanqueidade, através de uma correta impermeabilização. Para o batistério, sugeriu-se a interrupção do processo de corrosão de sua laje, além de uma limpeza adequada, com

aplicação de um produto impermeabilizante. Recomendou-se também monitorar as fissuras de origem térmica no pilar do campanário, a fim de verificar seu desenvolvimento.

A metodologia também foi utilizada para avaliação da estrutura do Palácio do Itamaraty. Essa avaliação fez parte da dissertação de mestrado de Santos Junior (2004), o qual, dividiu a estrutura do Itamaraty em 3 segmentos, segundo o autor, para uma melhor avaliação. A estrutura foi dividida em:

- Estrutura Interna: composta pelas lajes, vigas, escadas, lajes e vigas de cobertura;
- Estrutura da Fachada: composta pelos pilares dos arcos e arcos;
- Rampas de acesso e Estrutura do lago: composta por lajes, vigas e pilares, lajes e cortinas do lago.

A estrutura interna do Palácio, de acordo com a avaliação, encontrava-se em um estado razoável de conservação, necessitando de uma intervenção de médio prazo, máximo de 2 anos, apresentando um $G_d = 25$, equivalente a um nível de deterioração médio. Na viga do térreo da fachada leste, no entanto, sugeriu-se uma intervenção imediata, pois se encontrava com armadura exposta em uma região de grande umidade, muito próxima ao lago. Também, se recomendou a intervenção no processo de corrosão da escada.

Com relação à estrutura da fachada do Itamaraty concluiu-se que esta se encontrava em um bom estado de conservação, necessitando de uma intervenção sem tempo estipulado, pois apresentou um $G_d = 14$ (nível baixo de deterioração). Sugeriu-se ainda a limpeza das manchas escuras dos arcos, para assim, evitar o aspecto de sujeira ao monumento.

A última parte da estrutura, composta pelas rampas e a estrutura do lago, alcançou um nível crítico de deterioração, apresentando um $G_d = 101$, sendo necessária, segundo a metodologia, uma intervenção imediata.

De acordo com a análise, o nível crítico que foi alcançado, deve-se a vários problemas existentes na estrutura em uma das rampas (a estrutura apresenta um total de 7 rampas), porém, as demais, estavam bem conservadas. Os problemas na rampa ocorreram, aparentemente, quando houve uma sobrecarga na sua estrutura, e, seus pilares foram danificados. Alguns pilares foram reforçados com o uso de chapas metálicas e concreto,

mas observou-se que alguns não foram preenchidos corretamente com concreto. Dois desses pilares não haviam sido reforçados, mas estavam aparentemente rompidos.

2.3.3 - Aplicação da metodologia GDE/UnB no prédio do Instituto Central de Ciências - ICC

A monografia de fim de curso realizada por Andrade (2006) utilizou o Relatório Interno (Nepomuceno et alli) elaborado pelo Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, que foi contratado pelo CEPLAN para avaliar as condições físicas da estrutura do prédio do ICC quanto aos danos patológicos. Andrade trabalhou com os dados obtidos no levantamento para a aplicação da metodologia do GDE/UnB (Boldo, 2002). Este edifício de cerca de 700 m é constituído de elementos pré-moldados em concreto armado e protendido, com uma repetição muito grande da tipologia de elementos. Como esse edifício é objeto desta dissertação, ele será mais bem detalhado no capítulo 4. Andrade obteve como resultado do grau de deterioração da estrutura um G_d crítico de 205, pela análise global. Também realizou uma análise estatística amostral, considerando a repetitividade dos elementos, que resultou em um G_d crítico de 123.

Para avaliar a influência da adoção de critérios de divisão da estrutura no G_d , Andrade (2006) fez a divisão do edifício por blocos e alas. Com essa divisão da estrutura, obteve-se grau de deterioração da estrutura igual a 164. Esse valor, apesar de também ser crítico, é bastante inferior ao obtido quando a estrutura foi dividida apenas em blocos (G_d crítico igual a 205).

Esses resultados obtidos no prédio do ICC mostram que a metodologia apresenta algumas limitações, não só do ponto de vista da abordagem do edifício, mas também em alguns conceitos de dano.

2.3.4 - Limitações da metodologia GDE/UnB

A partir dos resultados obtidos da aplicação da metodologia no prédio do ICC, observou-se que a mesma precisava passar por algumas reformulações, principalmente em seu Roteiro de Inspeção, no que diz respeito às conceituações dos danos mais frequentes em estruturas de concreto armado e à utilização da norma de concreto vigente. Alguns desses conceitos

não estavam muito claros no Roteiro de Inspeção, o que poderia confundir o usuário e, assim, prejudicar o diagnóstico de algumas patologias no momento da realização da vistoria.

Verificou-se, também pelo trabalho de Andrade (2006), a necessidade de aprimoramento nos valores dos fatores de intensidade (F_i) e os valores dos fatores de ponderação de alguns danos (F_p), principalmente os que se referem à valores estéticos. É importante frisar que não se trata somente de diminuir os valores dos $F_{p's}$, mas, sim de adequá-los, da melhor maneira possível, aos danos mais freqüentes em uma estrutura.

De acordo com a expressão (2.3) para se determinar o (G_{df}) da estrutura, observou-se que a mesma supervaloriza o estado real de um elemento crítico e, quanto maior a população, mais próximo de “2” fica o valor da parte entre parênteses da expressão. Com isso, populações cada vez maiores apresentam valores de G_{df} cada vez mais próximas do dobro do valor do $G_{demáx}$ dos elementos da família.

O capítulo 3 apresentará reformulações propostas para diminuir as limitações da metodologia, e procurar-se-á o aperfeiçoamento do seu roteiro de inspeção, seus fatores de intensidade (F_i) e ponderação (F_p) e, a sua formulação para cálculo de deterioração da família de elementos G_{df} , e a proposta de adotar mais um nível de deterioração ao classificar o estado da estrutura.

3 - PROPOSTA DE REFORMULAÇÃO DA METODOLOGIA GDE/UnB

O objetivo deste capítulo é apresentar contribuições para o aperfeiçoamento e reformulação da metodologia *GDE/UnB* – que busca a avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto armado – desenvolvida por Castro (1994), modificada por Lopes (1998) e Boldo (2002), no *PECC/UnB*, e que já foi amplamente aplicada em inúmeras estruturas e monumentos da cidade de Brasília, tendo como última referência de aplicação o prédio do *ICC/UnB* – o “Minhocão” e o edifício da Reitoria da UnB.

3.1 - REFORMULAÇÃO DA FORMA DE CONCEITUAÇÃO DOS DANOS

Foram reformulados alguns conceitos como o de carbonatação, contaminação por cloretos e cobrimento deficiente. Esses três danos podem ou não dar seqüência a um outro dano, a corrosão. No entanto, no Roteiro de Inspeção de Boldo (Apêndice A), os mesmos não refletem esse tipo de situação, o que agora estará sendo buscado.

A norma usada pelo Roteiro de Boldo (2002) para quantificar os danos cobrimento deficiente, fissuração e flechas excessivas foi o projeto de norma *PNB – 1/ 2001*, substituída pela Norma *NBR 6118/2003*. Com relação ao cobrimento nominal, essa norma faz uma correspondência entre a classe de agressividade ambiental a que a estrutura está sujeita e o cobrimento nominal a ser considerado.

O dano “esfoliação” passa a ser chamado de “desplacamento”, para não confundir com “desagregação”, pois este último é resultado de ataques químicos ao concreto. O dano “segregação” também foi modificado quanto à sua nomenclatura passando a ser chamado de “falha de concretagem” (nichos ou ninhos de concretagem).

No Roteiro de Inspeção, a abordagem do dano “fissuração inaceitável” foi modificada, adotando-se os parâmetros em relação à Norma *NBR 6118/2003*, que dispõe: “O risco e a evolução da corrosão do aço na região das fissuras dependem essencialmente da qualidade e da espessura do concreto de cobrimento da armadura”. A abertura máxima característica

w_k das fissuras, que não exceda valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm, em estruturas bem projetadas, construídas e submetidas às cargas previstas na normalização, não denotam perda de durabilidade ou de segurança quanto aos estados limites últimos. E ainda, em componentes ou elementos de concreto armado, são satisfatórias para as exigências de durabilidade.

A norma ainda enfatiza que “A fissuração em elementos estruturais de concreto armado é inevitável, devido à grande variabilidade e à baixa resistência do concreto à tração; mesmo sob as ações de serviço (utilização), valores críticos de tensões de tração são atingidos”.

A fissuração é o dano mais comum, pois pode ser considerada como a manifestação patológica característica das estruturas de concreto (SOUZA, 1999). É necessário desenvolver análises que permitam a mais correta configuração das fissuras, determinando assim, se são ativas ou vivas (aquela que ainda estão trabalhando, ou seja, variando a sua abertura) ou se as fissuras são inativas ou estáveis (como o nome sugere não variam de tamanho).

De acordo com o Roteiro de Inspeção, no dano “fissuração inaceitável”, não são consideradas as fissuras oriundas de ataques químicos, responsáveis por desagregação e corrosão.

O dano “flechas excessivas” também foi modificado para adequação à norma vigente, com relação aos deslocamentos limites a que uma determinada estrutura pode estar sujeita como parâmetro de funcionalidade estrutural e conforto dos usuários.

Os danos “infiltração” e “infiltração na base” passam a ser chamados respectivamente, “umidade” e “umidade na base” ambos indicam a penetração de água ou a presença desta em elementos estruturais.

Nesta reformulação os danos “manchas” e “umidade” foram incluídos na tabela referente à elementos de composição arquitetônica.

3.2 - REFORMULAÇÃO DOS FATORES DE INTENSIDADE (F_i) ASSOCIANDO ALGUNS DANOS À CORROSÃO

Ao analisar-se a Tabela Classificação dos danos e fatores de intensidade (F_i) do Roteiro de Inspeção de Boldo (Apêndice A), observou-se a necessidade de melhorar sua forma de apresentação e quantificar melhor os danos associados à corrosão. A reformulação a seguir refere-se a esses danos.

A corrosão de armaduras só se desenvolve depois que houve despassivação e o seu mecanismo é eletroquímico com reações anódicas e catódicas, ocorre em meio aquoso (tem de haver umidade) e se dá na presença de oxigênio. Dessa forma, não há corrosão em concretos secos, pela falta do eletrólito e também em concretos saturados, pela ausência de oxigênio para iniciar o processo corrosivo.

Quando a carbonatação, localizada ou generalizada, atinge a armadura, na presença de umidade, há o risco de se iniciar o processo de corrosão. Nesse caso, foram definidos fatores de intensidade (F_i) de 3 e 4.

Se um elemento apresenta cobertura de concreto deficiente menor que o previsto na norma atual, e ainda permitindo a localização visual e exposição da armadura em pequenas ou grandes extensões, essa armadura corre o risco de corrosão recebendo um fator de intensidade (F_i) igual a 2 e 3.

O mecanismo de penetração de cloretos em peças de concreto, depende de diversos fatores: relação água/cimento, umidade relativa, condições de saturação dos poros, tipo e quantidade de cimento por metro cúbico de concreto, acesso de cloretos ao concreto (se antes ou depois do concreto estar endurecido), etc. Esses fatores influenciarão no tempo que uma quantidade significativa chegará à armadura e, com isso, seja capaz de iniciar o processo de corrosão. (FIGUEIREDO, 2005)

O transporte de íons cloretos somente ocorre em presença de água. Um dos principais mecanismos de transporte dos cloretos é a difusão, um fenômeno bastante complexo, pois pode combinar diversos fatores que o influenciam como a variação da temperatura e o grau de saturação dos poros, por exemplo.

A penetração dos cloretos pode acontecer de outras maneiras como por sucção ou absorção capilar, principalmente em estruturas submetidas a marés, com ciclos de umedecimento e secagem. A profundidade de penetração dos cloretos depende justamente desses ciclos e da permeabilidade da superfície de concreto (BAKKER, 1998).

O risco de corrosão por meio de transporte de cloretos dá-se, então, em ambientes úmidos e por isso, no Roteiro de Inspeção, adota-se o fator de intensidade $F_i = 2$ e 3 respectivamente, para elementos no interior e exterior sem a presença de umidade. Quando existe a presença de cloretos em ambientes úmidos, o fator de intensidade a ser adotado é $F_i = 4$.

Um dano que pode surgir em consequência da corrosão das armaduras, principalmente em estados avançados, é o deslocamento, que ocorre com o aumento do volume das barras de aço, causando a ruptura da camada de concreto que as envolve e deixando-as à mostra e, nesse caso, agravando a corrosão. Esse dano é caracterizado pelo surgimento de escamas (placas), não associados a ataques químicos ao concreto, mas em decorrência de corrosão das armaduras. Pode surgir também por choques ou movimentações térmicas com atrito entre elementos estruturais e aumentar a susceptibilidade à corrosão. Propõem-se para o fator de intensidade (F_i) do deslocamento os valores de 3 e 4 , quando a armadura está exposta, podendo já se iniciar a corrosão

Quando manchas brancas começam a aparecer em determinado elemento estrutural de concreto armado, o provável dano é a eflorescência, que, em estágio avançado, dá origem a estalactites ou crostas de carbonato de cálcio, adotando-se, nesse caso, um fator de intensidade igual a 4 . Quando o elemento estrutural apresenta ninhos de concretagem (falha de concretagem) propõem-se os fatores de intensidade (F_i) de 3 e 4 , pois podem provocar corrosão, uma vez que possibilitam a exposição de suas armaduras.

3.3 - REFORMULAÇÃO DOS FATORES DE PONDERAÇÃO (F_p)

Atualmente, na metodologia do GDE/UnB, os fatores de ponderação (F_p) variam numa escala com valores de 1 a 10, já explicados no item 2.3.1.

O grau do dano é calculado a partir dos valores do fator de ponderação ($0 \leq F_p \leq 10$) e fator de intensidade ($0 \leq F_i \leq 4$) utilizando-se o modelo proposto por Tuutti (1982), que considera duas etapas no processo de evolução da corrosão de armaduras. Segundo este modelo, o processo de degradação em determinado elemento se desenvolve em 2 fases: na fase *iniciação* os danos são imperceptíveis, a velocidade de degradação é lenta e não há o comprometimento à vida útil da estrutura; enquanto que na fase de *propagação* existem fatores que aceleram o processo de deterioração que pode comprometer a funcionalidade e a segurança da estrutura. Este modelo é estendido para outras patologias considerando sempre uma etapa em que os danos são muito pequenos e outra nos quais se aceleram na medida em que os agentes agressivos provocam a degradação e que é qualitativamente apresentado na Figura 3.1, para $F_p=10$

As fases “iniciação” e “propagação” são representadas no eixo das abscissas com os fatores de intensidade (F_i) numa escala de 0 a 4. O ponto do eixo das abscissas que indica a mudança de fase (2,5) é o valor considerado intermediário entre os valores 2 (indicativo de lesões toleráveis) e 3 (indicativo de lesões graves). O gráfico da figura 3.1, também indica o valor limite máximo para $D=100$, que corresponde ao valor do $F_i = 4$, indicativo de estado crítico dos danos na estrutura.

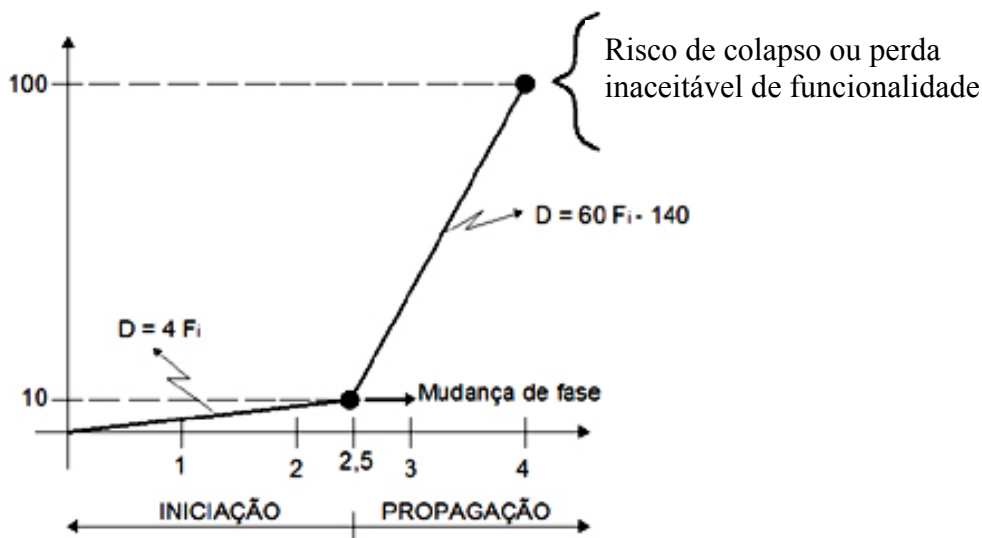


Figura 3.1: Grau do dano (D) x Fator de intensidade do dano (F_i) para $F_p=10$ (Boldo,2002)

Deste modo, na situação mais desfavorável ($F_p = 10$), o Grau do dano é expresso:

$$D = 4 F_i \quad \text{para } F_i \leq 2,0 \quad (3.1)$$

$$D = (60 F_i - 140) \quad \text{para } F_i \geq 3,0 \quad (3.2)$$

Para valores inferiores ao máximo ($F_p < 10$), o grau do dano (D) é obtido multiplicando as expressões (3.1) e (3.2) pela razão $F_p/10$, resultando nas seguintes expressões:

$$D = 0,4 F_i F_p \quad \text{para } F_i \leq 2,0 \quad (3.3)$$

$$D = (6F_i - 14) F_p \quad \text{para } F_i \geq 3,0 \quad (3.4)$$

3.3.1 - Reformulação do Grau do Dano (D)

Considerando que a maioria dos fatores de ponderação dos danos está acima de 5 (Roteiro de Inspeção de Boldo - Apêndice A), julga-se que não se justifica a pontuação de 0 a 10 e por isso, propõe-se a diminuição dos fatores de ponderação para uma escala variando de 1 a 5. Para que essa modificação seja efetuada, é necessário reformular também o Grau do dano (D) em um elemento.

Dessa forma, o $F_p = 5$ é considerado o valor para a situação mais desfavorável (limite), por analogia às expressões (3.3) e (3.4), e as expressões limites para o cálculo do (D) resultam:

$$D = 0,8 F_i F_p \quad \text{para } F_i \leq 2,0 \quad (3.5)$$

$$D = (12F_i - 28) F_p \quad \text{para } F_i \geq 3,0 \quad (3.6)$$

Portanto, da formulação proposta, o grau do dano (D) é em função de duas variáveis, o fator de ponderação ($0 \leq F_p \leq 5$) inerente a cada manifestação de dano e pré-estabelecido para a família, e o fator de intensidade do dano atribuído pelo profissional responsável pela inspeção estrutural ($0 \leq F_i \leq 4$). Assim, independente da escala, os valores do dano em um elemento serão os mesmos para cada fator de intensidade, e a representação gráfica do grau do dano (D) seria dado por um volume formado com o plano $F_p = 5$ resultando na figura 3.2.

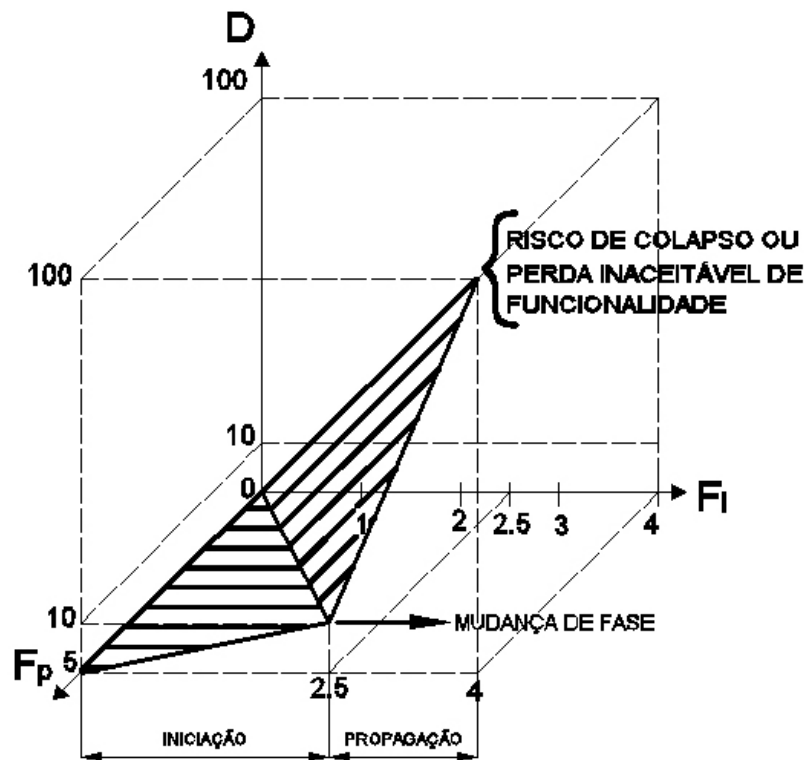


Figura 3.2: Grau do dano (D) x Fator de intensidade do dano (F_i) para $F_p = 5$

3.3.2 - Reformulação do (F_p) de danos relacionados à corrosão

Em virtude de a corrosão ser um dano iniciado em consequência de outros, como carbonatação e contaminação por cloretos, chegou-se à conclusão que o valor do seu fator de ponderação, independente do tipo de elemento (pilares, vigas etc.) estava subestimado.

No Roteiro de Inspeção de Boldo (Apêndice A), à corrosão das armaduras foi atribuído o fator de ponderação igual a 7, para a contaminação por cloretos o valor 10 e para carbonatação também 7, sem uma justificativa consistente para esses valores. Além de modificá-los para um valor limite máximo de (F_p) igual a 5, pretende-se correlacionar esses danos ao dano corrosão das armaduras. Dessa forma, na reformulação aos fatores de ponderação para os danos corrosão, contaminações por cloretos e carbonatação são atribuídos respectivamente os seguintes valores; $F_p = 5$, $F_p = 4$ e $F_p = 3$.

Em se tratando de fissuras pretende-se fazer uma reformulação de acordo com os tipos de fissura a que um elemento esteja sujeito. Para que essa reformulação nos fatores de ponderação (F_p) seja feita, é preciso conceituar com mais precisão o dano “fissuras”, o

período em que essas fissuras se originaram, se no estado fresco ou endurecido, e se os eventos ocorreram por ação de cargas (fissuras de origem estrutural). Desse modo, as fissuras que têm conseqüências apenas estéticas, com esta reformulação, não devem ter a mesma ponderação de fissuras que podem levar a problemas estruturais.

3.4 - TIPOLOGIA DAS FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

Fissuras são fraturas que surgem em um elemento, quando uma solicitação produz tensões de tração que superam a resistência à tração do material. Porém, a presença de fissuras no concreto não necessariamente indica deficiência na capacidade resistente do elemento, já que é uma característica do material a sua baixa resistência à tração e o cálculo estrutural considera essa possibilidade. É importante, no entanto, que essas fissuras estejam dentro de limites impostos pelas normas, relacionadas ao tipo de estrutura e ambiente. As fissuras podem ocorrer nos elementos de concreto em seu estado fresco ou endurecido e podem ser produzidas por cargas impostas, por ataques químicos, por gradiente de temperatura, etc. A seguir serão relatados alguns tipos de fissuras.

3.4.1 - Fissuras no estado fresco (plástico)

Podem ocorrer no período entre o início e o fim de pega do concreto, com características diferentes das que aparecem no concreto endurecido, sendo as mais comuns causadas por retração plástica, assentamento, movimentação de fôrmas e escoramento, descritas a seguir:

3.4.1.1 - Fissuras de retração plástica

Depois de algum tempo de o concreto ter sido lançado em fôrmas, ele pode perder água rapidamente, por evaporação, com a sua massa se contraindo devido às forças capilares. Esse fenômeno pode acontecer imediatamente após o lançamento do concreto, em torno de 10 minutos (SOUZA, 1999). As fissuras típicas de retração plástica são paralelas entre si e afastadas uma das outras de 0,3 a 1 m e com 25 a 50 mm de profundidade (METHA, 1994). Em geral não são tão prejudiciais, porém, dependendo de sua abertura, podem facilitar a penetração dos agentes agressivos e se iniciar o processo de corrosão. Este processo de fissuração é mais comum em elementos de superfície, como lajes e paredes

(topo), com as fissuras sendo paralelas entre si, fazendo um ângulo de aproximadamente 45° com os cantos. Têm a profundidade reduzida, na grande maioria dos casos (SOUZA, 1999) (Figura 3.3).

Alguns autores usam o termo “retração por secagem” para a retração plástica, o que pode causar certa confusão, pois a retração por secagem também ocorre, no concreto endurecido. A abertura de fissura de retração plástica é normalmente maior que a fissura de retração por secagem que ocorrem no estado endurecido. Essas fissuras são oriundas em função da umidade relativa, temperatura e velocidade do vento.



Figura 3.3: Fissuras de retração Plástica. (DNIT, 2004)

3.4.1.2 - Fissuras de assentamento

A fissuração por assentamento do concreto ocorre sempre que o movimento natural da massa sólida, resultante da ação da força de gravidade, é impedido pela presença de fôrmas ou armaduras. No adensamento do concreto, a água tende a migrar para cima e os sólidos para baixo. O assentamento é comandado por dois fenômenos: o da sedimentação, com a movimentação das partículas sólidas para baixo e, no sentido contrário, a exsudação que significa a movimentação do ar aprisionado e da água para cima (COUTINHO, 1973).

As fissuras de assentamento acompanham a disposição das armaduras, formando um vazio por debaixo da barra, reduzindo sua aderência ao concreto e, dependendo da taxa de armadura, e proximidades das barras, essas fissuras podem interagir entre si (Figura 3.4).

As típicas fissuras de assentamento aparecem nos primeiros momentos após o lançamento do concreto. São as mais nocivas, pois facilitam diretamente à entrada de agentes agressivos e, com cobrimentos insuficientes, podem ocorrer problemas de corrosão. Uma das causas principais está ligada à dosagem inadequada de partículas finas no concreto, especialmente menores que 0,15 mm.

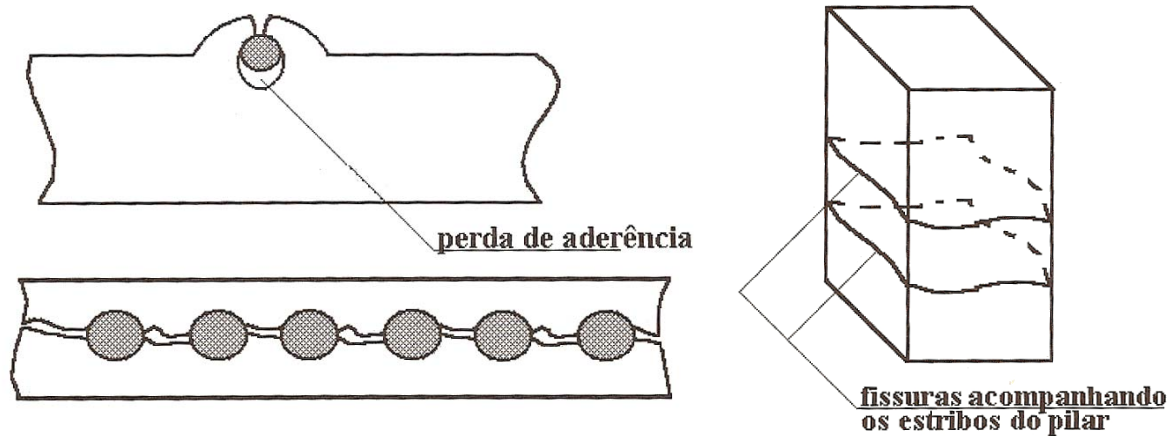
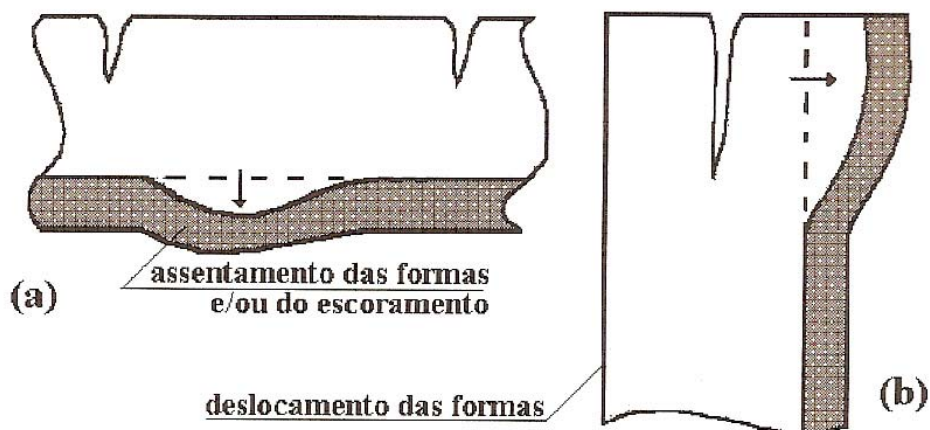


Figura 3.4: Fissuras de assentamento do concreto (Souza, 1999).

3.4.1.3 - Fissuras de movimentação de fôrmas e escoramentos

Com a alteração da peça em sua geometria, pela falta de resistência de sua fôrma, acontece um assentamento (depressão) em razão do peso do concreto, como observado na figura 3.5(a). A deformação das fôrmas também pode ocorrer por má fixação ou mau posicionamento e, normalmente, pode levar à fissuração, como na figura 3.5(b).



Figuras 3.5: Fissuras de movimentação de fôrmas e escoramento (Souza, 1999).

As fissuras oriundas de assentamento e retração plástica podem, até certo ponto, ser eliminadas com uma nova vibração no concreto, obviamente ainda em seu estado plástico, antes da pega. Esta revibração do concreto melhora a aderência, aumenta a resistência do mesmo e alivia as tensões de retração plástica em torno do agregado graúdo.

3.4.2 - Fissuras no estado endurecido

As fissuras mais comuns não diretamente ligadas a cargas impostas e que podem aparecer no estado endurecido do concreto são: fissuras de retração por secagem, mapeadas ou superficiais e, fissuras por variações de temperatura e por gradiente térmico devido à hidratação do cimento.

3.4.2.1 - Fissuras de retração por secagem

O concreto, mesmo endurecido, continua a perder água, em razão da secagem gradual ou rápida. Cánovas (1988) define a retração do concreto como sendo um fenômeno natural que ocorre em consequência dos produtos resultante da hidratação do cimento Portland terem um menor volume que o volume dos compostos anidros, e da perda de água para o ambiente, que é tanto mais acentuada quanto maior a perda de água que eles sofrem, como consequência de um ambiente mais ou menos seco. A retração do concreto é um movimento natural da massa que é contrariado pela existência de restrições opostas por obstáculos internos (barras de armadura) e externos (vinculação a outras peças estruturais) (SOUZA, 1999).

As fissuras não são profundas, da ordem de 25 a 50 mm, às vezes na forma de “pele de crocodilo”, e finas, de 0,1 a 0,2 mm. Aparecem onde existe algum tipo de restrição e nas regiões do material que apresenta grandes concentrações de finos. Sua configuração é bastante semelhante às fissuras de origem térmica. Têm grandes influências nesse fenômeno a porcentagem de armaduras, o consumo de cimento e a temperatura e umidade do ambiente.

No caso de vigas, as fissuras se localizam em todo o contorno da alma, paralelas entre si e perpendiculares à armadura principal, podendo ocorrer em qualquer ponto do vão (figura 3.6), especialmente sobre os estribos. Em lajes, essas fissuras apresentam um aspecto de

mosaico, podendo aparecer em ambas as faces da peça (figura 3.7). Em muros de arrimo as fissuras de retração por secagem seguem a configuração mostrada na figura 3.8.

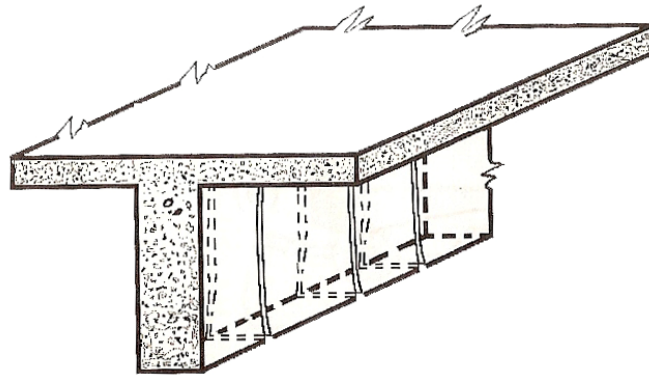


Figura 3.6: Fissuras de retração por secagem em vigas (Souza, 1999).

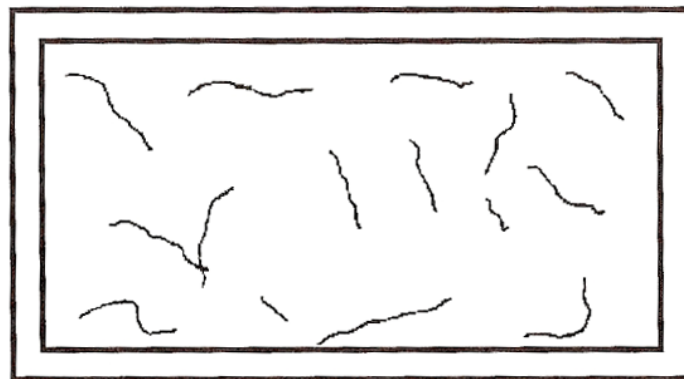


Figura 3.7: Fissuras de retração por secagem em lajes (Souza, 1999).

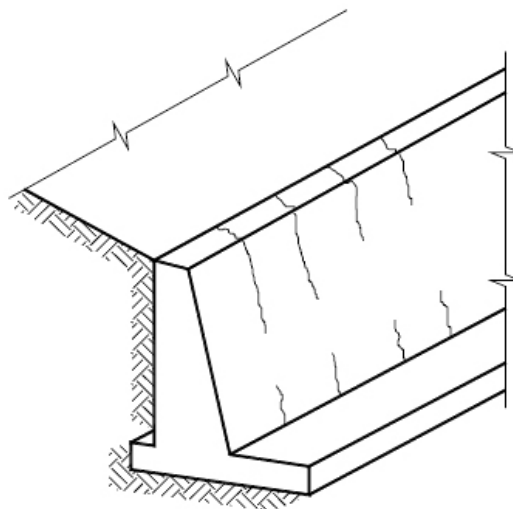


Figura 3.8: Fissuras de retração por secagem muros de arrimo. (IPR Publicação, 709 – 2004).

3.4.2.2 - Fissuras mapeadas ou superficiais

É caracterizada pelo traçado aleatório, com abertura e tamanhos pequenos (figura 3.9). O seu aparecimento é mais comum em concretos de relação água/cimento elevada e alto conteúdo de cimento, quando a cura não é adequada.

São produzidas pela combinação de diversos fatores, como umidade diferencial, movimentos térmicos e, possivelmente, carbonatação. São mais visíveis em superfícies lisas e de bom acabamento, podendo surgir em regiões que sofreram desempenho excessivo. Por apresentar espessura e profundidades reduzidas, essas fissuras costumam representar danos apenas estéticos.

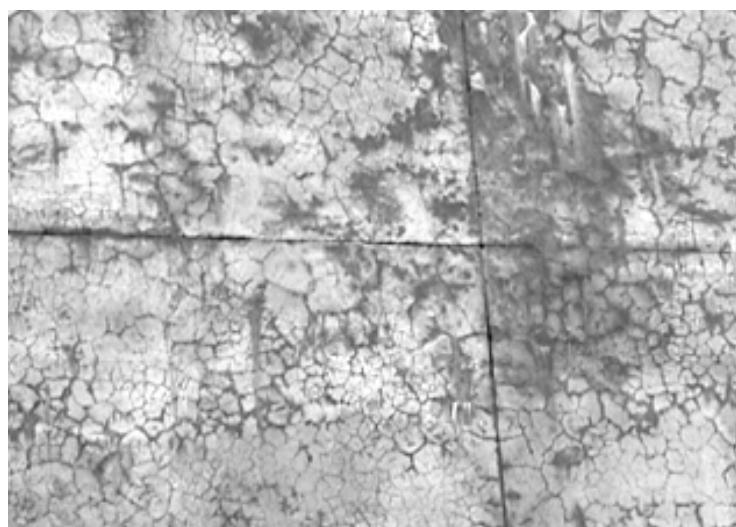
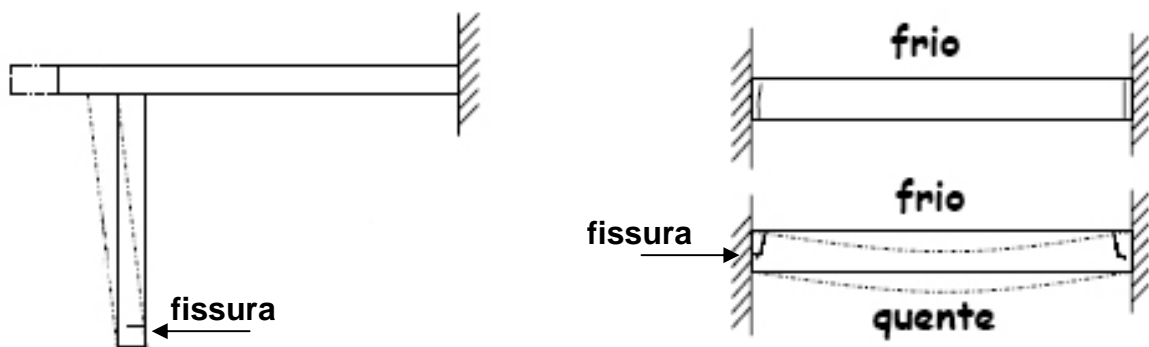


Figura 3.9: Fissuras mapeada ou superficial (Nepomuceno, 2005).

3.4.2.3 - Fissuras de origem térmica

As fissuras de origem térmica têm duas causas. A primeira pelo resfriamento do concreto após a hidratação do cimento que gera muito calor e aumenta a temperatura final do elemento estrutural, especialmente as peças de maiores dimensões e com elevado consumo de cimento. O resfriamento das camadas externas do concreto origina-se da troca de calor com o meio ambiente e sua temperatura cai rapidamente. Porém, como a dissipação do calor interno é mais lenta e permanece com a temperatura mais elevada, surge um gradiente de temperatura entre as camadas, causando tensões de tração que superam a resistência do concreto à tração e ocasionando a fissuração. Este primeiro caso é mais comum em peças de grandes dimensões (SOUZA, 1999).

A segunda forma é proveniente da variação de temperatura quando a estrutura está exposta ao meio ambiente. Nas partes da estrutura que apresentam alguma restrição de movimentos, com a variação de temperaturas do meio ambiente (aquecimento e resfriamento) a peça é impedida de se deformar, ocasionando fissuras (figuras 3.10). Em geral, essas fissuras são perpendiculares ao eixo principal do elemento linear, podendo seccioná-lo. O coeficiente de expansão térmica do concreto é de $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ fazendo com que o mesmo varie muito suas dimensões. Deste modo, é imprescindível considerar no projeto estrutural os movimentos térmicos da estrutura, com a previsão de juntas de dilatação. O mau funcionamento das juntas pode também gerar fissuras. A retração por secagem e as deformações por variações de temperatura usualmente aparecem conjuntamente, sendo muitas vezes difícil separar os efeitos (CASTRO, 1994). O controle dessas fissuras com o uso de armaduras pode ser de difícil solução, pela diversidade de influências no fenômeno.



Figuras 3.10: Fissuras por diferenças de temperatura (Nepomuceno, 2005).

3.4.3 - Fissuras oriundas de cargas impostas

Fissuras podem ocorrer em elementos estruturais de concreto, em razão de cargas impostas previstas ou imprevistas e erros de projeto ou execução, em função do tipo de esforços a que estão submetidos. Apresenta-se, a seguir uma descrição sucinta das características dos diversos tipos de fissuras.

3.4.3.1 - Fissuras de flexão

As fissuras de flexão em vigas são perpendiculares ao eixo longitudinal e têm início na zona de momento fletor máximo, inclinam-se próximo aos apoios (figura 3.11). Em vigas

super-armadas, pode ocorrer a ruptura por esmagamento do concreto, sem evolução significativa de fissuras, uma ruptura frágil sem aviso prévio. (figura 3.12).

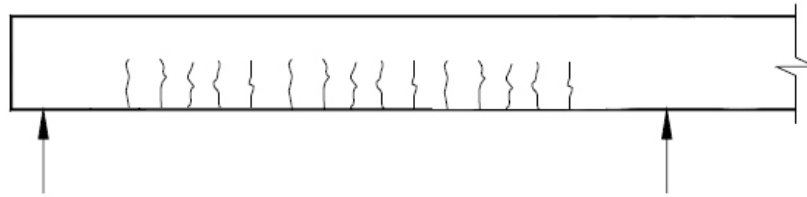


Figura 3.11: Fissuras de flexão (viga sub-armada). (IPR Publicação, 709 – 2004).

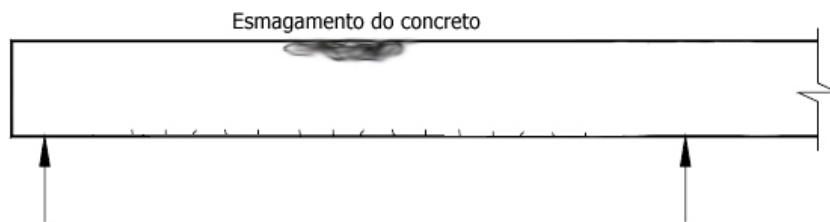
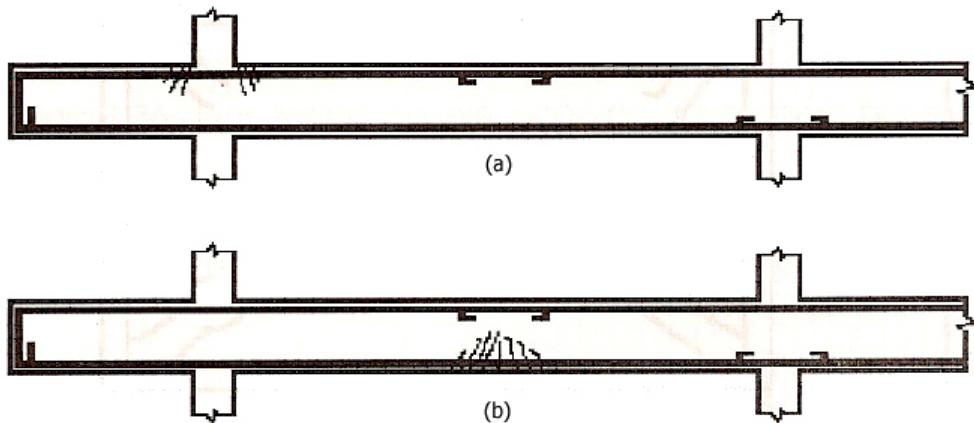


Figura 3.12: Fissuras de flexão (viga super-armada) (IPR Publicação, 709 – 2004)

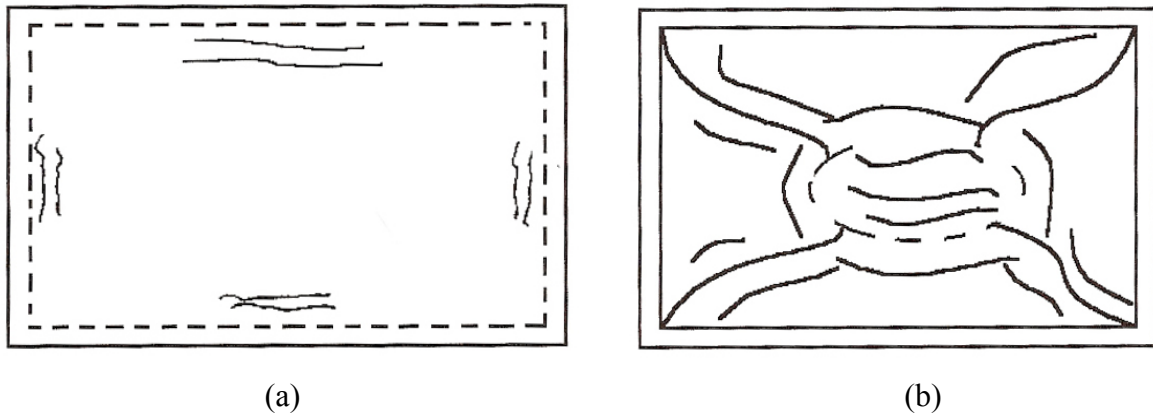
As fissuras prematuras de flexão podem indicar insuficiência da seção de aço, para momentos negativos e/ou positivos, como mostram as figuras abaixo:



Figuras 3.13: Insuficiência da armadura ao momento negativo (a). (Souza, 1999).
Insuficiência da armadura ao momento positivo (b). (Souza, 1999).

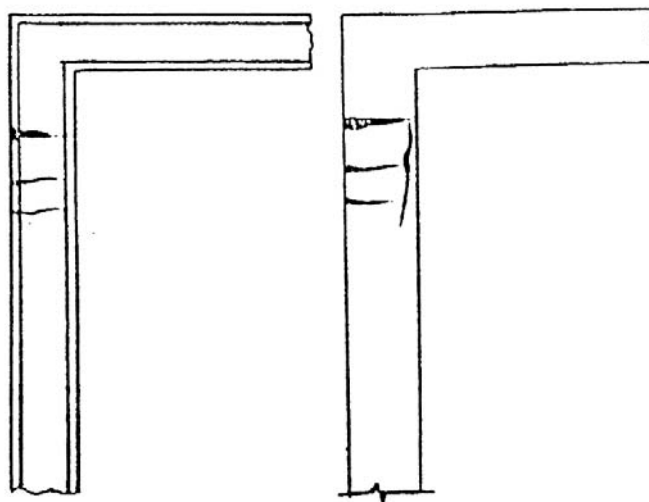
As fissuras em lajes são menos comuns que em vigas, ocorrendo insuficiência ou mau detalhamento das armaduras de combate dos momentos negativos ou positivos. No primeiro caso (figura 3.14a), as fissuras surgem na face superior da laje, enquanto que no

último (figura 3.14b), as fissuras surgem na face inferior, no meio do vão encaminhando-se para os cantos, como se pode observar nas figuras abaixo.



Figuras 3.14: Insuficiência da armadura ao momento negativo (a). (Souza, 1999).
Insuficiência da armadura ao momento positivo (b). (Souza, 1999).

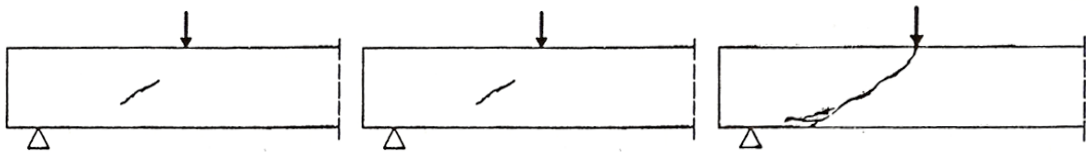
As fissuras em pilares causadas por cargas impostas, são raras, pela maior importância dada a este elemento no cálculo estrutural e pelo fato das seções estarem submetidas, preferencialmente a tensões de compressão. Quando o pilar está submetido à flexão composta, com tração, ou flexo-tração (figura 3.15) as fissuras assumem a seguinte forma:



Figuras 3.15: Fissuras em pilares submetidos à flexão composta. (Clímaco, 1999)

3.4.3.2 - Fissuras de cisalhamento na flexão

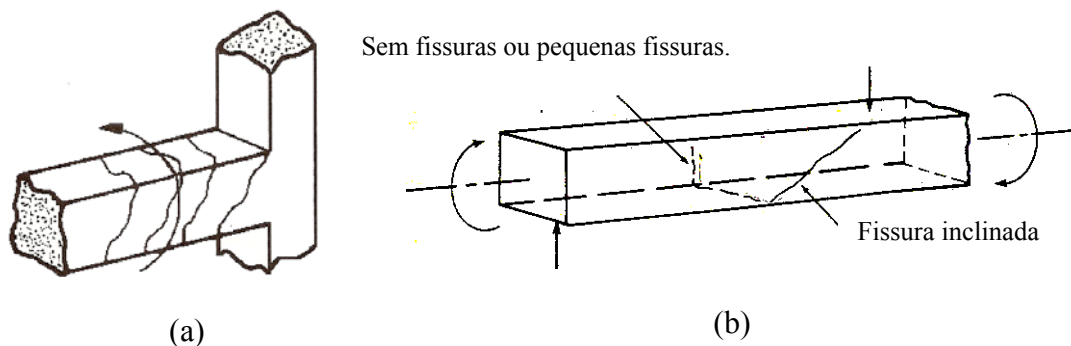
Quando causadas pelo efeito conjunto força cortante - momento fletor, possuem a forma inclinada e podem se estender, em alguns casos, dentro da zona de compressão da viga e na direção dos apoios (figuras 3.16). São mais perigosas que as fissuras de flexão, pois, o dimensionamento à força cortante é mais conservador em razão do grande número de influências.



Figuras 3.16: Progresso de fissura de cisalhamento em viga. (Clímaco, 1999)

3.4.3.3 - Fissuras de cisalhamento-torção

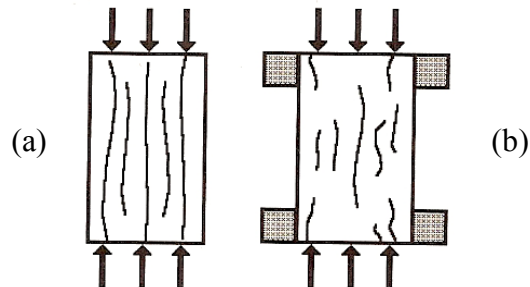
As fissuras originadas de momentos de torção são também inclinadas em relação ao eixo, mas com inclinações diferentes nas faces opostas. Nas vigas submetidas à torção pura (figura 3.17a), as fissuras apresentam uma configuração em forma de espiral em volta da peça. Em vigas normais (figura 3.17b), em que os momentos fletores, de torção e forças cortantes atuam juntos, essas fissuras tendem a ser mais pronunciadas e inclinadas em uma face da viga, onde as tensões de cortante e torção são somadas, enquanto que na outra face tendem a se minimizar ou até mesmo não estar presentes, uma vez que as tensões se anulam. (MACGREGOR, 1992).



Figuras 3.17: (a) Viga submetida à torção pura. (Souza, 1999).
(b) Viga submetida à torção atuando momento e cortante. (Macgregor, 1992).

3.4.3.4 - Fissuras de compressão

Em peças submetidas à compressão, sem e com confinamento do concreto, as fissuras se desenvolvem como a seguir.



Figuras 3.18: Fissuras de compressão sem confinamento da peça (a), e em peça confinada (b). (Souza, 1999).

Em pilares, podem surgir por erro de detalhamento e/ou má execução quanto ao espaçamento de estribos e espessura do cobrimento com o desenvolvimento de fissuras na configuração abaixo, indicativa de proximidade de ruptura da peça, por esmagamento do concreto e flambagem das barras longitudinais.(figura 3.19)

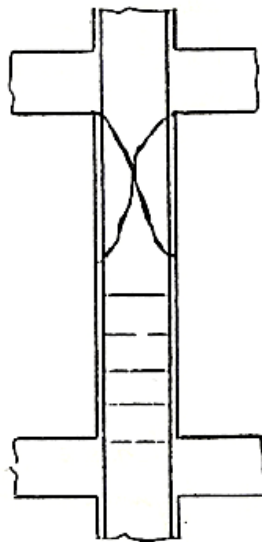


Figura 3.19: Fissuras devido à compressão em pilares. (Clímaco, 1999)

3.4.3.5 - Fissuras de punção

A figura abaixo mostra a configuração de um conjunto estrutural, pilar e laje, com fissuras características do puncionamento desta última. As fissuras assumem a forma circular e radial em torno de todo o pilar. (figura 3.20)

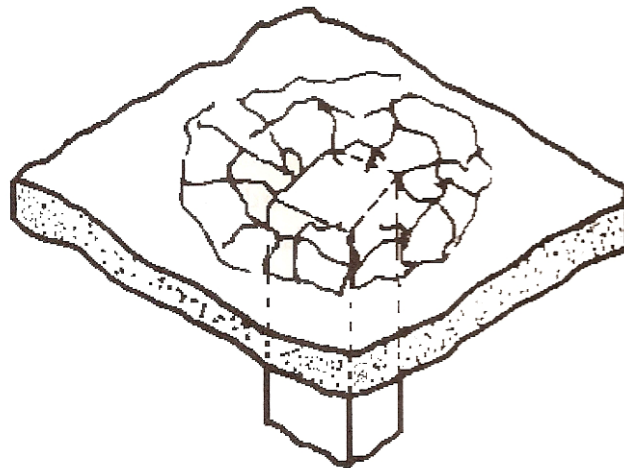
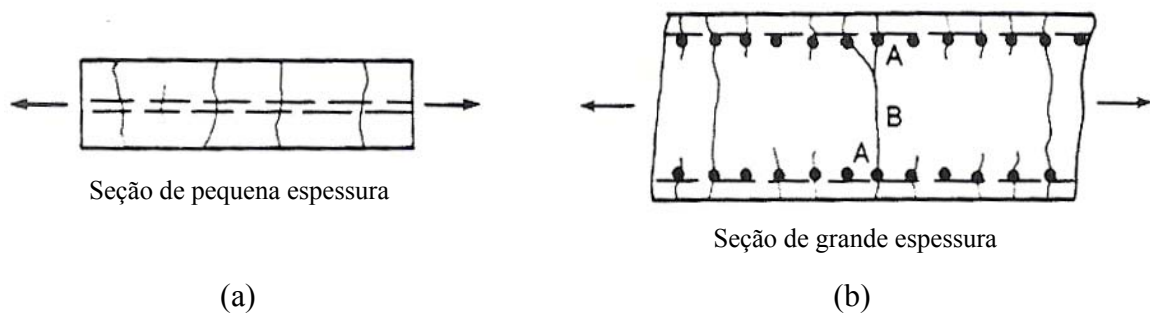


Figura 3.20: Fissuras de puncionamento. (Souza, 1999).

3.4.3.6 - Fissuras de tração direta (tirantes)

As fissuras em membros submetidos a forças normais de tração aparecem por toda a seção transversal, com um espaçamento na ordem de 0,75 a 2 vezes a espessura da peça. Na Figura 3.21(a), mostram-se as fissuras em membros de pequena espessura. Com espessuras maiores e armaduras nas duas faces, pequenas fissuras se desenvolvem nas faces com armaduras, unindo-se no meio da altura da peça. A espessura da fissura no ponto B é maior que a espessura no ponto A da Figura 3.21(b). (MACGREGOR, 1992).



Figuras 3.21: Fissuras em membros submetidos à tração. (Macgregor, 1992).

3.4.3.7 - Fissuras por cargas concentradas

Esse tipo de fissura se desenvolve em pilares isolados ou parcialmente carregados, com forças concentradas, em áreas reduzidas, caso muito comum em apoios de pontes (figura 3.22). Está relacionado à deficiência das armaduras de fretagem para confinamento do concreto nessas regiões

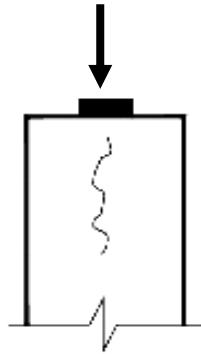


Figura 3.22: Fissuras devido cargas concentradas – insuficiência de armadura de fretagem. (IPR Publicação, 709 – 2004)

3.4.3.8 - Fissuras diversas

- mau posicionamento ou detalhamento incorreto de apoio em vigas

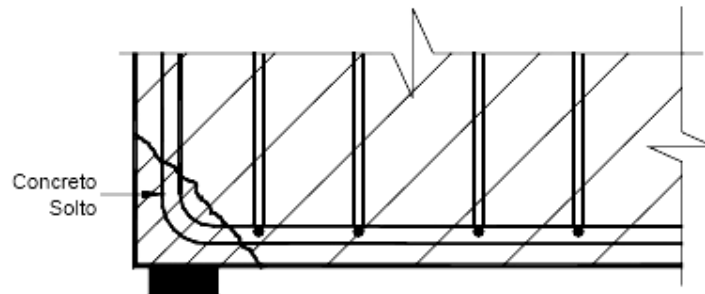


Figura 3.23: mau posicionamento de apoio – risco de ruptura frágil sem aviso. (IPR Publicação, 709 – 2004)

- fissuras em dentes gerber

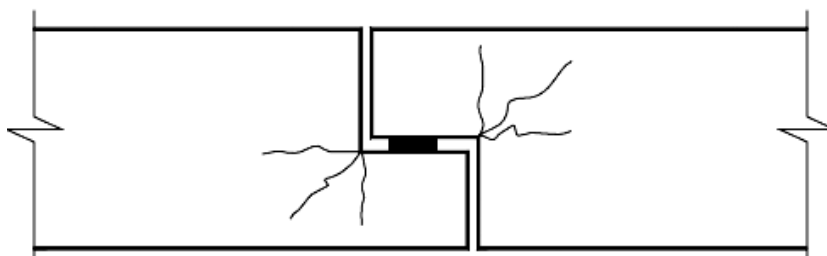


Figura 3.24: Fissuras em dentes de articulação – risco de ruptura frágil sem aviso. (IPR Publicação, 709 – 2004)

- Fissuras por forte concentração de ganchos

Esta fissura é ocasionada por falha de detalhamento, com grande quantidade de ganchos para ancoragem de barras em uma mesma seção. Muitas vezes são confundidas com as fissuras de flexão, e podem produzir o escorregamento de barras de aço no concreto.

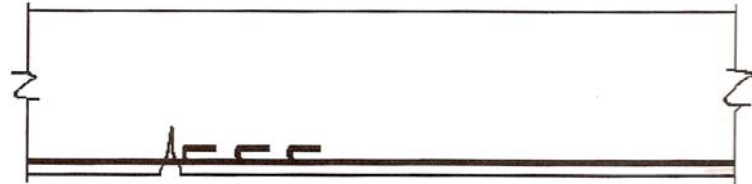


Figura 3.25: Fissuras devido a forte concentração de ganchos na mesma seção. (Souza, 1999).

- Fissuras por recalques

A falha de um ou mais apoios de determinada estrutura pode gerar fissuras (figura 3.26), não somente na estrutura; no caso de casas e edifícios, as alvenarias e os caixilhos, por exemplo, irão ressentir dos efeitos da magnitude desses recalques. O tipo de recalque mais prejudicial é o recalque distorcional ou diferencial. Segundo Souza (1999), “A recuperação ou o reforço de estruturas danificadas por recalque de fundação é um trabalho extremamente custoso e caro”.

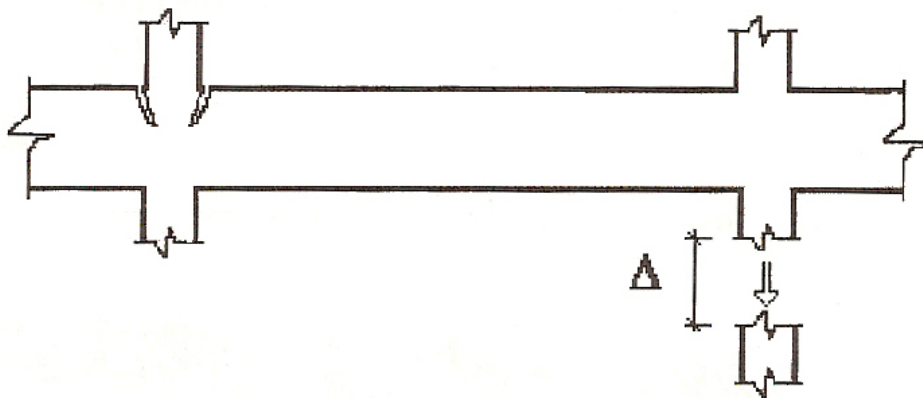


Figura 3.26: Fissuração por recalque diferencial dos apoios. (Souza, 1999).

Em alvenarias, os recalques provocam fissuras inclinadas a aproximadamente 45° , saindo do piso e indo em direção ao pilar que mais recalcou (figura 3.27). Essas fissuras normalmente têm abertura significativa, e podem ser vista dos dois lados da parede.

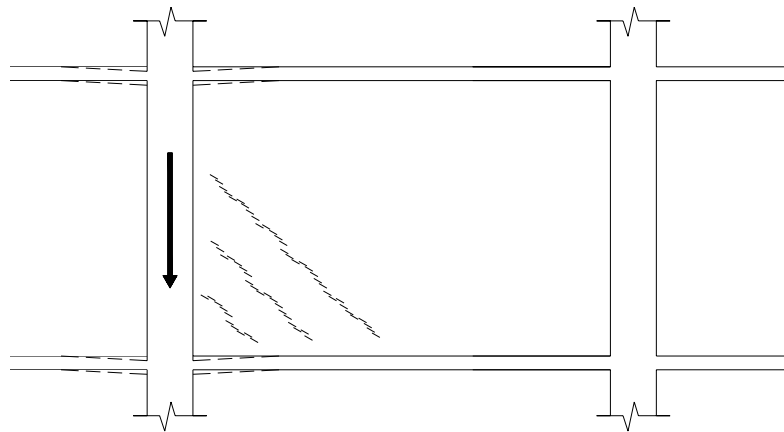


Figura 3.27: Fissuração em alvenarias devido a recalque. (Andrade, 2006).

3.5 - ACOMPANHAMENTO DE FISSURAS EM ESTRUTURAS DE CONCRETO

Além de conhecer a causa das fissuras, para escolha do tipo de técnica e materiais para o seu reparo, é imprescindível também, a verificação da evolução de sua abertura e extensão. A seguir, são apresentados três métodos para analisar a atividade de fissuras quanto às movimentações e aberturas.

3.5.1 - Fissurômetro

O fissurômetro mais simples é uma escala com diversos valores de aberturas, sobre cartolina ou régua, utilizado para comparações com as aberturas de fissuras na peça (figura 3.28). Existem fissurômetros mais sofisticados, como os fissurômetros de corda vibrante e extensômetros elétricos de resistência.



Figura 3.28: Fissurômetro. (Boldo, 2002)

3.5.2 - Selos de gesso

Os selos de gesso devem ter, aproximadamente, 3 mm de espessura e as dimensões de um cartão de apresentação (figura 3.29). Esse selo é colocado de forma a ficar aderido às paredes laterais das fissuras, em posição transversal, como mostra a figura abaixo. Em razão da baixa resistência à tração do gesso, pequenas amplitudes de movimentação da estrutura são suficientes para que o selo se rompa.

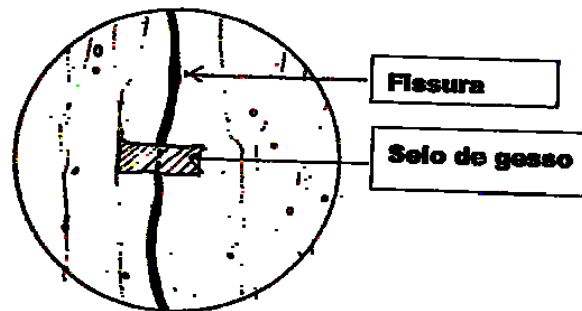


Figura 3.29: utilização de selos de gesso para determinar a movimentação de fissuras. (Figueiredo, 2005).

3.5.3 - Medições por triangulação

Trata-se de um procedimento que consiste em colocar três referências fixas ao lado das fissuras, feitas, em geral, com plaquetas de metal com semi-esferas em seu centro (figura 3.30). O extensômetro mecânico é encaixado nessas semi-esferas, e, assim, pode-se identificar com a precisão de até centésimos de milímetros uma possível movimentação das fissuras, sendo o método bastante rigoroso. As plaquetas de metal são coladas com resina epóxica.

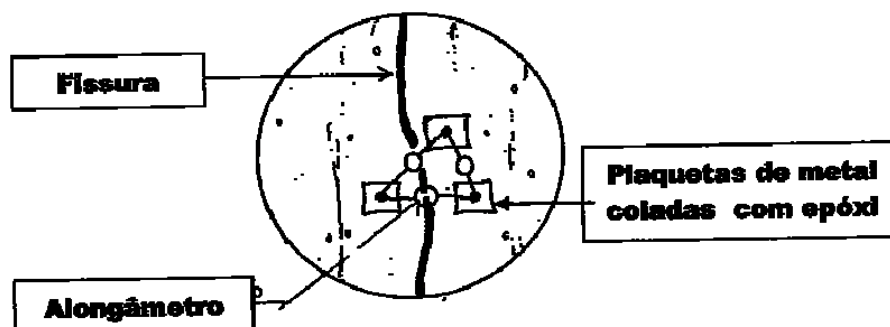


Figura 3.30: Utilização de alongâmetro para determinar a movimentação de fissuras. (Figueiredo, 2005).

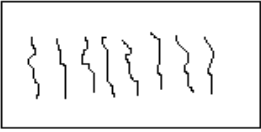

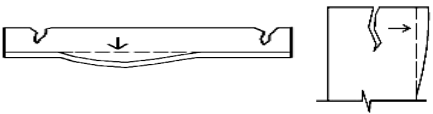
3.6 - PROPOSTA DE REFORMULAÇÃO DOS FATORES DE PONDERAÇÃO (F_p) DO DANO “FISSURAS”

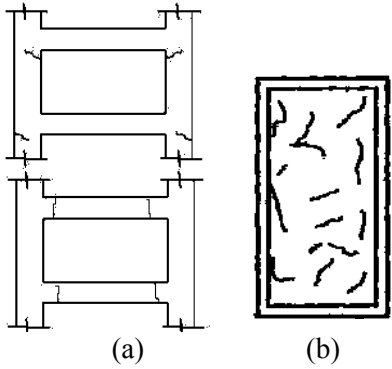
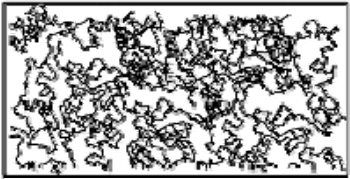
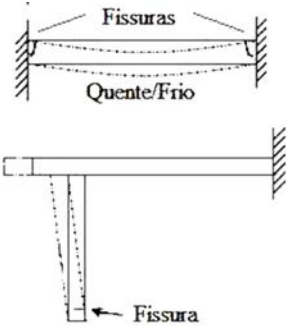
Como discutido no item 3.3, no que se refere às fissuras, o Roteiro de Inspeção proposto por Boldo (2002) apresentava deficiências quanto aos valores adotados. As fissuras podem ter tipologia variável conforme a sua origem e o elemento estrutural. Dessa forma, propõe-se neste trabalho que seja acrescentada uma tabela específica para fissuras, com os fatores de ponderação respectivos aos tipos de fissuras.

Assim, a tabela deve ser usada para cada elemento que apresente o dano “fissuras”, com fatores de ponderação variando entre 2 a 5. Fatores de ponderação com valores entre 4 e 5, podem indicar risco de ruptura frágil, caso a fissura se manifeste com um fator de intensidade igual a 4.

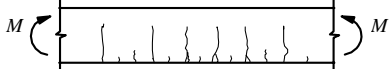
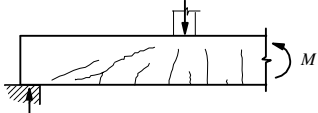
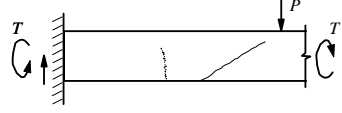
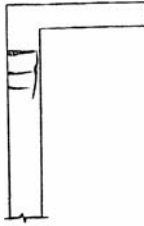
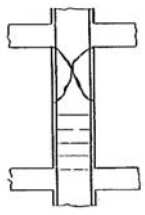
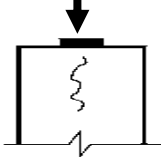
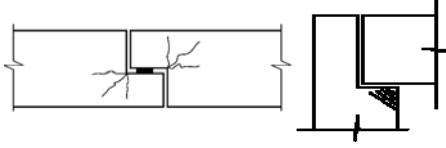
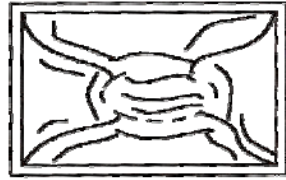
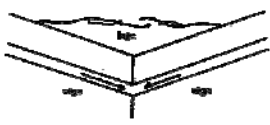

Lembrando que um elemento pode apresentar vários tipos de fissuras, que podem dar origem a outras fissuras, cabe ressaltar a importância do bom senso profissional ao se adotar esses fatores de ponderação. Na tabela a seguir, as fissuras mais comuns são apresentadas, com seus respectivos fatores de ponderação (F_p).

Tabela 3.1: Tipologia de fissuras em elementos de concreto armado

	Fissuras	Descrição	Croquis	F_p
ESTADO PLÁSTICO	de retração plástica do concreto	- comuns em lajes e paredes - paralelas, superficiais e afastadas de 0,3 a 1 m.		2
	de assentamento do concreto	- acompanham as armaduras - em pilares, ficam abaixo dos estribos; - interação com armaduras vizinhas		3
	de movimentação de fôrmas	- indicam mau posicionamento, má fixação ou resistência insuficiente de fôrmas e escoramentos		3

ESTADO ENDURECIDO	de retração do concreto por secagem	<ul style="list-style-type: none"> - vigas podem ocasionar fissuras nos pilares e vice-versa, por diferenças de rigidez (a) - aspecto de mosaico em lajes e paredes, podendo aparecer em ambas as faces (b) - indicam restrição de movimentos - profundidade reduzida - aberturas de 0,1 a 0,2 mm 	 <p style="text-align: center;">(a) (b)</p>	3
	mapeadas	<ul style="list-style-type: none"> - mais visíveis em superfícies lisas de lajes e paredes - abertura e extensão reduzidas - indicam desempenho excessivo. - danos apenas estéticos, em geral 		2
	de variações de temperatura	<ul style="list-style-type: none"> - em geral, normais ao eixo de elementos lineares - indicam restrição de movimento por mau funcionamento de juntas de dilatação e/ou sua inexistência 		3

Tipologia de fissuras em elementos de concreto armado (continuação)

	Fissuras	Descrição	Croquis	F_p
ERROS DE PROJETO/ EXECUÇÃO OU CARGAS EXCESSIVAS	de flexão em vigas	- normais ao eixo, em trechos de momento fletor elevado e com boa aderência aço-concreto		4
	de força cortante - flexão em vigas	- inclinadas nas duas faces - podem entrar na zona de compressão e se dirigir aos apoios		4
	de cortante, momentos de torção e flexão em vigas	- inclinadas em uma face - na face oposta: menor abertura e inclinação		4
	de flexo-tração em pilares	- normais ao eixo do pilar na face tracionada - paralelas ao eixo na face comprimida, podem indicar esmagamento do concreto - mais próximas de extremidade com maior momento		5
	de compressão	- paralelas ao eixo e convergindo para o centro nas proximidades de ruptura - indicam espaçamento excessivo ou deslocamento de estribos		5
	de carga concentrada em área reduzida	- comuns em apoios de pontes, estruturas pré-moldadas e apoios indiretos - indicam armadura deficiente de fretagem e mau detalhamento		3
	em apoios do tipo gerber (vigas e pilares)	- comuns em pontes e estruturas pré-moldadas - indicam deficiência de aparelhos de apoio e/ou detalhamento inadequado		3
	de flexão em lajes	- na face inferior, paralelas aos vãos com continuidade ou vãos maiores, se estendendo em direção aos cantos - na face superior, paralelas aos e bordos com continuidade		4
	de momentos volventes	- em cantos de lajes extremas, podendo abrir nas duas faces - influenciadas por variações de temperatura e retração		3
	de punção	- traçado circular e/ou radial em torno do pilar		5

3.7 - REFORMULAÇÃO NOS NÍVEIS DE DETERIORAÇÃO DA ESTRUTURA E DO ELEMENTO DA METODOLOGIA GDE/UnB

Na atual forma a metodologia GDE/UnB são previstos quatro níveis para a classificação dos níveis de deterioração de uma estrutura de concreto: baixo, médio, alto e crítico. Propõe-se nesta pesquisa, introduzir mais um nível de classificação, com base na norma *DNIT 010 – PRO* (2004), que utiliza cinco níveis de deterioração, conforme se apresentou no capítulo 2.

Pela metodologia *GDE/UnB*, o nível crítico era atribuído a estruturas com grau de deterioração maior que 60. Com a mudança proposta, o nível de deterioração no intervalo de (80-100) passa a ser chamado, de “sofrível”, com a intervenção na estrutura sugerida para, no máximo, 6 meses, ou seja, um prazo curto para intervenção.

Para uma estrutura com um grau de deterioração (G_d) superior ao valor 100, é atribuído o nível “crítico”, ao qual se recomenda a inspeção emergencial e uma intervenção imediata na estrutura.

Reformulações nos níveis de deterioração médio e alto também foram realizadas com os intervalos para classificação desses níveis passando a ser respectivamente (15-50) e (50-80). Os prazos de intervenções também foram modificados. No nível médio constava um prazo de, no máximo 2 anos; propõe-se continuar com, no máximo, 2 anos que é agora considerado o período de longo prazo. Para o nível alto de deterioração, era denominado curto prazo a intervenção em, no máximo, 1 ano. Com a modificação, define-se como médio um prazo de, no máximo, 1 ano. Na tabela 3.2 se apresenta as alterações propostas.

Tabela 3.2: Classificação dos níveis de deterioração da estrutura na metodologia GDE/UnB

Nível de deterioração	G_d	Ações a serem adotadas
Baixo	0 - 15	Estado aceitável. Manutenção preventiva.
Médio	15 – 50	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em longo prazo (máx. 2 anos).
Alto	50 – 80	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em médio prazo (máx. 1 ano).
Sufrível	80 - 100	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máx. 6 meses).
Crítico	> 100	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata.

A mesma tabela com a reformulação deve ser utilizada para classificar os níveis de deterioração do elemento e os prazos para planejamento que as intervenções devem ser adotadas são os mesmos.

Tabela 3.3: Classificação dos níveis de deterioração do elemento na metodologia GDE/UnB

Nível de deterioração	G_{de}	Ações a serem adotadas
Baixo	0 - 15	Estado aceitável. Manutenção preventiva.
Médio	15 - 50	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em longo prazo (máx. 2 anos).
Alto	50 - 80	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em médio prazo (máx. 1 ano).
Sofrível	80 - 100	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máx. 6 meses).
Crítico	> 100	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata.

3.8 - PROPOSTA DE REFORMULAÇÃO DO GRAU DE DETERIORAÇÃO DA FAMÍLIA (G_{DF})

Como explicado no capítulo anterior, no item 2.3.4, a fórmula para se determinar o (G_{df}) da estrutura, supervaloriza o estado real de um elemento crítico e as famílias passam a apresentar valores de G_{df} cada vez mais próximas do dobro do valor do $G_{demáx}$ dos elementos dessas famílias principalmente, quanto maior for a população de elementos da estrutura.

De acordo com Boldo (2002), a sua formulação dá uma idéia mais realista da situação da estrutura, ressaltando a importância do elemento em piores condições de deterioração. Considera-se adequado o pensamento de Boldo, porém, com os resultados obtidos da aplicação da metodologia no prédio do ICC (Andrade, 2006), com um número muito grande de elementos, verificou-se que a fórmula do G_{df} , supervalorizava o resultado do grau de deterioração da estrutura. O desafio então, é propor uma modificação na fórmula do G_{df} que não supervalorize nem “mascare” a situação de uma estrutura.

A primeira modificação proposta para a formulação do G_{df} é elevar a um número n a parte entre parênteses da equação abaixo.

$$G_{df} = G_{dem\acute{a}x} \left[1 + \left(\frac{\sum_{i=1}^m G_{de(i)} - G_{dem\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m G_{de(i)}} \right)^n \right] \quad (3.7)$$

Observou-se que, para um valor de “n” igual a “2”, a diminuição seria na ordem de 2,5% do valor da formulação de Boldo, ou seja, uma mudança não muito significativa. Quanto maior o valor de “n”, maior é o percentual da diminuição do resultado. No entanto, este resultado, se diminuído demasiadamente, pode “mascarar” a situação da família de elementos.

Depois de inúmeras tentativas, foi realizada uma modificação ao qual a parcela entre colchetes da equação 3.7 estaria sob raiz quadrada e não mais elevado a um número “n”, como observado na equação abaixo:

$$G_{df} = G_{dem\acute{a}x} \left[\sqrt{1 + \frac{\sum_{i=1}^m G_{de(i)} - G_{dem\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m G_{de(i)}}} \right] \quad (3.8)$$

Os resultados da aplicação dessa nova formulação para o cálculo do grau de deterioração da família, mostraram ser mais coerentes do que a primeira proposta de reformulação. Como explicado anteriormente, o resultado obtido com a formulação de Boldo era próximo ao valor correspondente a “2”, ou seja, aproximadamente o dobro do valor do $G_{dem\acute{a}x}$ de cada família.

Sendo assim, a raiz quadrada do valor 2 é aproximadamente igual a 1,41, ou seja, um acréscimo máximo de 41% do valor de $G_{dem\acute{a}x}$ de cada família, mostrando que esse resultado é bem mais coerente.

4 – O INSTITUTO CENTRAL DE CIÊNCIAS (ICC)

Este capítulo tem como objetivo a caracterização da estrutura do Instituto Central de Ciências – ICC, no que diz respeito à história, projetos, tecnologia construtiva e intervenções.

4.1 - HISTÓRICO DA CONSTRUÇÃO DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

No relatório do Plano Piloto, Lucio Costa, vencedor do concurso do plano de urbanização da nova Capital, apresentou no item nove, a localização de onde seria a cidade universitária. Ficaria próximo ao setor Cultural e o ministério da educação, mostrado na figura 4.1.

“...sendo o último o da Educação, a fim de ficar vizinho do setor cultural, tratado à maneira de parque para melhor ambientação dos museus, da biblioteca, do planetário, das academias, dos institutos, etc., setor esse também contíguo à ampla área destinada à Cidade Universitária com o respectivo Hospital de Clínicas e onde também se prevê a instalação do Observatório...”

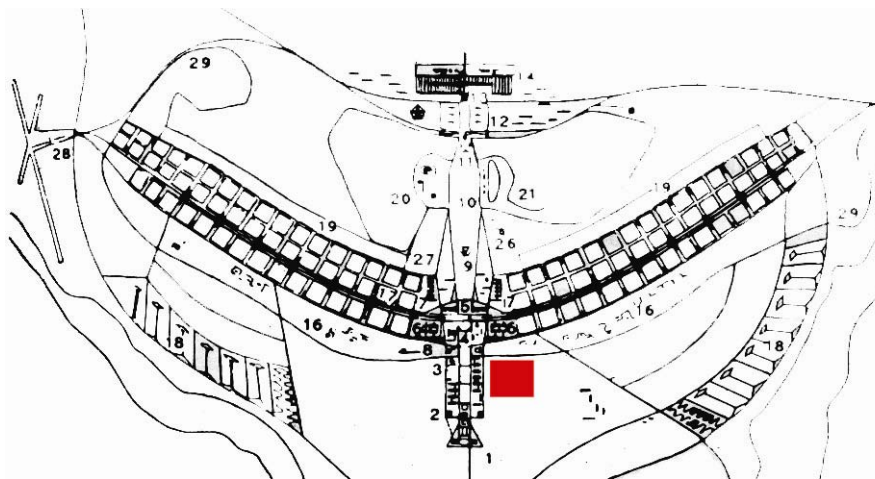


Figura 4.1: Localização da UnB segundo relatório do plano piloto de Lucio Costa - modificado. (IPHAN, 2006)

A localização atual da Universidade é mostrada na figura 4.2, ficando aproximadamente alguns quilômetros do previsto anteriormente, ocupando uma área de 257 hectares, na Asa Norte do Plano Piloto de Brasília.

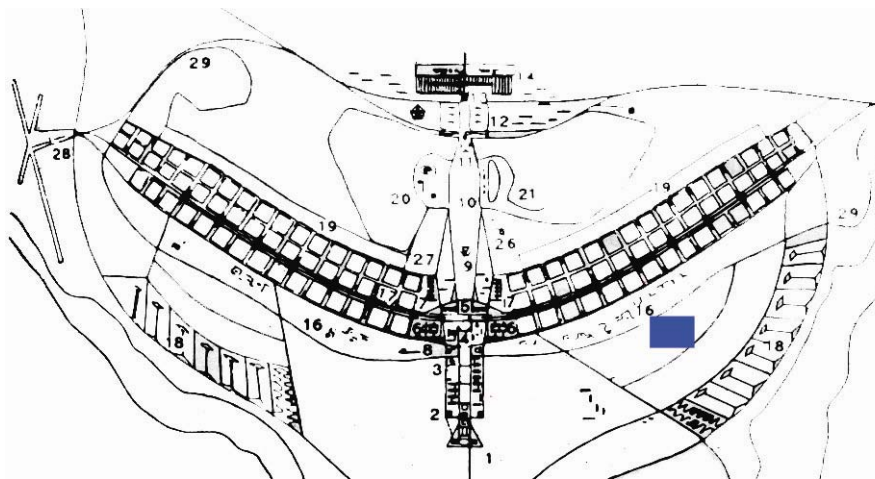


Figura 4.2: Localização atual da UnB – modificado. (IPHAN, 2006)

A sua localização final, possivelmente, foi modificada em decorrência do deslocamento da cidade para o leste, que somada a criação das quadras 400 e de grandes áreas, reduziu o espaço disponível para a implantação sugerida por Lucio Costa em seu relatório. No entanto, o fator principal para essa questão foi, sem dúvida, a preocupação que se pudesse acontecer movimentos estudantis, ficando a universidade muito próxima ao Governo. Apesar desse fato o Presidente Juscelino Kubitschek, atendendo ao pedido de Darcy Ribeiro, apoiou a criação da Universidade de Brasília.

A lei de criação da Universidade de Brasília foi a lei de nº3998 de 15 de Dezembro de 1961, complementada pelo decreto de nº 500 de 15 de janeiro de 1962, aprovando o estatuto da Fundação Universidade de Brasília.

A inauguração oficial do campus aconteceu com uma solenidade às 10 horas da manhã do dia 21 de abril de 1962, portanto, no segundo aniversário da nova Capital. O ministro da Educação e Cultura o Doutor Antônio de Oliveira Britto, ressaltou em seu discurso o caráter inovador e dinâmico da mais jovem Universidade Brasileira.

Apesar de oficialmente inaugurada em 21 de abril de 1962, o primeiro plano de urbanização da *UnB* data de 1960. Depois dele, vários outros estudos sobre o crescimento e ordenamento do espaço do campus foram feitos que resultaram ou não em projetos pontuais de edificações.

Para este trabalho têm fundamental importância as mudanças configuracionais realizadas no plano de 1962, pelo arquiteto Oscar Niemeyer, quando este já chefiava o *CEPLAN* (Centro de Planejamento da *UnB*). A principal delas diz respeito à unificação das oito unidades acadêmicas, propostas no plano original de Lucio Costa, em um único edifício: Instituto Central de Ciências (*ICC*). As demais mudanças são referentes ao espaço frontal ao *ICC*, denominado de Praça Maior, onde o arquiteto idealizou a localização dos edifícios da Reitoria, da Biblioteca, do Museu da Civilização Brasileira e do Auditório de Aulas Magnas. O agrupamento das faculdades profissionalizantes em quatro grandes conjuntos referentes às Ciências Médicas, aos conhecimentos Artístico e Arquitetônico, às Ciências Humanas e a Tecnologia, concentrados na extremidade norte e sul do *ICC* também faz parte deste plano, assim como a transferência do complexo esportivo para as proximidades do setor de clubes.

Do idealizado por Niemeyer no período acima referido o que foi efetivamente construído limitou-se aos edifícios dos Serviços Gerais (1962/63), propostos inicialmente como edificações provisórias, ao *ICC* (1962/75), à Biblioteca Central (1970/73), à Reitoria (1972/75), à área residencial da Colina (1963) e ao Centro Esportivo (1969/72) (Figuras 4.3 e 4.4).

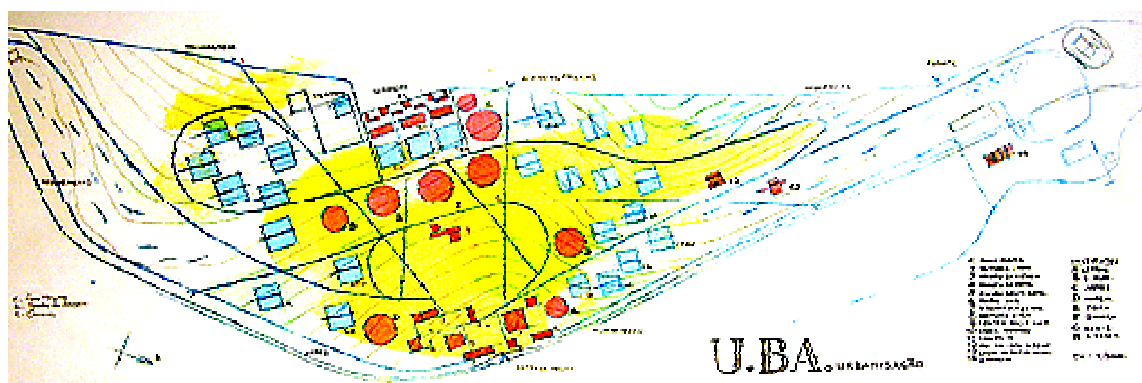


Figura 4.3: Croqui do plano original de Lucio Costa para a *UnB*. (CEPLAN,2006)

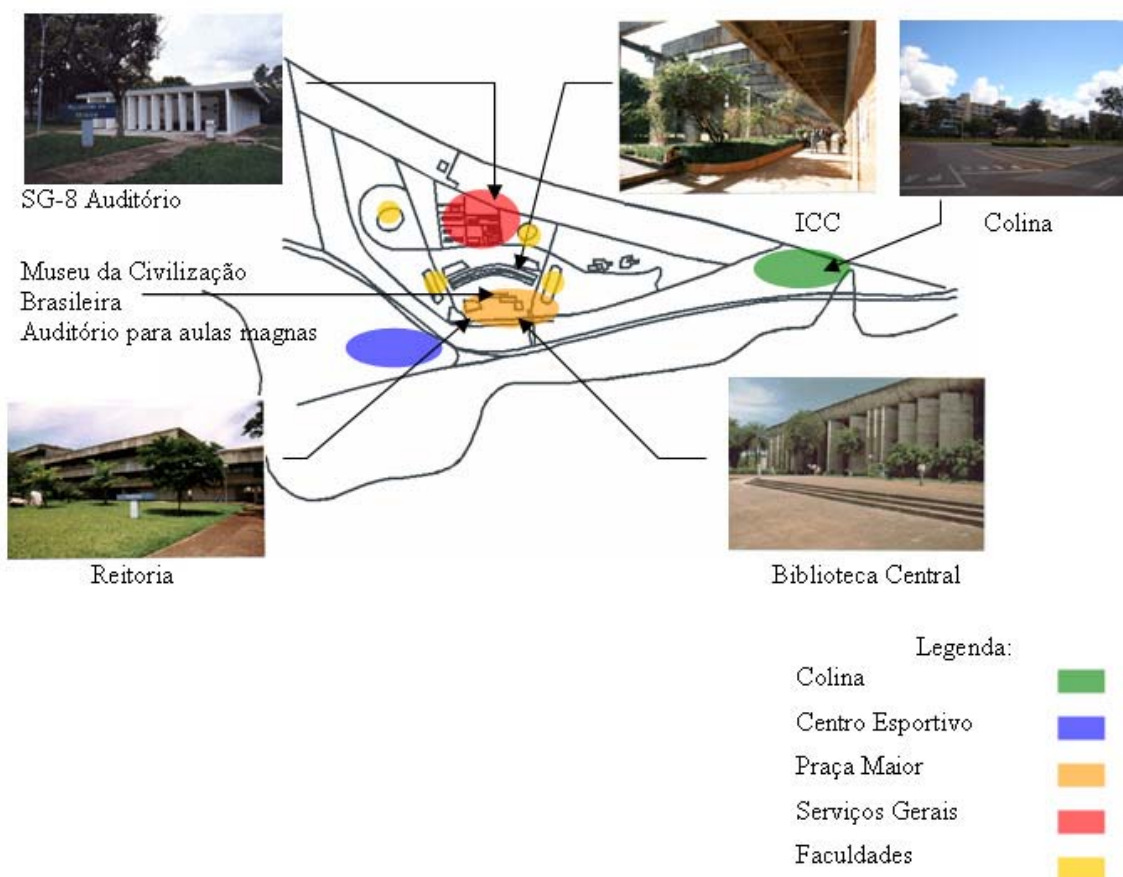


Figura 4.4: Plano urbanístico de 1962 – Org. Baratta, Milena - 2005 (Plano Diretor Físico do Campus, 1998)

O início das obras do Instituto Central de Ciências (*ICC*) se deu em 1962 pela construtora Rabello S.A, firma que se desenvolveu bastante com a construção de Brasília. O término das obras aconteceu somente no ano de 1975.

O projeto inicial de Oscar Niemeyer para o edifício do Instituto Central de Ciências (*ICC*), compreendia um bloco de 600 metros de extensão e duas alas paralelas afastadas 20 metros uma da outra, com coberturas das praças do mezanino. Essa cobertura era composta por cascas de concreto, com alturas e formas variáveis. O *ICC* iria contar também com a construção de dois auditórios com capacidade para quinhentas pessoas cada. A construção desses auditórios não foi realizada em função do aumento da área de ocupação do subsolo e a criação de uma rua interna que percorre o bloco em toda sua extensão.

Outro fator que descaracterizou o projeto original foi a forma de ocupação do Prédio, que deveria ter sido realizada transversalmente. Cada curso contaria com área de laboratório e

auditório, mas esta ocupação acabou sendo realizada de forma longitudinal, e áreas destinadas a esses auditórios deram lugar às salas de aulas (KNEIPP, 2006)

O projeto do *ICC* diminuiu consideravelmente os custos da obra, pois Niemeyer imaginou um imenso prédio onde reuniria diversas unidades acadêmicas e todas as infra-estruturas específicas de cada curso. A idéia da construção de um edifício único almejava o encontro de estudantes de diversas formações e a simplificação e facilitação do trânsito. Ver figura 4.5.

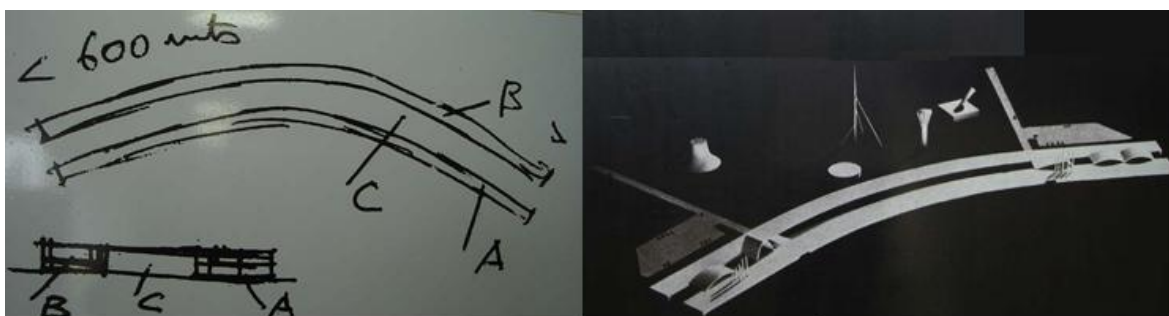


Figura 4.5: Esboço e Maquete – ICC (CEPLAN, 2006)

O *ICC* está localizado no centro leste do trapézio de ocupação do campus. É o principal prédio da *UnB*, comportando a maioria dos departamentos, faculdades, laboratórios e anfiteatros e representa a interdisciplinaridade entre os cursos. Sua utilização foi pensada para ser flexível, dando total liberdade nas construções dos laboratórios e fazendo com que os mesmos pudessem crescer ou diminuir de tamanho.

4.2 - SISTEMA CONSTRUTIVO DO ICC

A edificação do prédio do *ICC* pode ser considerada como um marco na técnica da pré-moldagem no Brasil, principalmente em se tratando de seus elementos estruturais e arquitetônicos.

O responsável técnico pela construção foi o engenheiro Murilo S. Andrade e o projeto estrutural de autoria do escritório Sergio Marques de Souza, ficou a cargo do engenheiro Bruno Contarini.

O tipo de terreno onde o ICC foi construído é um terreno do tipo argiloso, que possuía uma pequena capacidade de carga, fazendo com que fossem necessárias cerca de 4000 estacas para a execução das fundações, o que no primeiro momento, inviabilizava de certa maneira a obra para o prazo previsto inicialmente.

A solução então adotada pela equipe do projeto estrutural foi a retirada de parte do solo para se executar o subsolo, colocando-se uma camada de cascalho de campo com 1,40 metros de altura e melhorando assim a sua capacidade resistente. Sobre o cascalho foram executadas as fundações diretas (sapatas).

O cascalho funcionou como um radier que transferiu para o solo a mesma tensão antes da retirada do solo primitivo, obtendo recalques na ordem de 1 milímetro.

O “Minhocão”, como é chamado o prédio do ICC, possui hoje cerca de 720 metros de extensão e foi construído a partir da extremidade sul. É composto por dois blocos separados entre si por faixa ajardinada de 16,50 metros, implantada diretamente sobre a estrutura. Os blocos possuem subsolo, térreo e sobreloja e são simétricos em relação a um eixo central composto por dois trechos retos (Figura 4.7). Os comprimentos hoje, são maiores do que 150 metros (trechos Sul e Norte) e um trecho Central curvo de 350 metros. A edificação dispõe de 2 acessos principais, denominados entradas Norte (seta azul) e Sul (seta vermelha) observadas na figura 4.6.

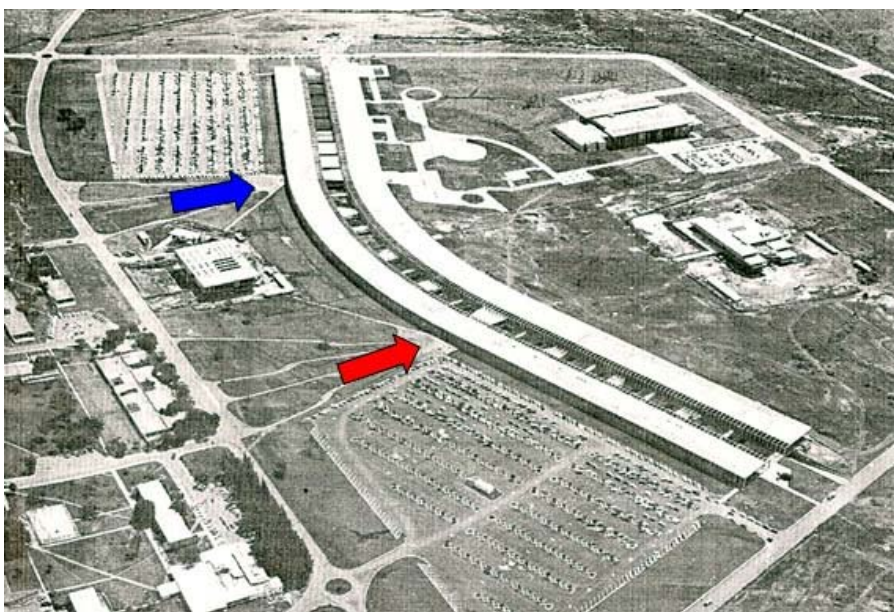


Figura 4.6: Vista aérea ICC – entradas Norte e Sul e estacionamentos. (Cedoc, 2006)

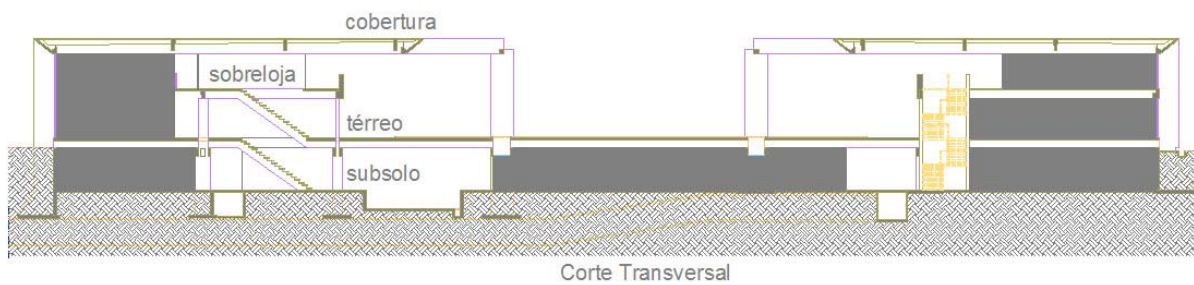


Figura 4.7: Corte Transversal do ICC (CEPLAN, 2006)

Os dois blocos paralelos foram chamados de ala dos auditórios e ala dos laboratórios. A ala dos laboratórios (A) - a mais larga - possui 29,60 metros e a ala dos auditórios (B) (anfiteatros) - a mais estreita - com 26,65 metros de largura, medida de eixo a eixo dos pilares. Totalizando uma largura de 72,75 metros, se somarmos o espaço existente entre os mesmos. São Interligados em suas entradas principais por mezaninos em concreto protendido.

Sua estrutura é composta por 4 linhas de pilares pré-moldados retangulares com uma dimensão de projeto de 0,20x1,50 metros. O espaçamento entre eles é de aproximadamente 3 metros e suas alturas são de cerca de 10 metros. Eles foram fabricados com encaixes de modo a receber as vigas, tanto dos pisos do térreo como da sobreloja. Foram também encaixados em cavidades previamente deixadas nas sapatas, ficando apoiados sobre as mesmas (Figura 4.8).



Figura 4.8: Cavidades nas sapatas para receber os pilares. (Cedoc, 2006)

Os Pilares externos, que podem ser observados na fachada leste e oeste do prédio, possuem tubos de ferro fundido em seu interior de 100 mm de diâmetro, para a descida das águas pluviais da cobertura (Figura 4.9). Os comprimentos dos tubos vão da cobertura até o nível do terreno.



Figura 4.9: Tubo para descida de água pluvial. (Cedoc, 2006)

Nos trechos das alas dos auditórios e dos laboratórios, os pilares recebem vigas de cobertura e possuem seção transversal em forma de T. No trecho referente à “rua interna” de pedestres, que fica adjacente aos jardins centrais, as vigas adquirem seção retangular. As vigas que vencem a ala dos laboratórios possuem vãos de 29,50 metros. As que vencem a ala dos auditórios possuem 26,35 metros. Ambas são vigas isostáticas em concreto protendido e suas montagens foram realizadas com o auxílio de guindastes (Figura 4.10).



Figura 4.10: Colocação da viga isostática de cobertura. (Cedoc, 2006)

As vigas são apoiadas tanto nos pilares como em outras vigas longitudinais – que ali estão servindo de ligação entre esses pilares e as extremidades das vigas transversais. Possuem a forma do tipo dente Gerber, apoiadas sobre placas de neoprene. Os pilares possuem ainda armaduras de espera deixadas para a fixação das coberturas de cascas de concreto existente no projeto original. (Figura 4.11)



Figura 4.11: Armaduras de espera nos pilares. (2006)

As vigas de cobertura ainda possuem em sua extensão 3 septos transversais enrijecedores. Alguns deles foram ligados entre si no local, enquanto que outros estão separados, reduzindo a altura de sua seção e formando uma abertura para a passagem de calhas, fixadas embaixo da ligação das mesas da viga (Figura 4.12).



Figura 4.12: Septos Transversais de enrijecimento. (CEPLAN, 2006)

Ao final das vigas de cobertura, na parte interna do prédio, no limite entre a seção “T” e a seção retangular das vigas, nota-se a presença de platibandas cujo formato é curvo. Há platibandas localizadas também, na parte externa do prédio, servindo como fechamento lateral entre as vigas, com função arquitetônica. São pré-moldadas e anunciam nesse traçado mais um projeto de Niemeyer (Figura 4.13).



Figura 4.13: Platibanda curva. (2006)

Já as vigas dos pisos da sobreloja e do térreo, foram projetadas com uma seção transversal trapezoidal vazada, com tubos circulares, fabricadas dessa forma para a passagem de tubulações. Essas vigas também são protendidas e pré-moldadas e possuem a sua mesa em forma de T. Pode-se notar na figura 4.14 a boa qualidade do concreto aparente nestas vigas.



Figura 4.14: Detalhe das vigas Trapezoidal vazada e Degraus do Auditório. (Cedoc, 2006)

O esquema estrutural observado na chamada ala dos auditórios é o seguinte: vigas longitudinais contínuas com extremidades executadas em dentes do tipo gerber que servem de apoio para as vigas de piso. As vigas longitudinais estão apoiadas em um lado nos pilares principais da fachada oeste e do outro lado em pilares secundários que morrem na sobreloja.

Embaixo das vigas longitudinais observa-se o tipo de fechamento lateral utilizado – placas pré-moldadas de concreto – estas com ranhuras vazadas em suas extremidades com o objetivo de proporcionar uma ventilação a este ambiente, como mostram os croquis desenhados por Oscar Kneipp, arquiteto professor da *Fau/Unb* que fez parte da equipe de projeto de arquitetura do *ICC*. Os croquis datam o ano de 1963 (Figura 4.15).

Os degraus dos auditórios são pré-moldados de concreto apoiados na cortina da fachada oeste e em vigas inclinadas no lado oposto.

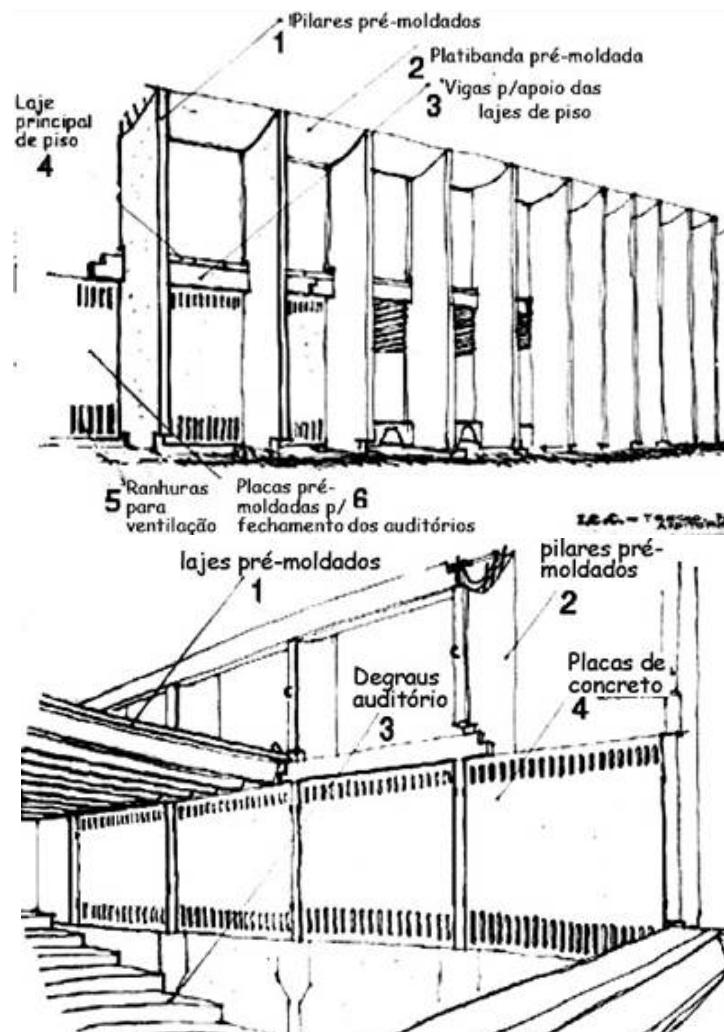


Figura 4.15: Croquis – ala dos auditórios interior e exterior (O. Kneipp, 2006)

As escadas foram projetadas de duas formas distintas: na Ala dos auditórios os seus degraus estão em balanço engastados em vigas laterais (Figura 4.16), enquanto que na Ala dos laboratórios, as escadas possuem duas vigas centrais, onde os seus degraus se apóiam sobre estas vigas. Ambas em concreto pré-moldado (Figura 4.17).

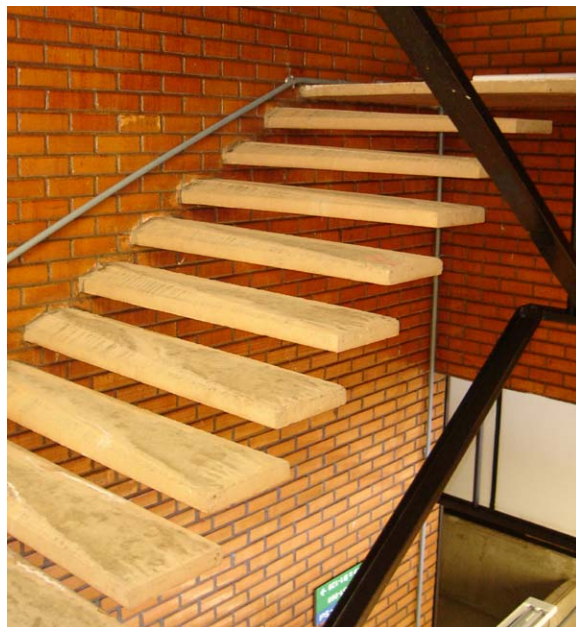


Figura 4.16: Escada – Ala dos Auditórios (2006).

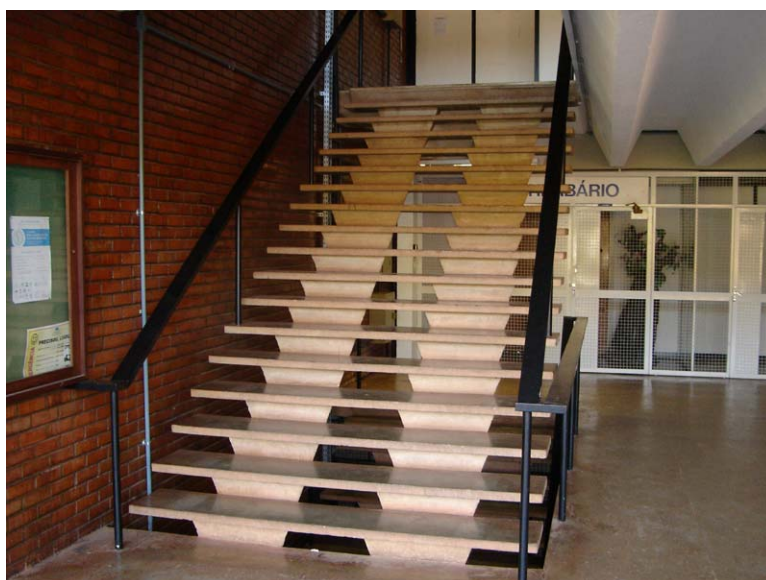


Figura 4.17: Escada – Ala dos Laboratórios (2006).

Como dito anteriormente as lajes dos mezaninos das duas entradas foram projetadas em concreto protendido e caixão perdido com 60 cm de espessura. Estão em balanço de 12.85 metros, a contar do eixo do pilar, e recebem em sua ponta uma rampa em forma de

ferradura com largura de 2m e comprimento de 12,00 metros. Esta rampa é engastada na laje em balanço na sua extremidade superior e no piso em sua extremidade inferior (Figura 4.18 e Figura 4.19).

O formato de cada uma das lajes, em planta, é o de um trapézio, tendo como base maior a dimensão de 25,60 m (onde se localiza a rampa), a sua base menor com 17,60 m (corresponde a um apoio do tipo Gerber), e a altura deste trapézio é de 28,45 m, totalizando uma área de 614, 52 m².

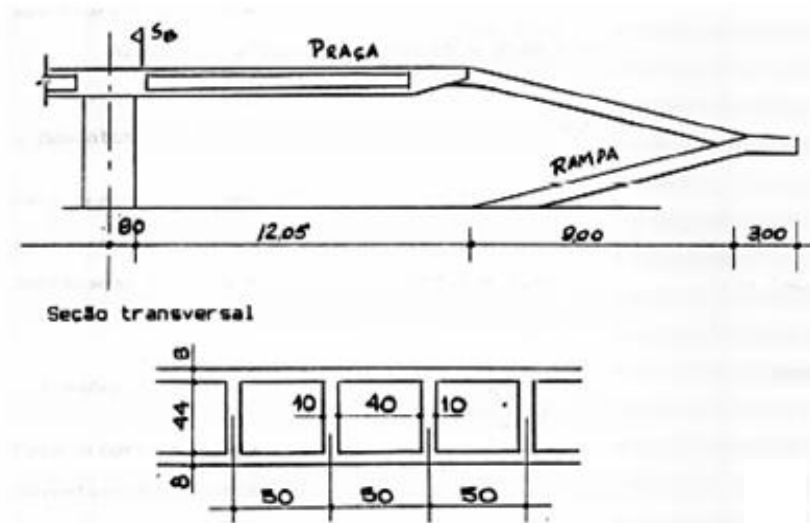


Figura 4.18: Corte esquemático da laje do mezanino. (B.C. Engenharia, 1990)



Figura 4.19: Mezanino da entrada Sul e rampa (Walter Vilhena, 1992)

O total de material consumido na construção do prédio do ICC, de acordo com a Construtora Rabello (Vasconcelos, 1985), foi o seguinte:

Concreto – 34.500 m³

Aço comum – 1.300 t

Aço protendido – 480 t

Fôrmas – 434.400 m²

4.3 - INTERVENÇÕES JÁ REALIZADAS NO PRÉDIO DO ICC

De todas as intervenções que o prédio do ICC sofreu, sem dúvida, as que merecem destaque são as do reforço na fixação das platibandas e o reforço estrutural da laje do mezanino da entrada sul. Esses reforços foram executados em meados da década de 90.

As platibandas curvas eram fixadas lateralmente nas extremidades dos pilares com vergalhões de concreto armado. A fixação e colocação dessas platibandas foram executadas de forma precária. Segundo informações do engenheiro civil Walter Vilhena Valio (então Diretor de Obras da Prefeitura do Campus da UnB) os vergalhões foram fixados (chumbados) e, com o passar dos anos, apresentaram defeito na sua fixação, e algumas platibandas ficaram com risco iminente de cair.

O projeto de reforço das platibandas curvas elaborado pela Diretoria de Obras foi composto por quatro tirantes de aço galvanizado com diâmetro $\varnothing = \frac{1}{2}$ ", fixados nas duas extremidades. Na extremidade inferior, o tirante foi fixado por meio de uma placa e parafuso com dimensões 2"x4"x3/8" e $\varnothing = \frac{1}{2}$ " x 6", respectivamente. A fixação da extremidade superior foi executada nas mesas das vigas de cobertura, pois esta extremidade do tirante era rosqueada e fixada por meio de uma placa de apoio com dimensões de 2"x2"x3/8" por meio de porcas e arruelas de diâmetro de $\varnothing = \frac{1}{2}$ ", após a execução desse reforço as mesas eram reconcretadas. O esquema de reforço pode ser mais bem entendido com o croqui desenhado pelo engenheiro Walter Vilhena (Figura 4.20).

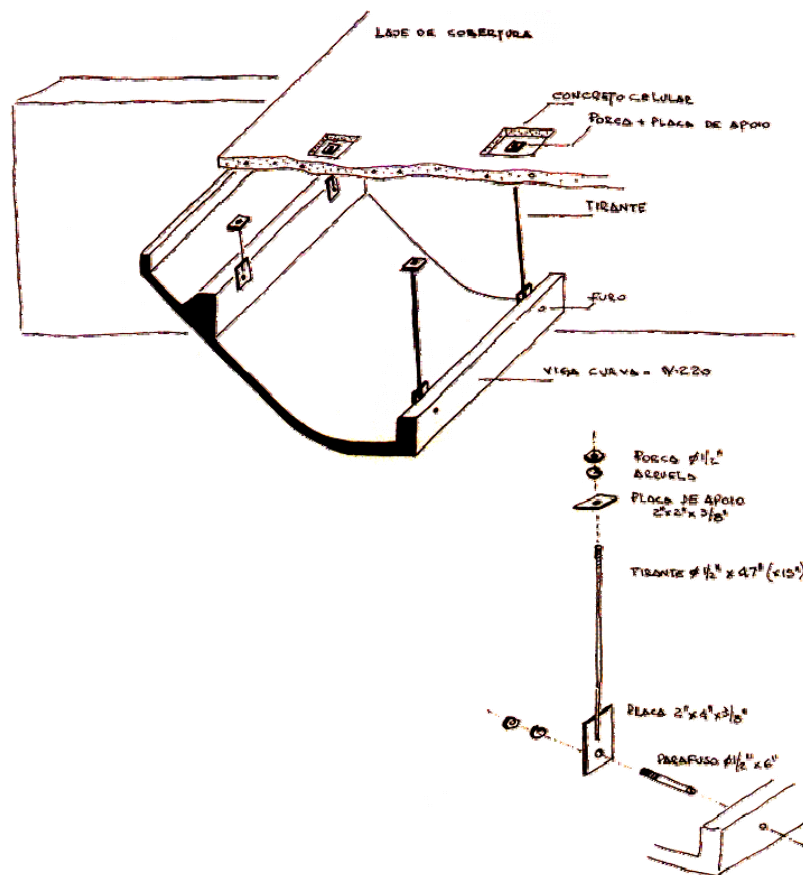


Figura 4.20: Croqui do reforço de fixação das platibandas do ICC (Walter Vilhena, 1992)



Figura 4.21: Tirantes de sustentação das platibandas. (2006)

O problema estrutural de maior vulto, e conseqüentemente mais preocupante, foram as deformações encontradas nas pontas dos balanços das lajes dos mezaninos das entradas sul e norte, no início dos anos 90.

O engenheiro estrutural Bruno Contarini, autor do projeto original, também foi o responsável pelo projeto de reforço da laje do mezanino. Segundo seu relatório, após o aparecimento da flecha houve intervenções ao longo dos anos em que se utilizou material de pouca densidade para proporcionar o nivelamento da laje, mas que se encharcava de água preenchendo também os caixões perdidos e com isso, o peso foi aumentado, agravando o problema (Figura 4.22). A protensão existente era suficiente para a carga permanente e não para as sobrecargas e enchimentos.



Figura 4.22: Caixões perdidos da laje cheios de água. (Walter Vilhena, 1992)

Para o reforço duas soluções de ancoragem poderiam ser adotadas a primeira seria um furo atravessando a zona maciça na ponta da laje e a segunda, que foi executada, foi a criação de um bloco de ancoragem morta do cabo em um lado e protendido pela outra ponta. Figura 4.23.

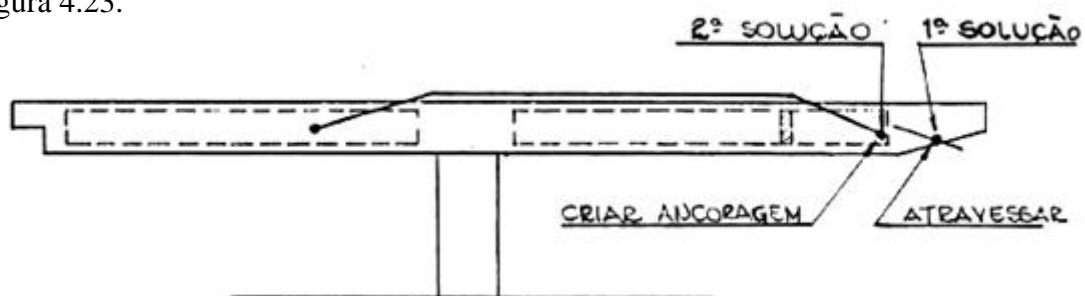


Figura 4.23: Soluções de reforço das lajes do mezanino. (B.C. Engenharia, 1990)

De acordo com o relatório de Contarini (1990), a máxima deformação medida na laje do mezanino sul foi da ordem de 20 cm, com a retirada de todo o revestimento daria uma

contra flecha de 3,0 cm e se somada com a protensão adicional, daria uma recuperação em torno de 7,0 cm. A recuperação total da flecha, portanto, seria de 10 cm.

A estrutura permaneceria com uma flecha de 10 cm, podendo ser corrigida com enchimento apropriado. Para zerar a flecha seria necessário o macaqueamento da estrutura para cima, o que poderia causar trincas indesejáveis e possíveis acidentes.

O reforço foi executado pela mesma empresa do projeto original, a Freyssinet Serviços de Engenharia Ltda com conclusão em 1993. Os documentos não informam o valor efetivo da recuperação da flecha após a execução do reforço e não houve um acompanhamento e controle da flecha recuperada.

Os cabos utilizados no projeto de reforço estrutural foram monocordoalhas de diâmetro 12.7 mm e aço CP 190 RB e, de acordo com o projeto, cada nervura deveria ter 2 cabos de reforço. Os cabos seriam tracionados com uma força inicial de 14.660 kg por cordoalha, correspondendo a uma tensão de 14.630 kg/cm². A resistência característica do concreto utilizado deveria ser igual ou superior a 30 MPa.

O reforço era para ser executado nos dois mezaninos, tanto o da entrada norte como na entrada sul do edifício, mas somente foi realizado na laje do mezanino da entrada sul. O motivo da laje do mezanino norte não ter sido recuperada, acredita-se que seja a falta de recursos financeiros para execução do serviço.

5 – APLICAÇÃO DA NOVA PROPOSTA DA METODOLOGIA *GDE/UnB*

Este capítulo tem como objetivo mostrar o resultado dos danos patológicos verificados no prédio do ICC e, também, mostrar os resultados obtidos com a aplicação da proposta de reformulação descrita no capítulo 3 deste trabalho.

5.1 - PRINCIPAIS DANOS OBSERVADOS NO ICC

No segundo capítulo deste trabalho se apresentou os resultados da aplicação da metodologia *GDE/UnB* para esta estrutura feita por Andrade (2006), em que se utilizou a divisão da estrutura por trechos, conforme ali descrito. A seguir são apresentadas os principais danos observadas no *ICC*, de acordo com aquela divisão.

Para uma melhor avaliação dos danos nos pilares, que primeiramente foram divididos em Pilares *AL*, *AO*, *BL* e *BO* conforme o Relatório Interno, Nepomuceno et alli (2005), procurou-se, também, agora separá-los em pilares externos (*Pilares BO e AL*) e pilares internos (*Pilares BL e AO*) (Figura 5.1). Com essa divisão procurou-se agrupar estes elementos com condições semelhantes de meio ambiente.

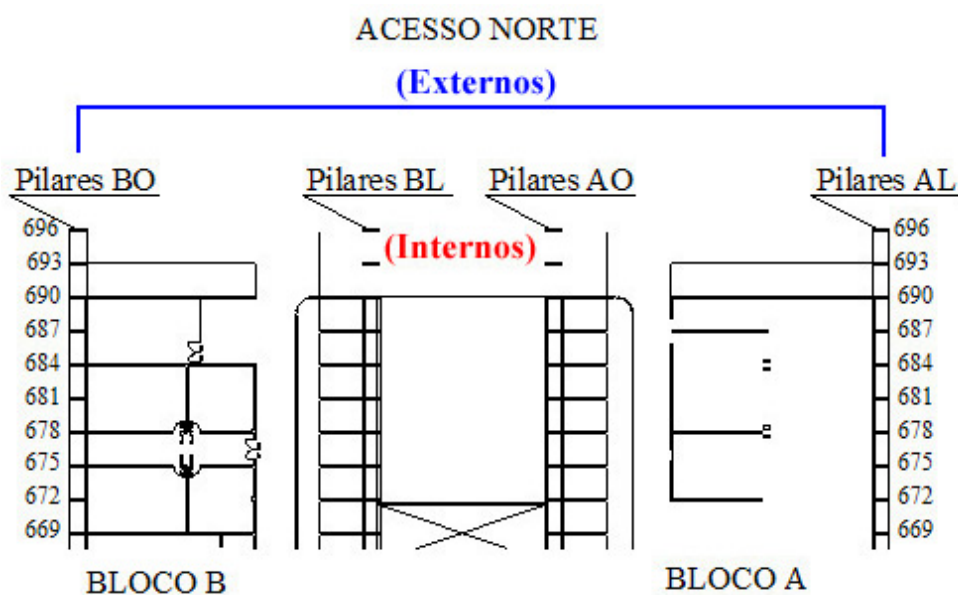


Figura 5.1: Nomenclatura dos Pilares vistos em planta – extremo norte. (Andrade, 2006)

Os danos mais freqüentes observados nos pilares externos foram: falha de concretagem, corrosão das armaduras, cobrimento deficiente, eflorescência e manchas.

Os pilares do bloco *BO*, no entanto, apresentam muito mais manchas que os pilares do bloco *AL*, pois esses últimos estão localizados no lado leste da edificação. Os ventos predominantes no Distrito Federal e na cidade de Brasília são oriundos da direção leste e nordeste na maior parte do ano (www.semarh.df.gov.br).

O dano “falha de concretagem” atingiu mais de 90% dos pilares externos. Isso se deve ao caráter repetitivo da obra, pois a falha no detalhe de uma fôrma pode provocar a deficiência em varias peças. A abertura de fôrmas ou falha na produção do concreto, como a vibração inadequada do concreto também permite a saída de argamassa. Pode-se observar na figura 5.2 a falha de concretagem no pilar com exposição de sua armadura.



Figura 5.2: Falha de concretagem no pilar. (Andrade, 2006)

Em seguida, atingindo cerca de 80% dos pilares, está o dano “corrosão das armaduras” que apresentam níveis altos ou críticos de deterioração. A forma da manifestação que este dano apresenta é o deslocamento do concreto, na base do pilar, devido à umidade proveniente

do solo ou ainda, a corrosão por causa da umidade que fica depositada no interior dos tubos de águas pluviais, que atingem os estribos desses pilares. (Figura 5.3)



Figura 5.3: Corrosão na base do pilar com deslocamento do concreto. (Andrade, 2006)

O dano “cobrimento deficiente” atinge cerca de 65% desses pilares. Na época de construção do *ICC*, a norma referente ao cobrimento de peças estruturais era menos exigente com relação à durabilidade e os cobrimentos utilizados eram inferiores à norma atual, além, é claro, de se observar a falha de execução.

A “eflorescência”, que se caracteriza por manchas brancas na superfície do concreto, atingiu cerca de 60% dos pilares, seguindo pelas “manchas” que ocorreram em cerca de 40% deles, desenvolvidas pela presença possivelmente de fungos depositados na superfície destes elementos, afetando-os somente esteticamente.

Abaixo, o gráfico da figura 5.4 mostra, proporcionalmente, a incidência dos danos acima descritas nos pilares externos.

Principais Danos – Pilares Externos

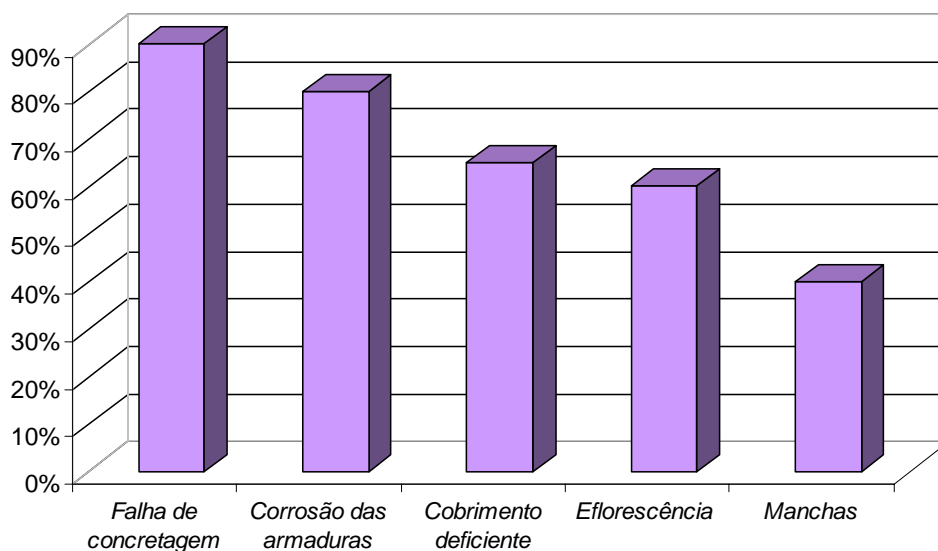


Figura 5.4: Gráfico dos danos com maior frequência nos pilares externos (2006)

Outros danos foram também detectados nos pilares externos, como: fissuras com 28% e deslocamento com 9% dos pilares analisados.

Os pilares internos (*AO* e *BL*) dos blocos estão, praticamente, em um ambiente muito parecido, pois estão separados somente por 16,5 metros, este ambiente é muito menos agressivo se comparado aos dos pilares externos, com uma menor exposição de ventos e radiação solar (Figura 5.5). Devido a esses fatores, se detectaram uma menor incidência de danos como corrosão, eflorescência, fissuras e deslocamento.



Figura 5.5: Pilares internos (*AO* e *BL*) (2007)

Os danos que apresentaram ocorrência mais elevada foram as “manchas”, e as “falhas de concretagem”. As “manchas” apresentam uma maior frequência, atingindo 95% dos pilares, provavelmente, devido a uma menor incidência de ventilação nessa parte do prédio do ICC. Dessa forma, os pilares internos, ficam mais suscetíveis à exposição de umidade e consequentemente, neles o aparecimento de manchas é maior.

O outro dano que apresentou significativa relevância foi a “falha de concretagem”, que atingiu 80% dos elementos. Como explicado, anteriormente, este fator está relacionado com a repetição desses pilares, ou seja, mesmo tipo falha de execução observada nos pilares externos. Abaixo, o gráfico da figura 5.6 mostra, proporcionalmente, a incidência dos danos acima descritas nos pilares internos.

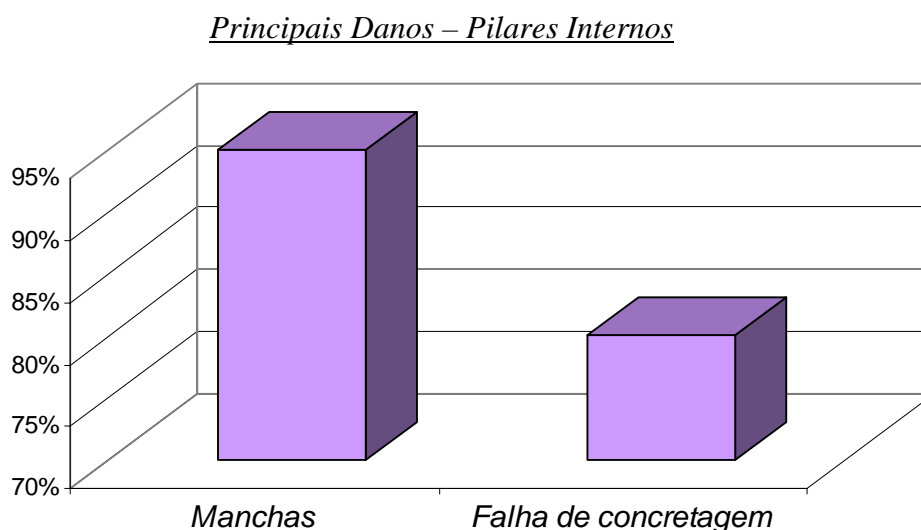


Figura 5.6: Gráfico dos danos com maior frequência nos pilares internos (2006)

Os outros danos detectados nos pilares internos tais como, deslocamento - 4%; corrosão das armaduras - 27%; cobrimento deficiente e fissuras, ambos com 30% e eflorescência com incidência de 40%, respectivamente, ocorreram em intensidades menores que nos pilares externos.

As vigas de cobertura dos dois blocos, tanto o A quanto o B, apresentam, praticamente, a mesma distribuição de danos. Isso se deve ao fato do ambiente ser o mesmo para esses dois blocos. As intensidades de incidência de radiação solar, chuva e ventos são praticamente as mesmas.

As vigas também apresentaram mais danos com incidência superior a 50% (manchas, eflorescência, cobrimento deficiente e fissuras), se comparados com os danos dos pilares . Nas vigas do bloco A, as ocorrências foram as seguintes: manchas (98%), eflorescência (96%), falha de concretagem (88%), fissuras (82%), cobrimento deficiente (77%), umidade (59%), desvio de geometria (54%) e deslocamento (50%). A configuração dos danos observados nas vigas do bloco B é: manchas (100%), eflorescência (93%), falha de concretagem (80%), fissuras (90%), cobrimento deficiente (93%), umidade (98%), desvio de geometria (52%) e com menor incidência, o deslocamento com 35%.

As “manchas” estão presentes em praticamente todos os elementos, principalmente na parte exposta à chuva, trecho da “rua interna”, próxima aos jardins. Assim como nos pilares, essas manchas são conseqüências do desenvolvimento de fungos, afetando-as somente esteticamente (Figura 5.7).



Figura 5.7: Manchas nas vigas e pilares

Os danos “falhas de concretagem” e “cobrimento deficiente” já foram explicados para os pilares, sendo válidas as mesmas considerações.

A umidade observada nas vigas ocorre, possivelmente, devido às falhas de impermeabilização da cobertura, e também, pela situação precária das calhas, fazendo com que esse dano seja observado tanto na mesa como na alma destas vigas (Figura 5.8). O

dano “eflorescência” se manifesta, nas vigas, em quase sempre na mesma região, no fundo e na lateral (Figura 5.9).



Figura 5.8: Umidade na alma e mesa de viga. (Andrade, 2006)



Figura 5.9: Eflorescência em viga. (Andrade, 2006)

Nos pilares internos, também foi constatado um “deslocamento” nas vigas na região próximas aos apoios. Possivelmente, o surgimento desses deslocamentos seja devido às movimentações térmicas da estrutura como um todo e à deficiência dos aparelhos de neoprene, nessas ligações. Observou-se, na maioria dos casos, o mau posicionamento desses aparelhos (Figura 5.10(a)) ou, ainda, sua inexistência (Figura 5.10(b)). Isso prejudica a movimentação da estrutura, propiciando a ocorrência deste dano. Esse dano pode ser consequência de inexistência de junta de dilatação ao longo dos 720m de

comprimento do edifício, decisão tomada pelos projetistas por considerar a estrutura pré-moldada e isostática. O estudo do fenômeno de deslocamento dessas vigas será o objeto do capítulo 6.



a)



b)

Figuras 5.10: mau posicionamento (a) e falta (b) dos apoios de neoprene. (2006)

As fissuras analisadas nas vigas se apresentam nas quinas, entre a alma e a mesa (Figura 5.11). Este tipo de fissura pode ser devido à retração do concreto por secagem, à diferença de rigidez entre a mesa e alma dessas vigas, pelas variações de temperatura, ou ainda, pelo transporte dessas vigas das pistas de protensão até o local de sua montagem (Figura 4.10).



Figuras 5.11: Fissura entre a mesa e a alma das vigas de cobertura. (2007)

Na figura 5.12 pode-se ver a quantificação dos danos observados nas vigas dos blocos A e B.

Principais Danos – Vigas de Cobertura Blocos A e B

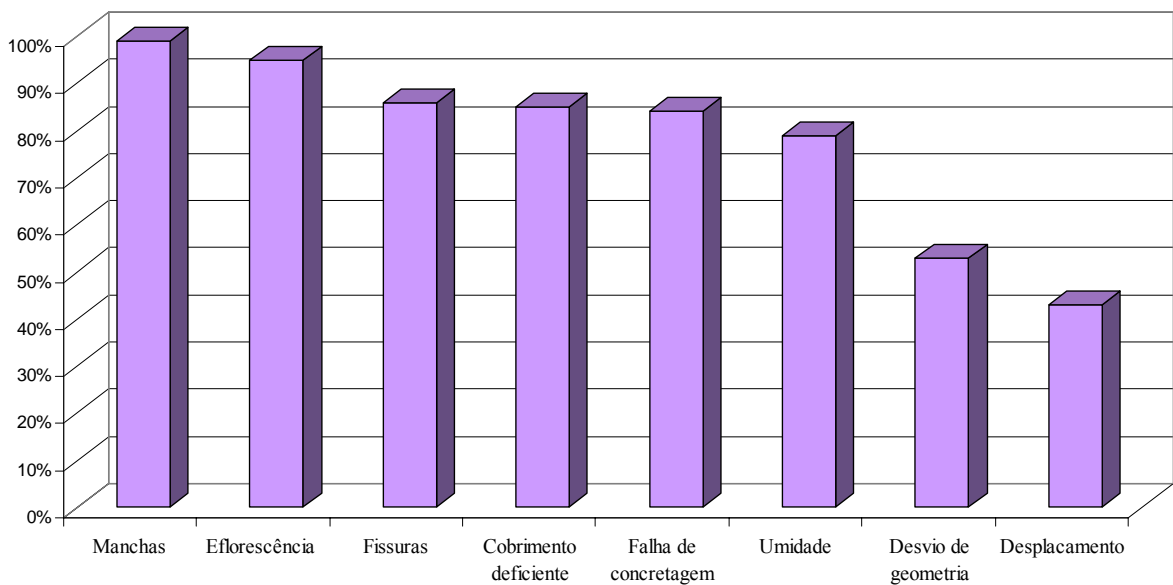


Figura 5.12: Gráfico dos danos com maior incidência nas vigas de cobertura. (2006)

Os danos mais freqüentes, atingindo mais de 50% dos elementos curvos (platibandas) nos dois blocos A e B foram: manchas 100%, eflorescência 80%, corrosão 61%. Outros danos com número de incidências menores também afetaram esses elementos, tais como: cobertura deficiente 46%, falhas na concretagem 42% e deslocamento 24%. Em relação às “manchas”, todas as platibandas estão expostas aos diversos tipos de intempéries, atingindo, dessa forma, a totalidade desses elementos (Figura 5.13 abaixo).

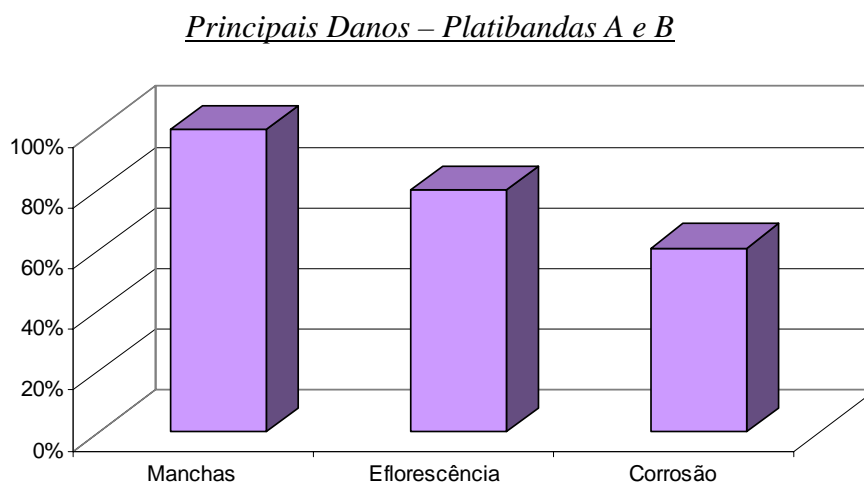


Figura 5.13: Gráfico dos danos com maior incidência nas platibandas. (2006)

5.2 - APLICAÇÕES DA NOVA PROPOSTA DA METODOLOGIA GDE/UnB

5.2.1 - Considerações sobre a aplicação da Metodologia GDE/UnB feita por Andrade (2006)

Antes de se mostrar os resultados obtidos pelas reformulações da nova proposta comentada no capítulo 3 desse trabalho, é necessário, fazer algumas considerações sobre a aplicação da metodologia realizada por Andrade (2006).

No trabalho desenvolvido por Andrade, foi atribuído, para alguns elementos, o fator de intensidade (F_i) igual a 1 ao dano “Deslocamento”. No Roteiro de Inspeção de Boldo (2002), o fator de intensidade para esse dano se inicia com $F_i = 2$, dessa maneira, acredita-se ter sido introduzido uma alteração pela equipe de vistoria. Assim, este dano foi retirado no levantamento de Andrade (2006).

De acordo com a aplicação de Andrade, o grau de deterioração da estrutura G_d foi igual a 205. Mesmo com as alterações introduzidas, o grau de deterioração da estrutura caiu somente 5 pontos, obtendo-se um $G_d = 200$, não muito significativo, considerando-se que ainda foi modificado o fator de intensidade de manchas de $F_i = 5$ para $F_i = 3$. Nas tabelas 5.1 e 5.2, pode-se observar a aplicação nas duas situações.

Tabela 5.1: Aplicação da metodologia GDE/UnB realizada por Andrade. (2006)

FAMÍLIAS – Blocos (Aplicação de Andrade, 2006)	G_{df}	F_r	$(G_{df} \times F_r)$
Pilares Bloco AL	197	5	986
Pilares Bloco AO	198	5	991
Pilares Bloco BL	196	5	980
Pilares Bloco BO	275	5	1378
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A	209	5	1045
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B	178	5	891
Elementos Curvos Bloco A	148	2	297
Elementos Curvos Bloco B	202	2	405
	soma	34	6976
	G_d	205	Crítico

Tabela 5.2: Aplicação da metodologia GDE/UnB após alterações. (2006)

FAMÍLIAS – Blocos (após alterações)	G_{df}	F_r	$(G_{df} \times F_r)$
Pilares Bloco AL	196	5	981
Pilares Bloco AO	191	5	958
Pilares Bloco BL	185	5	927
Pilares Bloco BO	273	5	1368
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A	207	5	1036
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B	177	5	889
Elementos Curvos Bloco A	145	2	277
Elementos Curvos Bloco B	198	2	400
	soma	34	6840
	G_d	200	Crítico

Praticamente nenhuma mudança significativa foi constatada e isso comprova que uma mudança nas formulações se faz necessário.

A tabela 5.3 abaixo mostra o grau de deterioração da estrutura do ICC dividida em blocos (A e B) e alas (Norte, Central e Sul), após a correção das alterações mencionadas anteriormente, o resultado foi um $G_d = 145$ (crítico). Esse resultado não apresentou uma mudança muito significativa, se comparado com o resultado anterior de $G_d = 164$ que também classifica o estado da estrutura como crítico.

Tabela 5.3: Aplicação da metodologia GDE/UnB – Famílias Blocos e Alas (2006).

FAMÍLIAS Blocos e Alas(após a correção dos equívocos)	G_{df}	F_r	(G_{df} x F_r)
Pilares Bloco AL Ala Norte	191	5	959
Pilares Bloco AL Ala Central	124	5	621
Pilares Bloco AL Ala Sul	53	5	267
Pilares Bloco AO Ala Norte	86	5	433
Pilares Bloco AO Ala Central	160	5	802
Pilares Bloco AO Ala Sul	187	5	939
Pilares Bloco BL Ala Norte	180	5	903
Pilares Bloco BL Ala Central	88	5	443
Pilares Bloco BL Ala Sul	120	5	600
Pilares Bloco BO Ala Norte	168	5	841
Pilares Bloco BO Ala Central	269	5	1346
Pilares Bloco BO Ala Sul	164	5	823
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Norte	205	5	1027
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Central	185	5	927
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Sul	155	5	776
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Norte	100	5	501
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Central	176	5	881
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Sul	158	5	790
Elementos Curvos Bloco A Ala Norte	138	2	277
Elementos Curvos Bloco A Ala Central	0	2	0
Elementos Curvos Bloco A Ala Sul	37	2	74
Elementos Curvos Bloco B Ala Norte	127	2	255
Elementos Curvos Bloco B Ala Central	171	2	343
Elementos Curvos Bloco B Ala Sul	15	2	0
soma		102	14835
G_d		145	Crítico

5.2.2 - Resultados da aplicação da proposta de reformulação da Metodologia GDE/UnB

O grau de deterioração que a estrutura do ICC resultou foi um $G_d = 145$ (com sua estrutura dividida em blocos e alas). Na divisão somente em blocos o resultado obtido foi igual $G_d = 200$. Ambos os valores indicam um nível crítico de deterioração da estrutura.

Utilizando-se a nova formulação do G_{df} proposta, o resultado do valor do G_d da estrutura, dividida apenas por blocos, é mostrado na tabela 5.4. Com a nova formulação do G_{df} a diminuição no grau de deterioração da estrutura foi de cerca de 40% em relação à anterior. Com a divisão da estrutura em Blocos e Alas, o resultado da nova formulação G_{df} para o grau de deterioração da estrutura $G_d = 106$, tendo uma diminuição de 39%, que também, classifica a estrutura, com o estado crítico. (Tabela 5.5)

Tabela 5.4: Aplicação da metodologia GDE/UnB nova formulação G_{df} – Família Blocos (2006)

FAMÍLIAS (sem mudança dos fatores de ponderação)	G_{df}	F_r	$(G_{df} \times F_r)$
Pilares Bloco AL	139	5	696
Pilares Bloco AO	136	5	683
Pilares Bloco BL	132	5	660
Pilares Bloco BO	194	5	974
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A	147	5	735
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B	126	5	630
Elementos Curvos Bloco A	102	2	205
Elementos Curvos Bloco B	141	2	283
	soma	34	4870
	G_d	143	Crítico

Tabela 5.5: Aplicação da metodologia GDE/UnB nova formulação G_{df} – Família Blocos e Alas (2006).

FAMÍLIAS (sem mudança nos fatores de ponderação)	G_{df}	F_r	$(G_{df} \times F_r)$
Pilares Bloco AL Ala Norte	137	5	688
Pilares Bloco AL Ala Central	88	5	444
Pilares Bloco AL Ala Sul	53	5	267
Pilares Bloco AO Ala Norte	61	5	309
Pilares Bloco AO Ala Central	116	5	584
Pilares Bloco AO Ala Sul	135	5	676
Pilares Bloco BL Ala Norte	130	5	651
Pilares Bloco BL Ala Central	63	5	316
Pilares Bloco BL Ala Sul	85	5	428
Pilares Bloco BO Ala Norte	120	5	603
Pilares Bloco BO Ala Central	193	5	966
Pilares Bloco BO Ala Sul	118	5	591
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Norte	146	5	732
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Central	132	5	661
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Sul	111	5	557
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Norte	71	5	358
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Central	125	5	628
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Sul	112	5	562
Elementos Curvos Bloco A Ala Norte	101	2	202
Elementos Curvos Bloco A Ala Central	0	2	0
Elementos Curvos Bloco A Ala Sul	26	2	53
Elementos Curvos Bloco B Ala Norte	91	2	182
Elementos Curvos Bloco B Ala Central	132	2	264
Elementos Curvos Bloco B Ala Sul	15,	2	30
	soma	102	10731
	G_d	106	Crítico

Outra modificação realizada na metodologia *GDE/UnB* foi a introdução de uma tabela específica para o dano “fissuras” com fatores de ponderação variando entre 2 a 5, de acordo com a tipologia de fissuras em elementos de concreto armado.

As fissuras observadas na maioria dos elementos do prédio do ICC, principalmente nas vigas, são devido à retração do concreto por secagem, à diferença de rigidez entre a mesa e

alma dessas vigas e por variações de temperatura. De acordo com a Tabela 3.1 o fator de ponderação a ser utilizado para esses casos é $F_p = 3$. Os resultados obtidos com essa modificação podem ser observados na Tabela 5.6 e mostra o grau de deterioração para a estrutura $G_d = 99$, classificando como sofrível as condições da estrutura.

Tabela 5.6: Aplicação da metodologia GDE/UnB nova formulação G_{df} e (F_p) de fissuras modificado – Família Blocos e Alas (2006).

FAMÍLIAS (fissuras com $F_p = 3$)	G_{df}	F_r	$(G_{df} \times F_r)$
Pilares Bloco AL Ala Norte	137	5	688
Pilares Bloco AL Ala Central	65	5	327
Pilares Bloco AL Ala Sul	53	5	267
Pilares Bloco AO Ala Norte	60	5	303
Pilares Bloco AO Ala Central	114	5	573
Pilares Bloco AO Ala Sul	133	5	669
Pilares Bloco BL Ala Norte	130	5	651
Pilares Bloco BL Ala Central	63	5	316
Pilares Bloco BL Ala Sul	63	5	317
Pilares Bloco BO Ala Norte	120	5	603
Pilares Bloco BO Ala Central	144	5	721
Pilares Bloco BO Ala Sul	116	5	581
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Norte	144	5	722
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Central	128	5	644
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Sul	110	5	550
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Norte	64	5	324
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Central	122	5	611
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Sul	110	5	554
Elementos Curvos Bloco A Ala Norte	101	2	202
Elementos Curvos Bloco A Ala Central	0	2	0
Elementos Curvos Bloco A Ala Sul	26	2	53
Elementos Curvos Bloco B Ala Norte	67	2	134
Elementos Curvos Bloco B Ala Central	132	2	264
Elementos Curvos Bloco B Ala Sul	15	2	30
	soma	102	10114
	G_d	99	Sofrível

O resultado obtido após as reformulações ($G_d = 99$) reflete com maior precisão as condições reais da situação da estrutura do prédio do ICC, agora classificada como sofrível, ao qual se indica intervenção a ser realizada no prazo máximo de 6 meses.

De acordo com os dados obtidos do total de 940 pilares, apenas 1 apresentou nível crítico de deterioração, 15 pilares foram classificados como nível sofrível, e 14 apresentaram nível alto, representando apenas 4% de elementos com nível de deterioração superior ao valor $G_{de} \geq 50$ (Alto). Para a família dos elementos vigas essa porcentagem atinge o valor de 8%, e para os elementos curvos este valor é inferior a 1%.

Com o objetivo de mostrar os efeitos das modificações realizadas na metodologia *GDE/UnB* mencionadas no capítulo 3 deste trabalho, procurou-se então, aplicar a nova proposta da metodologia em outras estruturas analisadas em pesquisas anteriores.

A tabela 5.7 mostra o grau de deterioração obtido em seis prédios do Banco do Brasil, em cinco diferentes cidades, e no ICC e na Reitoria da UnB. Comparando a aplicação da metodologia *GDE/UnB* realizada por Lopes(1998), Boldo(2002), e a nova proposta.

Tabela 5.7: Comparativo dos G_d 's de Lopes, Boldo e Nova Proposta (2007).

Cidade/ Estado	Nível de deterioração da estrutura (G_d) <i>Lopes</i>	Nível de deterioração da estrutura (G_d) <i>Boldo</i>	Nível de deterioração da estrutura (G_d) <i>Nova Proposta</i>
Porto Alegre/RS	48 (Alto)	138 (Crítico)	105 (Crítico)
Santo Amaro/ SP	36 (Médio)	88 (Crítico)	71 (Alto)
Rio de Janeiro/RJ	59 (Alto)	125 (Crítico)	98 (Sofrível)
Rio de Janeiro/RJ	42 (Médio)	94 (Crítico)	69 (Alto)
Salvador/BA	120 (Crítico)	220 (Crítico)	172(Crítico)
Brasília/DF	52 (Alto)	135 (Crítico)	107(Crítico)
ICC	-----	145 (Crítico)	99 (Sofrível)
Reitoria UnB	-----	100 (Crítico)	76 (Alto)

Todas as reformulações propostas nesta pesquisa para a metodologia *GDE/UnB* podem ser observadas no Roteiro de Inspeção – Modificado que encontra-se no (Apêndice B).

5.3 – RECUPERAÇÃO DOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA DO ICC

A porcentagem dos elementos do prédio do ICC que apresentaram nível de deterioração superior ao nível médio, ou seja, elementos que apresentaram níveis alto, sofrível e crítico resultam no total de 4%.

Ao se determinar o (G_{de}) dos elementos que compõe a estrutura a metodologia *GDE/UnB*, além de classificar o estado dos elementos, define as ações a serem adotadas e o tempo máximo para se planejar uma intervenção nos elementos já classificados.

A tabela 5.8 simula a nova aplicação da metodologia no prédio do ICC supondo que a recuperação realizada nos elementos, que representam os 4%, os classifique com um nível de deterioração não superior a 15, ou seja, nível baixo ($G_{de} \leq 15$). O (G_d) da estrutura resultaria no nível Alto de deterioração $G_d = 57$.

Tabela 5.8: Reaplicação da metodologia GDE/UnB no ICC após recuperação dos elementos.

FAMÍLIAS - Recuperado elementos de nível (Crítico, Sofrível e Alto)	G_{df}	F_r	$(G_{df} \times F_r)$
Pilares Bloco AL Ala Norte	67	5	335
Pilares Bloco AL Ala Central	60	5	300
Pilares Bloco AL Ala Sul	52	5	260
Pilares Bloco AO Ala Norte	59	5	295
Pilares Bloco AO Ala Central	58	5	290
Pilares Bloco AO Ala Sul	67	5	335
Pilares Bloco BL Ala Norte	58	5	290
Pilares Bloco BL Ala Central	60	5	300
Pilares Bloco BL Ala Sul	61	5	305
Pilares Bloco BO Ala Norte	61	5	305
Pilares Bloco BO Ala Central	68	5	340
Pilares Bloco BO Ala Sul	68	5	340
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Norte	67	5	335
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Central	44	5	220
Vigas Transversais de Cobertura Bloco A Ala Sul	43	5	215
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Norte	66	5	330
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Central	69	5	345
Vigas Transversais de Cobertura Bloco B Ala Sul	45	5	225
Elementos Curvos Bloco A Ala Norte	62	2	124
Elementos Curvos Bloco A Ala Central	0	2	0
Elementos Curvos Bloco A Ala Sul	21	2	42
Elementos Curvos Bloco B Ala Norte	64	2	128
Elementos Curvos Bloco B Ala Central	62	2	124
Elementos Curvos Bloco B Ala Sul	15	2	30
	soma	102	5813
	G_d	57	Alto

Sendo assim, o Grau de deterioração da estrutura (G_d) tende a diminuir, uma vez já sido realizada intervenções e recuperações de seus elementos.

É importante frisar que ao se recuperar elementos espera-se que estes elementos venham a ser classificados, em uma nova aplicação da metodologia, com o nível baixo de deterioração. O resultado da tabela acima demonstra a importância da recuperação dos elementos que compõe uma estrutura e como esta recuperação é relacionada com o nível de deterioração da estrutura como um todo.

6 – DESLOCAMENTOS DAS VIGAS DE COBERTURA

Este capítulo tem como objetivo analisar a influência que as variações de temperatura exercem nas vigas de cobertura do prédio do ICC. Para a realização desta análise, foi utilizado o programa computacional SAP 2000 V.10 (1995), da empresa *Computer and Structures Inc.* (CSI), um software de análise estrutural que se baseia no método dos elementos finitos.

6.1 – CONCEPÇÃO ESTRUTURAL NO SAP 2000

O método dos elementos finitos (MEF) consiste em uma decomposição virtual ou discretização de um objeto contínuo em um número finito de partes ou elementos, conectados entre si por intermédio de pontos discretos, denominados *nós*. A subdivisão da estrutura em elementos finitos é chamada de *malha*. A vantagem do MEF é a utilização de funções mais simples para descrever uma solução aproximada para a análise estrutural em cada elemento.

Os elementos a serem discretizados no programa podem ser do tipo *frames* (constituídos por barras unidimensionais e utilizados quando se pretende modelar elementos lineares - vigas e pilares) ou do tipo *shell* (constituídos por elementos bidimensionais, utilizados quando se pretende modelar elementos de superfície - cascas, membranas e lajes). As unidades escolhidas para o modelo são comuns ao sistema internacional: kN e m. (Manual SAP 2000, 1995).

6.1.1 - Concepção dos elementos no SAP 2000.

Uma parte das plantas do projeto estrutural do prédio do ICC encontra-se no Ceplan (Centro de Planejamento da UnB). Porém, as plantas referentes ao detalhamento das vigas de cobertura não foram encontradas. Um contato foi realizado com a Sobrenco Engenharia, empresa responsável pelo cálculo estrutural, e com o engenheiro Bruno Contarini, um dos autores do projeto estrutural, com a finalidade da obtenção desses projetos. Segundo a Sobrenco Engenharia, os originais e cópias do projeto encontravam-se em um depósito da

empresa que sofrera inundação, perdendo-se esses dados, que também não foram obtidos com Contarini

Foi realizado um levantamento geométrico para averiguar as dimensões das seções transversais e comprimentos das vigas de cobertura. O bloco escolhido para o levantamento das vigas e análise pelo programa SAP 2000 foi o chamado “ala dos laboratórios”, cujo suas vigas têm vão de 29,60 metros.

A figura 6.1 mostra as dimensões da seção transversal da viga de seção T obtidas do levantamento e as dimensões correspondentes da seção transversal modelada no programa computacional. Ambas possuem a área aproximadamente igual a 0,67 m².

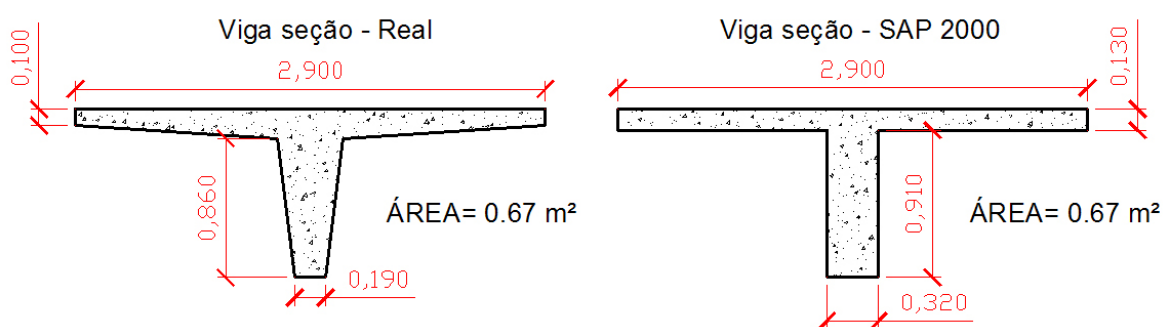


Figura 6.1: Seções transversais de viga da ala dos laboratórios (AUTOCAD, 2007 - dimensões em metros)

Como mencionado no capítulo 4 deste trabalho, as vigas de cobertura mudam de seção transversal, adquirindo a forma retangular no trecho referente à rua interna de pedestres. A figura 6.2 mostra esta seção com suas reais medidas e também a seção transversal retangular modelada no programa. Ambas tem área aproximadamente igual a 0,33 m².

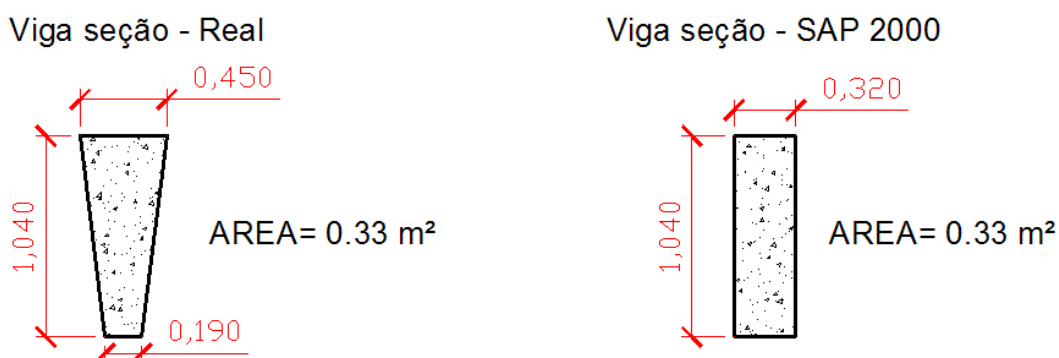


Figura 6.2: Seções transversais da viga do trecho da rua interna de pedestres (AUTOCAD, 2007 - dimensões em metros)

Da mesma maneira, as platibandas curvas foram modeladas no programa por uma seção quadrada de 0,48 x 0,48 m, ambas com uma área de aproximadamente 0,23 m², como mostra a figura 6.3.

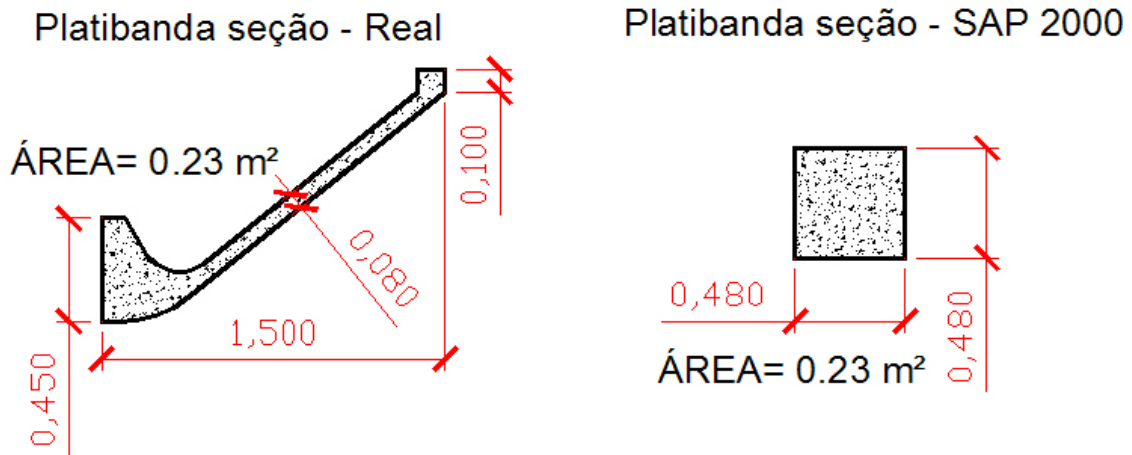


Figura 6.3: Seções transversais das Platibandas
(AUTOCAD, 2007 - dimensões em metros)

As 233 vigas foram divididas em 3262 *frames*, totalizando 2100 *nós*. Elementos transversais ligam esse conjunto das vigas, a cada 3 metros. Após a ligação de 4 vigas, esses elementos aparecem somente nas extremidades da 5ª viga. O esquema estrutural mostrado na figura 6.4 é repetido em toda a cobertura.

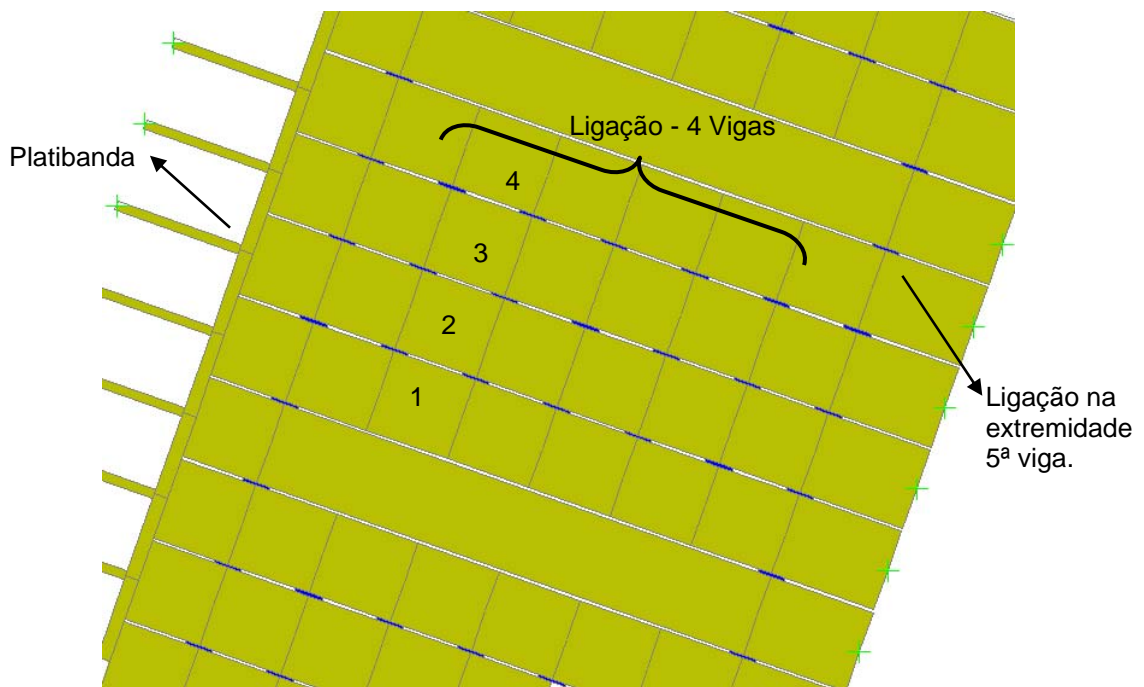


Figura 6.4: Modelo da Estrutura no SAP 2000 (2007)

Houve dificuldade na caracterização dos elementos de ligação transversal, pois em alguns lugares encontram-se revestidos por uma camada de impermeabilização (Figura 6.5). Esses elementos são perfis metálicos e no SAP 2000 foram modelados como perfis metálicos *U 8 x 4"*.

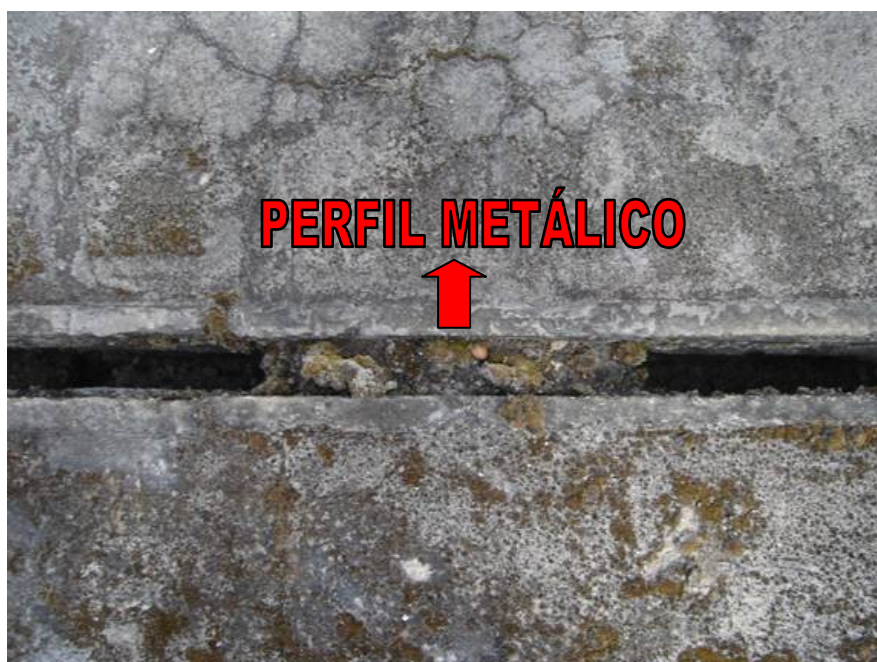


Figura 6.5: Perfil metálico revestidos dos elementos de ligação transversal

6.1.2 – Condições de contorno e carregamentos adotados.

As vigas de cobertura são isostáticas e protendidas. Para o modelo estrutural adotado, os pilares internos do ICC, adjacentes ao jardim, foram considerados como apoios do primeiro gênero e os pilares externos representados por apoios do segundo gênero (Figura 6.6).

Na análise, foram consideradas somente as ações do peso próprio e da variação de temperatura. A ação do vento e de eventuais cargas acidentais não foram consideradas, pela sua pouca relevância perante a grande dimensão da seção transversal dessas vigas e a altura reduzida da estrutura.

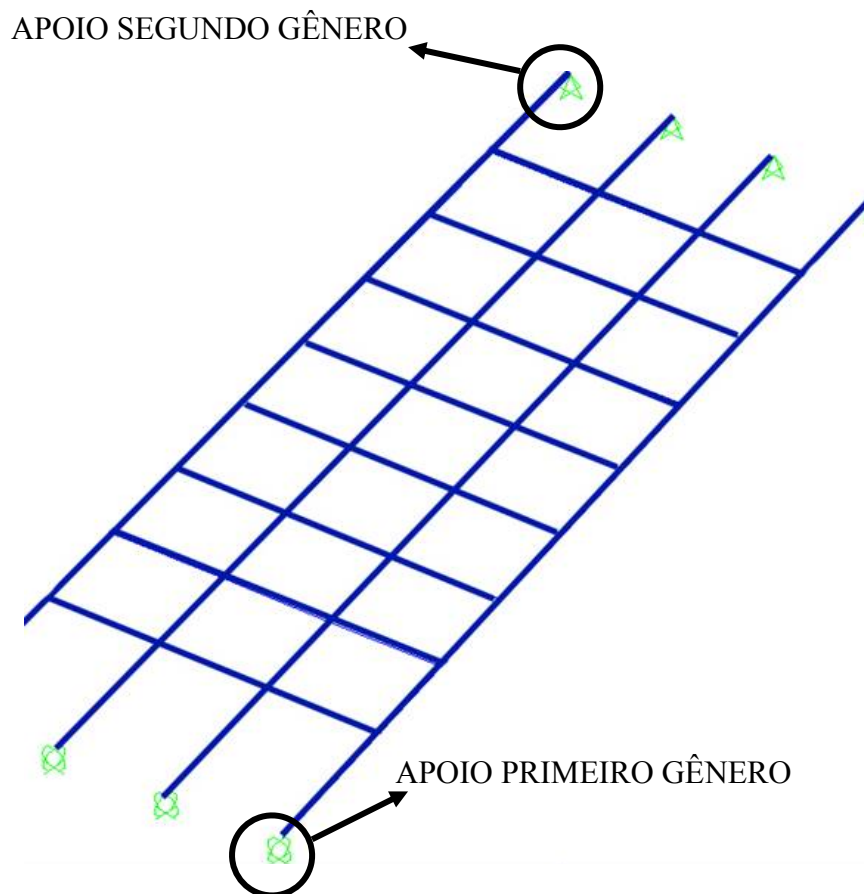


Figura 6.6: Representação dos apoios nas vigas de cobertura do ICC no SAP 2000

Por se tratarem de vigas de concreto protendido, o concreto dessas peças deveria possuir resistência à compressão superior à das peças de concreto armado. Segundo Veríssimo (1998), as faixas de resistência mais utilizadas seriam:

Concreto armado: $15 \text{ MPa} < f_{ck} < 20 \text{ MPa}$

Concreto protendido: $30 \text{ MPa} < f_{ck} < 40 \text{ MPa}$

Como não se encontraram dados relativos à resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) das vigas de cobertura do ICC e de acordo com o ano de construção do prédio, pelo disposto acima, foi considerado um $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, com o concreto idealizado como um material isotrópico.

Segundo o item 8.2.8 da NBR 6118: 2003, quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a expressão (6.1):

$$E_{ci} = 5\,600 f_{ck}^{1/2} \quad (6.1)$$

Segundo o mesmo item da Norma, o módulo de elasticidade secante a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para determinação de esforços solicitantes e verificação de estados limites de serviço, deve ser calculado pela expressão (6.2):

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci} \quad (6.2)$$

O valor do módulo de elasticidade secante para um concreto com $f_{ck} = 30$ MPa seria, portanto, de, aproximadamente 26×10^3 MPa.

Para o aço dos perfis metálicos foi considerado o aço A36 ou MR-250 devido ser o mais utilizado na fabricação de perfis soldados e laminados, com resistência nominal de escoamento $f_y = 250$ MPa e $f_u = 400$ MPa e módulo de elasticidade $E = 210000$ MPa.

6.2 – TIPOS DE LIGAÇÃO ENTRE ELEMENTOS PRÉ-MOLDADOS

A consideração das ligações entre as peças é uma das decisões mais importantes do projetista quando de estruturas de concreto pré-moldado. Quanto mais rígida for a ligação melhor será a distribuição dos esforços (MELO, 2004). Nas estruturas pré-moldadas isostáticas, geralmente, as peças são apenas encaixadas e não resultam numa distribuição uniforme de esforços. As ligações são mais simples e com maior possibilidade de alteração, porém, menos econômicas. As ligações chamadas rígidas necessitam de maior atenção na montagem.

Segundo El Debs (2000), as ligações entre elementos de concreto pré-moldado podem ser de dois tipos: “barra” (referente às ligações de pilares e vigas) e “folhas” (referentes às ligações de lajes e paredes). As ligações viga-pilar podem ser divididas de acordo com Melo (2004), em 4 tipos: ligação simples, ligação rotulada, ligação semi-rígida e ligação engastada (simples ou completa).

Com base em fotografias da época da construção, nas vigas de cobertura do ICC, foram, provavelmente utilizadas as ligações do tipo 1 ou 2, portanto, objeto de maior ênfase neste trabalho.

Ligação Tipo 1 (Simples):

Também chamada de ligação simplesmente apoiada. Nesse tipo de ligação, em geral, as peças são apoiadas em aparelhos de neoprene e os apoios são do tipo rotulados, que não transmitem momentos e forças horizontais. Neste modelo, o cálculo dos elementos é feito individualmente e as vigas que utilizam essa ligação do tipo barra são consideradas isostáticas.

Para que a estrutura isostática funcione adequadamente, os deslocamentos relativos nos apoios não devem ser muito grandes, pois as forças de contato entre a viga e o pilar poderiam resultar em esforços consideráveis, dando origem ao efeito pórtico, nesse caso não considerado.

As vigas do ICC foram apoiadas em aparelhos de neoprene de 1,0 cm de espessura, que permitem pequenos deslocamentos. Na ligação são colocados chumbadores de aço CA 25, com bitola de 12,5 mm, com a finalidade de limitar a instabilidade lateral e, ainda, ajudar em seu posicionamento e evitar o tombamento na montagem.

Se não existirem riscos de ocorrência de tais fatores, mais comuns em vigas baixas e largas, os chumbadores podem ser dispensados, como indica a figura 6.7. Com isso, as variações do comprimento da viga, em consequência da retração e fluência do concreto ou da variação térmica, são melhor absorvidas pela camada de neoprene.

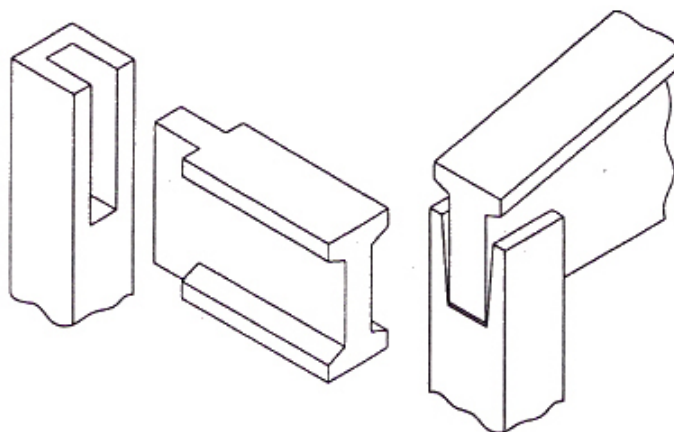


Figura 6.7: Ligações com uso somente de aparelhos de neoprene (El Debs, 2000).

Em pilares que utilizam apenas elastômero do tipo neoprene nas ligações, como nas vigas do ICC, as forças horizontais transmitidas tendem a ser muito pequenas e o comportamento básico é de elemento isolado. (El Debs, 2000).

O preenchimento dos furos para passagem dos chumbadores de aço deve ser realizado com argamassa comum (Figura 6.8), que ao se retrair permite alguma deformação quando ocorrem deslocamentos horizontais. Os espaços entre as peças, em função da tolerância de montagem, não devem ser preenchidos. Em geral, os esforços provenientes da retração do concreto e da variação térmica não são considerados nesse tipo de ligação, devendo as ações de vento serem absorvidas pelos elementos da fachada.

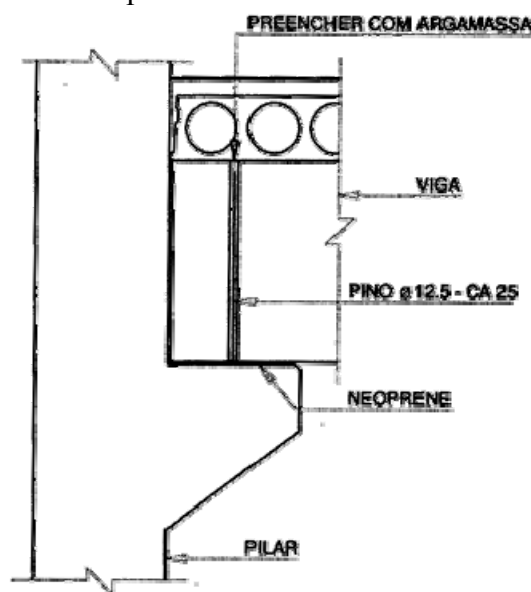


Figura 6.8: Ligação viga-pilar isostática com uso de chumbador (Melo, 2004)

Ligação Tipo 2 (Rotulada):

As peças que utilizam este tipo de ligação também são apoiadas em aparelhos de neoprene maciço ou neoprene vazado preenchido com argamassa. A diferença é que, ao se considerar a ligação como rótula, deve-se também considerar a transmissão de esforços horizontais. Nessas ligações, há necessidade de realizar a análise de pórtico na estrutura, pois a transmissão de forças horizontais passa a ser significativa. A transmissão dessas forças horizontais dá-se pela resistência ao cisalhamento do chumbador de posicionamento, pelo atrito do neoprene e/ou pelo atrito do graute.

Como esta ligação se caracteriza pela transmissão de forças verticais e horizontais entre as peças, elas são projetadas considerando a resistência ao cisalhamento do neoprene simples

ou combinado com graute (Figura 6.9). Este último é mais eficiente e pode-se, ainda, contar com o efeito pino nos chumbadores.

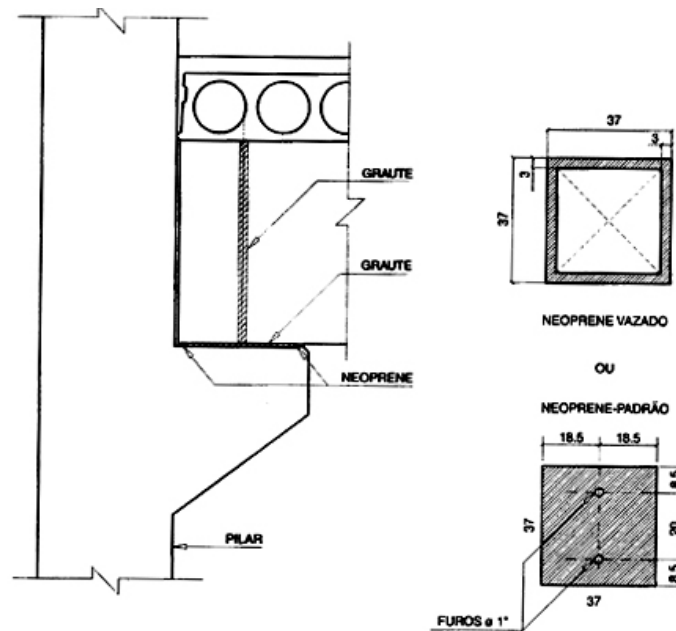


Figura 6.9: Ligação viga-pilar rotulada com uso de chumbador e graute (Melo, 2004)

6.2.1 – Aparelhos de apoio de neoprene

Os aparelhos de neoprene são utilizados para promover a distribuição mais uniforme de tensões de contato entre os elementos estruturais e possibilitar deslocamentos horizontais e rotações nos apoios. O elastômero mais comum no Brasil é o policloropreno denominado comercialmente apenas como “neoprene”. Existem outros tipos de material, como os aparelhos de apoio de teflon, porém, não muito empregados.

Podem-se utilizar aparelhos de neoprene com camadas simples ou múltiplas camadas, intercaladas com chapas de aço, chamados aparelhos de neoprene fretados (Figura 6.10). Quando as reações de apoio são de pequena intensidade, empregam-se os aparelhos de neoprene simples; para reações maiores, aconselha-se o uso de neoprene fretados, como no caso de pontes, para aumentar a rigidez e a resistência do apoio.

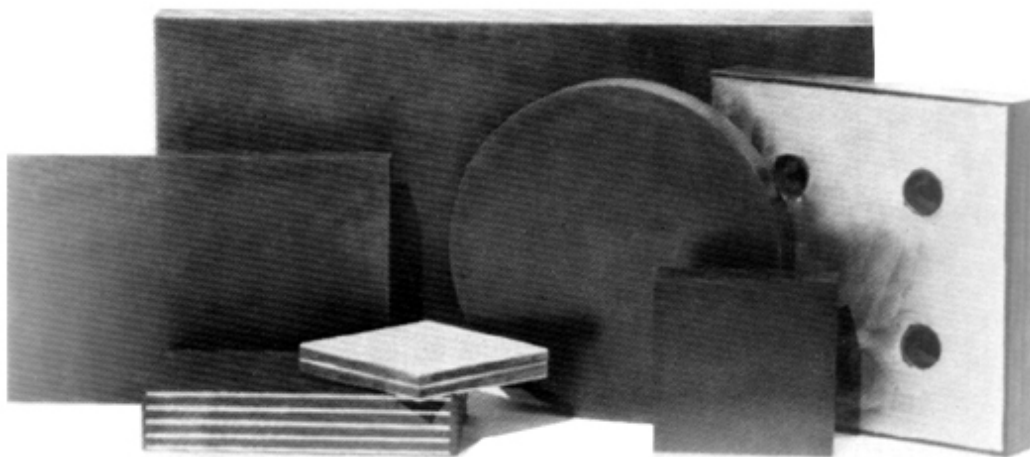


Figura 6.10: Neoprene simples e fretados (www.rubberflex.com.br, 2007)

O policloropreno possui grande resistência às intempéries e uma resistência alta a tensões de compressão, da mesma ordem de grandeza do concreto, e módulo de elasticidade transversal muito baixo, da ordem de 10^{-4} vezes que o do concreto. Essas características promovem grande liberdade de movimentos de rotação e translação, além da elevada durabilidade.

6.3 – VARIAÇÕES DE TEMPERATURA

As variações de temperatura nas estruturas de concreto são consideradas pela NBR 6118:2003 como ações variáveis indiretas, que, se negligenciadas podem levar ao aparecimento de esforços indesejados nos elementos estruturais.

Elementos lineares como vigas e pilares, quando submetidos a aumentos de temperatura tendem a se alongar e, ao contrário, ao ocorrerem diminuições de temperatura se contraem, sofrendo encurtamentos.

Ao se analisar uma viga bi-apoiada exposta ao sol durante várias horas do dia, se as deformações produzidas por variações de temperatura puderem ocorrer livremente, não serão introduzidos esforços na viga.

Supondo que os dois apoios da viga restrinjam a sua movimentação livre, com o aumento de temperatura a viga estará impedida de se alongar e começará a “empurrar” os apoios, causando tensões de compressão que podem até comprometer seus apoios. O esquema da

Figura 6.11(b) mostra o efeito que o aumento da temperatura pode causar em um pórtico, com o vínculo impedindo o movimento. No caso da Figura 6.11(c), o apoio da esquerda libera o deslocamento horizontal causado pelas variações de temperatura, reduzindo os esforços transmitidos aos pilares.

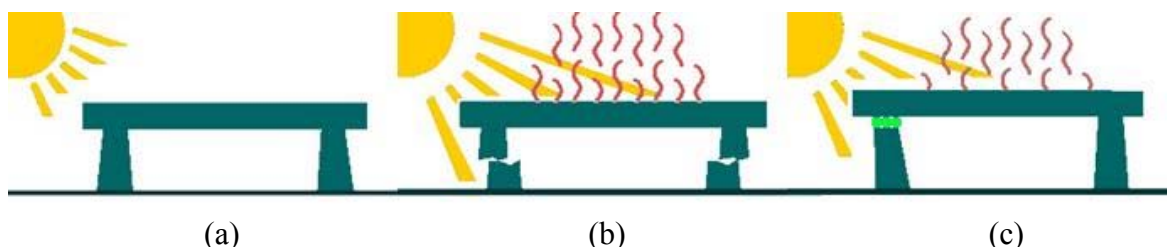


Figura 6.11: (a) Pórtico em temperatura ambiente. (b) Pórtico impedido de se deformar em uma das ligações (c) Ligação que libera a movimentação da viga do pórtico (www.pbs.org, 2007)

Considerando a situação descrita anteriormente, porém com a viga exposta a um ambiente frio, pode-se concluir que a viga terá a tendência de se encurtar e os apoios restringem esse movimento, provocando tensões de tração e, eventualmente, provocando fissuras..

Segundo a NBR 6118:2003: “A variação da temperatura da estrutura, causada globalmente pela variação da temperatura da atmosfera e pela insolação direta, é considerada uniforme. Ela depende do local de implantação da construção e das dimensões dos elementos estruturais que a compõem”. Para elementos estruturais cuja menor dimensão não seja superior a 50 cm, deve ser considerada uma oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C.

6.3.1 – Variações de temperatura consideradas

Para verificar a oscilação de temperatura em torno da média de 10°C a 15°C, prescrita na NBR 6118:2003, com a utilização de um termômetro infravermelho de superfície, foram medidas as temperaturas na superfície das mesas das vigas de cobertura do ICC.

O termômetro era da marca Logen Scientific (Figura 6.12), cedido pelo Laboratório de Conforto Ambiental da FAU/UnB, e as medições das temperaturas ocorreram durante 15 dias seguidos, de 15 a 29 de março de 2007.



Figura 6.12: Termômetro infravermelho de superfície (2007)

Foram escolhidos dois horários de medição: às 14h, considerado como de temperatura máxima, e às 07h30min do dia seguinte, com o elemento de concreto se resfriando a madrugada e, assim, sendo considerado como de temperatura mínima.

A Tabela 6.1 mostra as temperaturas máximas e mínimas, em graus Celsius, obtidas nas medições efetuadas.

Tabela 6.1: Temperaturas máximas e mínimas medidas com o uso do termômetro infravermelho de superfície (2007)

DIA	TEMPERATURA MÁXIMA	TEMPERATURA MÍNIMA
Quinta 15/03/2007	52°C	20°C
Sexta 16/03/2007	48°C	18°C
Sábado 17/03/2007	49°C	19°C
Domingo 18/03/2007	50°C	19°C
Segunda 19/03/2007	59°C	20°C
Terça 20/03/2007	64°C	21°C
Quarta 21/03/2007	49°C	18°C
Quinta 22/03/2007	51°C	19°C
Sexta 23/03/2007	62°C	20°C

Sábado 24/03/2007	50°C	19°C
Domingo 25/03/2007	51°C	19°C
Segunda 26/03/2007	63°C	21°C
Terça 27/03/2007	55°C	20°C
Quarta 28/03/2007	51°C	19°C
Quinta 29/03/2007	56°C	20°C

Observando a tabela acima, pode-se notar que as variações térmicas são bastante significativas, típicas do clima de Brasília, que apresenta grandes amplitudes térmicas e, onde, no entanto, são poucos os estudos relacionados à fissuração e deformações decorrentes de variações térmicas externas. Existem várias pesquisas cujo tema é a variação térmica interna da massa de concreto, relacionadas ao calor de hidratação.

Outros fatores influenciam no comportamento do concreto juntamente com as variações térmicas do ambiente, como a umidade e o resfriamento brusco do elemento de concreto, por intempéries ou fatores relacionados às características térmicas do concreto (consumo de cimento, tipo de agregado, relação água/cimento, etc.)

Os efeitos da temperatura sobre a estrutura dependem das diferenças entre os valores extremos, máximos e mínimos, das temperaturas normais diárias e não dos máximos absolutos instantâneos. Segundo LIMA (2005), deve-se considerar uma variação de temperatura do concreto igual a 2/3 das diferenças entre as temperaturas máximas e mínimas diárias, medidas em cada lugar.

Das temperaturas máximas e mínimas registradas nas medições, tem-se os seguintes valores:

- Média das temperaturas máximas = 54°C
- Média das temperaturas mínimas = 19,5°C

Considerando-se a variação de temperatura do concreto igual a 2/3 das diferenças entre as médias das temperaturas medidas, máximas e mínimas, diárias, temos como resultado 23°C de variação de temperatura. Esse valor supera em 8°C a variação estipulada pela Norma. A Figura (6.13) mostra os valores das temperaturas máximas e mínimas absolutas registradas na cidade de Brasília no período de 1961 a 1990, período que compreende a época da construção do ICC.

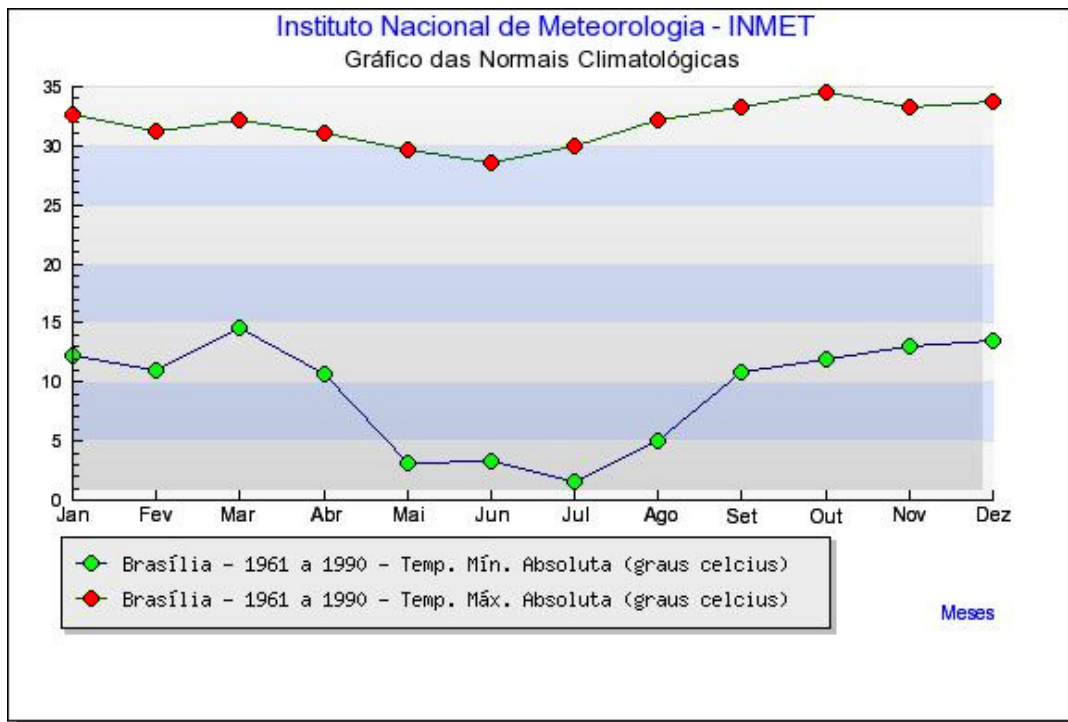


Figura 6.13: Temperaturas máximas e mínimas absolutas registradas na cidade de Brasília no período de 1961 a 1990 (INMET, 2007)

Aplicando a média das temperaturas observadas na figura acima obtém-se os seguintes valores :

- Média das temperaturas máximas = 32°C
- Média das temperaturas mínimas = 9°C

Considerando a variação de temperatura do concreto também na ordem de 2/3 da média, temos como resultado 15,3°C de variação, valor próximo ao estipulado pela Norma.

Nessa pesquisa serão adotadas duas variações de temperaturas: a estipulada pela Norma (15°C) e a obtida no local por meio do termômetro infravermelho (23°C).

6.4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

6.4.1 – Deslocamentos

Nas tabelas C.1, C.2, C.3 e C.4, do Apêndice C, são apresentados os valores dos deslocamentos e rotações dos nós dos pilares internos e externos do bloco A do prédio do ICC. Para um melhor entendimento, na Figura C.1 do Apêndice C é mostrado como foram numerados os nós desses pilares.

As tabelas C.1 e C.2 mostram os valores dos deslocamentos resultantes da aplicação de uma variação de temperatura de 15°C, e as tabelas C.3 e C.4 os resultados da aplicação de 23°C. Os deslocamentos máximos na direção Y, com a aplicação das variações de temperaturas de 15°C e 23°C, foram respectivamente 0,032 m e 0,048 m.

Como o prédio do ICC é simétrico, os valores dos deslocamentos são iguais e só mudam o sentido (negativo ou positivo) de acordo com o eixo de coordenadas xy . Para uma variação de temperatura positiva, os deslocamentos são positivos, acima do eixo x , e abaixo desse eixo os deslocamentos são negativos (Figura 6.14), quando se considera a variação de temperatura negativa. Os deslocamentos são crescentes, seguindo uma ordem de 0,02 ou 0,03 cm, sendo nulo no eixo de simetria.

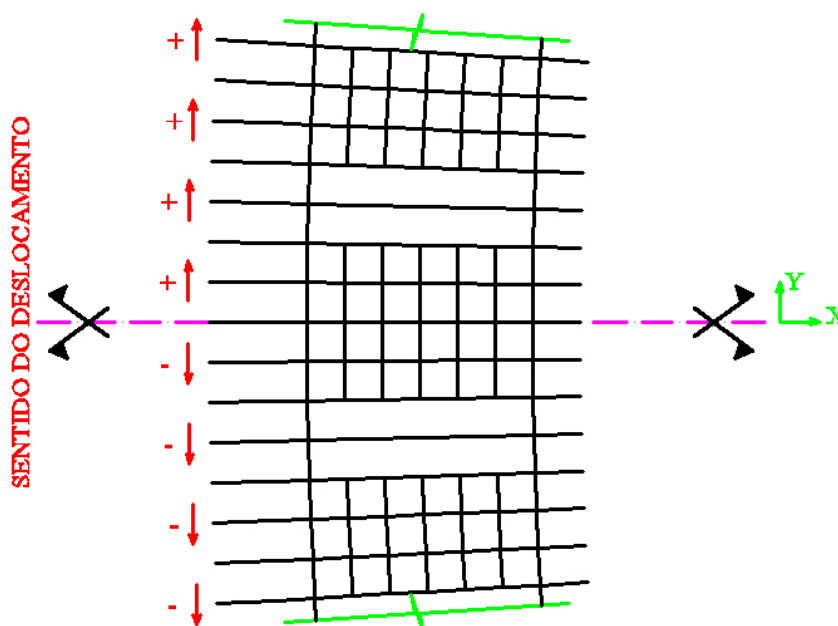


Figura 6.14: Sentido dos deslocamentos resultantes (AUTOCAD, 2007)

Pode-se observar no local, que algumas dessas vigas, nas suas ligações de apoio, não apresentaram esses deslocamentos crescentes no eixo y , pelo menos aparentemente, contrariando a modelagem estrutural realizada no programa *SAP 2000* onde os maiores deslocamentos facilmente observados nas últimas vigas do ICC.

Isso se deve pelo fato de algumas mudanças que aconteceram nas ligações vigas-pilar, ou a forma que as ligações foram projetadas. As vigas que restringem a movimentação na direção y são as que apresentam deslocamentos próximas ao apoio, uma vez que não possibilitam a distribuição dos esforços provenientes do atrito entre as peças, devido à falta ou má colocação e projeto dos aparelhos de neoprene.

Já as vigas que apresentam grandes deslocamentos na direção y são as que possuem liberdade de movimentação nesta direção. Os deslocamentos observados possuem os valores próximos aos deslocamentos máximos obtidos na análise.

6.4.2 – Reações de apoio

De acordo com a tabela D.1, do apêndice D, a maior reação vertical dos apoios internos obtida no modelo do programa *SAP 2000* ocorreu no nó 74, com o valor de 221 KN. Os valores das reações verticais nos demais apoios são próximos ao máximo.

A tabela D.2, do apêndice D, mostra as resultantes das reações dos apoios externos. O valor máximo da reação vertical ocorreu no nó 75, com valor de 242 KN.

O nó de número 83 indica o término do trecho curvo do bloco, e o de número 85 indica o início do trecho reto. Por se tratar da transição entre os trechos curvo e reto, os valores da resultante horizontal em x mudam de sinal, como mostra a tabela D.2. Os valores da resultante $F1$ para os nós 83 e 85 são, respectivamente: 2,89 KN e -0,14 KN.

Já as resultantes horizontais em y para os mesmos nós não mudam de sinal, somente se observando uma mudança em seus valores. Os valores da resultante $F2$ para os nós 83 e 85 são respectivamente: -2,66 KN e -1,72 KN.

A tabela D.3 (apêndice D) mostra os resultados das reações de apoio dos pilares internos. Após a restrição dos deslocamentos na direção y , pode-se observar que a maior resultante horizontal ocorreu no último nó, de número 232, referente à última viga, também com o maior deslocamento (4,8 cm). O valor da resultante horizontal F_2 foi igual a -15,8 KN.

A tabela D.4 (apêndice D) mostra os resultados das reações de apoio dos pilares externos. Observa-se uma diminuição dos valores das reações no nó de número 233 quando os pilares internos estavam “livres” para movimentação na direção y e após restrição.

Quando os pilares internos estavam somente impedidos na direção z , as resultantes de apoio no nó 233 dos pilares externos foram $F_1 = -60,7\text{KN}$, $F_2 = 17,2\text{KN}$ e $F_3 = 240,8\text{KN}$. Após a restrição na direção y dos pilares internos, as resultantes horizontais de apoio no nó 233 dos pilares externos diminuíram para $F_1 = 20,6\text{KN}$ e $F_2 = 3,2\text{KN}$.

6.5 – DIMENSIONAMENTO DOS APARELHOS DE NEOPRENE

Ao se dimensionar os aparelhos de neoprene não é necessário majorar ou minorar as ações, ou seja, são utilizados os valores característicos das ações. Deve-se, no entanto, fazer uma divisão de acordo com os tipos de ações.

As ações podem ser divididas entre: ações de longa duração (permanentes, fluência, retração e temperatura) e ações de curta duração (vento, frenagem e aceleração). No dimensionamento do neoprene é obrigatório realizar as verificações seguintes:

- Verificações de limites de tensões de compressão e cisalhamento;
- Verificações de limites de deformação de compressão (afundamento) e por cisalhamento;
- Verificações de deslocamento de segurança contra o deslizamento e segurança contra o levantamento da borda menos comprimida;
- Verificação das condições de estabilidade.

A seguir, são apresentadas as formulações necessárias para a verificação e dimensionamento dos aparelhos de neoprene. Os índices *lon* e *cur* são utilizados, respectivamente, para as ações de longa e curta duração, tendo sido utilizada a aproximação usual para pequenos deslocamentos: $\text{tg } \theta = \theta$.

6.5.1 – Limite de tensão de compressão

Faz-se um pré-dimensionamento para estimar as dimensões *a*, *b* e *h* do aparelho de neoprene (Figura 6.15), limitando a tensão de compressão em uma área *A* tal que:

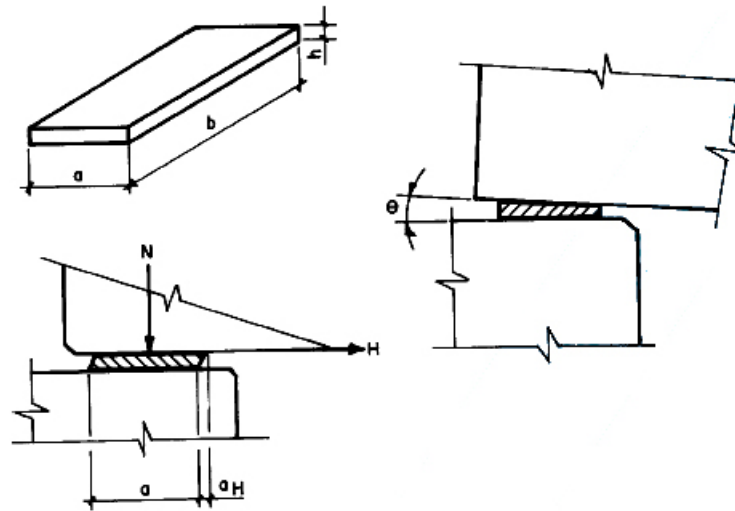


Figura 6.15: Dimensões e deformações nas almofadas de neoprene (NBR 9062: 1985 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado)

$$A = ab \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{adm}} \quad (6.3)$$

Onde

N_{\max} - máxima força normal de compressão;

σ_{adm} - tensão admissível; segundo a NBR 9062: 1985, os valores limites das tensões para elastômero simples e fretado são 7 MPa e 11 MPa.

Com este pré-dimensionamento, o limite da tensão de compressão é considerado atendido.

6.5.2 – Limite de tensão de cisalhamento

A tensão de cisalhamento no elastômero deve satisfazer a seguinte condição:

$$\tau_n + \tau_h + \tau_\theta \leq 5G \quad (6.4)$$

Onde

τ_n - tensão normal de compressão;

τ_h - tensão oriunda das forças horizontais;

τ_θ - tensão oriunda das rotações.

Cada uma dessas tensões pode ser calculada como descrito a seguir:

Considerando ações de longa duração:

$$\tau_n = \frac{1,5 N_{long}}{\beta A} \quad (6.5)$$

$$\tau_h = \frac{G a_{H long}}{h} = \frac{H_{long}}{A} \quad (6.6)$$

$$\tau_\theta = \frac{G a^2}{2h^2} \theta_{long} \quad (6.7)$$

Considerando ações de longa e curta duração:

$$\tau_n = \frac{1,5(N_{long} + 1,5N_{curt})}{\beta A} \quad (6.8)$$

$$\tau_h = \frac{H_{long} + 0,5 H_{curt}}{A} \quad (6.9)$$

$$\tau_\theta = \frac{G a^2}{2h^2} (\theta_{long} + 1,5 \theta_{curt}) \quad (6.10)$$

Sendo

$$\beta = \frac{A}{2h(a+b)} \quad (6.11)$$

Onde

β - Fator de forma;

A – Área do apoio de neoprene $A = ab$;

G – Módulo de elasticidade transversal do apoio de neoprene, tabela 6.2;

h – Altura do apoio de neoprene;

N – Força normal de compressão;

H – Força horizontal;

a_H - Deslocamento horizontal.

Segundo El Debs (2000), é recomendável adotar uma rotação inicial, causada por imprecisões de montagem, igual a 0,01 rad e que se soma à parcela θ_{long} no cálculo de τ_θ .

6.5.3 – Limite de deformação de compressão (afundamento)

Deve satisfazer a seguinte condição:

$$\Delta h \leq 0,15h \quad (6.12)$$

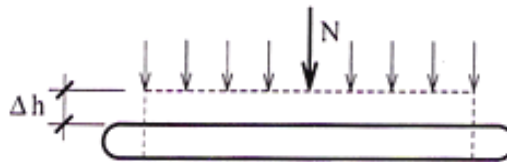


Figura 6.16: Afundamento da almofada de neoprene (El Debs, 2000).

$$\Delta h = \frac{\sigma_{\max} h}{K_1 G \beta + K_2 \sigma_{\max}} \quad (6.13)$$

Sendo

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\max}}{A} \quad (6.14)$$

Onde:

Δh - variação da altura da almofada;

K_1 e K_2 – Coeficientes empíricos; na falta de valores experimentais, de acordo com a NBR 9062: 1985, pode-se utilizar, os valores $K_1 = 4$ e $K_2 = 3$.

6.5.4 – Limite de deformação por cisalhamento

Deve-se limitar o ângulo de distorção (γ) do aparelho de neoprene (Figura 6.17), limitando os deslocamentos horizontais ao seguinte valor:

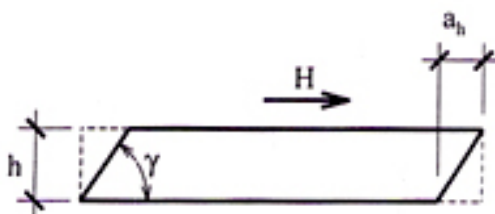


Figura 6.17: Deslocamento horizontal da almofada de neoprene (El Debs, 2000).

$$\operatorname{tg}(\gamma) = \frac{a_H}{h} \leq 0,7 \quad (6.15)$$

ou

$$a_H = a_{H \text{ long}} + a_{H \text{ curt}} \leq 0,7 h \quad (6.16)$$

Sendo:

$$a_{H \text{ curt}} = \frac{H_{\text{curt}}}{2GA} h \quad (6.17)$$

Segundo El Debs (2000), utiliza-se o valor de $2G$ em vez de G por se tratar de forças instantâneas.

Onde:

$a_{H \text{ curt}}$ - Deslocamento horizontal das ações acidentais de curta duração

6.5.5 – Verificação de segurança contra deslizamento

Devem ser satisfeitas as seguintes condições:

6.5.5.1 – Atrito de Coulomb

$$H \leq \mu N \quad (6.18)$$

Sendo:

$$\mu = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma} \text{ em MPa} \quad (6.19)$$

Ou

$$\mu = 0,1 + \frac{0,2}{\sigma} \text{ em MPa} \quad (6.20)$$

Com as forças H e N atuando conjuntamente, tem-se:

$$H = H_{long} \quad \text{e} \quad \sigma = \frac{N_{long}}{A} \quad (6.21)$$

Ou

$$H = H_{long} + H_{curt} \quad \text{e} \quad \sigma = \frac{N_{long} + N_{curt}}{A} \quad (6.22)$$

6.5.5.2 – Tensão mínima

$$\frac{N_{min}}{A} \geq \left(1 + \frac{a}{b}\right) \text{ em MPa} \quad (6.23)$$

Se não forem satisfeitas as condições de atrito de Coulomb e de tensão mínima, devem-se utilizar dispositivos que impeçam o deslocamento da almofada de neoprene.

6.5.6 – Verificação de segurança contra o levantamento da borda menos comprimida

Deve-se dividir em duas situações distintas:

6.5.6.1 – Almofada simples (ações de longa duração)

$$\theta_{long} \leq \frac{2h\varepsilon}{a} \quad (6.24)$$

Sendo:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_{long}}{K_1 G \beta + K_2 \sigma_{long}} \quad (6.25)$$

6.5.6.2 – Almofada simples (ações de longa e curta duração)

$$\theta_{long} + 1,5\theta_{curt} \leq \frac{2h\varepsilon}{a} \quad (6.26)$$

Sendo:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_{long} + \sigma_{curt}}{K_1 G \beta + K_2 (\sigma_{long} + \sigma_{curt})} \quad (6.27)$$

Segundo a NBR 9062: 1985, os valores de K_1 e K_2 são, respectivamente, 10 e 2.

De acordo com o *PCI Design Handbook*, pode-se limitar a máxima rotação θ ao valor de $0,3 \frac{h}{a}$ (El Debs, 2000).

6.5.7 – Verificação da condição de estabilidade

De acordo com a NBR 9062: 1985, dispensa-se a verificação da estabilidade da almofada desde que:

$$h \leq \frac{a}{5} \quad (6.28)$$

Caso a expressão (6.25) não seja satisfeita, pode-se verificar a condição de estabilidade por meio da seguinte expressão:

$$\sigma_{max} \leq \frac{2a}{3h} G \beta \quad (6.29)$$

Outras indicações para o dimensionamento dos apoios de neoprene podem ser recomendadas bem como os valores mínimos de espessura. Para vigas, em geral, a espessura mínima recomendada dos apoios é de 10 mm.

De acordo com a NBR 9062: 1985, na falta de ensaios experimentais do neoprene, para uma temperatura de 20°C, permite-se adotar os valores de correspondência entre o módulo elasticidade transversal G e a dureza *Shore A* como segue:

Tabela 6.2: Módulo de elasticidade transversal do neoprene (NBR 9062/1985)

DUREZA SHORE A	50	60	70
MÓDULO G (MPa)	0,8	1,0	1,2

A partir dos resultados dos deslocamentos e reações de apoio das vigas obtidos pela utilização do programa SAP 2000, os aparelhos de neoprene para as vigas do ICC foram dimensionados. O apêndice E mostra os resultados das verificações realizadas no dimensionamento dos apoios de neoprene simples. As dimensões calculadas do aparelho de neoprene simples foram $a = 15\text{cm}$, $b = 45\text{cm}$ e $h = 2\text{ cm}$, como mostra a Figura 6.18.

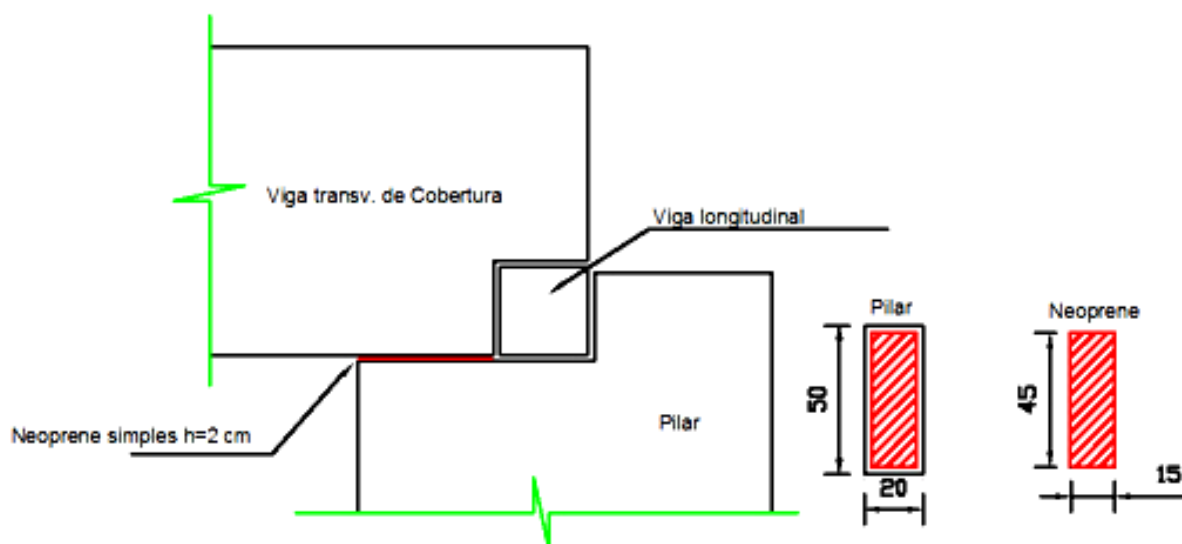


Figura 6.18: Aparelho de neoprene simples dimensionado para as vigas de cobertura do ICC (Autocad, 2007).

O apêndice F mostra os resultados obtidos por um programa de dimensionamento de aparelhos de apoio de neoprene fretados, desenvolvido pela empresa TECPONT Engenharia de Projetos S/S Ltda. Este programa pode ser acessado na página da empresa

(www.tecpont.com.br), informando os dados referentes às solicitações e dimensões do apoio de neoprene fretado desejado. O programa apresenta resultados detalhados que podem ou não atender às verificações da Norma (Figura 6.19). As dimensões para o aparelho de neoprene fretado obtidas nesse programa foram:

$$a = 15\text{cm}, b = 45\text{cm e } h = 2 \times 1\text{cm, intercaladas com chapa}$$

Os aparelhos de neoprene fretado possuem chapas metálicas intercaladas entre camadas de neoprene. Nesse caso, o aparelho de neoprene fretado é composto por 2 camadas de neoprene de $h = 1\text{cm}$ e as camadas são intercaladas por chapa metálica com espessura $e = 3\text{mm}$ de aço-1020, com $f_y = 210\text{MPa}$ e $f_u = 390\text{MPa}$. O módulo G considerado para o aparelho de neoprene foi o de Dureza *Shore A 60*.

Programa de Dimensionamento de Aparelho de Apoio de Elastômero Fretado

Dados

Obra ferroviária

Apoio:

Carga normal máxima (tf):

Carga normal mínima (tf):

Esforços horiz. longit. de longa duração (tf):

Esforços horiz. longit. de curta duração (tf):

Esforços horiz. trans. de longa duração (tf):

Esforços horiz. trans. de curta duração (tf):

Rotação de apoio na montagem (rd x 10E-3):

Rotação do carregamento (rd x 10E-3):

Dimensão do lado menor (cm):

Dimensão do lado maior (cm):

Número de camadas de elastômero:

Espessura da camada de elastômero (mm):

Espessura da chapa metálica (mm):

Espessura do revestimento (mm):

Módulo de distorção (kgf/cm):

Resultados

Variável	Valor	Unidade	Status
fmáx	37,50	kgf/cm2	
fmin	34,25	kgf/cm2	
Tn	10,00	kgf/cm2	
Dh	0,068035		
Tll	3,11	kgf/cm2	
Tlc	0,00	kgf/cm2	
Ttl	2,37	kgf/cm2	
Ttc	0,00	kgf/cm2	
Tl	3,11	kgf/cm2	
Tt	2,37	kgf/cm2	
Tga	0,230072		
Ta	1,65	kgf/cm2	
T	17,14	kgf/cm2	
hmx	2,000000	cm	
At/n	0,001000		
Hr/Nmin	0,119460		
emin	0,062508	cm	
Deform.	0,00029630	cm/kgf	

- clique para informações sobre os dados de entrada.

- clique para informações sobre as variáveis.

- variável não atendida, clique para informações.

Figura 6.19: Aparelho de neoprene fretado dimensionado para as vigas de cobertura do ICC utilizando o programa da empresa TECPONT (2007).

7 - CONCLUSÕES

7.1 – PRELIMINARES

O objetivo principal desse trabalho foi avaliar a situação física atual da estrutura do *ICC* visando propor um programa de manutenção preventiva para o prédio. Por meio de documentações e depoimentos de pessoas envolvidas, mesmo que de forma indireta se obtiveram informações sobre a história, projetos estruturais, tecnologia construtiva adotada, etc.

7.2 – HISTÓRIA, PROJETOS E INTERVENÇÕES.

As documentações e informações obtidas que detalham a história, projetos e intervenções do edifício do *ICC* não estão completos. Vale ressaltar a dificuldade encontrada para se obter informações sobre a obra, principalmente sobre a documentação técnica, como os projetos estruturais, controle de execução, etc. Isso mostra o descaso total com edificações que podem ser consideradas como grandes obras da engenharia brasileira onde os seus projetos ficam esquecidos em lugares sem estrutura física adequada, como é o caso dos projetos estruturais do *ICC* que estavam em um depósito que sofreu inundação e parte dessa documentação foi toda perdida.

As documentações sobre as intervenções que foram executadas em meados da década de 90 também não estão completas. Somente foi encontrado um croqui do projeto de reforço da fixação das platibandas e um relatório realizado por um dos autores do projeto estrutural original, engenheiro Bruno Contarini, sobre as deformações encontradas nas extremidades dos balanços das lajes dos mezaninos da entrada norte e sul.

O projeto de reforço das lajes dos mezaninos foi executado pela Freyssinet Serviços de Engenharia Ltda. e concluídos em 1993 e não se encontrou nenhum documento que mostrasse o controle da flecha recuperada.

7.3 – REFORMULAÇÕES PROPOSTAS À METODOLOGIA GDE/UnB.

As propostas de reformulações à metodologia GDE/UnB foram apresentadas no Capítulo 3 com a finalidade de aperfeiçoar e contribuir para o seu entendimento e a sua aplicação.

São poucas as recomendações presentes em normas que permitem quantificar e mostrar o nível de deterioração de uma estrutura. Alguns órgãos públicos desenvolveram metodologias de inspeção e manutenção para atender às suas estruturas, porém não se preocupam em diminuir a subjetividade dos resultados e não indicam intervalos de inspeção e prazos máximos para a realização das intervenções necessárias.

A metodologia GDE/UnB tem a preocupação de classificar o nível de deterioração da estrutura e identificar uma eventual necessidade de intervenção e o momento mais propício para a sua realização. Após varias aplicações e algumas reformulações, a metodologia apresentou algumas limitações e considera-se que as propostas de reformulações contidas nesse trabalho refletirão com maior precisão o estado de deterioração das estruturas.

Com a nova formulação para a determinação do grau de deterioração da família (G_{df}) de elementos se obteve resultados mais condizentes com o real estado de deterioração das famílias de elementos.

$$G_{df} = G_{dem\acute{a}x} \left[\sqrt{1 + \frac{\sum_{i=1}^m G_{de(i)} - G_{dem\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m G_{de(i)}}} \right]$$

Outras alterações foram efetuadas na metodologia, como a tabela de tipologia de fissuras em elementos de concreto armado (Tabela 3.1), que agora possuem diferentes valores nos fatores de ponderação (F_p) de acordo com a sua importância: quanto maiores as fissuras, mais prejudiciais à estrutura e maior é o fator de ponderação. A referida tabela possui uma descrição sucinta da forma do aparecimento da fissura, quais elementos são mais suscetíveis às determinadas fissuras e croquis para auxiliar na vistoria.

Ao dano “corrosão” foi dada uma maior importância, devido ele se iniciar em consequência de outros, como carbonatação e contaminação por cloretos.

A escala dos fatores de ponderação (F_p) e do grau de dano (D), agora com valores variando de 1 a 5 ficou mais reduzida, diminuindo a subjetividade e as incertezas, sem alterar a concepção original.

A inclusão de mais um nível de deterioração – *Sofrível* – para classificar os níveis de deterioração mostrou resultados julgados consistentes, assim como a utilização de uma única tabela para a determinação dos níveis de deterioração do elemento e da família, buscando, cada vez mais, diminuir a subjetividade das inspeções e vistorias.

Após todas as reformulações propostas e com a alteração da fórmula do (G_{df}) e a simulação da recuperação dos elementos com níveis críticos, pôde-se perceber a diminuição do grau de deterioração da estrutura (G_d) sem, no entanto, comprometer a configuração original da metodologia. A aplicação da metodologia reformulada em outras estruturas analisadas em pesquisas anteriores para aferir e comparar os resultados obtidos mostrou que os novos resultados se apresentaram mais coerentes, inclusive com relação aos prazos de intervenção.

7.4 – SITUAÇÃO DA ESTRUTURA DO ICC

A situação física da estrutura do ICC, de acordo com a aplicação da metodologia GDE/UnB, encontra-se com o nível de deterioração considerado *sofrível* e está próximo ao intervalo do nível *crítico* de deterioração. Recomenda-se o planejamento de intervenção da estrutura em um prazo máximo de 6 meses.

De um total de 940 pilares somente 42% apresentaram nível baixo de deterioração recomendando manutenção preventiva, 54 % apresentaram nível médio de deterioração recomendando uma intervenção de no máximo 2 anos. Apenas 4% dos pilares apresentaram níveis de deterioração superior ao valor $G_{de} \geq 50$ (Alto), recomendando-se intervenções de 6 meses a 1 ano e intervenções imediatas.

As vigas apresentaram mais incidência de danos patológicos, se comparados aos pilares, decorrentes, dentre outros danos, das falhas da impermeabilização da cobertura, da situação precária em que as calhas se encontram e do mau posicionamento ou ausência de apoios de neoprene. Do total de 468 vigas analisadas a porcentagem que representa vigas com níveis baixos de deterioração foi de 36 %, níveis médios 56% e 8% apresentaram níveis de deterioração superior ao valor $G_{de} \geq 50$ (Alto).

Os elementos curvos, que totalizam 468 elementos vistoriados, apenas 1% apresentam níveis de deterioração superior ao valor $G_{de} \geq 50$ (Alto). A sua maioria apresenta elementos para os quais se recomenda a manutenção preventiva, considerado baixos os níveis de deterioração (essencialmente manchas devido a microorganismos) e em 34% recomenda-se a intervenção em, no máximo, 2 anos (nível médio de deterioração).

Com a recuperação de todos os elementos que apresentaram níveis de deterioração (alto, sofrível e crítico) para o nível médio compreendido no intervalo ($15 \leq G_{de} \leq 50$), o grau de deterioração da estrutura tende a diminuir, como já explicado no capítulo 5.

Os prazos máximos para a realização das intervenções considerando o nível de deterioração do elemento ou estrutura são sugeridos na tabela 7.1

Tabela 7.1: Prazos máximos de intervenção em função do nível de deterioração dos elementos ou da estrutura

Nível de deterioração	Prazo máximo para a intervenção
Baixo	-----
Médio	2 anos
Alto	1 ano
Sofrível	6 meses
Crítico	imediate

Em relação à periodicidade de inspeção podem-se utilizar os critérios recomendados pela Federação Internacional de Protensão (FIP, 1998) detalhado no capítulo 2.

Dessa maneira, o prédio do ICC encontra-se em condições ambientais e de carregamento do tipo normal, e a sua estrutura é classificada como classe 1. As inspeções rotineiras devem ser realizadas a cada 10 anos, intercaladas com inspeções extensivas.

A metodologia GDE/UnB é o retrato das condições da estrutura em um determinado momento e a sua aplicação deve ser feita ao longo dos anos para subsidiar tomadas de decisões no gerenciamento do prazo das intervenções e sua periodicidade pode seguir os intervalos recomendados pela FIP.

7.5 – ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS DAS VIGAS DE COBERTURA

A variação da temperatura pode ser considerada uma das causas principais atribuída aos deslocamentos observados nos apoios das vigas de cobertura do prédio do ICC. A análise mostrou que, quanto maior a variação da temperatura adotada, maiores serão os deslocamentos.

Os deslocamentos obtidos pela análise do presente trabalho são crescentes a partir do eixo de simetria do prédio e seguem uma ordem de 0,02 cm a 0,03 cm.

Os deslocamentos observados na estrutura real possuem os valores próximos aos deslocamentos máximos obtidos na análise feita pelo SAP, em torno de 4 cm, porém não se observa a ordem crescente da análise. Algumas vigas apresentam grandes deslocamentos e outras não. Na análise, mesmo com a retirada dos elementos metálicos transversais, as platibandas também provocam o deslocamento, acredita-se, devido à antiga fixação lateral ainda presente em algumas platibandas o que restringe sua deformação devido a variação de temperatura.

As vigas devem ter sido calculadas como elemento isolado, ou seja, não foi levado em consideração o efeito pórtico na estrutura. Os esforços horizontais devido à ação da temperatura não foram levados em consideração, pois se observa que as ligações dessas vigas são ligações do tipo 1 - ligações simples - consideradas isostáticas onde, possivelmente, somente foram verificadas as camadas de neoprene. Os aparelhos de neoprene não foram projetados para absorver os esforços horizontais oriundos da variação de temperatura.

Recomenda-se, onde possível, a troca dos aparelhos de neoprene antigos por aparelhos novos conforme dimensionados no presente trabalho, para uma variação de temperatura de 23 °C.

7.6 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para trabalhos futuros, propõem-se:

- a) Aplicação da metodologia em maior número de estruturas utilizando as alterações propostas nessa pesquisa como uma forma de verificar a sua consistência;
- b) Propor metodologias com princípios semelhantes à metodologia GDE/UnB para estruturas de madeira, metálicas, alvenaria estrutural e para elementos não estruturais, como divisórias, esquadrias etc.
- d) Trabalhos numérico-experimentais levando em consideração o comportamento das ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas contemplando outras ações, além dos efeitos da variação da temperatura, como fluência e retração;
- e) Cadastramento de documentação técnica (projetos arquitetônicos, estruturais e dados históricos) de outros edifícios patrimônios culturais da cidade de Brasília;
- f) Aplicar a metodologia GDE/UnB para avaliar as condições físicas, não somente do patrimônio de Brasília, como para a avaliação dos monumentos de outras cidades brasileiras.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR 5674: *Manutenção de edificações – Procedimento*” - 1999
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR 6118: *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*” - 2003
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR 9062: *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – Procedimento*” - 1985
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR 9062: *Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado – Procedimento*” - 1985
- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – “NBR 9783: *Aparelhos de apoio de elastômero fretado*” - 1987.
- ANDRADE, P. (2006), “*Método Estatístico para Avaliação Quantitativa de Estruturas de Concreto Armado Pré-Moldado – Caso do ICC*” Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 95 p
- ANDRADE, T. (2005) “*Tópicos sobre durabilidade do concreto*” Cap. 25 – *CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realizações*” Editor G.C. Isaia. Vol 1 e 2. São Paulo, SP, IBRACON. 1600p.
- BAKKER, R.F.M. (1988) “*Initiation Period: Corrosion of Steel in Concrete*” State of the art report. Cap 3. RILEM TC 60-CSC, Editor Peter Schiesse. Ed Chapman & Hall.
- BIRINDELLI, L.O., KNAPP, L.M., BORELLI, N.L.M, GONÇALVES A.C. (1994) “*Manutenção: critério para avaliação do estado de conservação das estruturas através da análise de decisão*” 36^a Reunião Anual do IBRACON, Instituto Brasileiro do Concreto, Vol. 1, pp 67-74, Porto Alegre, RS, Setembro.

- BOLDO, P. (2002), “*Análise Quantitativa de Estruturas de Concreto Armado de Edificações no Âmbito do Exército Brasileiro*”, Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM-001A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 295 p.
- CÁNOVAS, M.F. (1988) “*Patologia e terapia do concreto armado*” Editora PINI, São Paulo, SP, 522p.
- CASTRO, E. K. (1994) “*Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armado*” Dissertação (Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília, DF, 185p.
- CEB (Comite Euro-International du Beton) (1991) “*CEB-FIP Model Code 90 (MC-90) – Final Draft*” Bulletin d’information N°203, Julho.
- CEDOC – Centro de Documentação da UnB – Documentos e Fotografias – Março, 2006.
- CEPLAN – Centro de Planejamento Urbanístico – Documentos – Março, 2006.
- CLÍMACO, J.C.T.S (1999) “*Técnicas de reparo de estruturas de concreto*” – Notas de Aula, Universidade de Brasília, Brasília (2005), DF
- CLÍMACO, J.C.T.S (2005) “*Estruturas de concreto armado: Fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação*” Editora: Universidade de Brasília, Finatec. Brasília, D.F. 410p.
- COUTINHO, A.S. (1973) “*Fabrico e Propriedades do Betão*” V.1 Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa, Portugal: LNEC.
- DNIT 010/2004 PRO, NORMA (2004) “*Inspeções em pontes e viadutos de concreto armado e protendido – Procedimento*”
- EL DEBS, M. K. (2000) “*Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações*” São Carlos, SP, editora: EESC-USP. São Paulo.

- ENGENHARIA, B.C. (1990) “*Universidade de Brasília. Relatório de verificação da estruturas das praças*” Relatório do engenheiro Bruno Contarini enviado à Diretoria de Obras da Prefeitura do Campus da UnB. 11p.
- EUROCODE N° 2 (1989) “*Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings*” EC2, Revised final draft, Dezembro.
- FIGUEIREDO, E.P. (2005) “*Efeitos da carbonatação e de cloretos no concreto*” Cap. 27 pág 829 – *CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realizações*” Editora G.C. Isaia. Vol 1 e 2. São Paulo, SP, IBRACON. 1600p.
- FIGUEIREDO, E.P. (2005) “*Inspeção e diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de resistência, fissuras e deformações*” Cap.33 – *CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realizações*” Editor G.C. Isaia. Vol 1 e 2. São Paulo, SP, IBRACON. 1600p.
- FIP (FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DE PROTENSÃO) (1998) “*Guide to good practice: Inspection and Maintenance of reinforced concrete structure*”, Thomas Telford Publications, Londres, 7p.
- FUNDAÇÃO UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA. *Plano Diretor Físico do Campus Universitário Darcy Ribeiro*. Gabinete do reitor da UNB, prefeitura do campus, grupo de trabalho do plano diretor físico. Brasília, 1998.
- HELENE, P.R.L (1986) “*Corrosão em armaduras para concreto armado*” Editora: PINI. São Paulo, SP 46p.
- IPR, PUBLICAÇÃO 709. (2004) “*Manual de inspeção de pontes rodoviárias*” DNIT. Diretoria de planejamento e pesquisa. Coordenação do instituto de pesquisas rodoviárias. Rio de Janeiro, R.J., 253p.

- KLEIN, D.; GASTAL, F.; CAMPANOLO, J.L.; SILVA FILHO, L.C. (1991) “*Crêterios adotados na vistoria e avalia o de obras de arte*” XXV Jornadas Sul americanas de Engenharia Estrutural, Porto Alegre, Anais, pp 185-196, Novembro.
- KNEIPP, O. (2006) “Depoimento oral ao autor e documentos” – Maio, 2006.
- LIMA, M.G. (2005) “*Aço do meio ambiente sobre as estruturas de concreto*” Cap. 24 – *CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realiza es*” Editor G.C. Isaia. Vol 1 e 2. São Paulo, SP, IBRACON. 1600p.
- LOPES, B.A.R. (1998) “*Sistema de manuten o estrutural para grandes estoques de edifica es: Estudo para a inclusão do componente Estrutura de Concreto*” Disserta o (Mestrado) – Universidade de Brasília, Brasília, DF, 308p.
- MACGREGOR, J. G. (1992) “*Reinforced concrete: Mechanics and Design*” 2nd edition. Ed. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, New Jersey. 848p.
- MANUAL SAP 2000 “*Computers and Structures Inc*”
- MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. (1994) “*Concreto, Estrutura, Propriedades e Materiais*”. Editora PINI, São Paulo, SP, 580p.
- MELO, C. E. E (organizador) (2004) “*Manual Munte de Projetos em Pré-fabricados de Concreto/ Munte Constru es Industrializadas*”. Editora Pini. São Paulo, SP.
- NEPOMUCENO, A. A. (2005) “*Notas de Aulas*” Universidade de Brasília, Brasília DF.
- NEPOMUCENO, A. A., BAUER, E., CLÍMACO, J. C. T. de S. (2005), “*Relatório Interno*”, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- OLIVEIRA, J.J. (2005) “*Vida útil das estruturas de concreto*” Cap. 31 – *CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realiza es*” Editor G.C. Isaia. Vol 1 e 2. São Paulo, SP, IBRACON. 1600p.

PLANO ORIENTADOR DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA. Brasília: editora Universidade de Brasília, 1962.

PESSOA, D.F., JUNIOR, P.S.O., BARROS, O.S. (2000) “*Avaliação Estrutural da Parte Central do Instituto Central de Ciências – ICC/UnB*”, Brasília - DF.

PESSOA, D. F. (2002) “Estrutura da Catedral de Brasília, Aspectos Históricos, Científicos e Tecnológicos de Projeto, Execução, Intervenções e Proposta de Manutenção.” Brasília, Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília.

RILEM (1991) “*Technical committee – Damage Classification of concrete structures*”, Materials and Structures, Ed. Chapman & Hall, Vol .24, n° 142, 320p.

SANTOS JÚNIOR, E. C. R (2004) “*A estrutura do palácio do Itamaraty: Aspectos históricos, científicos e tecnológicos de projeto, execução, intervenções e recomendações para manutenção*”. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, DF 188p.

SITTER, W.R. (1983) “*Costs for service life optimization, the Law of Fives*” CEB – RILEM, International Workshop, Copenhagen, pp 130-134, Maio.

SOUZA, V.C.M e RIPPER, T. (1999) “*Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto*” Editora PINI, São Paulo, SP, 250p.

TAMANINI, L.F (1994), “*Memória da Construção*”. Editora Royal Court, Brasília, DF.

TUUTTI, K. (1982) “*Corrosion Steel in Concrete*”, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockolm, 469p

VARGAS. M. (1994), “*Contribuições pra a História da Engenharia no Brasil* ”, São Paulo : EPUSP.

VASCONCELOS, AUGUSTO CARLOS DE. (1985) “*O Concreto no Brasil – Recordes – Realizações – História* – Volume 1 e 3, São Paulo – SP.

VERÍSSIMO, G.S. (1998) “*Concreto protendido, Fundamentos básicos*” Universidade Federal de Viçosa. 4ª edição, Novembro de 1998, 73p. Viçosa, MG

VILHENA, W. (2006) “*Depoimento oral ao autor e documentos*” – Agosto, 2006. Brasília, DF

SITES NA INTERNET:

Fundação Darcy Ribeiro.

<http://www.fundar.org.br/> – Acesso: 04 de Março de 2006.

Guia Brasília.

<http://www.guiadebrasil.com.br/historico/memorial-d.htm> – Acesso: 04 de Março de 2006.

IPHAN – Instituto do Patrimônio Histórico e Artístico Nacional.

<http://portal.iphan.gov.br/portal/montarPaginaInicial.do> – Acesso: 07 de Março de 2006.

SEMARH – Secretaria de desenvolvimento urbano e meio ambiente do DF

<http://www.semarh.df.gov.br> – Acesso: 09 de Março de 2006.

INMET – Instituto Nacional de Meteorologia.

<http://www.inmet.gov.br> – Acesso: 10 de Abril de 2007

Building Big Series. PBS.

<http://www.pbs.org/wgbh/buildingbig/lab/loads.html> – Acesso: 10 de Abril de 2007

Tecpont Engenharia de projetos S/S Ltda. Fonte:

<http://www.tecpont.com.br> – Acesso: 16 de Abril de 2007

Aparelhos de neoprene Rubberflex. Fonte:

<http://www.rubberflex.com.br> – Acesso: 17 de Abril de 2007

APÊNDICES

Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Laboratório de Estruturas

APÊNDICE A

ROTEIRO DE INSPEÇÃO PARA

ESTRUTURAS DE CONCRETO

(Baldo, 2002)

FICHA DESCRITIVA DA EDIFICAÇÃO

Nome: _____

Localização: _____

Natureza do uso: _____

Área construída aproximada: _____

Idade: _____

Número de pavimentos: _____

Sistema construtivo: _____

Classes de agressividade ambiental / Condições de exposição (Tab 2,
NBR 6118: 2003): _____

Observações: _____

Data da(s) inspeções: _____

Responsável(is) pela inspeção:

Nome(s): _____

Profissão: _____

Cargo/função: _____

Empresa/órgão: _____

1. INTRODUÇÃO

O presente *Roteiro de Inspeção* é parte integrante de uma metodologia destinada à avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto de edificações usuais. Essa metodologia foi desenvolvida e testada em diversas edificações de naturezas distintas, trabalho constante de três dissertações de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da UnB (ver item 5. Referências: Castro, E. K., 1994; Lopes, B.A.R., 1998; Boldo, P., 2002, já tendo sido publicada em vários artigos, com a apresentação, em forma sintética, de resultados de sua aplicação (Castro, Clímaco e Nepomuceno (1995); Castro e Clímaco (1999); Lopes et alli (1999); Boldo e Clímaco (2002)).

A avaliação é feita mediante um programa de inspeções, com o uso deste roteiro, e tem por objetivo contribuir para a definição das ações necessárias à garantia da durabilidade da edificação, nos aspectos de segurança, funcionalidade e estética, auxiliando a tomada de decisões de engenheiros e técnicos da área de manutenção e recuperação de estruturas.

Neste caderno, são consideradas as disposições do Texto Concluído da Revisão da PNB-1/2001 (ABNT, 2001), referentes à durabilidade de estruturas de concreto.

2 - PARÂMETROS DE INSPEÇÃO

2.1- Considerações Preliminares

2.1.1 - Agressividade do ambiente

O Projeto de Revisão da NBR 6118 dispõe sobre os requisitos para a durabilidade, considerando a agressividade do meio ambiente, relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

A Tabela 1, a seguir, apresenta a classificação da agressividade do ambiente, a ser considerada nos projetos de estruturas correntes:

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental
(Tabela 1, PNB-1/2001)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Risco de deterioração da estrutura
I	fraca	insignificante
II	média	pequeno
III	forte	grande
IV	muito forte	elevado

A Tabela 2, a seguir, apresenta, de maneira simplificada, como a agressividade do ambiente deve ser avaliada, em termos de macro e micro-climas relativos à estrutura:

Tabela 2 – Classes de agressividade ambiental em função das condições de exposição
(Tabela 2, PNB-1/2001)

Macro-clima	Micro-clima			
	Ambientes internos		Ambientes externos e obras em geral	
	Seco ¹⁾ UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos ²⁾ de Molhagem e secagem	Seco ³⁾ UR ≤ 65%	Úmido ou ciclos ⁴⁾ de Molhagem e secagem
Rural	I	I	I	II
Urbana	I	II	I	II
Marinha	II	III	----	III
Industrial	II	III	II	III
Especial ⁵⁾	II	III ou IV	III	III ou IV
Respingos de maré	----	----	----	IV
Submersa ≥ 3m	----	----	----	I
Solo	----	----	não agressivo I	úmido e agressivo II, III, IV

¹⁾ Salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de aptos. residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

²⁾ Vestiários, banheiros, cozinhas, lavanderias industriais e garagens.

³⁾ Obras em regiões secas, como o nordeste do país, partes protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos.

⁴⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

⁵⁾ Macro clima especial significa ambiente com agressividade bem conhecida, que permitirá definir a classe de agressividade III ou IV nos ambientes úmidos. Se o ambiente for seco, a classe de agressividade será sempre II nos ambientes internos e III nos externos.

2.1.2 - Identificação dos elementos estruturais

A aplicação da metodologia exige representações gráficas da estrutura (plantas de forma, croquis, etc.), que permitam localizar e identificar, da forma mais clara possível, os elementos vistoriados, quanto à sua natureza, pavimento, tipo de ambiente, etc. É, também, de grande valia uma documentação fotográfica da inspeção, que pode auxiliar o processo de avaliação de danos, diagnóstico e laudos técnicos.

2.2 - Tipos de danos em estruturas

Apresenta-se, a seguir, uma conceituação sucinta dos danos mais freqüentes em estruturas de concreto, em ordem alfabética, visando padronizar a terminologia e, permitir, posteriormente, a quantificação dos danos, conforme formulação apresentada no Anexo 1. Cabe ressaltar a importância de se recorrer a bibliografia complementar sobre o tema, algumas das quais referenciadas neste texto.

a) Carbonatação:

Fenômeno decorrente da penetração do dióxido de carbono, CO₂, presente no ar, na rede de poros do concreto, e de sua reação com os constituintes alcalinos da pasta de cimento, principalmente o hidróxido de cálcio. A carbonatação da cal reduz o pH do concreto e provoca a despassivação das armaduras, ou seja, a sua capacidade de proteção do aço contra a corrosão. Pode ser detectada por meio de um ensaio simples, com a aplicação de fenolftaleína com indicador na superfície do concreto. A parte do concreto carbonatada fica incolor (pH < 8,5) e a parte não carbonatada adquire a cor vermelho-carmim.

b) Cobrimento deficiente

A PNB-1/2001, recomenda que o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Quando houver um controle de qualidade rigoroso, pode ser adotado um valor Δc=5mm. Em caso contrário, nas obras correntes, seu valor deve ser de, no mínimo, Δc=10 mm, o que determina os cobrimentos nominais indicados na Tabela 3.

Tabela 3 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para Δc=10 mm (Tabela 4, PNB-1/2001)

C _{nom} mm	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 1)			
		I	II	III	IV ³⁾
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	55
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos, e outros tantos, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelo exposto abaixo da tabela, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15mm.

³⁾ As faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos devem ter cobrimento nominal ≥ 45mm.

Segundo a norma, os cobrimentos nominais e mínimos são sempre, referidos à superfície da armadura externa, em geral a face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

$$c_{nom} \geq \Phi \text{ barra}$$

$$c_{nom} \geq \Phi \text{ feixe} = \Phi_n = \Phi \sqrt{n}$$

$$c_{nom} \geq 0,5 \Phi \text{ bainha}$$

c) Contaminação por cloretos:

Contaminação do concreto causada pelo emprego de aditivos à base de cloretos na execução do concreto, principalmente em peças pré-moldadas, ou pela penetração de cloretos presentes no meio ambiente (como no caso de regiões à beira-mar). As manifestações mais comuns são as fissuras, locais ou generalizadas, sobre as armaduras e a presença de manchas no concreto devido à retenção de umidade, freqüentemente com a criação de fungos. Os cloretos podem ser incorporados pelo uso da água da rede pública no amassamento do concreto ou introduzido através da limpeza de pisos e fachadas, com a utilização de soluções de HCl em baixas concentrações (ácido muriático) (Nepomuceno, 1999).

d) Corrosão de armaduras:

A corrosão é um processo físico-químico gerador de óxidos e hidróxidos de ferro, produtos que ocupam um volume significativamente superior (em até 6 vezes) ao volume corroído das armaduras, sujeitando o concreto a elevadas tensões de tração (de até 15 MP_a). Essas tensões ocasionam a fissuração e o posterior lascamento do cobrimento do concreto (Cánovas, 1988). No início, a corrosão se manifesta com o aparecimento de manchas marrom avermelhadas ou esverdeadas na superfície do elemento estrutural, devido à lixiviação dos produtos de corrosão e evoluindo com o tempo, podendo chegar até à perda total da seção da armadura.

e) Desagregação:

Separação física de placas ou fatias de concreto, com perda de monolitismo e, na maioria das vezes, perda da capacidade de engrenamento entre os agregados e da capacidade aglomerante da pasta (Sousa, 1999). É um fenômeno característico de ataques químicos do concreto, em formas diversas: reação álcali-agregado, reações expansivas com sulfatos.

f) Deslocamentos por empuxo

Deslocamento de peças estruturais devido ao empuxo de terra, em especial sobre paredes de contenção, proveniente da pressão ativa exercida por um maciço não-coesivo, sobre um anteparo vertical. As cortinas devem ser providas de drenos, para evitar o acúmulo de água entre o terrapleno e a mesma, que resultaria em acréscimo do empuxo hidrostático. Além disso, o deslocamento pode ser causado pela saturação do maciço, podendo, ainda, ser agravado pela passagem de veículos.

g) Desvios de geometria:

Perda de alinhamento de elementos estruturais com relação ao seu eixo, produzindo excentricidade de carga. Pode ter como causas: deficiências na execução por movimentação ou incorreção de formas, ou movimentação da estrutura, por esforços não considerados corretamente ou imprevistos.

h) Eflorescência:

Hidrólise da pasta de cimento e dissolução dos produtos de cálcio pela ação de águas puras e brandas. Teoricamente, a hidrólise da pasta continua até que a maior parte do hidróxido de cálcio tenha sido retirada por **lixiviação**; isto expõe os outros constituintes cimentícios à decomposição química. O processo produz géis de sílica e alumina com pouca ou nenhuma resistência e perda significativa da resistência da pasta de cimento pela lixiviação da cal (Mehta, 1994). O fenômeno

causa o aumento da porosidade do concreto, sendo similar à osteoporose do osso humano, e pode levar, em um espaço de tempo relativamente curto, o elemento estrutural à ruína (Souza, 1999). Quando o produto lixiviado interaje com o CO₂ presente no ar, resulta na precipitação de crostas brancas de carbonato de cálcio na superfície do concreto. O pesquisador russo Skrylnikov (1933) chamava, figuradamente, esta forma de deterioração de “a morte branca do concreto” (Moskvin, 1980).

i) Esfoliação:

Ocorrência de lascas ou escamas que se destacam do concreto não resultantes de ataque químico, devido a um ou mais dos fatores: choques, pressão ou expansão no interior do concreto, etc.

j) Falha de concretagem (nichos ou ninhos de concreto):

Deficiência na concretagem da peça, com exposição de agregados, devido a um ou mais dos fatores: dosagem inadequada, diâmetro máximo do agregado graúdo não condizente com as dimensões da peça, lançamento e/ou adensamento inadequados, taxas excessivas e espaçamento inadequado de armaduras e perda de nata de cimento por aberturas nas formas.

k) Fissuração inaceitável:

A PNB-1/2001 dispõe que a fissuração é nociva quando a abertura das fissuras na superfície do concreto ultrapassa os seguintes valores:

- 1) 0,3 mm para peças de edifícios usuais, para as classes de agressividade II e IV (Tabelas 1 e 2), na ausência de exigência específica, como por exemplo, impermeabilidade ;
- 2) 0,4 mm para classe de agressividade I, se não houver nenhum outro comprometimento.

Não se deve considerar aqui as fissuras de ataque químico responsável por desagregação e de corrosão.

l) Flechas excessivas:

A PNB-1/2001 apresenta, dentre outros, os limites de deslocamento de peças estruturais referentes à aceitabilidade sensorial, acima dos quais podem ocorrer sensações desagradáveis aos usuários, e os relativos à estrutura em serviço, que podem impedir a utilização adequada da edificação. Os limites estão expostos na Tabela 4, a seguir.

m) Impermeabilização deficiente:

A impermeabilização pode ser definida como um sistema de vedação constituído por materiais rígidos, plásticos ou elásticos, com a finalidade de impedir a penetração de umidade ou líquidos no concreto. No caso de reservatórios e cortinas, deve ser projetada para resistir às pressões hidrostáticas, o que não é necessário para as lajes de cobertura, terraços, calhas, onde não ocorre este tipo de pressão. Os danos podem ser causados por ações mecânicas, previsão incorreta de movimentos da estrutura e perda de elasticidade dos materiais utilizados.

n) Infiltração:

Penetração de águas, agressivas ou não, em peças estruturais, através de fissuras, ninhos de concretagem, juntas de concretagem mal executadas ou devido a alta

permeabilidade do concreto. Pode ainda, ter origem em danos na impermeabilização, deficiências no escoamento de águas pluviais, vazamento em tubulações, etc.

Tabela 4 - Limites para deslocamentos
(Tabela 18, PNB-1/2001-modificada)

Aceitabilidade sensorial			
Razões da limitação	Exemplos	Deslocamento limite	Deslocamento a considerar
Visual	Deslocamentos em elementos estruturais visíveis	L / 250	Deslocamento total
Outros	Vibrações que podem ser sentidas no piso	L / 350	Deslocamentos devidos a carga acidental
Estrutura em serviço			
Razões da limitação	Exemplos	Deslocamento limite	Deslocamento a considerar
Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	L / 250 ¹⁾	Deslocamento total
Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pistas de boliche	L / 350 + contraflecha ²⁾	Deslocamento total
		L / 600	Deslocamento incremental após a construção do piso
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios de medidas de grande precisão	De acordo com recomendação do fabricante	Deslocamentos que ocorrem após nivelamento do aparelho
Observações: 1) Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão L suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço. 2) Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor L é o menor vão. 3) Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas. 1) As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água. 2) Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que L/350.			

o) Infiltração na base:

A infiltração na base de pilares e/ou blocos de fundação, que pela sua gravidade, deve ser tratada como dano específico. Pode ser proveniente de deficiência no escoamento de águas pluviais, vazamento em tubulações, etc.

p) Manchas:

Ocorrência de manchas escuras no concreto, devido à contaminação por fungos, mofo, etc., principalmente nas fachadas expostas.

q) Obstrução de juntas de dilatação:

A junta de dilatação é uma separação física entre duas partes de uma estrutura, para que estas partes possam se movimentar sem transmissão de esforço entre elas. A presença de material rígido ou de material de preenchimento que tenha perdido a sua elasticidade produz tensões indesejáveis na estrutura, podendo

ocasionar fissuras nas lajes adjacentes à junta, com a possibilidade de se propagar às vigas e pilares próximos. Os sistemas de vedação/enchimento das juntas devem acomodar a amplitude do movimento da mesma.

r) Recalque:

Os recalques de fundações estruturais ocorrem quando os limites das deformações admissíveis do solo são ultrapassados. Causados por cargas estáticas (deformação elástica, escoamento lateral e adensamento), cargas dinâmicas (vibrações, tremores de terra), operações vizinhas (abertura de escavações, execução de novas estruturas), erosão do subsolo (infiltração proveniente, por exemplo, da ruptura de tubulações subterrâneas), alteração química do solo, alteração do nível do lençol freático (Caputo, 1981). O recalque provoca movimentação na estrutura, que conforme o seu tipo, pode ser afetada, principalmente pelo assentamento total máximo, pela inclinação ou pelos assentamentos diferenciais.

s) Sinais de esmagamento do concreto:

Início do processo de desintegração do concreto. No caso de pilares, caracteriza-se pelo aparecimento de fissuras diagonais. É causado por sobrecargas excessivas ou movimentação da estrutura, podendo evoluir para um intenso lascamento do concreto, com perda de seção e flambagem das armaduras.

t) Vazamentos em reservatórios:

Perda de líquido através de fissuras no concreto, ninhos, juntas de concretagem mal executadas, ou ainda por falhas na impermeabilização ou alta permeabilidade do concreto.

3. CÁLCULO DO GRAU DE DETERIORAÇÃO DOS ELEMENTOS E DA ESTRUTURA

3.1 - Preliminares

São apresentados, a seguir, os parâmetros para aplicação da metodologia que visa quantificar os graus de deterioração dos elementos e da estrutura. Partindo dos fatores de ponderação e de intensidade dos danos nos elementos, faz-se a determinação seqüencial dos graus dos danos existentes em cada elemento estrutural, dos graus de deterioração dos elementos e das famílias de elementos de mesma natureza, e, por fim, do grau de deterioração da estrutura, conforme proposto por Castro, Clímaco e Nepomuceno (1995).

São também apresentadas, ao fim deste caderno, as tabelas A.1 e A.2, que devem ser preenchidas mediante inspeções da estrutura por técnicos especificamente treinados. Como complemento do trabalho de inspeção/avaliação da estrutura, e com o objetivo de confrontar os resultados obtidos da aplicação da metodologia com a situação física real da edificação, é altamente recomendável que seja feita uma ampla documentação fotográfica, que deverá constar do Relatório de Avaliação.

3.2 - Fator de ponderação do dano (F_p)

Fator que visa quantificar a importância relativa de um determinado dano, no que se refere às condições gerais de estética, funcionalidade e segurança dos elementos de uma família, tendo em vista as manifestações patológicas passíveis de serem neles detectadas. Para sua definição são estabelecidos os problemas mais relevantes quanto aos aspectos de durabilidade e segurança estrutural. Assim, para cada manifestação patológica, e em função da família de elementos que apresentam o problema, foi estabelecido um grau numa escala de 1 a 10. Uma determinada manifestação patológica pode ter fatores de ponderação diferentes de acordo com as características da família onde o elemento se insere, dependendo das conseqüências que o dano possa acarretar.

3.3 - Fator de intensidade do dano (F_i)

Fator que classifica a gravidade e evolução de uma manifestação de dano em um determinado elemento, segundo uma escala de 0 a 4, como segue:

- elemento sem lesões	$F_i = 0$
- elemento com lesões leves	$F_i = 1$
- elemento com lesões toleráveis	$F_i = 2$
- elemento com lesões graves	$F_i = 3$
- elemento em estado crítico	$F_i = 4$

A Tabela A.1, ao fim do texto, apresenta uma classificação dos tipos de danos mais frequentes em edificações usuais com estrutura de concreto armado, com uma identificação do nível de gravidade das lesões e descrição sucinta das intensidades das manifestações, conforme características específicas, para fins de aplicação desta metodologia.

O Anexo 2, com fotos ilustrativas, foi inserido com a finalidade de facilitar a identificação dos danos e a atribuição dos Fatores de intensidade.

3.4 - Grau do dano (D), Grau de deterioração de um elemento (Gde), Grau de deterioração de uma família de elementos (Gdf) e Grau de deterioração da estrutura (Gd):

O grau de cada dano no elemento estrutural é calculado em função do fator de ponderação (F_p) e respectivo fator de intensidade (F_i), atribuídos conforme este Roteiro de Inspeção. A formulação completa (na sua forma original) e os procedimentos para o cálculo dos graus de deterioração dos elementos, das famílias de elementos e da estrutura (global) são apresentados no artigo de Castro, Clímaco e Nepomuceno (1995).

No Anexo 1 foram reunidas as fórmulas necessárias, na sua forma modificada, para o cálculo do Grau do Dano (D), Grau de deterioração do elemento (Gde), Grau de deterioração de uma família de elementos (Gdf) e Grau de deterioração da estrutura (Gd). As modificações propostas resultaram de dezenas de aplicações da metodologia.

4. PLANILHAS DE DANOS PARA FAMÍLIAS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A Tabela A.2 apresenta as planilhas específicas para as famílias de elementos mais comuns em estruturas de concreto de edificações usuais, com os danos possíveis e os respectivos fatores de ponderação, para uso na presente metodologia. Os fatores sugeridos na tabela foram definidos a partir de uma gama extensa de testes de aplicação (Castro, 1994; Lopes, 1998; Boldo, 2002). Os valores numéricos atribuídos aos fatores não devem, no entanto, ser encarados de forma determinística, podendo ser modificados, segundo as indicações de cada análise específica.

5. REFERÊNCIAS

1. ABNT (2001) - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001), "Texto concluído da revisão da norma PNB-1 (NBR 6118): Projeto de estruturas de concreto".
2. BOLDO, P. (2002) - "Avaliação quantitativa de estruturas de concreto armado de edificações no âmbito do Exército Brasileiro", Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, DF, janeiro.
3. BOLDO, P., CLÍMACO, J.C.T.S. (2002) - "Avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto de edificações públicas", resumo aprovado para o ENTAC 2002 - Foz do Iguaçu – PR.
4. BOLDO, P., CLÍMACO, J.C.T.S. (2002) - "Avaliação quantitativa de estruturas de concreto armado de edificações no âmbito do Exército Brasileiro", resumo aprovado para as XXX Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural – Brasília - DF.
5. CÁNOVAS, M.F. (1988), "Patologia e terapia do concreto armado", Editora Pini, São Paulo, 522p.
6. CAPUTO, H. P. (1981), "Mecânica dos Solos e suas aplicações", V. 2, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro, 488p.
7. CASTRO, E. K. (1994) - "Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armado", Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, DF, 185p, dezembro.
8. CASTRO, E.K., CLÍMACO, J.C.T.S., NEPOMUCENO, A.A. (1995) - "Desenvolvimento de uma metodologia de manutenção de estruturas de concreto armado", 37ª Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, Anais, Vol.1, pp. 293-307, Goiânia, julho.
9. CASTRO, E.K., CLÍMACO, J.C.T.S. (1999) - "Avaliação da estrutura de uma edificação residencial após o reparo de elementos danificados", 41o Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON, Anais, Salvador.

10. LOPES, B.A.R. (1998) - "Sistema de manutenção predial para grandes estoques de edifícios: estudo para inclusão do componente estrutura de concreto". Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 308p, setembro.
11. LOPES, B.A.R., CLÍMACO, J.C.T.S., NEPOMUCENO, A.A., CASTRO, E.K. (1999) - "Sistema de manutenção para grandes estoques de edifícios", CONPAT 99, Anais, Vol. 3, pp 1897-1905, Montevideo - Uruguai, outubro.
13. MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. J. M. (1994), "Concreto, Estrutura, Propriedades e Materiais". Editora PINI, São Paulo, 580p.
14. MOSKVIN, V.; IVANOV, F.; ALEKSEYEV, S.; GUZEYEV, E. (1983), "Concrete and Reinforced Concrete Deterioration and Protection", Mir Publishers, Moscow, Russia, 400p.
15. NEPOMUCENO, A.A. (1999), "Patologia, recuperação e manutenção de estruturas", Notas de Aula, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Agosto.
16. SOUZA, V.C.M. e RIPPER, T. (1999), "Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto", Editora PINI, São Paulo, 250p.
17. VARGAS, M. (1981), "Introdução à Mecânica dos Solos", Editora McGraw-Hill, São Paulo, 509p.

Tabela A.1 - Classificação dos danos e fatores de intensidade (F_i) (1)

Tipos de danos	Fator de intensidade do dano - Tipos de manifestação
<i>carbonatação</i>	1 - localizada, com algumas regiões com $pH < 9$, sem atingir a armadura; 2 - localizada, atingindo a armadura, em ambiente seco; 3 - localizada, atingindo a armadura, em ambiente úmido; 4 - generalizada, atingindo a armadura, em ambiente úmido.
<i>cobrimento deficiente</i>	1 - menores que os previstos em norma sem, no entanto, permitir a localização da armadura; 2 - menor que o previsto em norma, permitindo a localização visual da armadura ou armadura exposta em pequenas extensões; 3 - deficiente com armaduras expostas em extensões significativas.
<i>contaminação por cloretos</i>	2 - em elementos no interior sem umidade; 3 - em elementos no exterior sem umidade; 4 - em ambientes úmidos
<i>corrosão de armaduras</i>	2 - manifestações leves; 3 - grandes manchas e/ou fissuras de corrosão; 4 - corrosão acentuada na armadura principal, c/perda relevante de seção.
<i>desagregação</i>	2 - início de manifestação; 3 - manifestações leves; 4 - por perda acentuada de seção e esfrelamento do concreto.
<i>deslocamento por empuxo</i>	3 - deslocamento lateral da cortina no sentido horizontal, estável; 4 - deslocamento lateral da cortina no sentido horizontal, instável.
<i>desvios de geometria</i>	2 - pilares e cortinas com excentricidade $\leq h/100$ ($h = altura$); 3 - pilares e cortinas com excentricidades $h/100 \leq e < h/50$; 4 - pilares e cortinas com excentricidades $\geq h/50$.
<i>eflorescência</i>	1 - início de manifestações; 2 - manchas de pequenas dimensões; 3 - manchas acentuadas, em grandes extensões. 4 - grandes formações de crostas de carbonato de cálcio.
<i>esfoliação</i>	2 - pequenas escamações do concreto; 3 - lascamento de grandes proporções, com exposição da armadura; 4 - lascamento acentuado com perda relevante de seção.
<i>fissuras</i>	1 - abertura menores do que as máximas previstas em norma; 2 - estabilizadas, com abertura até 40% acima dos limites de norma; 3 - aberturas excessivas; estabilizadas; 4 - aberturas excessivas; não estabilizadas.

Tabela A.1 - Classificação dos danos e fatores de intensidade (F_i) (2)

Tipos de danos	Fator de intensidade do dano - Tipos de manifestação
<i>flechas</i>	<p>1 - não perceptíveis a olho nu;</p> <p>2 - perceptíveis a olho nu, dentro dos limites previstos na norma;</p> <p>3 - superiores em até 40% às previstas na norma;</p> <p>4 - excessivas.</p>
<i>impermeabilização deficiente</i>	<p>2 - danos na camada protetora e/ou perda de elasticidade do material da impermeabilização;</p> <p>3 - descontinuada, degradada em alguns pontos (pontos de infiltração);</p> <p>4 - degradação acentuada, com perda relevante da estanqueidade.</p>
<i>infiltração</i>	<p>1 - indícios de umidade;</p> <p>2 - pequenas manchas;</p> <p>3 - grandes manchas;</p> <p>4 - generalizada.</p>
<i>infiltração na base</i>	<p>3 - indícios de vazamento em tubulações enterradas que podem comprometer as fundações;</p> <p>4 - vazamentos em tubulações enterradas causando erosão aparente junto as fundações.</p>
<i>manchas</i>	<p>2 - manchas escuras de pouca extensão, porém significativas (< 50% da área visível do elemento estrutural);</p> <p>3 - manchas escuras de grande extensão (>50%);</p> <p>4 - manchas escuras em todo o elemento estrutural (100%).</p>
<i>obstrução de juntas de dilatação</i>	<p>2 - perda de elasticidade do material da junta; início de fissuras paralelas às juntas nas lajes adjacentes;</p> <p>3 - presença de material não compressível na junta; grande incidência de fissuras paralelas às juntas nas lajes adjacentes;</p> <p>4 - fissuras em lajes adjacentes às juntas, com prolongamento em vigas e/ou pilares de suporte.</p>
<i>recalques</i>	<p>2 - indícios de recalque pelas características das trincas na alvenaria;</p> <p>3 - recalque estabilizado com fissuras em peças estruturais;</p> <p>4 - recalque não estabilizado com fissuras em peças estruturais.</p>
<i>segregação do concreto</i>	<p>1 - superficial e pouco significativa em relação às dimensões da peça;</p> <p>2 - significativa em relação às dimensões da peça;</p> <p>3 - profunda em relação às dimensões da peça, com ampla exposição da armadura;</p> <p>4 - perda relevante da seção da peça.</p>

Tabela A.1 - Classificação dos danos e fatores de intensidade (F_i) (3)

Tipos de danos	Fator de intensidade do dano - Tipos de manifestação
<i>sinais de esmagamento do concreto</i>	3 - desintegração do concreto na extremidade superior do pilar, causada por sobrecarga ou movimentação da estrutura; fissuras diagonais isoladas; 4 - fissuras de cisalhamento bidiagonais, com intenso lascamento e/ou esmagamento do concreto devido ao cisalhamento e a compressão, com perda substancial de material; deformação residual aparente; exposição e início de flambagem de barras da armadura.
<i>vazamentos em reservatórios</i>	2 - indícios de umidade nas paredes e fundo; 3 - umidade significativa nas paredes e fundo; 4 - ocorrência generalizada.

Tabela A.2 - Famílias de elementos estruturais (1)

PILARES

Nome do Elemento				
Local				
<i>Danos</i>	F_p	F_i	D	<i>Croquis/Observações</i>
<i>carbonatação</i>	7			
<i>cobrimento deficiente</i>	6			
<i>contaminação por cloretos</i>	10			
<i>corrosão de armaduras</i>	7			
<i>desagregação</i>	7			
<i>desvio de geometria</i>	8			
<i>eflorescência</i>	5			
<i>esfoliação</i>	8			
<i>fissuras</i>	10			
<i>infiltração na base</i>	6			
<i>manchas</i>	5			
<i>recalque</i>	10			
<i>segregação</i>	6			
<i>sinais de esmagamento</i>	10			

VIGAS

Nome do Elemento				
Local				
<i>Danos</i>	F_p	F_i	D	<i>Croquis/Observações</i>
<i>carbonatação</i>	7			
<i>cobrimento deficiente</i>	6			
<i>contaminação por cloretos</i>	10			
<i>corrosão de armaduras</i>	7			
<i>desagregação</i>	7			
<i>eflorescência</i>	5			
<i>esfoliação</i>	8			
<i>fissuras</i>	10			
<i>flechas</i>	10			
<i>infiltração</i>	6			
<i>manchas</i>	5			
<i>segregação</i>	4			
<i>sinais de esmagamento</i>	8			

Tabela A.2 - Famílias de elementos estruturais (2)

LAJES

Nome do Elemento				
Local				
<i>Danos</i>	F_p	F_i	D	<i>Croquis/Observações</i>
<i>carbonatação</i>	7			
<i>cobrimento deficiente</i>	6			
<i>contaminação por cloretos</i>	10			
<i>corrosão de armaduras</i>	7			
<i>desagregação</i>	7			
<i>eflorescência</i>	5			
<i>esfoliação</i>	8			
<i>fissuras</i>	10			
<i>flechas</i>	10			
<i>infiltração</i>	6			
<i>manchas</i>	5			
<i>segregação</i>	5			

ESCADAS/RAMPAS

Nome do Elemento				
Local				
<i>Danos</i>	F_p	F_i	D	<i>Croquis/Observações</i>
<i>carbonatação</i>	7			
<i>cobrimento deficiente</i>	6			
<i>contaminação por cloretos</i>	10			
<i>corrosão de armaduras</i>	7			
<i>desagregação</i>	7			
<i>eflorescência</i>	5			
<i>esfoliação</i>	8			
<i>fissuras</i>	10			
<i>flechas</i>	10			
<i>infiltração</i>	6			
<i>manchas</i>	5			
<i>segregação</i>	4			
<i>sinais de esmagamento</i>	8			

Tabela A.2 - Famílias de elementos estruturais (3)

CORTINAS (MUROS DE ARRIMO)

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	7			
cobrimento deficiente	6			
contaminação por cloretos	10			
corrosão de armaduras	7			
desagregação	7			
deslocamento por empuxo	10			
desvio de geometria	6			
eflorescência	5			
esfoliação	8			
fissuras	10			
infiltração	6			
manchas	5			
segregação	5			
sinais de esmagamento	10			

RESERVATÓRIOS - SUPERIOR E INFERIOR

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	7			
cobrimento deficiente	7			
contaminação por cloretos	10			
corrosão de armaduras	9			
desagregação	7			
eflorescência	7			
esfoliação	10			
fissuras	10			
impermeabilização deficiente	8			
segregação	5			
vazamento	10			

Tabela A.2 - Famílias de elementos estruturais (4)

BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	7			
cobrimento deficiente	6			
contaminação por cloretos	10			
corrosão de armaduras	7			
desagregação	7			
eflorescência	5			
esfoliação	8			
fissuras	10			
infiltração na base	6			
recalque	10			
segregação	6			
sinais de esmagamento	10			

JUNTAS DE DILATAÇÃO

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
infiltração	10			
obstrução de junta	10			

ELEMENTOS DE COMPOSIÇÃO ARQUITETÔNICA

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	7			
cobrimento deficiente	6			
contaminação por cloretos	10			
corrosão de armaduras	7			
desagregação	7			
eflorescência	4			
esfoliação	8			
fissuras	8			
segregação	4			
sinais de esmagamento	10			

ANEXO 1 - Fórmulas e Tabelas

Grau do Dano (D)

$$D = 0,4 F_i F_p \quad \text{para } F_i \leq 2,0$$

$$D = (6 F_i - 14) F_p \quad \text{para } F_i > 2,0$$

Grau de deterioração de um elemento (G_{de})

$$G_{de} = D_{m\acute{a}x} \left[1 + \frac{\sum_{i=1}^m D^{(i)} - D_{m\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m D^{(i)}} \right]$$

Tabela 1 – Classificação dos níveis de deterioração do elemento

Nível de deterioração	G_{de}	Ações a serem adotadas
Baixo	0 - 15	Estado aceitável. Manutenção preventiva.
Médio	15 - 50	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em médio prazo (máx. 2 anos).
Alto	50 - 80	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máx. 1 ano).
Crítico	> 80	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata.

Grau de deterioração de uma família de elementos (G_{df})

Toma-se como base apenas os elementos $c/G_{de} \geq 15$

$$G_{df} = G_{dem\acute{a}x} \left[1 + \frac{\sum_{i=1}^m G_{de}^{(i)} - G_{dem\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m G_{de}^{(i)}} \right]$$

Fator de Relevância Estrutural (F_r)

-Elementos de composição arquitetônica	$F_r = 1,0$
-Reservatório superior	$F_r = 2,0$
-Escadas/rampas, reservatório inferior, cortinas, lajes secundárias, juntas de dilatação	$F_r = 3,0$
-Lajes, fundações, vigas secundárias, pilares secundários	$F_r = 4,0$
-Vigas e pilares principais	$F_r = 5,0$

Grau de Deterioração da Estrutura (G_d)

$$G_d = \frac{\sum_{i=1}^K F_{r(i)} G_{df(i)}}{\sum F_{r(i)}}$$

Tabela 2 – Classificação dos níveis de deterioração da estrutura

Nível de deterioração	G_{de}	Ações a serem adotadas
Baixo	0 - 15	Estado aceitável. Manutenção preventiva.
Médio	15 – 40	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em médio prazo (máx. 2 anos).
Alto	40 – 60	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máx. 1 ano).
Crítico	> 60	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata.

ANEXO 2

FOTOS DE DANOS E FATORES DE INTENSIDADE

FATORES DE INTENSIDADE (F_i) SUGERIDOS (1)



Fig. 1: Cobrimento deficiente ($F_i=3$)



Fig. 4: Corrosão ($F_i=2$); Esfoliação ($F_i=3$)



Fig. 2: Cobrimento deficiente ($F_i=2$)



Fig. 5: Corrosão ($F_i=2$); Esfoliação/Desplacamento do concreto da viga ($F_i=2$)



Fig. 3: Cobrimento deficiente ($F_i=3$)



Fig. 6: Corrosão ($F_i=3$)



Fig. 7 - Corrosão ($F_i=3$)/Esfoliação
(deslocamento no pé do pilar ($F_i=3$))



Fig. 8 - Corrosão ($F_i=4$)



Fig. 10 - Corrosão na parte superior do
pilar ($F_i=3$)



Fig. 9 - Corrosão ($F_i=4$)



Fig. 11 - Corrosão ($F_i=3$)



Fig. 12 - Desagregação do concreto na viga ($F_i=4$) e segregação no pilar ($F_i=1$)



Fig. 15 - Desagregação do concreto ($F_i=3$)



Fig. 13 - Desagregação do concreto ($F_i=4$)



Fig. 16 - Eflorescência ($F_i=1$)



Fig. 14 - Desagregação ($F_i=3$)



Fig. 17 - Eflorescência ($F_i=2$)



Fig. 18 - Eflorescência ($F_1=3$)



Fig. 21 - Esfoliação ($F_1=3$)



Fig. 19 - Eflorescência ($F_1=4$)



Fig. 22 - Fissura em viga ($F_1=3$)



Fig. 20 - Esfoliação ($F_1=2$)



Fig. 23 - Fissura ($F_1=3$)



Fig. 24 - Fissura ($F_i=3$)



Fig. 27 - Impermeabilização degradada (calha em laje de cobertura) ($F_i=4$)



Fig. 25 - Fissura em laje ($F_i=3$)



Fig. 28 - Infiltração ($F_i=2$)



Fig. 26 - Fissura de cisalhamento ($F_i=2$)



Fig. 29 - Infiltração generalizada em laje ($F_i=4$)



Fig. 30 - Infiltração ($F_i=3$) /
eflorescência ($F_i=3$)



Fig. 33 - Obstrução da junta de
dilatação ($F_i=3$)



Fig. 31 - Manchas ($F_i=4$)



Fig. 34 - Obstrução de juntas de dilatação
($F_i=3$)



Fig. 32 - Manchas ($F_i=3$)



Fig. 35 - Obstrução de juntas de dilatação
($F_i=3$)



Fig. 36 - Segregação (Fi=2)



Fig. 39 - Sinais de esmagamento no concreto do pilar (Fi=3) e corrosão na viga (Fi=4)



Fig. 37 - Segregação (Fi=2)



Fig. 40 - Sinais de esmagamento do concreto em pilar com flambagem da armadura (Fi=4)



Fig. 38 - Segregação (Fi=2)

Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Laboratório de Estruturas

APÊNDICE B

ROTEIRO DE INSPEÇÃO PARA

ESTRUTURAS DE CONCRETO

(Fonseca, 2007, modificado)

FICHA DESCRITIVA DA EDIFICAÇÃO

Nome: _____

Localização: _____

Natureza do uso: _____

Área construída aproximada: _____

Idade: _____

Número de pavimentos: _____

Sistema construtivo: _____

Classes de agressividade ambiental / Condições de exposição (Tab 2,
NBR 6118: 2003): _____

Observações: _____

Data da(s) inspeções: _____

Responsável(is) pela inspeção:

Nome(s): _____

Profissão: _____

Cargo/função: _____

Empresa/órgão: _____

1. INTRODUÇÃO

O presente *Roteiro de Inspeção* é parte integrante de uma metodologia destinada à avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto de edificações usuais. Essa metodologia foi desenvolvida e testada em diversas edificações de naturezas distintas, trabalho constante de projetos de fim de curso e de três dissertações de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da UnB (ver item 5. Referências: Castro, E. K., 1994; Lopes, B.A.R., 1998; Boldo, P., 2002, já tendo sido publicada em vários artigos, com a apresentação, em forma sintética, de resultados de sua aplicação (Castro, Clímaco e Nepomuceno (1995); Castro e Clímaco (1999); Lopes et alli (1999); Boldo e Clímaco (2002)).

A avaliação é feita mediante um programa de inspeções periódicas, com o uso deste roteiro, e tem por objetivo contribuir para a definição das ações necessárias à garantia da durabilidade da edificação, nos aspectos de segurança, funcionalidade e estética, auxiliando a tomada de decisões de engenheiros e técnicos da área de manutenção e recuperação de estruturas.

Neste caderno, são consideradas as disposições do texto contido na Norma: Projeto de estruturas de concreto (NBR-6118/2003), referentes à durabilidade de estruturas de concreto.

2 - PARÂMETROS DE INSPEÇÃO

2.1- Considerações Preliminares

2.1.1 - Agressividade do ambiente

A norma NBR 6118/2003 dispõe sobre os requisitos para a durabilidade, considerando a agressividade do meio ambiente, relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

A Tabela 1, a seguir, apresenta a classificação da agressividade do ambiente, a ser considerada nos projetos de estruturas correntes pode ser avaliada, simplificada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes de acordo com a tabela abaixo:

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental
(Tabela 6.1 da NBR-6118/2003)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1),2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^{1),}	Grande
		Industrial ^{1),2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1),3)}	Elevado
		Respingos de maré	

1) Pode-se admitir um micro clima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

2) Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

3) Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

2.1.2 - Identificação dos elementos estruturais

A aplicação da metodologia exige representações gráficas da estrutura (plantas de forma, croquis, etc.), que permitam localizar e identificar, da forma mais clara possível, os elementos vistoriados, quanto à sua natureza, pavimento, tipo de ambiente, etc. É, também, de grande valia uma documentação fotográfica da inspeção, que pode auxiliar o processo de avaliação de danos, diagnóstico e laudos técnicos.

2.2 - Tipos de danos em estruturas

Apresenta-se, a seguir, uma conceituação sucinta dos danos mais freqüentes em estruturas de concreto, em ordem alfabética, visando padronizar a terminologia e, permitir, posteriormente, a quantificação dos danos, conforme formulação apresentada no Anexo 1. Cabe ressaltar a importância de se recorrer a bibliografia complementar

sobre o tema, algumas das quais referenciadas neste texto.

a) Carbonatação:

Fenômeno decorrente da penetração do dióxido de carbono, CO_2 , presente na atmosfera, através das redes de poros do concreto, e de sua reação com os constituintes alcalinos da pasta de cimento, principalmente o hidróxido de cálcio. Como consequência desse fenômeno tem-se a redução do pH do concreto provocando a despassivação das armaduras, ou seja elas se tornam susceptíveis à corrosão. Ocorre a partir da superfície, avançando progressivamente para o interior do concreto. Segundo o CEB/148(1982), a velocidade de carbonatação aumenta quando o ambiente possui grandes concentrações de CO_2 (garagens, túneis etc.) e em concretos de elevada relação água/cimento (a/c) principalmente em ambientes com umidade relativa entre 50 e 70 °C. É um dano difícil de ser visualizado numa inspeção. Para ser detectada faz-se necessário o uso de um ensaio simples, com a aplicação de fenolftaleína com indicador na superfície recém fraturada do concreto. A parte do concreto carbonatada fica incolor ($\text{pH} < 9,3$) e a parte não carbonatada adquire a cor vermelho-carmim. Depois de carbonatado o concreto é grande o risco de corrosão de armaduras na presença de umidade.

b) Cobrimento deficiente:

É um dano quando o cobrimento da peça de concreto não está atendendo ao cobrimento mínimo exigido pela norma de estruturas de concreto de acordo com a agressividade ambiental. A peça estrutural quando apresenta um cobrimento deficiente é mais suscetível à penetração de agentes agressivos que podem atacar as armaduras e dar início ao processo corrovisivo.

A NBR6118/2003, recomenda que o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Quando houver um controle de qualidade rigoroso, pode ser adotado um valor $\Delta c=5\text{mm}$ especificando este controle nos desenhos de projeto. Em caso contrário, nas obras correntes, seu valor deve ser de, no mínimo, $\Delta c=10\text{ mm}$, o que determina os cobrimentos nominais indicados na Tabela 2.

Tabela 2 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para $\Delta c=10$ mm
(Tabela 7.2 da NBR-6118/2003)

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga/Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

1) Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a bainha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

2) Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contra piso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

3) Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Segundo a norma, os cobrimentos nominais e mínimos são sempre, referidos à superfície da armadura externa, em geral a face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

$$c_{nom} \geq \Phi \text{ barra}$$

$$c_{nom} \geq \Phi \text{ feixe} = \Phi_n = \Phi \sqrt{n}$$

$$c_{nom} \geq 0,5 \Phi \text{ bainha}$$

Ainda segundo a norma, em se tratando de elementos estruturais pré-fabricados, os valores de cobrimento mínimo das armaduras devem seguir o disposto na NBR 9062.

c) Contaminação por cloretos:

A contaminação do concreto por cloretos pode ser causada: pelo emprego de aditivos à base de cloretos na execução do concreto, principalmente em peças pré-moldadas; pela penetração de cloretos presentes no meio ambiente (como no caso de regiões à beira-mar); pelo uso de sais de degelo usados em climas frios; e água ou agregados contaminados. Também podem ser introduzidos no concreto pelo uso

de produtos de limpeza de pisos e fachadas, que contenham cloretos como soluções de HCl em baixas concentrações (ácido muriático) e qualquer ambiente contaminado por cloretos, como caixas d'água (especialmente o fundo da laje da tampa), locais de armazenamento de produtos à base de cloretos, etc.

O principal dano que provoca nas estruturas de concreto armado ou protendido é a corrosão das armaduras. As manifestações mais comuns são as fissuras, sobre as armaduras, quando a corrosão já está em estado mais avançado e a presença de manchas no concreto devido à retenção de umidade, freqüentemente com a criação de fungos.

Existe um valor limite de concentração de íons cloreto para que se possa iniciar o processo de corrosão das armaduras, sendo mais favorável em ambientes úmidos, uma vez que a água presente nos poros facilita o transporte de cloretos por difusão. De acordo com o ACI 318-21 (2001) o conteúdo máximo de cloretos com relação à massa de cimento deve ser $\leq 0,15\%$ em ambientes com cloretos, $\leq 0,3\%$ em ambientes normal, $\leq 1\%$ em ambiente seco e $\leq 0,06\%$ para concreto protendido.

Já a NBR 6118/2003 não se reporta ao teor de cloretos, mas enfatiza que não é permitido o uso de aditivos que os contenham em sua composição, tanto para concreto armado como para protendido.

d) Corrosão de armaduras:

A corrosão é um processo físico-químico gerador de óxidos e hidróxidos de ferro, produtos que ocupam um volume significativamente superior (em até 6 vezes) ao volume corroído das armaduras, provocando no concreto elevadas tensões de tração (de até 15 MP_a). Essas tensões ocasionam a fissuração e o posterior deslocamento do revestimento do concreto (Cánovas, 1988). No início, a corrosão pode se manifestar com o aparecimento de manchas marrom avermelhada ou esverdeada na superfície do elemento estrutural, devido à *lixiviação* dos produtos de corrosão. Com o passar do tempo a sua evolução, pode chegar até à perda total da seção da armadura.

Além dos danos ao concreto e da redução da capacidade resistente da armadura, a corrosão provoca a perda de aderência entre o aço e o concreto, e reduz a ductilidade da armadura.

e) Desagregação:

Separação física de partes de concreto ou dos agregados, principalmente, graúdos, com perda de monolitismo e, na maioria das vezes, perda da capacidade aglomerante entre a pasta e os agregados. É um fenômeno característico de ataques químicos do concreto, em formas diversas: reação álcali-agregado, reações expansivas com sulfatos, ataques ácidos e também por ações biológicas (microorganismos). Quando existe a suspeita desses ataques químicos é requerida uma inspeção mais detalhada da sua extensão e causa.

f) Deslocamentos por empuxo:

Deslocamento de peças estruturais devido ao empuxo de terra, em especial sobre paredes de contenção, proveniente da pressão ativa exercida por um maciço não-coesivo, sobre um anteparo vertical. As cortinas devem ser providas de drenos, para evitar o acúmulo de água entre o terrapleno e a mesma, que resultaria em acréscimo do empuxo hidrostático. Além disso, o deslocamento pode ser causado pela saturação do maciço, podendo, ainda, ser agravado pela passagem de veículos.

g) Deslocamento:

Ocorrência de lascas ou escamas que se destacam do concreto não resultantes de ataque químico no concreto, e sim devido a um ou mais fatores: choques, movimentações térmicas, pressão ou expansão das armaduras no interior do concreto (corrosão).

h) Desvios de geometria:

Perda de alinhamento de elementos estruturais com relação ao seu eixo, produzindo excentricidade de carga. Pode ter como causas: deficiências na execução por movimentação ou incorreção de formas, ou movimentação da estrutura, por esforços não considerados corretamente ou imprevistos

i) Eflorescência:

De maneira geral, trata-se de uma manifestação da dissolução dos produtos de hidratação do cimento presentes no interior do concreto, principalmente os hidróxidos de sódio e potássio, em água (especialmente a água pura e branda) que são transportados para o exterior (lixiviação). Os produtos alcalinos e o hidróxido de cálcio que se depositam sobre a superfície do concreto, na presença do CO_2 do ambiente, são carbonatados formando carbonatos, um produto insolúvel e esbranquiçado, podendo inclusive formar estalactite se a água for abundante. Se a água não for abundante e pressão for pequena, os produtos carbonatados pode inclusive colmatar possíveis fissuras ou falhas por onde a água migra. Quando existe a possibilidade da água presente conter algum tipo de ácido que ataque os produtos hidratados (silicatos e aluminatos hidratados) do cimento, deve-se fazer uma avaliação mais detalhada.

j) Falha de concretagem (nichos ou ninhos de concreto):

Deficiência na concretagem da peça, com exposição de agregados, devido a um ou mais dos fatores: dosagem inadequada, diâmetro máximo do agregado graúdo não condizente com as dimensões da peça, lançamento e/ou adensamento inadequados, taxas excessivas e espaçamento inadequado de armaduras e perda de nata de cimento por aberturas nas formas. Podem ocorrer situações em que não somente os agregados ficam expostos, como a possibilidade de exposição das armaduras dos elementos estruturais, nesse caso pode-se iniciar o processo corrosivo.

k) Fissuração inaceitável:

A NBR 6118/2003 dispõe que a fissuração é nociva quando a abertura das fissuras na superfície do concreto. A abertura máxima característica w_k^* das fissuras, desde que não exceda valores da ordem de 0,2 mm a 0,4 mm para o concreto armado, conforme a Tabela 3 :

Tabela 3 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental
(Tabela 13.3 da NBR-6118/2003)

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	---
Concreto armado	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação freqüente
	CAA II a CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto Protendido Nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	Combinação freqüente
Concreto Protendido Nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação Freqüente
		ELS-D1)	Combinação quase permanente
Concreto protendido Nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D1)	Combinação Freqüente

1) A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 25$ mm (figura 3.1).

NOTAS

1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2.

2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens.

Somente deve-se considerar nesse dano o surgimento de fissuras relacionadas ao estado fresco e endurecido do concreto e fissuras oriundas de cargas impostas. Portanto, aqui, as fissuras de ataque químico responsáveis por desagregação e corrosão devem ser desconsideradas.

* w_k - Abertura característica de fissuras na superfície do concreto.

I) Flechas excessivas:

A Norma 6118/2003 apresenta, dentre outros, os limites de deslocamento de peças estruturais, e o que eles podem causar nas estruturas dividindo em 4 grupos básicos ao que se refere à e mostrados na Tabela 4 :

- 1) Aceitabilidade sensorial – podem causar vibrações indesejáveis ou efeito visual desagradável;
- 2) Efeitos específicos – podem impedir a utilização adequada da estrutura;
- 3) Efeitos em elementos não estruturais – podem ocasionar defeito em elementos que não fazem parte da estrutura, mas, estão ligados à ela;

4)Efeitos em elementos estruturais – podem afetar as peças estruturais provocando afastamentos em relação às hipóteses de cálculos adotadas.

m) Impermeabilização deficiente:

A impermeabilização pode ser definida como um sistema de vedação constituído por materiais rígidos, plásticos ou elásticos, com a finalidade de impedir a penetração de umidade ou líquidos no concreto. No caso de reservatórios e cortinas, deve ser projetada para resistir às pressões hidrostáticas, o que não é necessário para as lajes de cobertura, terraços, calhas, onde não ocorre este tipo de pressão. Os danos podem ser causados por ações mecânicas, previsão incorreta de movimentos da estrutura e perda de elasticidade dos materiais utilizados.

n) Manchas:

Ocorrência de manchas escuras no concreto, devido à contaminação por fungos, mofo, etc., principalmente nas fachadas expostas. Outras manchas como as relacionadas à corrosão e eflorescências, não devem ser consideradas.

o) Obstrução de juntas de dilatação:

A junta de dilatação é uma separação física entre duas partes de uma estrutura, para que estas partes possam se movimentar sem transmissão de esforço entre elas. A presença de material rígido ou de material de preenchimento que tenha perdido a sua elasticidade produz tensões indesejáveis na estrutura, podendo ocasionar fissuras nas lajes adjacentes à junta, com a possibilidade de se propagar às vigas e pilares próximos. Os sistemas de vedação/enchimento das juntas devem acomodar a amplitude do movimento da mesma.

p) Recalque:

O recalque provoca movimentação na estrutura que, conforme o seu tipo, pode ser afetada pelo assentamento total máximo (recalque uniforme), pela inclinação uniforme (desaprumo) ou pelos assentamentos diferenciais (recalques diferenciais e distorções angulares)

Os recalques distorcionais das fundações, inadmissíveis estruturalmente, ocorrem por deformações excessivas e podem ser causados por um ou mais dos seguintes fatores de risco: ausência, insuficiência ou má qualidade das investigações geotécnicas; má interpretação dos resultados da investigação geotécnica; avaliação errônea dos valores dos esforços provenientes da estrutura (sub-dimensionamento); adoção inadequada da tensão admissível do solo ou da cota de apoio das fundações; modelos inconvenientes de cálculo das fundações; cálculo estrutural incorreto; influências externas (escavações ou deslizamentos não previsíveis, agressividade ambiental, enchentes, construções vizinhas, descalçamento das fundações por escavações vizinhas); colapso do solo (por exemplo, devido à ruptura de tubulações subterrâneas ou vazamentos em reservatórios subterrâneos); alteração do nível do lençol freático; modificação no carregamento devido a mudança de utilização da estrutura (acréscimos ou ampliação de áreas), efeito piscina (entupimento de drenos), sobrecargas não previstas; cargas dinâmicas (vibrações, tremores de terra, etc.) e por fim, falha de manutenção em obras críticas.

q) Sinais de esmagamento do concreto:

Início do processo de desintegração do concreto. No caso de pilares, caracteriza-se pelo aparecimento de fissuras diagonais. É causado por sobrecargas excessivas ou movimentação da estrutura, podendo evoluir para um intenso lascamento do concreto, com perda de seção e flambagem das armaduras.

r) Umidade:

Penetração de águas, agressivas ou não, em peças estruturais, através de fissuras, ninhos de concretagem, juntas de concretagem mal executadas ou devido à alta porosidade do concreto. Pode ainda, ter origem em danos na impermeabilização, deficiências no escoamento de águas pluviais, vazamento em tubulações, etc. Esse dano pode favorecer: o aparecimento da corrosão; a lixiviação; e danos nos demais elementos da edificação.

s) Umidade na base:

A presença de umidade na base de pilares e/ou blocos de fundação, pela sua gravidade, deve ser tratada como dano específico. Podem ser proveniente de deficiência no escoamento de águas pluviais, vazamento em tubulações, vazamento em reservatórios enterrados, etc. A presença de umidade pode favorecer o aparecimento de recalques.

3. CÁLCULO DO GRAU DE DETERIORAÇÃO DOS ELEMENTOS E DA ESTRUTURA

3.1 - Preliminares

São apresentados, a seguir, os parâmetros para aplicação da metodologia que visa quantificar os graus de deterioração dos elementos e da estrutura. Partindo dos fatores de ponderação e de intensidade dos danos nos elementos, faz-se a determinação seqüencial dos graus dos danos existentes em cada elemento estrutural, dos graus de deterioração dos elementos e das famílias de elementos de mesma natureza, e, por fim, do grau de deterioração da estrutura, conforme proposto por Castro, Clímaco e Nepomuceno (1995).

São também apresentadas, ao fim deste caderno, as tabelas A.1, A.2 e A.3, que devem ser preenchidas mediante inspeções da estrutura por técnicos especificamente treinados. Como complemento do trabalho de inspeção/avaliação da estrutura, e com o objetivo de confrontar os resultados obtidos da aplicação da metodologia com a situação física real da edificação, é altamente recomendável que seja feita uma ampla documentação fotográfica, que deverá constar do Relatório de Avaliação.

3.2 - Fator de ponderação do dano (F_p)

Fator que visa quantificar a importância relativa de um determinado dano, no que se refere às condições gerais de estética, funcionalidade e segurança dos elementos de uma família, tendo em vista as manifestações patológicas passíveis de serem neles detectadas. Para sua definição são estabelecidos os problemas mais relevantes quanto aos aspectos de durabilidade e segurança estrutural. Assim, para cada manifestação patológica, e em função da família de elementos que apresentam o problema, foi estabelecido um grau numa escala de 1 a 5. Uma determinada manifestação patológica pode ter fatores de ponderação diferentes de acordo com as características da família onde o elemento se insere, dependendo das conseqüências que o dano possa acarretar.

3.3 - Fator de intensidade do dano (F_i)

Fator que classifica a gravidade e evolução de uma manifestação de dano em um determinado elemento, segundo uma escala de 0 a 4, como segue:

- elemento sem lesões	$F_i = 0$
- elemento com lesões leves	$F_i = 1$
- elemento com lesões toleráveis	$F_i = 2$
- elemento com lesões graves	$F_i = 3$
- elemento em estado crítico	$F_i = 4$

A Tabela A.1, ao fim do texto, apresenta uma classificação dos tipos de danos mais frequentes em edificações usuais com estrutura de concreto armado, com uma identificação do nível de gravidade das lesões e descrição sucinta das intensidades das manifestações, conforme características específicas, para fins de aplicação desta metodologia.

O Anexo 2, com fotos ilustrativas, foi inserido com a finalidade de facilitar a identificação dos danos e a atribuição dos Fatores de intensidade.

3.4 - Grau do dano (D), Grau de deterioração de um elemento (G_{de}), Grau de deterioração de uma família de elementos (G_{df}) e Grau de deterioração da estrutura (G_d):

O grau de cada dano no elemento estrutural é calculado em função do fator de ponderação (F_p) e respectivo fator de intensidade (F_i), atribuídos conforme este Roteiro de Inspeção.

No Anexo 1 foram reunidas as fórmulas necessárias, na sua forma modificada, para o cálculo do Grau do Dano (D), Grau de deterioração do elemento (G_{de}), Grau de deterioração de uma família de elementos (G_{df}) e Grau de deterioração da estrutura (G_d). As modificações propostas resultaram de dezenas de aplicações da metodologia.

4. PLANILHAS DE DANOS PARA FAMÍLIAS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A Tabela A.2 apresenta as planilhas específicas para as famílias de elementos mais comuns em estruturas de concreto de edificações usuais, com os danos possíveis e os respectivos fatores de ponderação, para uso na presente metodologia. Os fatores sugeridos na tabela foram definidos a partir de uma gama extensa de testes de aplicação (Castro, 1994; Lopes, 1998; Boldo, 2002).

A Tabela A.3 apresenta a tipologia de fissuras em elementos de concreto armado, com uma descrição sucinta de suas manifestações, croquis para auxiliar na sua identificação e os respectivos fatores de ponderação. Os fatores sugeridos na tabela foram definidos de acordo com a gravidade de cada fissura.

Os valores numéricos atribuídos aos fatores não devem, no entanto, ser encarados de forma rígida, podendo ser modificados, segundo as indicações de cada análise específica.

Tabela 4 - Limites para deslocamentos
(Tabela 13.2 da NBR 6118/2003)

Tipo de efeito	Razão de Limitação	Exemplo	Deslocamentos a considerar	Deslocamento limite	
Aceitabilidade sensorial	Visual	Deslocamentos visíveis em elementos estruturais	Total	$l/250$	
	Outro	Vibrações sentidas no piso	Desvio de cargas	$l/350$	
Efeitos estruturais em serviço	Superfícies que devem drenar água	Coberturas e varandas	Total	$l/250^{1)}$	
	Pavimentos que devem permanecer planos	Ginásios e pista de boliche	Total	$l/350 + \text{contraflecha}^{2)}$	
			Ocorrido após a construção do piso	$l/600$	
Elementos que suportam equipamentos sensíveis	Laboratórios	Ocorrido após nivelamento do equipamento	De acordo com recomendação do fabricante do equipamento		
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Alvenarias, caixilhos e revestimentos	Após a construção da parede	$l/500^{3)}$ ou 10 mm ou $\theta = 0,0017 \text{ rad}^{4)}$	
		Divisórias leves e caixilhos telescópicos	Ocorrido após a instalação da divisória	$l/250^{3)}$ ou 25 mm	
		Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para combinação Frequente ($\psi=0,30$)	$H/1700$ ou $H_i/850^{5)}$ entre pavimentos ⁶⁾	
		Movimentos térmicos verticais	Provocado por diferença de temperatura	$l/400^{7)}$ ou 15 mm	
	Forros	Movimentos térmicos horizontais	Provocado por diferença de temperatura	$H_i/500$	
		Revestimentos colados	Ocorrido após construção do Forros	$l/350$	
		Revestimentos pendurados ou com juntas	Deslocamento ocorrido após construção do forro	$l/175$	
	Pontes Rolantes	Desalinhamento de trilhos	Deslocamento provocado pelas ações decorrentes da frenagem	$H/400$	
	Efeitos em elementos estruturais	Afastamento em relação às hipóteses de cálculo adotadas	Se os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos sobre as tensões ou sobre a estabilidade da estrutura devem ser considerados, incorporando-as ao modelo estrutural adotado.		

1) As superfícies devem ser suficientemente inclinadas ou o deslocamento previsto compensado por contraflechas, de modo a não se ter acúmulo de água.

2) Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados pela especificação de contraflechas. Entretanto, a atuação isolada da contraflecha não pode ocasionar um desvio do plano maior que $l/350$.

3) O vão l deve ser tomado na direção na qual a parede ou a divisória se desenvolve.

4) Rotação nos elementos que suportam paredes.

5) H é a altura total do edifício e H_i o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

6) Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos devido à atuação de ações horizontais. Não devem ser incluídos os deslocamentos devidos a deformações axiais nos pilares. O limite também se aplica para o deslocamento

vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, quando H_i representa o comprimento do lintel.

7) O valor l refere-se à distância entre o pilar externo e o primeiro pilar interno.

NOTAS

1 Todos os valores limites de deslocamentos supõem elementos de vão l suportados em ambas as extremidades por apoios que não se movem. Quando se tratar de balanços, o vão equivalente a ser considerado deve ser o dobro do comprimento do balanço.

2 Para o caso de elementos de superfície, os limites prescritos consideram que o valor l é o menor vão, exceto em casos de verificação de paredes e divisórias, onde interessa a direção na qual a parede ou divisória se desenvolve, limitando-se esse valor a duas vezes o vão menor.

3 O deslocamento total deve ser obtido a partir da combinação das ações características ponderadas pelos coeficientes definidos na seção 11. 4 Deslocamentos excessivos podem ser parcialmente compensados por contraflechas.

5. REFERÊNCIAS

1. ABNT (2003) - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003), "Texto concluído da norma NBR 6118/2003: Projeto de estruturas de concreto".
2. BOLDO, P. (2002) - "Avaliação quantitativa de estruturas de concreto armado de edificações no âmbito do Exército Brasileiro", Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, DF, janeiro.
3. BOLDO, P., CLÍMACO, J.C.T.S. (2002) - "Avaliação quantitativa do grau de deterioração de estruturas de concreto de edificações públicas", resumo aprovado para o ENTAC 2002 - Foz do Iguaçu – PR.
4. BOLDO, P., CLÍMACO, J.C.T.S. (2002) - "Avaliação quantitativa de estruturas de concreto armado de edificações no âmbito do Exército Brasileiro", resumo aprovado para as XXX Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural – Brasília - DF.
5. CÁNOVAS, M.F. (1988), "Patologia e terapia do concreto armado", Editora Pini, São Paulo, 522p.
6. CAPUTO, H. P. (1981), "Mecânica dos Solos e suas aplicações", V. 2, Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., Rio de Janeiro, 488p.
7. CASTRO, E. K. (1994) - "Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armado", Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, DF, 185p, dezembro.
8. CASTRO, E.K., CLÍMACO, J.C.T.S., NEPOMUCENO, A.A. (1995) - "Desenvolvimento de uma metodologia de manutenção de estruturas de concreto armado", 37ª Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, Anais, Vol.1, pp. 293-307, Goiânia, julho.
9. CASTRO, E.K., CLÍMACO, J.C.T.S. (1999) - "Avaliação da estrutura de uma edificação residencial após o reparo de elementos danificados", 41o Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON, Anais, Salvador.
10. LOPES, B.A.R. (1998) - "Sistema de manutenção predial para grandes estoques de edifícios: estudo para inclusão do componente estrutura de concreto". Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 308p, setembro.
11. ISAIA, G.C., (2005) - "CONCRETO: Ensino, Pesquisa e Realizações". IBRACON, São Paulo SP, 1600p.
12. LOPES, B.A.R., CLÍMACO, J.C.T.S., NEPOMUCENO, A.A., CASTRO, E.K. (1999) - "Sistema de manutenção para grandes estoques de edifícios", CONPAT 99, Anais, Vol. 3, pp 1897-1905, Montevideo - Uruguai, outubro.
13. MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. J. M. (1994), "Concreto, Estrutura, Propriedades e Materiais". Editora PINI, São Paulo, 580p.

14. MOSKVIN, V.; IVANOV, F.; ALEKSEYEV, S.; GUZEYEV, E. (1983), "Concrete and Reinforced Concrete Deterioration and Protection", Mir Publishers, Moscow, Russia, 400p.
15. NEPOMUCENO, A.A. (1999), "Patologia, recuperação e manutenção de estruturas", Notas de Aula, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, Agosto.
16. SOUZA, V.C.M. e RIPPER, T. (1999), "Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto", Editora PINI, São Paulo, 250p.
17. VARGAS, M. (1981), "Introdução à Mecânica dos Solos", Editora McGraw-Hill, São Paulo, 509p.

Tabela A.1 - Classificação dos danos e fatores de intensidade (F_i) (continua)

Tipos de danos	Fator de intensidade do dano - Tipos de manifestação
<i>Carbonatação</i>	1 - localizada, com algumas regiões com $pH < 9$, sem atingir a armadura; 2 - localizada, atingindo a armadura, em ambiente seco; 3 - localizada, atingindo a armadura, em ambiente úmido; 4 - generalizada, atingindo a armadura, em ambiente úmido.
<i>Cobrimento deficiente</i>	1 - menores que os previstos em norma sem, no entanto, permitir a localização da armadura; 2 - menor que o previsto em norma, permitindo a localização visual da armadura ou armadura exposta em pequenas extensões; 3 - deficiente, com armaduras expostas em extensões significativas
<i>Contaminação por cloretos</i>	2 - em elementos no interior sem umidade; 3 - em elementos no exterior sem umidade; 4 - em ambientes úmidos.
<i>Corrosão de armaduras</i>	2 - manifestações leves, pequenas manchas; 3 - grandes manchas e/ou fissuras de corrosão; 4 - corrosão acentuada na armadura principal, c/perda relevante de seção.
<i>Desagregação</i>	2 - início de manifestação; 3 - manifestações leves, início de estofamento do concreto; 4 - por perda acentuada de seção e esfarelamento do concreto.
<i>Deslocamento por empuxo</i>	3 - deslocamento lateral da cortina no sentido horizontal, estável; 4 - deslocamento lateral da cortina no sentido horizontal, instável.
<i>Desplacamento</i>	2 - pequenas escamações do concreto; 3 - lascamento de grandes proporções, com exposição da armadura; 4 - lascamento acentuado com perda relevante de seção
<i>Desvios de geometria</i>	2 - pilares e cortinas com excentricidade $\leq h/100$ ($h =$ altura); 3 - pilares e cortinas com excentricidades $h/100 \leq e < h/50$; 4 - pilares e cortinas com excentricidades $\geq h/50$.
<i>Eflorescência</i>	1 - início de manifestações; 2 - manchas de pequenas dimensões; 3 - manchas acentuadas, em grandes extensões. 4 - grandes formações de crostas de carbonato de cálcio (estalactites).
<i>Falha de concretagem</i>	1 - superficial e pouco significativa em relação às dimensões da peça; 2 - significativa em relação às dimensões da peça; 3 - profunda em relação às dimensões da peça, com ampla exposição da armadura 4 - perda relevante da seção da peça.

Tabela A.1 - Classificação dos danos e fatores de intensidade (F_i) (continuação)

Tipos de danos	Fator de intensidade do dano - Tipos de manifestação
<i>Fissuras</i>	1 - abertura menores do que as máximas previstas em norma; 2 - estabilizadas, com abertura até 40% acima dos limites de norma; 3 - aberturas excessivas; estabilizadas; 4 - aberturas excessivas; não estabilizadas.
<i>Flechas</i>	1 - não perceptíveis a olho nu; 2 - perceptíveis a olho nu, dentro dos limites previstos na norma; 3 - superiores em até 40% às previstas na norma; 4 - excessivas.
<i>Impermeabilização deficiente</i>	2 - danos na camada protetora e/ou perda de elasticidade do material da impermeabilização; 3 - descontinuada, degradada em alguns pontos (pontos de infiltração); 4 - degradação acentuada, com perda relevante da estanqueidade.
<i>Manchas</i>	2 - manchas escuras de pouca extensão, porém significativas (< 50% da área visível do elemento estrutural); 3 - manchas escuras de grande extensão (>50%); 4 - manchas escuras em todo o elemento estrutural (100%).
<i>Obstrução de juntas de dilatação</i>	2 - perda de elasticidade do material da junta; início de fissuras paralelas às juntas nas lajes adjacentes; 3 - presença de material não compressível na junta; grande incidência de fissuras paralelas às juntas nas lajes adjacentes; 4 - fissuras em lajes adjacentes às juntas, com prolongamento em vigas e/ou pilares de suporte.
<i>Recalques</i>	2 - indícios de recalque pelas características das trincas na alvenaria; 3 - recalque estabilizado com fissuras em peças estruturais; 4 - recalque não estabilizado com fissuras em peças estruturais.
<i>Sinais de esmagamento do concreto</i>	3 - desintegração do concreto na extremidade superior do pilar, causada por sobrecarga ou movimentação da estrutura; fissuras diagonais isoladas; 4 - fissuras de cisalhamento bidiagonais, com intenso lascamento e/ou esmagamento do concreto devido ao cisalhamento e a compressão, com perda substancial de material; deformação residual aparente; exposição e início de flambagem de barras da armadura.

Tabela A.1 - Classificação dos danos e fatores de intensidade (F_i) (continuação)

Tipos de danos	<i>Fator de intensidade do dano - Tipos de manifestação</i>
<i>Umidade</i>	1 - indícios de umidade; 2 - pequenas manchas; 3 - grandes manchas; 4 - generalizada.
<i>Umidade na base</i>	3 - indícios de vazamento em tubulações enterradas que podem comprometer as fundações; 4 - vazamentos em tubulações enterradas causando erosão aparente junto às fundações.

Tabela A.2 - Famílias de elementos estruturais (continua)

PILARES

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	3			
cobrimento deficiente	3			
contaminação por cloretos	4			
corrosão de armaduras	5			
desagregação	3			
desplacamento	3			
desvio de geometria	4			
eflorescência	2			
Falha de concretagem	3			
Fissuras	2 a 5*			
manchas	3			
recalque	5			
sinais de esmagamento	5			
umidade na base	3			

VIGAS

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	3			
cobrimento deficiente	3			
contaminação por cloretos	4			
corrosão de armaduras	5			
desagregação	3			
desplacamento	3			
eflorescência	2			
Fissuras	2 a 5*			
Falhas de concretagem	2			
flechas	5			
manchas	3			
sinais de esmagamento	4			
umidade	3			

Tabela A.2 - Famílias de elementos estruturais (continuação)

LAJES

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	3			
cobrimento deficiente	3			
contaminação por cloretos	3			
corrosão de armaduras	5			
desagregação	3			
desplacamento	3			
eflorescência	2			
Falhas de concretagem	2			
Fissuras	2 a 5*			
flechas	5			
manchas	3			
umidade	3			

ESCADAS/RAMPAS

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	3			
cobrimento deficiente	3			
contaminação por cloretos	4			
corrosão de armaduras	5			
desagregação	3			
desplacamento	3			
eflorescência	2			
Falha de concretagem	2			
fissuras	2 a 5*			
flechas	5			
manchas	3			
sinais de esmagamento	4			
umidade	3			

Tabela A.2 - Famílias de elementos estruturais (continuação)

CORTINAS (MUROS DE ARRIMO)

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	3			
cobrimento deficiente	3			
contaminação por cloretos	4			
corrosão de armaduras	5			
desagregação	3			
deslocamento por empuxo	5			
desplacamento	3			
desvio de geometria	3			
eflorescência	2			
falha de concretagem	2			
fissuras	2 a 5*			
manchas	3			
sinais de esmagamento	5			
umidade	3			

RESERVATÓRIOS - SUPERIOR E INFERIOR

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	3			
cobrimento deficiente	3			
contaminação por cloretos	4			
corrosão de armaduras	5			
desagregação	3			
desplacamento	5			
eflorescência	2			
falha de concretagem	3			
fissuras	2 a 5*			
impermeabilização deficiente	4			
vazamento	5			

Tabela A.2 - Famílias de elementos estruturais (continuação)

BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	3			
cobrimento deficiente	3			
contaminação por cloretos	4			
corrosão de armaduras	5			
desagregação	3			
desplacamento	3			
eflorescência	2			
Falha de concretagem	3			
fissuras	2 a 5*			
recalque	5			
sinais de esmagamento	5			
umidade na base	3			

JUNTAS DE DILATAÇÃO

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
obstrução de junta	5			
umidade	5			

ELEMENTOS DE COMPOSIÇÃO ARQUITETÔNICA

Nome do Elemento				
Local				
Danos	F_p	F_i	D	Croquis/Observações
carbonatação	3			
cobrimento deficiente	3			
contaminação por cloretos	4			
corrosão de armaduras	5			
desagregação	3			
desplacamento	3			
eflorescência	2			
Falha de concretagem	2			
fissuras	2 a 5*			
manchas	3			
sinais de esmagamento	5			
umidade	3			

Tabela A.3 - Tipologia de fissuras em elementos de concreto armado (continua)

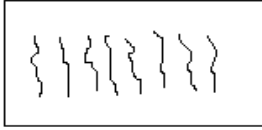

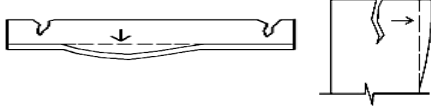
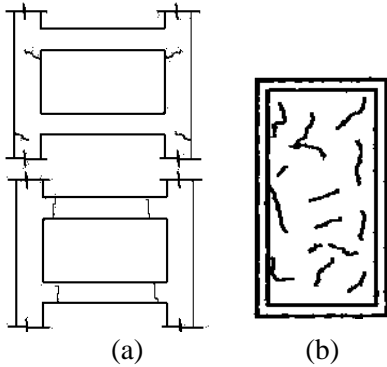
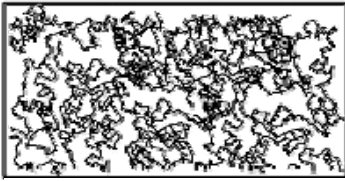
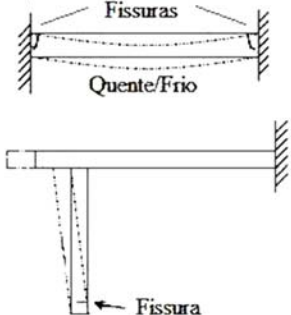
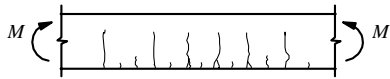
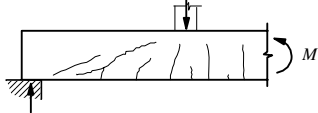

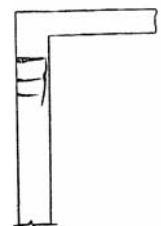
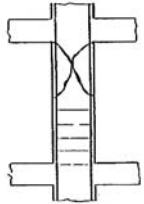
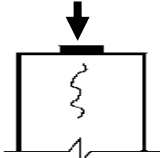
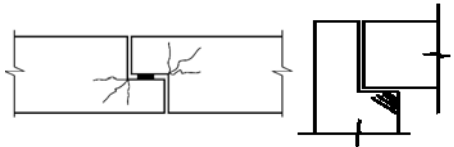
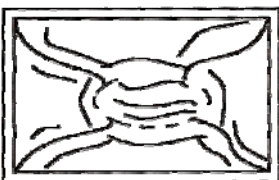


	Fissuras*	Descrição	Croquis	F_p
ESTADO PLÁSTICO	de retração plástica do concreto	- comuns em lajes e paredes - paralelas, superficiais e afastadas de 0,3 a 1 m.		2
	de assentamento do concreto	- acompanham as armaduras - em pilares, ficam abaixo dos estribos; - interação com armaduras vizinhas		3
	de movimentação de fôrmas	- indicam mau posicionamento, má fixação ou resistência insuficiente de fôrmas e escoramentos		3
ESTADO ENDURECIDO	de retração do concreto por secagem	- vigas podem ocasionar fissuras nos pilares e vice-versa, por diferenças de rigidez (a) - aspecto de mosaico em lajes e paredes, podendo aparecer em ambas as faces (b) - indicam restrição de movimentos - profundidade reduzida - aberturas de 0,1 a 0,2 mm		3
	mapeadas	- mais visíveis em superfícies lisas de lajes e paredes - abertura e extensão reduzidas - indicam desempenho excessivo. - danos apenas estéticos, em geral		2
	de variações de temperatura	- em geral, normais ao eixo de elementos lineares - indicam restrição de movimento por mau funcionamento de juntas de dilatação e/ou sua inexistência		3

Tabela A.3 - Tipologia de fissuras em elementos de concreto armado (continuação)

	Fissuras*	Descrição	Croquis	F_p
ERROS DE PROJETO/ EXECUÇÃO OU CARGAS EXCESSIVAS	de flexão em vigas	- normais ao eixo, em trechos de momento fletor elevado e com boa aderência aço-concreto		4
	de força cortante - flexão em vigas	- inclinadas nas duas faces - podem entrar na zona de compressão e se dirigir aos apoios		4
	de cortante, momentos de torção e flexão em vigas	- inclinadas em uma face - na face oposta: menor abertura e inclinação		4
	de flexo-tração em pilares	- normais ao eixo do pilar na face tracionada - paralelas ao eixo na face comprimida, podem indicar esmagamento do concreto - mais próximas de extremidade com maior momento		5
	de compressão	- paralelas ao eixo e convergindo para o centro nas proximidades de ruptura - indicam espaçamento excessivo ou deslocamento de estribos		5
	de carga concentrada em área reduzida	- comuns em apoios de pontes, estruturas pré-moldadas e apoios indiretos - indicam armadura deficiente de fretagem e mau detalhamento		3
	em apoios do tipo gerber (vigas e pilares)	- comuns em pontes e estruturas pré-moldadas - indicam deficiência de aparelhos de apoio e/ou detalhamento inadequado		3
	de flexão em lajes	- na face inferior, paralelas aos vãos com continuidade ou vãos maiores, se estendendo em direção aos cantos - na face superior, paralelas aos e bordos com continuidade		4
	de momentos volventes	- em cantos de lajes extremas, podendo abrir nas duas faces - influenciadas por variações de temperatura e retração		3
de punção	- traçado circular e/ou radial em torno do pilar		5	

ANEXO 1 - Fórmulas e Tabelas

Grau do Dano (D)

$$D = 0,8 F_i F_p \quad \text{para } F_i \leq 2,0$$

$$D = (12 F_i - 28) F_p \quad \text{para } F_i > 2,0$$

Grau de deterioração de um elemento (G_{de})

$$G_{de} = D_{m\acute{a}x} \left[1 + \frac{\sum_{i=1}^m D_{(i)} - D_{m\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m D_{(i)}} \right]$$

Tabela 1 – Classificação dos níveis de deterioração do elemento

Nível de deterioração	G_{de}	Ações a serem adotadas
Baixo	0 - 15	Estado aceitável. Manutenção preventiva.
Médio	15 - 50	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em longo prazo (máx. 2 anos).
Alto	50 - 80	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em médio prazo (máx. 1 ano).
Sofrível	80 - 100	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máx. 6 meses).
Crítico	> 100	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata.

Grau de deterioração de uma família de elementos (G_{df})

Toma-se como base apenas os elementos $c/G_{de} \geq 15$

$$G_{df} = G_{dem\acute{a}x} \left[\sqrt{1 + \frac{\sum_{i=1}^m G_{de(i)} - G_{dem\acute{a}x}}{\sum_{i=1}^m G_{de(i)}}} \right]$$

Fator de Relevância Estrutural (F_r)

-Elementos de composição arquitetônica	$F_r = 1,0$
-Reservatório superior	$F_r = 2,0$
-Escadas/rampas, reservatório inferior, cortinas, lajes secundárias, juntas de dilatação	$F_r = 3,0$
-Lajes, fundações, vigas secundárias, pilares secundários	$F_r = 4,0$
-Vigas e pilares principais	$F_r = 5,0$

Grau de Deterioração da Estrutura (G_d)

$$G_d = \frac{\sum_{i=1}^K F_{r(i)} G_{df(i)}}{\sum F_{r(i)}}$$

Tabela 2 – Classificação dos níveis de deterioração da estrutura

Nível de deterioração	G_d	Ações a serem adotadas
Baixo	0 - 15	Estado aceitável. Manutenção preventiva.
Médio	15 - 50	Definir prazo/natureza para nova inspeção. Planejar intervenção em longo prazo (máx. 2 anos).
Alto	50 - 80	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em médio prazo (máx. 1 ano).
Sofrível	80 - 100	Definir prazo/natureza para inspeção especializada detalhada. Planejar intervenção em curto prazo (máx. 6 meses).
Crítico	> 100	Inspeção especial emergencial. Planejar intervenção imediata.

ANEXO 2

FOTOS DE DANOS E FATORES DE INTENSIDADE

FATORES DE INTENSIDADE (F_i) SUGERIDOS (1)



Fig. 1: Cobrimento deficiente ($F_i=3$)



Fig. 4: Corrosão ($F_i=2$); Deslocamento ($F_i=3$)



Fig. 2: Cobrimento deficiente ($F_i=2$)



Fig. 5: Corrosão ($F_i=2$); Deslocamento do concreto da viga ($F_i=2$)



Fig. 3: Cobrimento deficiente ($F_i=3$);
Deslocamento ($F_i=4$)



Fig. 6: Corrosão ($F_i=3$)



Fig. 7 - Corrosão ($F_i=3$),
(deslocamento no pé do pilar ($F_i=3$))



Fig. 8 - Corrosão ($F_i=4$)



Fig. 9 - Corrosão ($F_i=4$)
Deslocamento ($F_i=4$)



Fig. 10 - Corrosão na parte superior do
pilar ($F_i=3$)



Fig. 11 - Corrosão ($F_i=3$)



Fig. 12 - Desagregação do concreto na viga ($F_i=4$) e Falha de concretagem no pilar ($F_i=1$)



Fig. 15 - Desagregação do concreto ($F_i=3$)



Fig. 13 - Desagregação do concreto ($F_i=4$)



Fig. 16 - Eflorescência ($F_i=1$)



Fig. 14 - Desagregação ($F_i=3$)



Fig. 17 - Eflorescência ($F_i=2$)



Fig. 18 – Eflorescência ($F_i=3$)



Fig. 21 – Deslocamento ($F_i=3$)



Fig. 19 – Eflorescência ($F_i=4$)



Fig. 22 – Fissura em viga ($F_i=3$)



Fig. 20 – Deslocamento ($F_i=2$)



Fig. 23 – Fissura ($F_i=3$)



Fig. 24 - Fissura ($F_i=3$)



Fig. 27 - Impermeabilização degradada (calha em laje de cobertura) ($F_i=4$)



Fig. 25 - Fissura em laje ($F_i=3$)



Fig. 28 - Umidade ($F_i=2$)



Fig. 26 - Fissura de cisalhamento ($F_i=2$)



Fig. 29 - Umidade generalizada na laje ($F_i=4$)



Fig. 30 - : **Umidade ($F_i=3$)/**
eflorescência ($F_i=3$)



Fig. 33 - **Obstrução da junta de**
dilatação ($F_i=3$)



Fig. 31 - **Manchas ($F_i=4$)**



Fig. 34 - **Obstrução de juntas de dilatação**
($F_i=3$)



Fig. 32 - **Manchas ($F_i=3$)**



Fig. 35 - **Obstrução de juntas de dilatação**
($F_i=3$)



Fig. 36 – Falha de concretagem (Fi=2)

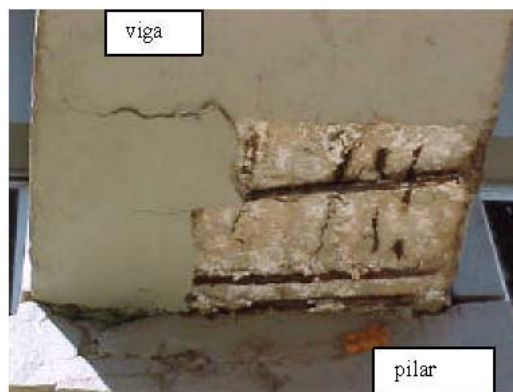


Fig. 39 – sinais de esmagamento no concreto do pilar (Fi=3) e corrosão na viga (Fi=4)



Fig. 37 – Falha de concretagem (Fi=2)



Fig. 40 – sinais de esmagamento do concreto em pilar com flambagem da armadura (Fi=4)



Fig. 38 – Falha de concretagem (Fi=2)

APÊNDICE C – RESULTADOS DOS DESLOCAMENTOS E ROTAÇÕES

Antes de mostrar os resultados obtidos, para um melhor entendimento, os *nós* dos apoios foram numerados de acordo com a Figura C.1.

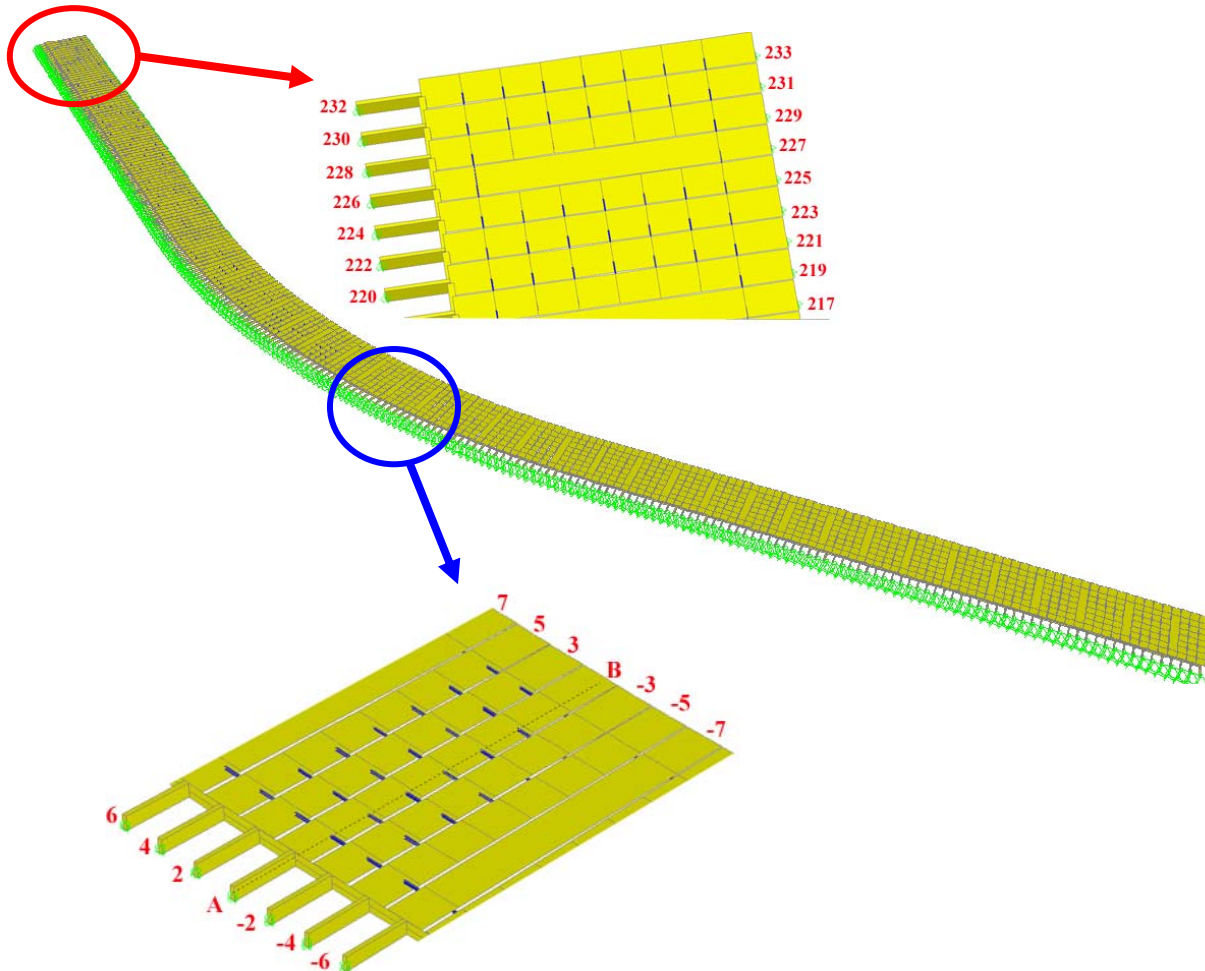


Figura C.1: Numeração dos *nós* dos apoios (SAP 2000)

A viga que representa o eixo de simetria do prédio foi nomeada pelos *nós* A e B. Os pilares internos foram numerados de 2 a 232 (números pares), e os pilares externos foram numerados de 3 a 233 (números ímpares). O prédio do ICC é simétrico como se pode observar no esquema em 3D, dessa forma, abaixo do eixo de simetria a numeração dos *nós* é negativa, e os resultados para os deslocamentos foram os mesmos somente com o sinal contrário.

As tabelas a seguir mostram os resultados dos deslocamentos (em centímetros) das rotações (em radianos) de acordo com as temperaturas adotadas.

Tabela C.1: Resultado dos deslocamentos e rotações dos pilares internos – temperatura 15°C (SAP 2000)

Deslocamentos dos nós pares (pilares internos) - temperatura 15°C							
Nó	Comb.	U1(x)	U2(y)	U3(z)	R1	R2	R3
Núm	Cargas	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
A	P.P.+TEMP	-0,444747	5,46E-14	0	-5,377E-15	0,031473	-1,693E-17
2	P.P.+TEMP	-0,444595	0,019615	0	0,000261	0,031472	-0,000003924
4	P.P.+TEMP	-0,444155	0,039226	0	0,000521	0,031468	-0,000007839
6	P.P.+TEMP	-0,44342	0,058842	0	0,000781	0,031463	-0,000012
8	P.P.+TEMP	-0,44239	0,078457	0	0,001041	0,031455	-0,000016
10	P.P.+TEMP	-0,441065	0,098067	0	0,001301	0,031446	-0,00002
12	P.P.+TEMP	-0,439445	0,117678	0	0,001562	0,031434	-0,000024
14	P.P.+TEMP	-0,43753	0,137285	0	0,001821	0,03142	-0,000027
16	P.P.+TEMP	-0,435319	0,156895	0	0,002081	0,031404	-0,000031
18	P.P.+TEMP	-0,432811	0,176502	0	0,002341	0,031385	-0,000035
20	P.P.+TEMP	-0,430007	0,196104	0	0,002601	0,031365	-0,000039
22	P.P.+TEMP	-0,426905	0,215705	0	0,00286	0,031342	-0,000043
24	P.P.+TEMP	-0,423504	0,235301	0	0,003119	0,031318	-0,000047
26	P.P.+TEMP	-0,419804	0,254897	0	0,003378	0,031291	-0,000051
28	P.P.+TEMP	-0,415804	0,27449	0	0,003637	0,031262	-0,000055
30	P.P.+TEMP	-0,411503	0,294076	0	0,003895	0,031231	-0,000059
32	P.P.+TEMP	-0,4069	0,31366	0	0,004154	0,031197	-0,000063
34	P.P.+TEMP	-0,401994	0,333237	0	0,004412	0,031162	-0,000067
36	P.P.+TEMP	-0,396783	0,352812	0	0,004669	0,031124	-0,000071
38	P.P.+TEMP	-0,391266	0,372382	0	0,004926	0,031085	-0,000075
40	P.P.+TEMP	-0,385443	0,391943	0	0,005183	0,031043	-0,00008
42	P.P.+TEMP	-0,379312	0,4115	0	0,00544	0,030999	-0,000084
44	P.P.+TEMP	-0,372871	0,431048	0	0,005696	0,030953	-0,000088
46	P.P.+TEMP	-0,366118	0,450592	0	0,005952	0,030905	-0,000092
48	P.P.+TEMP	-0,359052	0,470128	0	0,006208	0,030854	-0,000096
50	P.P.+TEMP	-0,351672	0,489653	0	0,006463	0,030802	-0,0001
52	P.P.+TEMP	-0,343976	0,50917	0	0,006717	0,030747	-0,000104
54	P.P.+TEMP	-0,335962	0,528676	0	0,006971	0,030691	-0,000109
56	P.P.+TEMP	-0,327628	0,548175	0	0,007225	0,030632	-0,000113
58	P.P.+TEMP	-0,318971	0,567663	0	0,007478	0,030571	-0,000117
60	P.P.+TEMP	-0,309991	0,587137	0	0,007731	0,030508	-0,000121
62	P.P.+TEMP	-0,300685	0,606599	0	0,007983	0,030443	-0,000126
64	P.P.+TEMP	-0,291052	0,626047	0	0,008235	0,030376	-0,00013
66	P.P.+TEMP	-0,281087	0,645483	0	0,008486	0,030307	-0,000134
68	P.P.+TEMP	-0,270789	0,664905	0	0,008736	0,030236	-0,000139
70	P.P.+TEMP	-0,260158	0,684308	0	0,008985	0,030163	-0,000143
72	P.P.+TEMP	-0,249188	0,703696	0	0,009234	0,030088	-0,000148
74	P.P.+TEMP	-0,237879	0,723064	0	0,009484	0,030011	-0,000152
76	P.P.+TEMP	-0,226227	0,742416	0	0,009736	0,029929	-0,000157
78	P.P.+TEMP	-0,214228	0,761752	0	0,009993	0,029836	-0,000161
80	P.P.+TEMP	-0,201843	0,781106	0	0,010242	0,029732	-0,000166
82	P.P.+TEMP	-0,189925	0,798735	0	0,010439	0,029653	-0,000167
84	P.P.+TEMP	-0,182855	0,81652	0	0,010483	0,02963	-0,000168
86	P.P.+TEMP	-0,175827	0,836414	0	0,010469	0,029615	-0,000172
88	P.P.+TEMP	-0,168714	0,856581	0	0,010454	0,029611	-0,000177
90	P.P.+TEMP	-0,161545	0,876904	0	0,010448	0,029612	-0,000182
92	P.P.+TEMP	-0,154315	0,897398	0	0,010447	0,029613	-0,000188
94	P.P.+TEMP	-0,147026	0,918062	0	0,010447	0,029613	-0,000193
96	P.P.+TEMP	-0,139672	0,938907	0	0,010448	0,029613	-0,000198
98	P.P.+TEMP	-0,132254	0,959934	0	0,010448	0,029613	-0,000203

100	P.P.+TEMP	-0,124771	0,981146	0	0,010448	0,029613	-0,000209
102	P.P.+TEMP	-0,11722	1,002551	0	0,010448	0,029613	-0,000214
104	P.P.+TEMP	-0,1096	1,024152	0	0,010448	0,029613	-0,000219
106	P.P.+TEMP	-0,101907	1,045958	0	0,010448	0,029613	-0,000225
108	P.P.+TEMP	-0,094142	1,067971	0	0,010448	0,029613	-0,00023
110	P.P.+TEMP	-0,086302	1,090193	0	0,010448	0,029613	-0,000236
112	P.P.+TEMP	-0,078386	1,112635	0	0,010448	0,029613	-0,000241
114	P.P.+TEMP	-0,070391	1,135297	0	0,010448	0,029613	-0,000247
116	P.P.+TEMP	-0,062316	1,15819	0	0,010448	0,029613	-0,000253
118	P.P.+TEMP	-0,054157	1,181316	0	0,010448	0,029613	-0,000259
120	P.P.+TEMP	-0,045916	1,204677	0	0,010448	0,029613	-0,000264
122	P.P.+TEMP	-0,037589	1,228284	0	0,010448	0,029613	-0,00027
124	P.P.+TEMP	-0,029174	1,252138	0	0,010448	0,029613	-0,000276
126	P.P.+TEMP	-0,020668	1,27625	0	0,010448	0,029613	-0,000282
128	P.P.+TEMP	-0,012071	1,300622	0	0,010448	0,029613	-0,000289
130	P.P.+TEMP	-0,00338	1,325257	0	0,010448	0,029613	-0,000295
132	P.P.+TEMP	0,005406	1,350165	0	0,010448	0,029613	-0,000301
134	P.P.+TEMP	0,01429	1,375349	0	0,010448	0,029613	-0,000307
136	P.P.+TEMP	0,023275	1,400818	0	0,010448	0,029613	-0,000314
138	P.P.+TEMP	0,032361	1,426577	0	0,010448	0,029613	-0,00032
140	P.P.+TEMP	0,041551	1,452628	0	0,010448	0,029613	-0,000327
142	P.P.+TEMP	0,050848	1,478981	0	0,010448	0,029613	-0,000333
144	P.P.+TEMP	0,060252	1,50564	0	0,010448	0,029613	-0,00034
146	P.P.+TEMP	0,069767	1,532614	0	0,010448	0,029613	-0,000347
148	P.P.+TEMP	0,079395	1,559908	0	0,010448	0,029613	-0,000353
150	P.P.+TEMP	0,089137	1,587525	0	0,010448	0,029613	-0,00036
152	P.P.+TEMP	0,098997	1,615475	0	0,010448	0,029613	-0,000367
154	P.P.+TEMP	0,108975	1,643763	0	0,010448	0,029613	-0,000374
156	P.P.+TEMP	0,119076	1,672398	0	0,010448	0,029613	-0,000382
158	P.P.+TEMP	0,129302	1,701384	0	0,010448	0,029613	-0,000389
160	P.P.+TEMP	0,139652	1,730726	0	0,010448	0,029613	-0,000396
162	P.P.+TEMP	0,150132	1,760435	0	0,010448	0,029613	-0,000404
164	P.P.+TEMP	0,160743	1,790514	0	0,010448	0,029613	-0,000411
166	P.P.+TEMP	0,171488	1,820975	0	0,010448	0,029613	-0,000419
168	P.P.+TEMP	0,182369	1,851821	0	0,010448	0,029613	-0,000426
170	P.P.+TEMP	0,193388	1,883058	0	0,010448	0,029613	-0,000434
172	P.P.+TEMP	0,204548	1,914696	0	0,010448	0,029613	-0,000442
174	P.P.+TEMP	0,215852	1,946741	0	0,010448	0,029613	-0,00045
176	P.P.+TEMP	0,227303	1,979202	0	0,010448	0,029613	-0,000458
178	P.P.+TEMP	0,238902	2,012086	0	0,010448	0,029613	-0,000467
180	P.P.+TEMP	0,250653	2,045398	0	0,010448	0,029613	-0,000475
182	P.P.+TEMP	0,262559	2,079148	0	0,010448	0,029613	-0,000483
184	P.P.+TEMP	0,274621	2,113343	0	0,010448	0,029613	-0,000492
186	P.P.+TEMP	0,286844	2,147993	0	0,010448	0,029613	-0,000501
188	P.P.+TEMP	0,299229	2,183104	0	0,010448	0,029613	-0,000509
190	P.P.+TEMP	0,311779	2,218682	0	0,010448	0,029613	-0,000518
192	P.P.+TEMP	0,324498	2,25474	0	0,010448	0,029613	-0,000527
194	P.P.+TEMP	0,337389	2,291282	0	0,010448	0,029613	-0,000536
196	P.P.+TEMP	0,350454	2,32832	0	0,010448	0,029613	-0,000546
198	P.P.+TEMP	0,363696	2,365861	0	0,010448	0,029613	-0,000555
200	P.P.+TEMP	0,377119	2,403911	0	0,010448	0,029613	-0,000565
202	P.P.+TEMP	0,390725	2,442483	0	0,010448	0,029613	-0,000574
204	P.P.+TEMP	0,404517	2,481584	0	0,010448	0,029613	-0,000584
206	P.P.+TEMP	0,4185	2,521224	0	0,010448	0,029613	-0,000594
208	P.P.+TEMP	0,432676	2,561411	0	0,010448	0,029613	-0,000604
210	P.P.+TEMP	0,447048	2,602153	0	0,010448	0,029613	-0,000614
212	P.P.+TEMP	0,461619	2,643462	0	0,010448	0,029613	-0,000625
214	P.P.+TEMP	0,476394	2,685347	0	0,010448	0,029613	-0,000635

216	P.P.+TEMP	0,491375	2,727817	0	0,010449	0,029612	-0,000646
218	P.P.+TEMP	0,506566	2,770882	0	0,010449	0,029612	-0,000656
220	P.P.+TEMP	0,52197	2,814551	0	0,010446	0,029613	-0,000667
222	P.P.+TEMP	0,537591	2,858836	0	0,010438	0,02962	-0,000678
224	P.P.+TEMP	0,553433	2,903745	0	0,010429	0,029638	-0,00069
226	P.P.+TEMP	0,5695	2,949291	0	0,010443	0,029653	-0,000701
228	P.P.+TEMP	0,585704	2,995328	0	0,010539	0,029604	-0,000712
230	P.P.+TEMP	0,601634	3,04227	0	0,01077	0,029356	-0,000724
232	P.P.+TEMP	0,661922	3,163856	0	0,010963	0,028838	-0,000911

Tabela C.2: Resultado dos deslocamentos e rotações dos pilares externos – temperatura 15°C (SAP/2000)

Deslocamentos dos nós ímpares (pilares externos) - temperatura 15°C							
Nó	Comb.	U1(x)	U2(y)	U3(z)	R1	R2	R3
Núm	Cargas	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
B	P.P+TEMP	0	0	0	-1,81E-13	-0,028152	-1,313E-17
3	P.P+TEMP	0	0	0	-0,000233	-0,028151	-0,000006515
5	P.P+TEMP	0	0	0	-0,000466	-0,028148	-0,000013
7	P.P+TEMP	0	0	0	-0,000699	-0,028143	-0,00002
9	P.P+TEMP	0	0	0	-0,000931	-0,028136	-0,000026
11	P.P+TEMP	0	0	0	-0,001164	-0,028128	-0,000033
13	P.P+TEMP	0	0	0	-0,001397	-0,028117	-0,000039
15	P.P+TEMP	0	0	0	-0,001629	-0,028104	-0,000046
17	P.P+TEMP	0	0	0	-0,001862	-0,02809	-0,000052
19	P.P+TEMP	0	0	0	-0,002094	-0,028074	-0,000059
21	P.P+TEMP	0	0	0	-0,002326	-0,028055	-0,000065
23	P.P+TEMP	0	0	0	-0,002558	-0,028035	-0,000072
25	P.P+TEMP	0	0	0	-0,00279	-0,028013	-0,000079
27	P.P+TEMP	0	0	0	-0,003022	-0,027989	-0,000085
29	P.P+TEMP	0	0	0	-0,003253	-0,027963	-0,000092
31	P.P+TEMP	0	0	0	-0,003485	-0,027935	-0,000098
33	P.P+TEMP	0	0	0	-0,003716	-0,027905	-0,000105
35	P.P+TEMP	0	0	0	-0,003946	-0,027874	-0,000112
37	P.P+TEMP	0	0	0	-0,004177	-0,02784	-0,000119
39	P.P+TEMP	0	0	0	-0,004407	-0,027805	-0,000125
41	P.P+TEMP	0	0	0	-0,004637	-0,027767	-0,000132
43	P.P+TEMP	0	0	0	-0,004866	-0,027728	-0,000139
45	P.P+TEMP	0	0	0	-0,005096	-0,027687	-0,000146
47	P.P+TEMP	0	0	0	-0,005324	-0,027643	-0,000153
49	P.P+TEMP	0	0	0	-0,005553	-0,027598	-0,000159
51	P.P+TEMP	0	0	0	-0,005781	-0,027552	-0,000166
53	P.P+TEMP	0	0	0	-0,006009	-0,027503	-0,000173
55	P.P+TEMP	0	0	0	-0,006236	-0,027452	-0,00018
57	P.P+TEMP	0	0	0	-0,006463	-0,0274	-0,000187
59	P.P+TEMP	0	0	0	-0,00669	-0,027345	-0,000194
61	P.P+TEMP	0	0	0	-0,006916	-0,027289	-0,000202
63	P.P+TEMP	0	0	0	-0,007141	-0,027231	-0,000209
65	P.P+TEMP	0	0	0	-0,007366	-0,027171	-0,000216
67	P.P+TEMP	0	0	0	-0,007591	-0,027109	-0,000223
69	P.P+TEMP	0	0	0	-0,007815	-0,027045	-0,00023
71	P.P+TEMP	0	0	0	-0,008039	-0,02698	-0,000238
73	P.P+TEMP	0	0	0	-0,008262	-0,026912	-0,000245
75	P.P+TEMP	0	0	0	-0,008484	-0,026844	-0,000253
77	P.P+TEMP	0	0	0	-0,0087	-0,026773	-0,00026
79	P.P+TEMP	0	0	0	-0,008908	-0,0267	-0,000268
81	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009117	-0,02662	-0,000275

83	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009252	-0,026568	-0,000285
85	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009333	-0,026535	-0,000295
87	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009338	-0,026524	-0,000304
89	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009349	-0,026515	-0,000313
91	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026512	-0,000322
93	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009355	-0,026512	-0,000331
95	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009355	-0,026513	-0,00034
97	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,00035
99	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000359
101	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000368
103	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000378
105	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000387
107	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000397
109	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000407
111	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000416
113	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000426
115	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000436
117	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000446
119	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000457
121	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000467
123	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000477
125	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000488
127	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000499
129	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000509
131	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,00052
133	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000531
135	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000542
137	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000554
139	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000565
141	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000577
143	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000588
145	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,0006
147	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000612
149	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000624
151	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000636
153	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000649
155	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000661
157	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000674
159	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000686
161	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000699
163	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000713
165	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000726
167	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000739
169	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000753
171	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000767
173	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000781
175	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000795
177	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000809
179	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000824
181	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000838
183	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000853
185	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000868
187	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000884
189	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000899
191	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000915
193	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000931
195	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000947
197	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000963

199	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,00098
201	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000997
203	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001014
205	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001031
207	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001049
209	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001066
211	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001084
213	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001103
215	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001121
217	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009353	-0,026513	-0,00114
219	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009353	-0,026513	-0,001159
221	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009356	-0,026512	-0,001178
223	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009366	-0,026511	-0,001198
225	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009382	-0,026513	-0,001218
227	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009378	-0,026524	-0,001238
229	P.P+TEMP	0	0	0	-0,009273	-0,026551	-0,001258
231	P.P+TEMP	0	0	0	-0,008963	-0,026572	-0,001279
233	P.P+TEMP	0	0	0	-0,008558	-0,026491	-0,001215

Tabela C.3: Resultado dos deslocamentos e rotações dos pilares internos – temperatura 23°C (SAP 2000)

Deslocamentos dos nós pares (pilares internos) - temperatura 23°C							
Nó	Comb.	U1(x)	U2(y)	U3(z)	R1	R2	R3
Núm	Cargas	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
A	P.P+TEMP	-0,681946	8,301E-14	0	-5,377E-15	0,031473	-2,578E-17
2	P.P+TEMP	-0,681713	0,030077	0	0,000261	0,031472	-0,000006016
4	P.P+TEMP	-0,681038	0,060147	0	0,000521	0,031468	-0,000012
6	P.P+TEMP	-0,67991	0,090224	0	0,000781	0,031463	-0,000018
8	P.P+TEMP	-0,678331	0,1203	0	0,001041	0,031455	-0,000024
10	P.P+TEMP	-0,6763	0,150369	0	0,001301	0,031446	-0,00003
12	P.P+TEMP	-0,673816	0,180439	0	0,001562	0,031434	-0,000036
14	P.P+TEMP	-0,67088	0,210504	0	0,001821	0,03142	-0,000042
16	P.P+TEMP	-0,667489	0,240572	0	0,002081	0,031404	-0,000048
18	P.P+TEMP	-0,663644	0,270636	0	0,002341	0,031385	-0,000054
20	P.P+TEMP	-0,659344	0,300692	0	0,002601	0,031365	-0,00006
22	P.P+TEMP	-0,654587	0,330747	0	0,00286	0,031342	-0,000066
24	P.P+TEMP	-0,649373	0,360795	0	0,003119	0,031318	-0,000073
26	P.P+TEMP	-0,6437	0,390843	0	0,003378	0,031291	-0,000079
28	P.P+TEMP	-0,637566	0,420885	0	0,003637	0,031262	-0,000085
30	P.P+TEMP	-0,630971	0,450917	0	0,003895	0,031231	-0,000091
32	P.P+TEMP	-0,623913	0,480945	0	0,004154	0,031197	-0,000097
34	P.P+TEMP	-0,61639	0,510963	0	0,004412	0,031162	-0,000103
36	P.P+TEMP	-0,6084	0,540979	0	0,004669	0,031124	-0,000109
38	P.P+TEMP	-0,599941	0,570986	0	0,004926	0,031085	-0,000116
40	P.P+TEMP	-0,591013	0,60098	0	0,005183	0,031043	-0,000122
42	P.P+TEMP	-0,581611	0,630967	0	0,00544	0,030999	-0,000128
44	P.P+TEMP	-0,571735	0,66094	0	0,005696	0,030953	-0,000134
46	P.P+TEMP	-0,56138	0,690908	0	0,005952	0,030905	-0,000141
48	P.P+TEMP	-0,550546	0,720863	0	0,006208	0,030854	-0,000147
50	P.P+TEMP	-0,539231	0,750801	0	0,006463	0,030802	-0,000154
52	P.P+TEMP	-0,52743	0,780728	0	0,006717	0,030747	-0,00016
54	P.P+TEMP	-0,515142	0,810637	0	0,006971	0,030691	-0,000166
56	P.P+TEMP	-0,502362	0,840535	0	0,007225	0,030632	-0,000173
58	P.P+TEMP	-0,489089	0,870417	0	0,007478	0,030571	-0,000179
60	P.P+TEMP	-0,47532	0,900276	0	0,007731	0,030508	-0,000186
62	P.P+TEMP	-0,461051	0,930119	0	0,007983	0,030443	-0,000193

64	P.P.+TEMP	-0,446279	0,959938	0	0,008235	0,030376	-0,000199
66	P.P.+TEMP	-0,431	0,989741	0	0,008486	0,030307	-0,000206
68	P.P.+TEMP	-0,41521	1,019521	0	0,008736	0,030236	-0,000213
70	P.P.+TEMP	-0,398909	1,049272	0	0,008985	0,030163	-0,000219
72	P.P.+TEMP	-0,382088	1,079	0	0,009234	0,030088	-0,000226
74	P.P.+TEMP	-0,364748	1,108698	0	0,009484	0,030011	-0,000233
76	P.P.+TEMP	-0,346881	1,138372	0	0,009736	0,029929	-0,00024
78	P.P.+TEMP	-0,328482	1,168019	0	0,009993	0,029836	-0,000247
80	P.P.+TEMP	-0,309493	1,197697	0	0,010242	0,029732	-0,000254
82	P.P.+TEMP	-0,291219	1,224727	0	0,010439	0,029653	-0,000255
84	P.P.+TEMP	-0,280378	1,251997	0	0,010483	0,02963	-0,000257
86	P.P.+TEMP	-0,269602	1,282501	0	0,010469	0,029615	-0,000264
88	P.P.+TEMP	-0,258696	1,313424	0	0,010454	0,029611	-0,000272
90	P.P.+TEMP	-0,247702	1,344587	0	0,010448	0,029612	-0,00028
92	P.P.+TEMP	-0,236617	1,37601	0	0,010447	0,029613	-0,000288
94	P.P.+TEMP	-0,225439	1,407695	0	0,010447	0,029613	-0,000296
96	P.P.+TEMP	-0,214164	1,439657	0	0,010448	0,029613	-0,000304
98	P.P.+TEMP	-0,20279	1,471899	0	0,010448	0,029613	-0,000312
100	P.P.+TEMP	-0,191316	1,504423	0	0,010448	0,029613	-0,00032
102	P.P.+TEMP	-0,179737	1,537245	0	0,010448	0,029613	-0,000328
104	P.P.+TEMP	-0,168053	1,570367	0	0,010448	0,029613	-0,000336
106	P.P.+TEMP	-0,156258	1,603802	0	0,010448	0,029613	-0,000345
108	P.P.+TEMP	-0,144351	1,637556	0	0,010448	0,029613	-0,000353
110	P.P.+TEMP	-0,13233	1,67163	0	0,010448	0,029613	-0,000362
112	P.P.+TEMP	-0,120191	1,70604	0	0,010448	0,029613	-0,00037
114	P.P.+TEMP	-0,107933	1,740789	0	0,010448	0,029613	-0,000379
116	P.P.+TEMP	-0,09555	1,775891	0	0,010448	0,029613	-0,000388
118	P.P.+TEMP	-0,083041	1,811351	0	0,010448	0,029613	-0,000397
120	P.P.+TEMP	-0,070405	1,847172	0	0,010448	0,029613	-0,000406
122	P.P.+TEMP	-0,057636	1,883369	0	0,010448	0,029613	-0,000415
124	P.P.+TEMP	-0,044733	1,919945	0	0,010448	0,029613	-0,000424
126	P.P.+TEMP	-0,031691	1,956916	0	0,010448	0,029613	-0,000433
128	P.P.+TEMP	-0,018508	1,994286	0	0,010448	0,029613	-0,000442
130	P.P.+TEMP	-0,005183	2,03206	0	0,010448	0,029613	-0,000452
132	P.P.+TEMP	0,00829	2,070253	0	0,010448	0,029613	-0,000461
134	P.P.+TEMP	0,021912	2,108868	0	0,010448	0,029613	-0,000471
136	P.P.+TEMP	0,035688	2,147922	0	0,010448	0,029613	-0,000481
138	P.P.+TEMP	0,049621	2,187418	0	0,010448	0,029613	-0,000491
140	P.P.+TEMP	0,063712	2,227363	0	0,010448	0,029613	-0,000501
142	P.P.+TEMP	0,077966	2,267771	0	0,010448	0,029613	-0,000511
144	P.P.+TEMP	0,092386	2,308648	0	0,010448	0,029613	-0,000521
146	P.P.+TEMP	0,106976	2,350009	0	0,010448	0,029613	-0,000531
148	P.P.+TEMP	0,121739	2,391859	0	0,010448	0,029613	-0,000542
150	P.P.+TEMP	0,136677	2,434205	0	0,010448	0,029613	-0,000552
152	P.P.+TEMP	0,151795	2,477062	0	0,010448	0,029613	-0,000563
154	P.P.+TEMP	0,167096	2,520437	0	0,010448	0,029613	-0,000574
156	P.P.+TEMP	0,182584	2,564343	0	0,010448	0,029613	-0,000585
158	P.P.+TEMP	0,198262	2,608789	0	0,010448	0,029613	-0,000596
160	P.P.+TEMP	0,214133	2,65378	0	0,010448	0,029613	-0,000607
162	P.P.+TEMP	0,230202	2,699334	0	0,010448	0,029613	-0,000619
164	P.P.+TEMP	0,246472	2,745455	0	0,010448	0,029613	-0,00063
166	P.P.+TEMP	0,262948	2,792161	0	0,010448	0,029613	-0,000642
168	P.P.+TEMP	0,279632	2,839458	0	0,010448	0,029613	-0,000654
170	P.P.+TEMP	0,296528	2,887355	0	0,010448	0,029613	-0,000666
172	P.P.+TEMP	0,31364	2,935867	0	0,010448	0,029613	-0,000678
174	P.P.+TEMP	0,330973	2,985002	0	0,010448	0,029613	-0,00069
176	P.P.+TEMP	0,348531	3,034776	0	0,010448	0,029613	-0,000703
178	P.P.+TEMP	0,366317	3,085198	0	0,010448	0,029613	-0,000715

180	P.P.+TEMP	0,384335	3,136276	0	0,010448	0,029613	-0,000728
182	P.P.+TEMP	0,40259	3,188027	0	0,010448	0,029613	-0,000741
184	P.P.+TEMP	0,421085	3,240459	0	0,010448	0,029613	-0,000754
186	P.P.+TEMP	0,439827	3,293589	0	0,010448	0,029613	-0,000768
188	P.P.+TEMP	0,458818	3,347426	0	0,010448	0,029613	-0,000781
190	P.P.+TEMP	0,478062	3,40198	0	0,010448	0,029613	-0,000795
192	P.P.+TEMP	0,497564	3,457267	0	0,010448	0,029613	-0,000808
194	P.P.+TEMP	0,517329	3,513299	0	0,010448	0,029613	-0,000822
196	P.P.+TEMP	0,537362	3,57009	0	0,010448	0,029613	-0,000837
198	P.P.+TEMP	0,557667	3,627653	0	0,010448	0,029613	-0,000851
200	P.P.+TEMP	0,578248	3,685998	0	0,010448	0,029613	-0,000866
202	P.P.+TEMP	0,599111	3,745141	0	0,010448	0,029613	-0,000881
204	P.P.+TEMP	0,62026	3,805095	0	0,010448	0,029613	-0,000896
206	P.P.+TEMP	0,6417	3,865876	0	0,010448	0,029613	-0,000911
208	P.P.+TEMP	0,663436	3,927496	0	0,010448	0,029613	-0,000926
210	P.P.+TEMP	0,685473	3,989968	0	0,010448	0,029613	-0,000942
212	P.P.+TEMP	0,707816	4,053309	0	0,010448	0,029613	-0,000958
214	P.P.+TEMP	0,730471	4,117531	0	0,010448	0,029613	-0,000974
216	P.P.+TEMP	0,753442	4,182652	0	0,010449	0,029612	-0,00099
218	P.P.+TEMP	0,776735	4,248686	0	0,010449	0,029612	-0,001007
220	P.P.+TEMP	0,800354	4,315645	0	0,010446	0,029613	-0,001023
222	P.P.+TEMP	0,824307	4,383548	0	0,010438	0,02962	-0,00104
224	P.P.+TEMP	0,848597	4,45241	0	0,010429	0,029638	-0,001058
226	P.P.+TEMP	0,873234	4,522246	0	0,010443	0,029653	-0,001075
228	P.P.+TEMP	0,89808	4,592836	0	0,010539	0,029604	-0,001092
230	P.P.+TEMP	0,922505	4,664814	0	0,01077	0,029356	-0,00111
232	P.P.+TEMP	1,014947	4,851246	0	0,010963	0,028838	-0,001396

Tabela C.4: Resultado dos deslocamentos e rotações dos pilares externos – temperatura 23°C (SAP 2000)

Deslocamentos dos nós ímpares (pilares externos) - temperatura 23°C							
Nó	Comb.	U1(x)	U2(y)	U3(z)	R1	R2	R3
Núm	Cargas	cm	cm	cm	Radians	Radians	Radians
B	P.P.+TEMP	0	0	0	-1,81E-13	-0,028152	-1,985E-17
3	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,000233	-0,028151	-0,00009989
5	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,000466	-0,028148	-0,00002
7	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,000699	-0,028143	-0,00003
9	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,000931	-0,028136	-0,00004
11	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,001164	-0,028128	-0,00005
13	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,001397	-0,028117	-0,00006
15	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,001629	-0,028104	-0,00007
17	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,001862	-0,02809	-0,00008
19	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,002094	-0,028074	-0,00009
21	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,002326	-0,028055	-0,0001
23	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,002558	-0,028035	-0,00011
25	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,00279	-0,028013	-0,00012
27	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,003022	-0,027989	-0,000131
29	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,003253	-0,027963	-0,000141
31	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,003485	-0,027935	-0,000151
33	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,003716	-0,027905	-0,000161
35	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,003946	-0,027874	-0,000172
37	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,004177	-0,02784	-0,000182
39	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,004407	-0,027805	-0,000192

41	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,004637	-0,027767	-0,000203
43	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,004866	-0,027728	-0,000213
45	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,005096	-0,027687	-0,000223
47	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,005324	-0,027643	-0,000234
49	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,005553	-0,027598	-0,000245
51	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,005781	-0,027552	-0,000255
53	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,006009	-0,027503	-0,000266
55	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,006236	-0,027452	-0,000277
57	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,006463	-0,0274	-0,000287
59	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,00669	-0,027345	-0,000298
61	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,006916	-0,027289	-0,000309
63	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,007141	-0,027231	-0,00032
65	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,007366	-0,027171	-0,000331
67	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,007591	-0,027109	-0,000342
69	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,007815	-0,027045	-0,000353
71	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,008039	-0,02698	-0,000365
73	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,008262	-0,026912	-0,000376
75	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,008484	-0,026844	-0,000387
77	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,0087	-0,026773	-0,000399
79	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,008908	-0,0267	-0,00041
81	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009117	-0,02662	-0,000422
83	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009252	-0,026568	-0,000436
85	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009333	-0,026535	-0,000453
87	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009338	-0,026524	-0,000467
89	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009349	-0,026515	-0,00048
91	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026512	-0,000494
93	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009355	-0,026512	-0,000508
95	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009355	-0,026513	-0,000522
97	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000536
99	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,00055
101	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000565
103	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000579
105	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000594
107	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000609
109	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000623
111	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000639
113	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000654
115	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000669
117	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000685
119	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,0007
121	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000716
123	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000732
125	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000748
127	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000765
129	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000781
131	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000798
133	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000815
135	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000832
137	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000849
139	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000866
141	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000884
143	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000902

145	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,00092
147	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000938
149	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000957
151	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000975
153	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,000994
155	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001014
157	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001033
159	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001053
161	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001072
163	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001093
165	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001113
167	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001134
169	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001154
171	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001176
173	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001197
175	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001219
177	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001241
179	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001263
181	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001286
183	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001309
185	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001332
187	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001355
189	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001379
191	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001403
193	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001427
195	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001452
197	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001477
199	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001503
201	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001529
203	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001555
205	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001581
207	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001608
209	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001635
211	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001663
213	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001691
215	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009354	-0,026513	-0,001719
217	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009353	-0,026513	-0,001748
219	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009353	-0,026513	-0,001777
221	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009356	-0,026512	-0,001807
223	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009366	-0,026511	-0,001837
225	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009382	-0,026513	-0,001867
227	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009378	-0,026524	-0,001898
229	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,009273	-0,026551	-0,00193
231	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,008963	-0,026572	-0,001961
233	P.P.+TEMP	0	0	0	-0,008558	-0,026491	-0,001864

APÊNDICE D – RESULTADOS DAS REAÇÕES DE APOIO

Tabela D.1: Resultado das reações de apoio pilares internos – temperatura 23°C
(SAP 2000)

Reações dos nós pares (pilares internos) - Temperatura 23°C							
nó	Combinação	F1(x)	F2(y)	F3(z)	M1	M2	M3
num.	Cargas	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A	P.P+TEMP	0	0	221,032	0	0	0
86	P.P+TEMP	0	0	220,331	0	0	0
2	P.P+TEMP	0	0	221,037	0	0	0
4	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
6	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
8	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
10	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
12	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
14	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
16	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
18	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
20	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
22	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
24	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
26	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
28	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
30	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
32	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
34	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
36	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
38	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
40	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
42	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
44	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
46	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
48	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
50	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
52	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
54	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
56	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
58	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
60	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
62	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
64	P.P+TEMP	0	0	221,035	0	0	0
66	P.P+TEMP	0	0	221,034	0	0	0
68	P.P+TEMP	0	0	221,034	0	0	0
70	P.P+TEMP	0	0	221,036	0	0	0
72	P.P+TEMP	0	0	221,043	0	0	0
74	P.P+TEMP	0	0	221,052	0	0	0
76	P.P+TEMP	0	0	221,041	0	0	0
78	P.P+TEMP	0	0	220,951	0	0	0
80	P.P+TEMP	0	0	220,728	0	0	0
82	P.P+TEMP	0	0	220,609	0	0	0
84	P.P+TEMP	0	0	220,55	0	0	0
88	P.P+TEMP	0	0	220,232	0	0	0
90	P.P+TEMP	0	0	220,215	0	0	0
92	P.P+TEMP	0	0	220,223	0	0	0
94	P.P+TEMP	0	0	220,23	0	0	0
96	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0

98	P.P+TEMP	0	0	220,234	0	0	0
100	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
102	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
104	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
106	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
108	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
110	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
112	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
114	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
116	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
118	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
120	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
122	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
124	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
126	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
128	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
130	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
132	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
134	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
136	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
138	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
140	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
142	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
144	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
146	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
148	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
150	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
152	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
154	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
156	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
158	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
160	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
162	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
164	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
166	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
168	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
170	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
172	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
174	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
176	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
178	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
180	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
182	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
184	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
186	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
188	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
190	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
192	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
194	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
196	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
198	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
200	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
202	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
204	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
206	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
208	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
210	P.P+TEMP	0	0	220,233	0	0	0
212	P.P+TEMP	0	0	220,234	0	0	0

214	P.P+TEMP	0	0	220,232	0	0	0
216	P.P+TEMP	0	0	220,228	0	0	0
218	P.P+TEMP	0	0	220,218	0	0	0
220	P.P+TEMP	0	0	220,216	0	0	0
222	P.P+TEMP	0	0	220,262	0	0	0
224	P.P+TEMP	0	0	220,421	0	0	0
226	P.P+TEMP	0	0	220,673	0	0	0
228	P.P+TEMP	0	0	220,578	0	0	0
230	P.P+TEMP	0	0	218,844	0	0	0
232	P.P+TEMP	0	0	213,561	0	0	0

Tabela D.2: Resultado das reações de apoio pilares externos – temperatura 23°C (SAP 2000)

Reações dos nós ímpares (pilares externos) - Temperatura 23°C							
Nó	Combinação	F1(x)	F2(y)	F3(z)	M1	M2	M3
Num	Cargas	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
B	P.P+TEMP	3,026	0	242,143	0	0	0
3	P.P+TEMP	3,01	-0,059	242,143	0	0	0
5	P.P+TEMP	3,013	-0,118	242,143	0	0	0
7	P.P+TEMP	3,011	-0,176	242,143	0	0	0
9	P.P+TEMP	3,008	-0,235	242,143	0	0	0
11	P.P+TEMP	3,003	-0,294	242,143	0	0	0
13	P.P+TEMP	2,998	-0,353	242,143	0	0	0
15	P.P+TEMP	2,991	-0,412	242,143	0	0	0
17	P.P+TEMP	2,984	-0,47	242,143	0	0	0
19	P.P+TEMP	2,976	-0,528	242,143	0	0	0
21	P.P+TEMP	2,966	-0,587	242,143	0	0	0
23	P.P+TEMP	2,956	-0,646	242,143	0	0	0
25	P.P+TEMP	2,945	-0,704	242,143	0	0	0
27	P.P+TEMP	2,933	-0,762	242,143	0	0	0
29	P.P+TEMP	2,92	-0,82	242,143	0	0	0
31	P.P+TEMP	2,905	-0,879	242,143	0	0	0
33	P.P+TEMP	2,89	-0,937	242,143	0	0	0
35	P.P+TEMP	2,874	-0,995	242,143	0	0	0
37	P.P+TEMP	2,857	-1,052	242,143	0	0	0
39	P.P+TEMP	2,839	-1,11	242,143	0	0	0
41	P.P+TEMP	2,82	-1,167	242,143	0	0	0
43	P.P+TEMP	2,8	-1,225	242,143	0	0	0
45	P.P+TEMP	2,779	-1,282	242,143	0	0	0
47	P.P+TEMP	2,757	-1,339	242,143	0	0	0
49	P.P+TEMP	2,733	-1,396	242,143	0	0	0
51	P.P+TEMP	2,709	-1,453	242,143	0	0	0
53	P.P+TEMP	2,684	-1,509	242,143	0	0	0
55	P.P+TEMP	2,658	-1,566	242,143	0	0	0
57	P.P+TEMP	2,631	-1,622	242,143	0	0	0
59	P.P+TEMP	2,603	-1,678	242,143	0	0	0
61	P.P+TEMP	2,573	-1,734	242,143	0	0	0
63	P.P+TEMP	2,543	-1,789	242,143	0	0	0
65	P.P+TEMP	2,512	-1,845	242,143	0	0	0
67	P.P+TEMP	2,48	-1,9	242,143	0	0	0
69	P.P+TEMP	2,447	-1,954	242,143	0	0	0
71	P.P+TEMP	2,412	-2,009	242,143	0	0	0
73	P.P+TEMP	2,377	-2,063	242,144	0	0	0
75	P.P+TEMP	2,341	-2,118	242,146	0	0	0

77	P.P+TEMP	2,304	-2,171	242,143	0	0	0
79	P.P+TEMP	2,264	-2,224	242,124	0	0	0
81	P.P+TEMP	2,139	-2,246	242,085	0	0	0
83	P.P+TEMP	2,892	-2,656	242,059	0	0	0
85	P.P+TEMP	-0,139	-1,721	242,046	0	0	0
87	P.P+TEMP	-0,188	-1,761	242,007	0	0	0
89	P.P+TEMP	-0,196	-1,812	241,988	0	0	0
91	P.P+TEMP	-0,209	-1,861	241,983	0	0	0
93	P.P+TEMP	-0,223	-1,911	241,984	0	0	0
95	P.P+TEMP	-0,237	-1,961	241,986	0	0	0
97	P.P+TEMP	-0,25	-2,011	241,986	0	0	0
99	P.P+TEMP	-0,265	-2,062	241,986	0	0	0
101	P.P+TEMP	-0,279	-2,113	241,986	0	0	0
103	P.P+TEMP	-0,293	-2,165	241,986	0	0	0
105	P.P+TEMP	-0,307	-2,218	241,986	0	0	0
107	P.P+TEMP	-0,321	-2,271	241,986	0	0	0
109	P.P+TEMP	-0,335	-2,324	241,986	0	0	0
111	P.P+TEMP	-0,35	-2,378	241,986	0	0	0
113	P.P+TEMP	-0,364	-2,432	241,986	0	0	0
115	P.P+TEMP	-0,378	-2,488	241,986	0	0	0
117	P.P+TEMP	-0,393	-2,543	241,986	0	0	0
119	P.P+TEMP	-0,407	-2,599	241,986	0	0	0
121	P.P+TEMP	-0,422	-2,656	241,986	0	0	0
123	P.P+TEMP	-0,437	-2,713	241,986	0	0	0
125	P.P+TEMP	-0,452	-2,772	241,986	0	0	0
127	P.P+TEMP	-0,467	-2,83	241,986	0	0	0
129	P.P+TEMP	-0,482	-2,889	241,986	0	0	0
131	P.P+TEMP	-0,498	-2,949	241,986	0	0	0
133	P.P+TEMP	-0,513	-3,01	241,986	0	0	0
135	P.P+TEMP	-0,529	-3,072	241,986	0	0	0
137	P.P+TEMP	-0,544	-3,134	241,986	0	0	0
139	P.P+TEMP	-0,56	-3,196	241,986	0	0	0
141	P.P+TEMP	-0,576	-3,26	241,986	0	0	0
143	P.P+TEMP	-0,592	-3,324	241,986	0	0	0
145	P.P+TEMP	-0,608	-3,389	241,986	0	0	0
147	P.P+TEMP	-0,624	-3,455	241,986	0	0	0
149	P.P+TEMP	-0,641	-3,521	241,986	0	0	0
151	P.P+TEMP	-0,657	-3,589	241,986	0	0	0
153	P.P+TEMP	-0,674	-3,657	241,986	0	0	0
155	P.P+TEMP	-0,691	-3,727	241,986	0	0	0
157	P.P+TEMP	-0,708	-3,796	241,986	0	0	0
159	P.P+TEMP	-0,725	-3,867	241,986	0	0	0
161	P.P+TEMP	-0,743	-3,939	241,986	0	0	0
163	P.P+TEMP	-0,76	-4,012	241,986	0	0	0
165	P.P+TEMP	-0,778	-4,085	241,986	0	0	0
167	P.P+TEMP	-0,796	-4,16	241,986	0	0	0
169	P.P+TEMP	-0,814	-4,235	241,986	0	0	0
171	P.P+TEMP	-0,832	-4,312	241,986	0	0	0
173	P.P+TEMP	-0,851	-4,389	241,986	0	0	0
175	P.P+TEMP	-0,869	-4,468	241,986	0	0	0
177	P.P+TEMP	-0,888	-4,547	241,986	0	0	0
179	P.P+TEMP	-0,907	-4,627	241,986	0	0	0
181	P.P+TEMP	-0,927	-4,709	241,986	0	0	0
183	P.P+TEMP	-0,946	-4,792	241,986	0	0	0
185	P.P+TEMP	-0,966	-4,876	241,986	0	0	0
187	P.P+TEMP	-0,986	-4,961	241,986	0	0	0
189	P.P+TEMP	-1,006	-5,046	241,986	0	0	0
191	P.P+TEMP	-1,026	-5,134	241,986	0	0	0

193	P.P+TEMP	-1,047	-5,222	241,986	0	0	0
195	P.P+TEMP	-1,068	-5,312	241,986	0	0	0
197	P.P+TEMP	-1,089	-5,403	241,986	0	0	0
199	P.P+TEMP	-1,11	-5,495	241,986	0	0	0
201	P.P+TEMP	-1,132	-5,588	241,986	0	0	0
203	P.P+TEMP	-1,154	-5,683	241,986	0	0	0
205	P.P+TEMP	-1,176	-5,779	241,986	0	0	0
207	P.P+TEMP	-1,198	-5,876	241,986	0	0	0
209	P.P+TEMP	-1,221	-5,975	241,986	0	0	0
211	P.P+TEMP	-1,244	-6,075	241,986	0	0	0
213	P.P+TEMP	-1,267	-6,176	241,986	0	0	0
215	P.P+TEMP	-1,291	-6,279	241,986	0	0	0
217	P.P+TEMP	-1,315	-6,383	241,985	0	0	0
219	P.P+TEMP	-1,339	-6,489	241,984	0	0	0
221	P.P+TEMP	-1,363	-6,596	241,984	0	0	0
223	P.P+TEMP	-1,388	-6,705	241,994	0	0	0
225	P.P+TEMP	-1,413	-6,815	242,024	0	0	0
227	P.P+TEMP	-1,444	-6,925	242,063	0	0	0
229	P.P+TEMP	-1,344	-7,09	242,021	0	0	0
231	P.P+TEMP	0,898	-8,01	241,664	0	0	0
233	P.P+TEMP	-60,721	17,202	240,777	0	0	0

Tabela D.3: Resultado das reações de apoio pilares internos restringindo y – temperatura 23°C (SAP 2000)

Reações dos nós pares (pilares internos) - restringindo Y							
Nó	Combinação	F1(x)	F2(y)	F3(z)	M1	M2	M3
Num	Cargas	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
A	P.P+TEMP	0	0	221,032	0	0	0
2	P.P+TEMP	0	-0,018	221,037	0	0	0
4	P.P+TEMP	0	-0,036	221,035	0	0	0
6	P.P+TEMP	0	-0,054	221,035	0	0	0
8	P.P+TEMP	0	-0,072	221,035	0	0	0
10	P.P+TEMP	0	-0,09	221,035	0	0	0
12	P.P+TEMP	0	-0,109	221,035	0	0	0
14	P.P+TEMP	0	-0,127	221,035	0	0	0
16	P.P+TEMP	0	-0,146	221,035	0	0	0
18	P.P+TEMP	0	-0,165	221,035	0	0	0
20	P.P+TEMP	0	-0,184	221,035	0	0	0
22	P.P+TEMP	0	-0,204	221,035	0	0	0
24	P.P+TEMP	0	-0,224	221,035	0	0	0
26	P.P+TEMP	0	-0,244	221,035	0	0	0
28	P.P+TEMP	0	-0,264	221,035	0	0	0
30	P.P+TEMP	0	-0,285	221,035	0	0	0
32	P.P+TEMP	0	-0,307	221,035	0	0	0
34	P.P+TEMP	0	-0,329	221,035	0	0	0
36	P.P+TEMP	0	-0,351	221,035	0	0	0
38	P.P+TEMP	0	-0,374	221,035	0	0	0
40	P.P+TEMP	0	-0,398	221,035	0	0	0
42	P.P+TEMP	0	-0,422	221,035	0	0	0
44	P.P+TEMP	0	-0,447	221,035	0	0	0
46	P.P+TEMP	0	-0,473	221,035	0	0	0
48	P.P+TEMP	0	-0,499	221,035	0	0	0
50	P.P+TEMP	0	-0,526	221,035	0	0	0
52	P.P+TEMP	0	-0,554	221,035	0	0	0
54	P.P+TEMP	0	-0,583	221,035	0	0	0
56	P.P+TEMP	0	-0,613	221,035	0	0	0

58	P.P+TEMP	0	-0,644	221,035	0	0	0
60	P.P+TEMP	0	-0,676	221,035	0	0	0
62	P.P+TEMP	0	-0,709	221,035	0	0	0
64	P.P+TEMP	0	-0,743	221,035	0	0	0
66	P.P+TEMP	0	-0,779	221,034	0	0	0
68	P.P+TEMP	0	-0,816	221,034	0	0	0
70	P.P+TEMP	0	-0,854	221,036	0	0	0
72	P.P+TEMP	0	-0,893	221,043	0	0	0
74	P.P+TEMP	0	-0,935	221,052	0	0	0
76	P.P+TEMP	0	-0,977	221,041	0	0	0
78	P.P+TEMP	0	-1,022	220,951	0	0	0
80	P.P+TEMP	0	-1,069	220,728	0	0	0
82	P.P+TEMP	0	-1,119	220,609	0	0	0
84	P.P+TEMP	0	-1,155	220,55	0	0	0
86	P.P+TEMP	0	-1,191	220,331	0	0	0
88	P.P+TEMP	0	-1,23	220,232	0	0	0
90	P.P+TEMP	0	-1,271	220,215	0	0	0
92	P.P+TEMP	0	-1,313	220,223	0	0	0
94	P.P+TEMP	0	-1,356	220,23	0	0	0
96	P.P+TEMP	0	-1,401	220,233	0	0	0
98	P.P+TEMP	0	-1,448	220,234	0	0	0
100	P.P+TEMP	0	-1,496	220,233	0	0	0
102	P.P+TEMP	0	-1,546	220,233	0	0	0
104	P.P+TEMP	0	-1,597	220,233	0	0	0
106	P.P+TEMP	0	-1,651	220,233	0	0	0
108	P.P+TEMP	0	-1,707	220,233	0	0	0
110	P.P+TEMP	0	-1,764	220,233	0	0	0
112	P.P+TEMP	0	-1,824	220,233	0	0	0
114	P.P+TEMP	0	-1,886	220,233	0	0	0
116	P.P+TEMP	0	-1,95	220,233	0	0	0
118	P.P+TEMP	0	-2,017	220,233	0	0	0
120	P.P+TEMP	0	-2,086	220,233	0	0	0
122	P.P+TEMP	0	-2,158	220,233	0	0	0
124	P.P+TEMP	0	-2,232	220,233	0	0	0
126	P.P+TEMP	0	-2,31	220,233	0	0	0
128	P.P+TEMP	0	-2,39	220,233	0	0	0
130	P.P+TEMP	0	-2,473	220,233	0	0	0
132	P.P+TEMP	0	-2,559	220,233	0	0	0
134	P.P+TEMP	0	-2,649	220,233	0	0	0
136	P.P+TEMP	0	-2,742	220,233	0	0	0
138	P.P+TEMP	0	-2,839	220,233	0	0	0
140	P.P+TEMP	0	-2,939	220,233	0	0	0
142	P.P+TEMP	0	-3,043	220,233	0	0	0
144	P.P+TEMP	0	-3,151	220,233	0	0	0
146	P.P+TEMP	0	-3,263	220,233	0	0	0
148	P.P+TEMP	0	-3,379	220,233	0	0	0
150	P.P+TEMP	0	-3,5	220,233	0	0	0
152	P.P+TEMP	0	-3,626	220,233	0	0	0
154	P.P+TEMP	0	-3,756	220,233	0	0	0
156	P.P+TEMP	0	-3,891	220,233	0	0	0
158	P.P+TEMP	0	-4,032	220,233	0	0	0
160	P.P+TEMP	0	-4,178	220,233	0	0	0
162	P.P+TEMP	0	-4,329	220,233	0	0	0
164	P.P+TEMP	0	-4,487	220,233	0	0	0
166	P.P+TEMP	0	-4,65	220,233	0	0	0
168	P.P+TEMP	0	-4,82	220,233	0	0	0
170	P.P+TEMP	0	-4,996	220,233	0	0	0
172	P.P+TEMP	0	-5,179	220,233	0	0	0

174	P.P+TEMP	0	-5,369	220,233	0	0	0
176	P.P+TEMP	0	-5,567	220,233	0	0	0
178	P.P+TEMP	0	-5,772	220,233	0	0	0
180	P.P+TEMP	0	-5,985	220,233	0	0	0
182	P.P+TEMP	0	-6,206	220,233	0	0	0
184	P.P+TEMP	0	-6,435	220,233	0	0	0
186	P.P+TEMP	0	-6,674	220,233	0	0	0
188	P.P+TEMP	0	-6,922	220,233	0	0	0
190	P.P+TEMP	0	-7,179	220,233	0	0	0
192	P.P+TEMP	0	-7,446	220,233	0	0	0
194	P.P+TEMP	0	-7,724	220,233	0	0	0
196	P.P+TEMP	0	-8,012	220,233	0	0	0
198	P.P+TEMP	0	-8,312	220,233	0	0	0
200	P.P+TEMP	0	-8,623	220,233	0	0	0
202	P.P+TEMP	0	-8,946	220,233	0	0	0
204	P.P+TEMP	0	-9,281	220,233	0	0	0
206	P.P+TEMP	0	-9,63	220,233	0	0	0
208	P.P+TEMP	0	-9,992	220,233	0	0	0
210	P.P+TEMP	0	-10,368	220,233	0	0	0
212	P.P+TEMP	0	-10,758	220,234	0	0	0
214	P.P+TEMP	0	-11,164	220,232	0	0	0
216	P.P+TEMP	0	-11,585	220,228	0	0	0
218	P.P+TEMP	0	-12,023	220,218	0	0	0
220	P.P+TEMP	0	-12,477	220,216	0	0	0
222	P.P+TEMP	0	-12,949	220,262	0	0	0
224	P.P+TEMP	0	-13,44	220,421	0	0	0
226	P.P+TEMP	0	-13,949	220,673	0	0	0
228	P.P+TEMP	0	-14,478	220,578	0	0	0
230	P.P+TEMP	0	-15,028	218,844	0	0	0
232	P.P+TEMP	0	-15,824	213,561	0	0	0

Tabela D.4: Resultado das reações de apoio pilares externos restringindo y nos pilares internos – temperatura 23°C (SAP 2000)

Reações dos nós ímpares (pilares externo) - restringindo Y dos apoios pares							
Nó	Combinação	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Num	Cargas	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
B	P.P+TEMP	4,157	0	242,143	0	0	0
3	P.P+TEMP	4,132	-0,032	242,143	0	0	0
5	P.P+TEMP	4,139	-0,065	242,143	0	0	0
7	P.P+TEMP	4,138	-0,097	242,143	0	0	0
9	P.P+TEMP	4,135	-0,129	242,143	0	0	0
11	P.P+TEMP	4,132	-0,161	242,143	0	0	0
13	P.P+TEMP	4,128	-0,193	242,143	0	0	0
15	P.P+TEMP	4,124	-0,226	242,143	0	0	0
17	P.P+TEMP	4,119	-0,257	242,143	0	0	0
19	P.P+TEMP	4,113	-0,289	242,143	0	0	0
21	P.P+TEMP	4,106	-0,321	242,143	0	0	0
23	P.P+TEMP	4,099	-0,353	242,143	0	0	0
25	P.P+TEMP	4,091	-0,386	242,143	0	0	0
27	P.P+TEMP	4,083	-0,417	242,143	0	0	0
29	P.P+TEMP	4,073	-0,448	242,143	0	0	0
31	P.P+TEMP	4,063	-0,48	242,143	0	0	0
33	P.P+TEMP	4,052	-0,512	242,143	0	0	0

35	P.P+TEMP	4,04	-0,543	242,143	0	0	0
37	P.P+TEMP	4,028	-0,574	242,143	0	0	0
39	P.P+TEMP	4,014	-0,605	242,143	0	0	0
41	P.P+TEMP	3,999	-0,636	242,143	0	0	0
43	P.P+TEMP	3,984	-0,667	242,143	0	0	0
45	P.P+TEMP	3,968	-0,698	242,143	0	0	0
47	P.P+TEMP	3,951	-0,728	242,143	0	0	0
49	P.P+TEMP	3,932	-0,758	242,143	0	0	0
51	P.P+TEMP	3,913	-0,788	242,143	0	0	0
53	P.P+TEMP	3,893	-0,818	242,143	0	0	0
55	P.P+TEMP	3,871	-0,848	242,143	0	0	0
57	P.P+TEMP	3,849	-0,877	242,143	0	0	0
59	P.P+TEMP	3,825	-0,905	242,143	0	0	0
61	P.P+TEMP	3,8	-0,934	242,143	0	0	0
63	P.P+TEMP	3,774	-0,963	242,143	0	0	0
65	P.P+TEMP	3,746	-0,991	242,143	0	0	0
67	P.P+TEMP	3,718	-1,018	242,143	0	0	0
69	P.P+TEMP	3,687	-1,044	242,143	0	0	0
71	P.P+TEMP	3,655	-1,071	242,143	0	0	0
73	P.P+TEMP	3,622	-1,097	242,144	0	0	0
75	P.P+TEMP	3,587	-1,123	242,146	0	0	0
77	P.P+TEMP	3,551	-1,148	242,143	0	0	0
79	P.P+TEMP	3,516	-1,173	242,124	0	0	0
81	P.P+TEMP	3,388	-1,161	242,085	0	0	0
83	P.P+TEMP	1,356	-0,468	242,059	0	0	0
85	P.P+TEMP	-0,224	0,081	242,046	0	0	0
87	P.P+TEMP	-0,34	0,104	242,007	0	0	0
89	P.P+TEMP	-0,352	0,095	241,988	0	0	0
91	P.P+TEMP	-0,368	0,086	241,983	0	0	0
93	P.P+TEMP	-0,384	0,077	241,984	0	0	0
95	P.P+TEMP	-0,4	0,068	241,986	0	0	0
97	P.P+TEMP	-0,417	0,059	241,986	0	0	0
99	P.P+TEMP	-0,435	0,05	241,986	0	0	0
101	P.P+TEMP	-0,454	0,039	241,986	0	0	0
103	P.P+TEMP	-0,473	0,029	241,986	0	0	0
105	P.P+TEMP	-0,493	0,018	241,986	0	0	0
107	P.P+TEMP	-0,513	0,00687	241,986	0	0	0
109	P.P+TEMP	-0,534	-0,004293	241,986	0	0	0
111	P.P+TEMP	-0,557	-0,017	241,986	0	0	0
113	P.P+TEMP	-0,579	-0,029	241,986	0	0	0
115	P.P+TEMP	-0,603	-0,042	241,986	0	0	0
117	P.P+TEMP	-0,627	-0,055	241,986	0	0	0
119	P.P+TEMP	-0,653	-0,069	241,986	0	0	0
121	P.P+TEMP	-0,679	-0,084	241,986	0	0	0
123	P.P+TEMP	-0,707	-0,099	241,986	0	0	0
125	P.P+TEMP	-0,735	-0,114	241,986	0	0	0
127	P.P+TEMP	-0,764	-0,13	241,986	0	0	0
129	P.P+TEMP	-0,795	-0,147	241,986	0	0	0
131	P.P+TEMP	-0,827	-0,164	241,986	0	0	0
133	P.P+TEMP	-0,86	-0,182	241,986	0	0	0
135	P.P+TEMP	-0,894	-0,201	241,986	0	0	0
137	P.P+TEMP	-0,929	-0,22	241,986	0	0	0

139	P.P+TEMP	-0,966	-0,24	241,986	0	0	0
141	P.P+TEMP	-1,004	-0,261	241,986	0	0	0
143	P.P+TEMP	-1,044	-0,283	241,986	0	0	0
145	P.P+TEMP	-1,085	-0,306	241,986	0	0	0
147	P.P+TEMP	-1,127	-0,329	241,986	0	0	0
149	P.P+TEMP	-1,172	-0,353	241,986	0	0	0
151	P.P+TEMP	-1,218	-0,378	241,986	0	0	0
153	P.P+TEMP	-1,265	-0,405	241,986	0	0	0
155	P.P+TEMP	-1,315	-0,432	241,986	0	0	0
157	P.P+TEMP	-1,366	-0,46	241,986	0	0	0
159	P.P+TEMP	-1,42	-0,489	241,986	0	0	0
161	P.P+TEMP	-1,475	-0,52	241,986	0	0	0
163	P.P+TEMP	-1,533	-0,552	241,986	0	0	0
165	P.P+TEMP	-1,593	-0,585	241,986	0	0	0
167	P.P+TEMP	-1,655	-0,619	241,986	0	0	0
169	P.P+TEMP	-1,719	-0,654	241,986	0	0	0
171	P.P+TEMP	-1,786	-0,691	241,986	0	0	0
173	P.P+TEMP	-1,856	-0,729	241,986	0	0	0
175	P.P+TEMP	-1,928	-0,769	241,986	0	0	0
177	P.P+TEMP	-2,003	-0,81	241,986	0	0	0
179	P.P+TEMP	-2,081	-0,852	241,986	0	0	0
181	P.P+TEMP	-2,162	-0,897	241,986	0	0	0
183	P.P+TEMP	-2,246	-0,943	241,986	0	0	0
185	P.P+TEMP	-2,334	-0,991	241,986	0	0	0
187	P.P+TEMP	-2,424	-1,041	241,986	0	0	0
189	P.P+TEMP	-2,518	-1,092	241,986	0	0	0
191	P.P+TEMP	-2,616	-1,146	241,986	0	0	0
193	P.P+TEMP	-2,718	-1,202	241,986	0	0	0
195	P.P+TEMP	-2,823	-1,26	241,986	0	0	0
197	P.P+TEMP	-2,932	-1,32	241,986	0	0	0
199	P.P+TEMP	-3,046	-1,383	241,986	0	0	0
201	P.P+TEMP	-3,165	-1,448	241,986	0	0	0
203	P.P+TEMP	-3,287	-1,515	241,986	0	0	0
205	P.P+TEMP	-3,415	-1,586	241,986	0	0	0
207	P.P+TEMP	-3,547	-1,658	241,986	0	0	0
209	P.P+TEMP	-3,685	-1,734	241,986	0	0	0
211	P.P+TEMP	-3,828	-1,812	241,986	0	0	0
213	P.P+TEMP	-3,976	-1,894	241,986	0	0	0
215	P.P+TEMP	-4,13	-1,979	241,986	0	0	0
217	P.P+TEMP	-4,29	-2,066	241,985	0	0	0
219	P.P+TEMP	-4,457	-2,158	241,984	0	0	0
221	P.P+TEMP	-4,629	-2,253	241,984	0	0	0
223	P.P+TEMP	-4,809	-2,351	241,994	0	0	0
225	P.P+TEMP	-4,995	-2,454	242,024	0	0	0
227	P.P+TEMP	-5,19	-2,56	242,063	0	0	0
229	P.P+TEMP	-5,36	-2,683	242,021	0	0	0
231	P.P+TEMP	-5,072	-2,971	241,664	0	0	0
233	P.P+TEMP	-20,613	3,17	240,777	0	0	0

APÊNDICE E – CÁLCULO DO APARELHO DE NEOPRENE SIMPLES PARA AS VIGAS DE COBERTURA DO ICC

Os valores considerados para o cálculo dos aparelhos de neoprene foram somente os valores considerando as ações de longa duração (permanentes e temperatura). Dessa maneira as reações de apoio máximas foram:

$$F1(x) \text{ horizontal} = 21 \text{ KN}$$

$$F2(y) \text{ horizontal} = 16 \text{ KN}$$

$$F3 \text{ máxima (z) vertical} = 242 \text{ KN}$$

$$F3 \text{ mínima (z) vertical} = 221 \text{ KN}$$

$$\theta = 0,03 \text{ rad}$$

E.1 – Limite de tensão de compressão

$$A = ab \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{adm}}$$

Adotando-se um aparelho de neoprene com dimensões, $a = 15 \text{ cm}$ e $b = 45 \text{ cm}$ temos:

$$\frac{N_{\max}}{\sigma_{adm}} = \frac{24200}{70} \cong 346 \text{ cm}^2$$

$$A = ab = 15 \times 45 = 675 \text{ cm}^2$$

$$675 \text{ cm}^2 \geq 346 \text{ cm}^2 \text{ (Atende).}$$

E.2 – Limite de tensão de cisalhamento

$$\tau_n + \tau_h + \tau_\theta \leq 5G$$

adotando-se dureza shore A 70 = 1,2 MPA ou 12 kgf/ cm² temos:

$$\tau_n + \tau_h + \tau_\theta \leq 5 \times 12$$

$$\tau_n + \tau_h + \tau_\theta \leq 60 \text{ Kgf / cm}^2$$

Fator de forma para um $h = 2 \text{ cm}$:

$$\beta = \frac{A}{2h(a+b)} = \frac{675}{2 \times 2(15+45)} \cong 2,81$$

$$\tau_n = \frac{1,5 N_{long}}{\beta A} = \frac{1,5 \times 24200}{2,81 \times 675} \cong 19,14 \text{ kgf / cm}^2$$

$$\tau_h = \frac{G a_{H \text{ long}}}{h} = \frac{H_{\text{long}}}{A} = \frac{2100}{675} \cong 3,11 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

$$\tau_\theta = \frac{G a^2}{2h^2} \theta_{\text{long}} = \frac{12 \times (15)^2}{2 \times (2)^2} \times 0,04 = 13,5 \text{ kgf} / \text{cm}^2$$

θ de imprecisão de montagem = 0,01

$$\theta_{\text{long}} + 0,01 = 0,03 + 0,01 = 0,04 \text{ rad}$$

Assim temos:

$$\tau_n + \tau_h + \tau_\theta \leq 60 \text{ Kgf} / \text{cm}^2$$

$$19,14 + 3,11 + 13,5 \leq 60 \text{ Kgf} / \text{cm}^2$$

$$35,75 \text{ Kgf/cm}^2 \leq 60 \text{ Kgf/cm}^2 \text{ (Atende)}$$

E.3 – Limite de deformação de compressão (afundamento)

$$\Delta h \leq 0,15h \Leftrightarrow \Delta h \leq 0,15 \times 2 \Leftrightarrow \Delta h \leq 0,30$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{max}}}{A} = \frac{24200}{675} \cong 36 \text{ Kgf} / \text{cm}^2$$

$$\Delta h = \frac{\sigma_{\text{max}} h}{K_1 G \beta + K_2 \sigma_{\text{max}}} = \frac{36 \times 2}{(4 \times 12 \times 2,81) + (3 \times 36)} \cong 0,21$$

Assim:

$$\Delta h \leq 0,30$$

$$0,21 \leq 0,30 \text{ (Atende)}$$

E.4 – Limite de deformação por cisalhamento

Limitando-se $a_H = 1 \text{ cm}$ temos:

$$\text{tg}(\gamma) = \frac{a_H}{h} \leq 0,7$$

$$\frac{1}{2} \leq 0,7$$

$$0,5 \leq 0,7 \text{ (Atende)}$$

E.5 - Verificação de segurança contra deslizamento

E.5.1 – Atrito de Coulomb

$$H \leq \mu N$$

$$\mu = 0,1 + \frac{0,6}{\sigma} = 0,1 + \frac{0,6}{3,6} \cong 0,27 \text{ MPa}$$

ou

$$\mu = 0,1 + \frac{0,2}{\sigma} = 0,1 + \frac{0,2}{3,6} \cong 0,16 \text{ MPa}$$

$$H = H_{long} \quad \text{e} \quad \sigma = \frac{N_{long}}{A}$$

$$H = 2100 \text{ kgf}$$

$$\sigma = \frac{N_{long}}{A} = \frac{24200}{675} \cong 36 \text{ kgf / cm}^2 \text{ ou } 3,6 \text{ MPa}$$

$$H \leq \mu N$$

$$2100 \text{ Kgf} \leq 0,27 \times 24200 \text{ kgf} \Leftrightarrow 2100 \leq 6534 \text{ (Atende)}$$

ou

$$2100 \text{ Kgf} \leq 0,16 \times 24200 \text{ kgf} \Leftrightarrow 2100 \leq 3872 \text{ (Atende)}$$

E.5.2 – Tensão mínima

$$\frac{N_{min}}{A} \geq \left(1 + \frac{a}{b}\right) \Leftrightarrow \frac{N_{min}}{A} = \frac{22100}{675} \cong 33 \text{ kgf / cm}^2 \text{ ou } 3,3 \text{ MPa}$$

$$3,3 \geq \left(1 + \frac{15}{45}\right)$$

$$3,3 \geq 1,33 \text{ (Atende)}$$

E.6 - Verificação de segurança contra o levantamento da borda menos comprimida

$$\theta_{long} \leq \frac{2h\varepsilon}{a} \text{ ou } \theta_{long} \leq 0,3 \frac{h}{a}$$

$$\theta_{\text{long}} + 0,01(\text{imprecisão de montagem}) = 0,03 + 0,01 = 0,04 \text{ rad}$$

$$\theta_{\text{long}} \leq 0,3 \times \frac{2}{15}$$

$$0,04 \leq 0,04 \text{ (Atende)}$$

E.7 - Verificação da condição de estabilidade

dispensa-se a verificação da estabilidade da almofada desde que:

$$h \leq \frac{a}{5}$$

Então:

$$2 \leq \frac{15}{5}$$

$$2 \leq 3 \text{ (Atende)}$$

APÊNDICE F – CÁLCULO DO APARELHO DE NEOPRENE FRETADO PARA AS VIGAS DE COBERTURA DO ICC

TECPONT Engenharia de Projetos S/S Ltda.

DIMENSIONAMENTO DE APARELHO DE APOIO DE ELASTÔMERO FRETADO.

Apoio: Apoio ICC

Considerando que as solicitações da superestrutura são transferidas através de aparelhos de apoio de elastômero fretado, temos:

Cargas normais.

$$N_{\max} = 24,20 \text{ tf} \quad N_{\min} = 22,10 \text{ tf}$$

Esforços horizontais longitudinais.

$$H_{ll} = 2,10 \text{ tf} \quad H_{lc} = 0,00 \text{ tf}$$

Esforços horizontais transversais.

$$H_{tl} = 1,60 \text{ tf} \quad H_{tc} = 0,00 \text{ tf}$$

Rotação de apoio na montagem: $A_o = 3,00 \times 10^{-3} \text{ rd}$

Rotação do carregamento: $A_t = 2,00 \times 10^{-3} \text{ rd}$

Dimensões do aparelho.

Lado menor: $a = 15,00 \text{ cm}$

Lado maior: $b = 45,00 \text{ cm}$

Número de camadas de elastômero: $n = 2$

Espessura da camada de elastômero: $t = 10,00 \text{ mm}$

Espessura da chapa metálica: $e = 3,00 \text{ mm}$

Espessura do cobrimento: $c = 2,50 \text{ mm}$

Módulo de distorção: $G = 10,00 \text{ kgf/cm}^2$

Tensões normais.

$$f_{\max} = N_{\max} * m * 1000 / (a - c * b - c) = 37,50 \text{ kgf/cm}^2 < \text{ou} = 100 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Atende)}$$

$$f_{\min} = N_{\min} * m * 1000 / (a - c * b - c) = 34,25 \text{ kgf/cm}^2 > \text{ou} = 30 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Atende)}$$

Tensão de cisalhamento da força normal.

$$\text{Fator de forma: } ff = a*b/(2*t*(a+b)) = 5,625000$$

$$T_n = 1,5*fm_{\text{máx}}/ff = 10,00 \text{ kgf/cm}^2 < \text{ou} = 30 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (Atende)}$$

Rebaixamento.

$$\text{Altura total do aparelho: } h = n*t+((n+1)*e)+2*c = 3,40 \text{ cm}$$

$$D_h = fm_{\text{máx}}*(n*t+2*c)/(4*G*(ff^2)+3*fm_{\text{máx}}) = 0,068035 < \text{ou} = 0,25*h \text{ (Atende)}$$

Tensões de cisalhamento das forças horizontais.

$$T_{II} = H_{II}*m*1000/(a*b) = 3,11 \text{ kgf/cm}^2 < \text{ou} = 0,5*G \text{ (Atende)}$$

$$T_{Ic} = H_{Ic}*m*1000/(2*a*b) = 0,00 \text{ kgf/cm}^2 < \text{ou} = 0,5*G \text{ (Atende)}$$

$$T_{tI} = H_{tI}*m*1000/(a*b) = 2,37 \text{ kgf/cm}^2 < \text{ou} = 0,5*G \text{ (Atende)}$$

$$T_{tc} = H_{tc}*m*1000/(2*a*b) = 0,00 \text{ kgf/cm}^2 < \text{ou} = 0,5*G \text{ (Atende)}$$

$$T_I = T_{II}+T_{Ic} = 3,11 \text{ kgf/cm}^2 < \text{ou} = 0,7*G \text{ (Atende)}$$

$$T_t = T_{tI}+T_{tc} = 2,37 \text{ kgf/cm}^2 < \text{ou} = 0,7*G \text{ (Atende)}$$

Distorção.

$$H_r = \text{Sqr}((H_{II}*1000+H_{Ic}*1000*0,5)^2+(H_{tI}*1000+H_{tc}*1000*0,5)^2) = 2.640,08 \text{ kgf}$$

$$D_{ab} = n*t*H_r/(a*b*G) = 0,782245 \text{ cm}$$

$$T_{gA} = D_{ab}/h = 0,23 < \text{ou} = 0,5 \text{ (Atende)}$$

Cisalhamento de rotação.

$$T_a = G*(a^2)*(A_o+A_t)/(2*t*h) = 1,65 \text{ kgf/cm}^2 < \text{ou} = 1,5*G \text{ (Atende)}$$

Tensão total de cisalhamento.

$$T = T_n+T_I+T_t+T_a = 17,14 \text{ kgf/cm}^2 < \text{ou} = 5*G \text{ (Atende)}$$

Esbeltez e espessura mínima.

$$h_{mx} = 2,000000 \text{ cm} < \text{ou} = a/5 = 3,000000 \text{ cm} \text{ (Atende)}$$

$$h_{mx} = 2,000000 \text{ cm} > \text{ou} = a/10 = 1,500000 \text{ cm} \text{ (Atende)}$$

Levantamento das bordas do aparelho.

$$A_t/n = 0,001000 < \text{ou} = 3*((fm_{\text{máx}}+fm_{\text{mín}})*0,5)*(t/a)^2/(G*ff) = 0,008504 \text{ (Atende)}$$

Escorregamento.

$$Hr/N_{\min} = 0,119460 < \text{ou} = 0,10 + (6/f_{\min}) = 0,275181 \text{ (Atende)}$$

Espessura dos fretes, considerando aço 1020.

$$e = 0,300000 \text{ cm} > \text{ou} = (a/ff) * (f_{\max}/f_e) = 0,062508 \text{ (Atende)}$$

Deformabilidade.

$$\text{Def} = n * t / (G * a * b) = 0,00029630 \text{ cm/kgf p/ aparelho de apoio.}$$

O aparelho de apoio atende às Normas.