



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

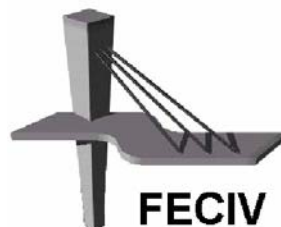
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Nº 17

**ESTUDO DAS CONDIÇÕES DE SEGURANÇA DE
EDIFÍCIOS DURANTE A RECUPERAÇÃO
ESTRUTURAL DE PILARES**

NEWTON FERNANDO MONTEIRO

UBERLÂNDIA, 17 DE FEVEREIRO DE 2006.



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



Newton Fernando Monteiro

**ESTUDO DAS CONDIÇÕES DE SEGURANÇA DE EDIFÍCIOS
DURANTE A RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL DE PILARES**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia como parte dos requisitos para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Área de Concentração: Engenharia das Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Turibio José da Silva.

Uberlândia, 17 de fevereiro de 2006.

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pelo Sistema de Bibliotecas da UFU / Setor de Catalogação e Classificação

M775e Monteiro, Newton Fernando, 1975-
Estudo das condições de segurança de edifícios durante a recuperação estrutural de pilares / Newton Fernando Monteiro. – Uberlândia, 2006.
195f. : il.
Orientador: Turibio José da Silva.
Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Inclui bibliografia.
1. Engenharia de estruturas - Teses. I. Silva, Turibio José da. II. Universidade Federal de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU: 624.01

Aos meus pais pelo exemplo de vida e apoio incondicional em todos os momentos; aos meus irmãos pela sincera amizade e motivação e a Daiane por todo carinho e confiança depositados em mim.

In memoriam

*Este trabalho é humildemente dedicado ao amigo
Gilmar Rodrigues Braga, que partiu, deixando
lembranças e muitas saudades.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por contemplar-me com a oportunidade de realizar mais este trabalho, ajudando-me na superação dos muitos obstáculos encontrados.

Agradeço a todos os meus amigos pelo pensamento positivo e paciência durante todo este período.

Aos meus colegas do curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, professores e funcionários da FECIV que contribuíram de forma direta e indireta para a realização deste trabalho.

Ao meu orientador e amigo, Prof. Dr. Turibio José da Silva, por sua conduta, dedicação, paciência e, sobretudo, pela disponibilidade em ofertar amplamente seus conhecimentos.

À FAPEMIG – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais, convenio EDT – 1991/2003.

À CAPES pelo apoio financeiro.

Monteiro, N. F. Estudo das condições de segurança de edifícios durante a recuperação estrutural de pilares. 195 p. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2006.

RESUMO

As estruturas se deterioram pela ação das intempéries e de outros fatores, o que requer, para a manutenção da vida útil, intervenções que poderão variar de um simples reparo superficial a uma elaborada instalação de reforços. Na avaliação da segurança de estruturas existentes, as diretrizes utilizadas para projeto tornam-se inapropriadas, uma vez que muitos dos parâmetros adotados genericamente em projeto, agora podem ser estudados com uma investigação *in loco*, o que reduz muito as incertezas relativas às variáveis envolvidas. Este trabalho tem como objetivo geral a análise da segurança dos pilares de edifícios residenciais submetidos à recuperação estrutural, abordando ainda alguns procedimentos para execução do reparo, tendo em vista a segurança. É proposta uma metodologia para intervenção desses elementos em função do coeficiente de segurança global encontrado, partindo-se de considerações feitas na avaliação, tanto das resistências quanto dos esforços atuantes na seção transversal. De acordo com os procedimentos, realiza-se o estudo dos valores representativos das cargas que ocorrem nos curtos períodos de tempo referente aos trabalhos de recuperação e os coeficientes parciais de segurança a serem aplicados a pilares, durante tal processo. Os esforços serão gerados por programas computacionais comerciais, tendo por parâmetros de entrada, aqueles específicos da estrutura analisada, em coerência com o momento da intervenção para reparo e segundo período de referência relativo à execução dos serviços, que é da ordem de poucos meses. A metodologia apresentada prevê condições normais de ocupação dos apartamentos pelos inquilinos nos edifícios investigados. Então, leva-se em conta a manutenção de um nível mínimo de segurança no desenvolvimento dos trabalhos, de acordo com uma probabilidade de falha ajustada às atuais condições da estrutura e seu desempenho passado. Como aplicação da técnica proposta, apresenta-se a avaliação da segurança oferecida por pilares, no pavimento da garagem, em dois edifícios com simulação de recuperação estrutural devido a um processo de corrosão inicial das armaduras. Espera-se que esta contribuição fomente uma base para trabalhos futuros que culminem na elaboração de normas para avaliação e recuperação estrutural.

Palavras chave: Segurança das estruturas existentes, Fatores de segurança, Avaliação estrutural, Recuperação de estruturas

Monteiro, N. F. Study of safety conditions of buildings during the structural repair of columns. 183 pp. MSc Dissertation, College of Civil Engineering, Federal University of Uberlândia, 2006.

ABSTRACT

Structures deteriorate under action of environmental hazards and other conditions, what requiring, for the maintenance of the service life, interventions that can vary from a simple superficial repair to a elaborated installation of reinforcements. In the structural safety's evaluation of existing buildings, the guidelines used for project become inappropriate, as many of the parameters adopted generically in project can be now studied by an investigation *in situ*, which reduces significantly the relative uncertainties to the related variables. The aim of this dissertation is to analyze the safety condition of columns of residential buildings submitted to the structural repair. Also, it evaluates some procedures, based on safety, for execution of the repair. A methodology is proposed for intervention of those elements in terms of the global safety's coefficient, from considerations done in the evaluation of the resistances and internal forces in the cross section as well. According to the procedures, the study of the representative values of the loads that act in short periods of time of the repair work and safety's partial coefficients that will be applied to the columns, during such a process. Internal forces will be generated by commercial softwares, where input data are those specific of the analyzed structure, according to the time of the repair intervention and reference period related to the execution of the services, which correspond to few months. The presented methodology focus on normal conditions of occupation of the apartments by the tenants in the investigated buildings. Then, it is taken into account the maintenance of a minimum level of safety in the development of the works, according to a probability of failure adjusted to the current conditions of the structure and the previous response. As an application of the proposed technique, it is presented the safety's evaluation of columns located in the garage of two buildings. It was simulated the service of structural repair due to the process of initial reinforcement corrosion. It is expected that this dissertation contributes to future works culminating in the elaboration of codes for evaluation and structural repair.

Keywords: Safety of existing structures, Safety factors, Structural assessment, Repair of structures

SÍMBOLOS E SIGLAS

SÍMBOLOS

Letras romanas

a	Flecha na extremidade livre do pilar padrão
A	Área da seção transversal genérica
A_c	Área da seção transversal do concreto
A_s	Área da seção transversal das armaduras
a/c	Relação água/cimento
b	Largura da seção transversal
Ca(OH)_2	Hidróxido de cálcio
CaCO_3	Carbonato de cálcio
Cl^-	Íon cloreto
CO	Monóxido de carbono
CO_2	Dióxido de carbono
C_x	Constantes ou funções determinísticas que relacionam x_i a S
C_y	Constantes ou funções determinísticas que relacionam y_i a R
d'	Distância do centro das armaduras da 1º camada até a face do concreto
e	Excentricidade adicional gerada
e_a	Excentricidade devida à imperfeições locais
e_{cc}	Excentricidade devido à fluência
“extr”	Indica condições de extremo de variáveis ou funções de distribuição
e_0	Excentricidade inicial
e_1/h	Excentricidade relativa de primeira ordem
E	Módulo de elasticidade
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade tangente
f()	Função densidade de probabilidade
f_{cm}	Resistência à compressão média do concreto
f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto para projeto
$f_{cd,aval}$	Resistência à compressão de cálculo do concreto para avaliação
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
$f_{ck,est}$	Resistência característica do concreto estimada dos corpos-de-prova
$f_{ck,real}$	Resistência característica do concreto real de testemunhos extraídos

$f_{c,t}$	Resistência do concreto à compressão aos “t” dias
f_{ctk}	Resistência característica do concreto à tração
f_{ctm}	Resistência média do concreto à tração
$f_{c,28}$	Resistência do concreto à compressão aos 28 dias
f_{Qi}	Densidade de probabilidade da componente intermitente
f_{Qqp}	Densidade de probabilidade da componente quase permanente
$f(x;\eta,\lambda)$	Função de densidade de probabilidade gama com parâmetros η e λ
f_{yk}	Resistência característica à tração do aço
f_{yd}	Resistência ao escoamento de cálculo para o aço
f_{ym}	Resistência média à tração do aço
$f_R()$	Função densidade de probabilidade das resistências
$f_S()$	Função densidade de probabilidade das ações
Fe^{++}	Íon ferro
$F_{G,aval}$	Carga permanente de avaliação
F_k	Valor característico das solicitações
$F(x)$	Função de distribuição acumulada da variável x
$F(x;\eta,\lambda)$	Função de distribuição acumulada gama
F_y	Limite elástico do aço
G	Função de estado limite último
h	Altura da seção transversal do pilar
H	Geometria da barra de aço
h/d	Relação altura/diâmetro dos corpos-de-prova
I	Momento de inércia da seção transversal
I_c	Momento de inércia da seção de concreto
K_{MOD}	Coefficiente de modificação da resistência à compressão do concreto
$K_{MOD,aval}$	Coefficiente de modificação da resistência do concreto na avaliação
K_{MOD1}	Coefficiente que considera o ganho de resistência do concreto com o tempo
K_{MOD2}	Coefficiente de redução da resistência do concreto pelas cargas mantidas
K_{MOD3}	Coefficiente de redução da resistência devido à dimensões do corpo-de-prova
KOH	Hidróxido de potássio
l_e	Comprimento de flambagem
l_{viga}	Comprimento da viga
l_0	Distância entre as faces internas dos elementos estruturais
m	Função de densidade de probabilidade para a variável (R-S)
m_R	Valor médio das resistências
m_S	Valor médio das solicitações
M_A	Momento fletor de 1º ordem em pilares
M_B	Momento fletor de 1º ordem em pilares
M_C	Momento fletor de 1º ordem no meio do pilar em balanço
M_d	Momento solicitante de cálculo
$M_{d,TOT}$	Momento total aproximado de cálculo para o pilar padrão
M_{eng}	Momento de engastamento perfeito
M_i	Momento resistente interno

M_{sg}	Momentos devidos às combinações quase permanentes
$M_{1d,A}$	Momento de primeira ordem
$M_{1d,Min}$	Momento mínimo de cálculo do pilar
NaOH	Hidróxido de sódio
N_d	Carga normal de cálculo
N_{sg}	Esforços de compressão devidos às combinações quase permanentes
P	Relaciona-se a probabilidades
Pf	Probabilidade de falha
pH	Potencial hidrogenionte
P_{cr}	Carga crítica de flambagem
P_{RS}	Probabilidade relacionada a uma função RS
$P_{R,extr}$	Extremo probabilístico das resistências
$P_{S,extr}$	Extremo probabilístico das solicitações
Q_i	Componente intermitente das cargas de utilização
Q_{qp}	Componente quase permanente das cargas de utilização
R	Esforços resistentes
R_{aval}	Esforços resistentes de avaliação
R_k	Esforços resistentes característicos
r_i	Rigidez do elemento
r_{SUP}	Rigidez superior do pilar
r_{INF}	Rigidez inferior do pilar
r_{VIGA}	Rigidez da viga
$1/r$	Curvatura na seção crítica
s	Desvio-padrão amostral
s_c	Desvio-padrão da resistência à compressão do concreto ensaiado
s_t	Desvio-padrão da resistência à tração do concreto ensaiado
s_x	Desvio-padrão da variável x
s_y	Desvio-padrão da resistência do aço à tração
S	Esforços solicitantes
S_{aval}	Esforços solicitantes de avaliação
S_k	Esforços solicitantes característicos
S_1	Fator topográfico
S_2	Fator devido à rugosidade do terreno e dimensões da edificação
S_3	Fator estatístico
S_{ajust}	Fator de ajustamento de Rosowsky
t	Idade do concreto na avaliação
t_0	Idade do concreto no instante inicial considerado
V_0	Velocidade básica do vento de projeto
V_k	Velocidade característica do vento de projeto
$V_{k,aval}$	Velocidade característica do vento de avaliação
x, y, z, t	Fator aleatório interveniente na segurança estrutural
x_i	Parâmetros aleatórios de influência nas solicitações
X	Valor assumido por uma variável aleatória

$X_{0,05}$	Valor acumulada em 5% para a variável X
$X_{0,005}$	Valor acumulada em 5‰ para a variável X
$X_{0,95}$	Valor acumulada em 95% para a variável X
$X_{0,995}$	Valor acumulada em 99,5% para a variável X
y_i	Parâmetro aleatório de influência na resistência dos materiais

Letras gregas

α	Fator de influência
α_b	Fator de correção do momento de cálculo
α_G	Fator de influência do coeficiente de ponderação para cargas permanentes
$\alpha_{G,aval}$	Fator de influência do coeficiente de ponderação para cargas permanentes na avaliação
α_R	Fator de influência do coeficiente de ponderação das resistências
α_S	Fator de influência do coeficiente de ponderação das solicitações
$\alpha_{c,aval}$	Fator de influência do coeficiente de ponderação do concreto na avaliação
$\alpha_{s,aval}$	Fator de influência do coeficiente de ponderação do aço na avaliação
α_x	Fator de influência do coeficiente de ponderação da variável x
β	Índice de confiabilidade
β_{aval}	Índice de confiabilidade na avaliação
$\Delta a, \Delta b$	Variação das dimensões da seção transversal
Δl	Variação do comprimento
Δ_x	Acréscimo infinitesimal na variável x
Δ	Fator de contribuição no ajustamento do índice de confiabilidade
Δ_1	Fator de inspeção/desempenho
Δ_2	Fator de comportamento estrutural
Δ_3	Fator da categoria de risco para a falha
μm	Valor médio de m
μ	Momento fletor reduzido
Φ	Função que relaciona β à P_f
γ	Coefficiente de segurança global
γ_c	Coefficiente de ponderação da resistência do concreto
γ_e	Coefficiente de segurança externo
γ_f	Coefficiente de ponderação das ações
γ_{f1}	Considera o desvio das ações em relação a seus valores característicos
γ_{f2}	Fator que leva em conta a combinação das ações
γ_{f3}	Fator que considera possíveis erros na avaliação dos efeitos das ações
γ_G	Coefficiente de ponderação das ações permanentes de projeto
$\gamma_{G,aval}$	Coefficiente de ponderação das ações permanentes na avaliação
γ_i	Coefficiente de segurança interno
γ_k	Coefficiente característico de segurança

γ_m	Coefficiente de ponderação dos materiais
γ_{m1}	Fator que considera possíveis reduções na resistência
γ_{m2}	Fator que considera possíveis reduções na resistência de caráter local
γ_P	Coefficiente de ponderação das forças de protensão
γ_s	Coefficiente de ponderação da resistência do aço de projeto
$\gamma_{s,aval}$	Coefficiente de ponderação da resistência do aço na avaliação
γ_z	Parâmetro para quantificação dos efeitos globais de 2º ordem globais
γ_τ	Coefficiente de ponderação das deformações impostas
γ_{aval}	Coefficiente de segurança global na avaliação
$\gamma_{c,aval}$	Coefficiente de ponderação do concreto na avaliação
γ_Q	Coefficiente de ponderação das ações variáveis em projeto
$\gamma_{Q,aval}$	Coefficiente de ponderação das ações variáveis na avaliação
$\gamma_{W,aval}$	Coefficiente de ponderação da força de vento na avaliação
γ_0	Coefficiente central de segurança
δ	Coefficiente de variação
δ_c	Coefficiente de variação da resistência do concreto de projeto
$\delta_{c,aval}$	Coefficiente de variação da resistência do concreto na avaliação
δ_D	Coefficiente de variação que depende de modelos de cálculo da estrutura
δ_E	Coefficiente de variação das condições de execução do concreto
δ_{Fy}	Coefficiente de variação do limite elástico do aço
δ_G	Desvio-padrão do valor das cargas permanentes de projeto
$\delta_{G,aval}$	Desvio-padrão do valor das cargas permanentes na avaliação
δ_H	Coefficiente de variação da geometria das barras de aço
δ_M	Coefficiente de variação das condições do concreto
δ_R	Coefficiente de variação das resistências
δ_S	Coefficiente de variação das solicitações
δ_X	Coefficiente de variação da variável x
$\delta_{s,aval}$	Coefficiente de variação da resistência do aço à tração na avaliação
δ_ζ	Coefficiente de variação do erro modelo estrutural
δ''	Parâmetro geométrico de dimensionamento à flexo-compressão
ζ	Erro no modelo de flexão
ξ	Fator relativo a uma probabilidade aplicada
σ	Tensão na seção transversal
σ_{cd}	Tensão limite de cálculo para o concreto
σ_m	Desvio-padrão de m
σ_R	Desvio-padrão das resistências
σ_S	Desvio-padrão das solicitações
ψ_0	Fator de combinação das ações variáveis no ELU
ψ_1	Fator de combinação das ações variáveis – combinações frequentes
ψ_2	Fator de combinação das ações variáveis – combinações quase permanentes
π	Número de Pitágoras (3,14)
ε	Deformação específica

$\varepsilon_a, \varepsilon_b$	Deformações na direção de a e b da seção transversal respectivamente
ε_c	Deformação no concreto
λ	Índice de esbeltez da peça
λ_1	Parâmetro de comparação para o índice de esbeltez
λ_{\max}	Índice de esbeltez máximo para pilares
κ	Rigidez aproximada
ν	Coefficiente de Poisson
φ	Coefficiente de fluência
$\Gamma(\eta)$	Função gama

SIGLAS

<i>ABNT</i>	Associação Brasileira de Normas Técnicas
<i>ACHE</i>	Asociación Científico-Técnica Del Hormigón Estructural
<i>ACI</i>	American Concrete Institute
<i>ARI</i>	Alta resistência inicial
<i>ASTM</i>	American Society for Test and Materials
<i>CAPO</i>	Cut an pull-out
<i>CEB</i>	Comité Euro-Internacional Du Betón
<i>CF</i>	Combinações freqüentes
<i>CQP</i>	Combinações quase permanentes
<i>CR</i>	Combinações raras
<i>ddp</i>	diferença de potencial
<i>EL</i>	Estado limite
<i>ELU</i>	Estados limites últimos
<i>EUA</i>	Estados Unidos da América
<i>ELS</i>	Estados limites de serviço
<i>EUDDL</i>	Equivalent uniformly distributed load
<i>fdp</i>	Função densidade de Probabilidade
<i>FIP</i>	Fédération Internationale de la Précontrainte
<i>GPR</i>	Ground penetration radar
<i>JCSS</i>	Joint Comité on Structural Safety
<i>LRFD</i>	Load resistance factor design
<i>NBR</i>	Norma Brasileira Regulamentada
<i>PVA</i>	Acetato de polivinil
<i>RAA</i>	Reação álcali-agregado.
<i>SBR</i>	Estireno-butadieno

Unidades de medidas

cm	centímetro
cm ²	centímetro quadrado

g	grama
kg	quilograma
kN	quilo-Newton
kN/m ²	quilo-Newton por metro quadrado
m	metro
m ²	metro quadrado
m ³	metro cúbico
mm	milímetro
MPa	mega-Pascal

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Processo corrosivo em armaduras do concreto.	15
Figura 2.2 – Extração de testemunhos.	18
Figura 2.3 – Ensaio de arrancamento - <i>LOK test</i>	19
Figura 2.4 – Limpeza de armaduras.	26
Figura 2.5 – Estabelecimento de reparos profundos.	28
Figura 2.6 – Proteção catódica por corrente impressa.	29
Figura 3.1 – Região D de integração para determinação da <i>Pf</i>	34
Figura 3.2 – Função densidade de probabilidade de <i>m</i>	35
Figura 3.3 – Nível I.	40
Figura 3.4 – Variável normal reduzida.	44
Figura 4.1 – Diagrama tensão-deformação idealizado.	58
Figura 4.2 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.	58
Figura 4.3 – Valores de <i>l</i> e <i>l₀</i>	64
Figura 4.4 – Aproximação em apoios extremos.	67
Figura 4.5 – Posicionamento dos pilares em planta.	68

Figura 4.6 – Influência do diagrama de momentos fletores de primeira ordem.....	73
Figura 4.7 – Aspecto do rompimento de pilar pouco esbelto, submetido a compressão centrada.....	75
Figura 5.1 – Metodologia para intervenção de reparo em seções.	86
Figura 5.2 – Variação temporal da sobrecarga.	90
Figura 5.3 – Representação gráfica do índice de confiabilidade.	107
Figura 6.1 – Aspectos do edifício “A”.	118
Figura 6.2 – Aspecto do edifício “B”.	123
Figura 6.3 – Tipos de intervenções propostas – vista em planta.	143
Figura 6.4 – Representação esquemática da profundidade de remoção de concreto deteriorado no pilar.....	143
Figura 6.5 – Representação esquemática da altura de remoção de concreto deteriorado no pilar.....	144

INDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente.	53
Tabela 3.2 – Ações permanentes diretas agrupadas.	53
Tabela 3.3 – Efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais.	54
Tabela 3.4 – Ações variáveis consideradas separadamente.	55
Tabela 3.5 – Ações variáveis consideradas conjuntamente ¹⁾	55
Tabela 5.1 – Levantamento de cargas de utilização em edifícios.	92
Tabela 5.2 – Fatores de ajustamento para velocidades de vento.	94
Tabela 5.3 – Fatores de conversão para as resistências de testemunhos extraídos de estruturas existentes.	99
Tabela 5.4 – Influências no coeficiente de variação das resistências em obras de concreto armado.	100
Tabela 5.5 – Fatores de contribuição no ajustamento do índice de confiabilidade.	103
Tabela 5.6 – Variáveis relacionadas com a flutuação da resistência do aço.	110
Tabela 5.7 – Fatores de combinações mínimos propostos para avaliação estrutural.	113
Tabela 6.1 – Informações sobre os pilares da garagem - edifício “A”.	119

Tabela 6.2 – Caracterização geométrica em pilares, vigas e lajes – processamento estatístico – edifício “A”	120
Tabela 6.3 – Ensaio de resistência à compressão em testemunhos de pilares.	121
Tabela 6.4 – Resumo dos ensaios de ultra-sonografia em pilares – edifício “A”	122
Tabela 6.5 – Dados relativos à seção transversal e nº de barras longitudinais dos pilares do 2º subsolo – edifício “B”	124
Tabela 6.6 – Dados do ensaio dos lotes de corpos-de-prova dos pilares do subsolo 2 (garagem) - edifício “B”	125
Tabela 6.7 – Dados do ensaio dos lotes de barras longitudinais dos pilares do subsolo 2 (garagem) - edifício “B”	126
Tabela 6.8 – Análise do K_{MOD2} - edifício “A”	127
Tabela 6.9 – Valores de $K_{MOD,aval}$ – edifício “A”	128
Tabela 6.10 – Comparação entre os parâmetros de projeto e de avaliação – edifício “A”	133
Tabela 6.11 – Análise do K_{MOD2} – edifício “B”	135
Tabela 6.12 – Valores de $K_{MOD,aval}$ – edifício “B”	136
Tabela 6.13 – Determinação das dimensões características das peças estruturais de concreto para avaliação – edifício “B”	137
Tabela 6.14 – Comparação entre os parâmetros de projeto e de avaliação – edifício “B”	141
Tabela 6.15 – Esforços de projeto e do modelo computacional (com os parâmetros normativos de projeto) - edifício “A”	146

Tabela 6.16 – Esforços de projeto e esforços no modelo computacional (com os parâmetros de projeto) - edifício “B”	147
Tabela 6.17 – Esforços de avaliação majorados com os coeficientes específicos para a intervenção.	148
Tabela 6.18 – Carga admissível nas seções de pilares de garagem em função dos dados de ensaios e levantamentos realizados.	149
Tabela 6.19 – Determinação da solicitação normal equivalente - edifício “A”	150
Tabela 6.20 – Tipo de intervenção proposta - edifício “A”	151
Tabela 6.21 – Esforços de avaliação majorados com os coeficientes específicos para a intervenção – edifício “B”	152
Tabela 6.22 – Carga admissível nas seções de pilares de garagem em função dos dados de ensaios e levantamentos realizados.	154
Tabela 6.23 – Determinação da solicitação normal equivalente - edifício “B”.	155
Tabela 6.24 – Proposição do tipo de intervenção a se realizar - edifício “B”	156

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1
1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA	1
1.2 OBJETIVOS	5
1.2.1 Objetivos gerais	5
1.2.2 Objetivos específicos	5
1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	6
CAPÍTULO 2 PATOLOGIA, INSPEÇÃO E RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL.....	8
2.1 PATOLOGIA	8
2.2 DURABILIDADE DO CONCRETO	10
2.2.1 Critérios da NBR 6118 (ABNT, 2003).....	11
2.2.2 Mecanismos de deterioração	12
2.3 INSPEÇÃO EM ESTRUTURAS	15
2.3.1 Ensaios estruturais	16
2.3.2 Ensaios físicos	17
2.3.3 Ensaios químicos e eletroquímicos	20
2.4 REPAROS EM ELEMENTOS DE CONCRETO	21
2.4.1 Materiais	22
2.4.2 Procedimentos usuais no reparo	25
CAPÍTULO 3 SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO....	30
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	30
3.2 FUNDAMENTOS DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	31
3.3 PROBABILIDADE DE FALHA E ÍNDICE DE CONFIABILIDADE	33
3.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS	36
3.5 ESTADOS LIMITES (<i>EL</i>)	37

3.5.1 Método semi-probabilístico.....	39
3.6 VALORES CARACTERÍSTICOS	43
3.6.1 Resistência dos materiais.....	43
3.6.2 Ações	46
3.7 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO.....	47
3.7.1 Coeficientes de ponderação dos materiais.....	49
3.7.2 Coeficientes de ponderações das ações	51
CAPÍTULO 4 GENERALIDADES SOBRE PILARES USUAIS DE EDIFÍCIOS	56
4.1 INTRODUÇÃO.....	56
4.1.1 Algumas características do concreto armado	57
4.1.2 Comportamento das barras sob compressão.....	59
4.1.3 Efeitos globais e locais de segunda ordem	61
4.1.4 Processo de cálculo de pilares	68
4.1.5 Formas de ruínas em pilares	72
CAPÍTULO 5 METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL	76
5.1 INTRODUÇÃO.....	76
5.2 DELIMITAÇÃO DO PROBLEMA.....	77
5.3 ALGUMAS REGRAS PARA A AVALIAÇÃO ESTRUTURAL	79
5.4 METODOLOGIA PROPOSTA	82
5.4.1 Modelagem do comportamento estrutural.....	87
5.4.2 Quantificação das cargas de avaliação	88
5.4.3 Obtenção da resistência dos materiais	95
5.4.4 Índice de confiabilidade para estruturas existentes	102
5.4.5 Ajustamento dos coeficientes de ponderação.....	104
5.4.6 Fatores de combinação das ações variáveis na avaliação.....	113
5.4.7 Fator de segurança global para pilares	114
5.4.8 Critério do <i>ELU</i> para a seção existente	115
CAPÍTULO 6 PROGRAMA EXPERIMENTAL, RESULTADOS E DISCUSSÕES	117
.....	
6.1 INTRODUÇÃO.....	117
6.2 DEFINIÇÃO DOS OBJETOS DE ESTUDO	117

6.2.1 Edifício “A”	117
6.2.2 Edifício “B”	122
6.3 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA	126
6.3.1 Considerações de avaliação – edifício “A”	126
6.3.2 Considerações de avaliação – edifício “B”	133
6.4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	142
6.4.1 Observações sobre a modelagem de edifícios existentes	145
6.4.2 Definição do tipo de intervenção - edifício “A”	148
6.4.3 Definição do tipo de intervenção - edifício “B”	151
CAPÍTULO 7 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	158
7.1 CONCLUSÕES	158
7.2 SUGESTÕES A TRABALHOS FUTUROS	162
7.2.1 Comportamento estrutural	162
7.2.2 Calibração dos coeficientes de ponderação	163
7.2.3 Cargas atuantes	164
7.2.4 Determinação das resistências efetivas.....	164
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	165
ANEXO A.....	174
ANEXO B.....	175
ANEXO C.....	177
APÊNDICE A.....	182
APÊNDICE B.....	184
APÊNDICE C.....	193

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA DO TEMA

O concreto, produzido a partir da mistura de cimento *Portland*, agregados, água e eventuais aditivos, é um dos materiais de construção civil mais conhecido e utilizado do mundo. Isaia e Gastaldini (2004) apontam que a estimativa do consumo mundial de concreto para o ano de 2005 era da ordem de 2,4 toneladas por habitante, o que significa uma produção duas vezes maior que a dos demais materiais de construção juntos. Empregado desde uma simples calçada ou contrapiso, até complexas estruturas para plataformas petroleiras ancoradas no oceano, o concreto vem a cada dia surpreendendo pela sua versatilidade de uso. Tanto que sua importância ultrapassa a barreira da construção civil, contribuindo também para o desenvolvimento sócio-econômico e cultural de centenas de nações do mundo.

Por muito tempo, pensou-se que o concreto, combinado com o aço através de técnicas de cálculo estrutural, tivesse vida eterna. O insucesso de várias estruturas ao longo dos anos demonstrou a vulnerabilidade do material frente aos diversos ambientes e aos fatores degradantes a eles associados (HELENE, 1986). Vulnerabilidade esta que se apresenta mais latente caso a estrutura esteja acometida por uma ou mais falhas, em uma ou mais etapas básicas do processo construtivo.

A preocupação com a segurança das estruturas motivou muitos estudos que permitiram acrescentar aos aspectos puramente empíricos inicialmente ligados ao tema, um conjunto mais amplo de conhecimentos referentes à natureza dos fatores intervenientes que, por sua vez, criaram as condições para o estabelecimento, em projeto, de níveis adequados de

proteção ante uma possível falha estrutural. Sob esta ótica, a maior parte das variáveis envolvidas no complexo mecanismo do comportamento estrutural passaram a ser encaradas como aleatórias e a teoria das probabilidades mostrou-se bastante profícua no tratamento das questões da segurança.

Por outro lado, as estruturas construídas são perecíveis às intempéries e a extensão de suas vidas úteis¹ requer intervenções que, a depender do caso, poderão variar, entre um simples reparo superficial a uma elaborada instalação de reforços, mediante algum material específico.

A degradação das estruturas de concreto armado motivou estudos que proporcionaram o desenvolvimento de materiais e técnicas capazes de restaurar o desempenho original para o qual estas foram projetadas. Não obstante, trabalhos de recuperação estrutural, de diversos níveis, estão presentes em todo Brasil e representam, hoje, um mercado promissor no segmento da construção civil.

Para início dos trabalhos especializados de recuperação, surge um aspecto de extrema relevância que envolve não apenas o sucesso dos serviços a serem realizados, mas, que poderá comprometer toda a existência futura da edificação - as condições de segurança apresentadas pelos elementos estruturais deteriorados, notadamente pilares, no momento da intervenção. Apesar de todo conhecimento disponível no campo da patologia estrutural e do grande avanço técnico no sentido de prevenção e combate ao problema, a avaliação dos níveis de segurança disponíveis a uma iminente intervenção, ainda está relegada a algumas poucas referências bibliográficas estrangeiras, inexistindo qualquer normalização nacional sobre o assunto. Tudo isso num momento em que é cada vez maior o número de estruturas, incluindo algumas relativamente novas, em condições precárias e com baixo índice de desempenho.

¹ Por vida útil, a NBR 6118 (ABNT, 2003) especifica o período de tempo durante o qual se matem as características das estruturas de concreto, desde que atendidas os requisitos de uso e manutenção previstos pelo projetista e pelo construtor, bem como de execução de reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

A segurança das estruturas é, de certo modo, algo complexo por envolver conceitos probabilísticos e assim, uma ampla gama de incertezas com relação ao comportamento das variáveis participantes dos mecanismos de solicitações e resistências. Por isso, torna-se impraticável o ato de construir sob o signo da mais absoluta segurança, não apenas pelo aspecto financeiro envolvido, mas também em virtude da impossibilidade de se conhecer e controlar todas as variáveis envolvidas (FUSCO, 1974; PÁEZ, 1981; SANTOS, 1983). A segurança estrutural, dessa forma, apresenta-se ligada à chamada probabilidade de falha, definida como sucesso insólito em que um dia, sob determinadas condições e por determinados motivos, as solicitações reais as quais a estrutura encontra-se submetida, venham a superar as resistências de suas infinitas seções (PÁEZ, 1981).

Um estudo que aborde de forma mais realista, os diversos aspectos de importância para o equacionamento do estado atual da existência de estruturas construídas, sobretudo naqueles em que o período de recorrência tem caráter relevante para suas valorações, faz-se necessário para o conhecimento das condições de segurança nos processos de avaliação preliminar para a recuperação estrutural. Surge então, que as condições de segurança de pilares em estruturas existentes, bem como o estabelecimento de critérios para uma intervenção estrutural que respeite uma probabilidade máxima de falha aceitável para as condições atuais do edifício, são os enfoques principais deste trabalho.

O desenvolvimento de um estudo desta magnitude exige a abordagem de uma série de assuntos relacionados com os fenômenos envolvidos e que têm suas parcelas de contribuição na obtenção do resultado final esperado no processo. Portanto, é imprescindível a construção de um embasamento bibliográfico relativo aos aspectos envolvidos, o que será realizado nos primeiros capítulos deste trabalho. Foram tratados aqui, assuntos como patologias do concreto armado capazes de provocar, em seções de pilares, a necessidade de intervenção para o restabelecimento da qualidade. Nesta linha, encontram-se dissertadas as técnicas de inspeção mais utilizadas, tanto para a detecção do problema patológico em si, quanto para o levantamento de parâmetros necessários na verificação da segurança do edifício. Na continuação deste assunto, foram apresentadas as técnicas usuais de recuperação e reparos estruturais, como métodos eficazes de suplantar um problema patológico instalado e reconduzir uma estrutura aos níveis de desempenho desejados.

O conceito de segurança estrutural, de fundamental importância à questão aqui levantada, foi aplicado com vistas à determinação das situações críticas à estrutura e que será adaptado das normas para contemplar a realidade em uma situação de recuperação estrutural, com todas as considerações pertinentes aos períodos de tempo por ela requerida. Os estudos relativos à ocorrência das cargas em edifícios, juntamente com a teoria de dimensionamento de pilares usuais, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2003), foram também incluídos na revisão bibliográfica, uma vez que estes intervêm na ocorrência dos estados de equilíbrio das estruturas, influenciando de uma forma direta nas possibilidades de falha.

A busca de uma metodologia adequada para a avaliação de edifícios existentes, sobremaneira as considerações necessárias à verificação da segurança disponível por ocasião da recuperação estrutural, foi proposta dentro dos padrões aceitáveis de aproximação referentes ao nível I (item 3.5.1.1 , em termos de valores estatisticamente trabalhados para resistências efetivas e cargas diversas atuantes, de forma a respeitar as probabilidades de falha coerentes com a existência da estrutura. Os esforços encontrados nas seções de pilares analisados, com os quais se montaram as equações de estado limite na definição da segurança efetiva dos elementos, foram obtidos com a utilização de programa de cálculo estrutural, através de uma modelagem que buscou a reprodução fiel da estrutura existente.

Na avaliação estrutural, diferentemente do projeto de uma estrutura nova, muitas incertezas podem ser superadas nas inspeções e atualizações diversas que deverão ser feitas. Isto promove a obtenção de condições propícias em favor de uma estimativa mais realista da segurança efetiva da estrutura existente.

Por fim, cabe aqui ressaltar que em nenhum dos bancos de dados consultados foi encontrado trabalho visando a quantificação da segurança estrutural durante reparo, embora vários citam a necessidade de realização de um estudo para sua determinação.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos gerais

A presente pesquisa tem como objetivo geral a análise da segurança dos pilares de edifícios residenciais que serão submetidos à recuperação estrutural, bem como abordar os procedimentos da execução do reparo, tendo em vista a segurança.

1.2.2 Objetivos específicos

De acordo com o objetivo principal foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Estabelecer valores representativos das cargas que estarão ocorrendo nos curtos períodos de tempo referentes aos trabalhos de recuperação estrutural, em detrimento às cargas de projeto calibradas para longos períodos de retorno e pequenas probabilidades de ocorrência durante a vida útil do edifício;
- Determinar coeficientes de segurança a serem aplicados a pilares por ocasião da avaliação estrutural, tendo por base as reduções de incertezas relativas às resistências efetivas e cargas reais atuantes, decorrentes dos trabalhos de inspeções e ensaios realizados;
- Modelagem da estrutura do edifício piloto em programa de cálculo para determinação dos esforços mais próximos aos atuantes no período de recuperação estrutural;
- Traçar uma metodologia para intervenção na seção dos pilares em função do coeficiente de segurança global encontrado, a partir das considerações feitas para a avaliação estrutural.

1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

A dissertação apresentada é constituída de sete capítulos, organizados da seguinte maneira:

Capítulo 1- Introdução: Faz-se uma breve explanação sobre o problema da durabilidade das estruturas e a necessidade de se conhecer o nível de segurança durante o processo de recuperação estrutural. Aqui, são expostos os objetivos gerais e específicos, citando a proposta metodológica a ser utilizada.

Capítulo 2 – Patologia, inspeção e recuperação estrutural: Apresenta-se a importância da durabilidade das estruturas de concreto armado e algumas exigências da NBR 6118 (ABNT, 2003) sobre o tema. É também explanado rapidamente sobre os mecanismos de manifestação das principais patologias que afetam as estruturas, sobretudo os pilares. Há neste capítulo a descrição das principais técnicas de inspeção estrutural, para detecção de patologias e obtenção dos dados para a avaliação, e também os métodos para uma eventual intervenção de reparo, caso o problema patológico esteja em estado inicial.

Capítulo 3 – Segurança nas estruturas de concreto armado: Apresentam-se os conceitos probabilísticos relativos à segurança das estruturas, os conceitos dos estados limites a serem preservados, descrevendo também a obtenção dos valores característicos para as ações e resistências dos materiais construtivos empregados.

Capítulo 4 – Generalidades sobre pilares usuais de edifícios: São apresentados algumas características básicas e procedimentos simplificados para o cálculo de pilares usuais de concreto armado segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003).

Capítulo 5 – Metodologia para a avaliação estrutural: Desenvolve a metodologia para a avaliação estrutural, com a determinação dos esforços nos pilares com uso de programa de cálculo. Neste capítulo são realizadas considerações relativas às cargas variáveis extraídas de distribuição de frequência acumulada apropriada, resistências derivadas das condições reais da estrutura, adequando-se ainda coeficientes de ponderação em função de inspeções e avaliações feitas no edifício.

Capítulo 6 – Programa experimental, resultados e discussões: São apresentados os resultados e discussões relativas ao processamento de duas estruturas, mediante a

metodologia proposta, permitindo chegar às condições de segurança na qual se realizariam os serviços de recuperação estrutural de pilares em cada uma delas.

Capítulo 7 – Conclusões e trabalhos futuros: Conclusões e sugestões a trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

PATOLOGIA, INSPEÇÃO E RECUPERAÇÃO ESTRUTURAL

2.1 PATOLOGIA

O advento do concreto trouxe, sobretudo para o século XX, uma revolução nas técnicas construtivas até então conhecidas. Assistiu-se ao emprego massivo do material, principalmente depois de consolidadas as teorias que permitiram a associação do concreto com o aço dando, ao primeiro, características estruturais.

Assim, o concreto armado e, posteriormente o protendido, tomaram um espaço nas obras até então ocupado principalmente pela madeira, pelo aço e pela alvenaria estrutural. Juntamente com o estabelecimento do novo material e seus métodos de cálculo, surge também a idéia de que estruturas confeccionadas em concreto estariam mais aptas a resistirem às ações do tempo, em relação aos demais materiais. O passar dos anos mostrou a necessidade de se conhecer melhor os agentes agressivos e o comportamento do concreto frente a variadas situações.

Em virtude de uma série de fatores, as estruturas de concreto poderão apresentar um desempenho abaixo do esperado em circunstâncias de projeto. Ao contrário do que se imaginava no início de sua utilização, o concreto não é eterno. Das alterações físicas e químicas de seus componentes ao longo do tempo ou, da interação destes componentes com os agentes diversos do meio no qual a estrutura está inserida, observa-se o seu

envelhecimento natural ou as chamadas manifestações patológicas (SOUZA; RIPPER, 1998).

Tem-se registrado diversos casos de falhas estruturais, com grandes prejuízos humanos e materiais. Ainda hoje, catástrofes relacionadas a deficiências em uma ou mais etapas do ciclo vital de uma estrutura (concepção, execução e manutenção) são registradas. Este fato, juntamente com enormes vultos financeiros despendidos no reparo e reabilitação de estruturas em todo o mundo (MONTEIRO, 2005), ditaram uma nova fase na utilização do concreto estrutural, em que a resistência, o desempenho e a durabilidade são tomados como fatores de igual importância para o sucesso de um edifício (ISAIA, 2005).

O conceito de desempenho relaciona-se ao comportamento da estrutura durante sua vida em serviço. Um desempenho satisfatório será alcançado caso a estrutura atenda às condições de segurança com relação aos estados limites para os quais foi dimensionada, sendo dotada de resistência, estabilidade e rigidez, cumprindo ainda aspectos estéticos, conforto térmico e acústico, dentre outros. Entretanto, a estrutura poderá, dentro do período convencionado como vida útil, deixar de atender uma ou mais condições exigidas para seu funcionamento eficaz, apresentando assim um comportamento insatisfatório.

Os motivos para tal ocorrência são vários e na maioria dos casos, existe uma combinação de fatores que acabam por acelerar ou ampliar efeitos e conseqüências indesejáveis sobre as estruturas (ANDRADE; DA COSTA E SILVA, 2005).

A degradação do concreto armado decorre de sua exposição aos chamados agentes agressivos presentes no meio ambiente em que este se encontra. No atual estágio de conhecimentos, sabe-se que processos físicos, químicos e biológicos (sem levar em conta eventos acidentais como choques mecânicos, sismos, furacões, etc.) são os fatores responsáveis por mecanismos de degradação que causam, de forma precoce, baixos níveis de desempenho (NEVILLE, 1997).

Manifestações patológicas são ocorrências relacionadas aos mecanismos de falhas e degradação das estruturas (SOUZA; RIPPER, 1998). Os sintomas mais comuns nas estruturas de concreto são as fissuras, eflorescências, flechas excessivas, manchas no

concreto aparente, corrosão de armaduras e ninhos de concretagem (MONTEIRO, 2005). Na maioria dos casos, as patologias são potencializadas com a utilização de concretos inadequados a suportar as agressões do meio, principalmente devido à heterogeneidade e porosidade (VANDERLEI, 1996).

Nos processos de degradação, a água exerce uma função de notória importância (MEHTA; MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997). Na realidade a água assume dois papéis, de certa forma antagônicos, na história de uma estrutura de concreto, que é o de participar das reações de hidratação do cimento e colaborar para o ganho de resistência da pasta, e o de atuar da maioria dos processos e reações deletérias, tanto como via de transporte de íons e substâncias agressivas, como na condição de reagentes na formação de compostos salinos, ácidos, géis expansivos, entre outros (HELENE, 1993). Assim, uma das formas de prevenção ou retardamento de um grande número de manifestações patológicas, é o emprego de uma adequada tecnologia de fabricação e manejo do concreto, com os devidos cuidados tomados em relação aos fatores de dosagem, as técnicas de lançamento, adensamento e cura (VANDERLEI, 1996).

É fundamental a prática periódica de manutenção, como forma de garantir um desempenho satisfatório da estrutura ao longo do tempo, prolongando sua vida útil (ANDRADE; DA COSTA E SILVA, 2005). Assim, conforme prevê a NBR 6118 (ABNT, 2003), o usuário assume responsabilidade na garantia da durabilidade da estrutura, em sua última fase – a de utilização. Não obstante, um sistema de manutenção a custos compensadores deverá ser idealizado pelos projetistas e viabilizado pelos construtores (SOUZA; RIPPER, 1998), que deverão fornecer manuais técnicos de utilização e manutenção da edificação, com premissas básicas de projetos, sobrecargas máximas admissíveis e materiais utilizados nos elementos construtivos.

2.2 DURABILIDADE DO CONCRETO

O desempenho insatisfatório de estruturas relativamente novas (ANDRADE; DA COSTA E SILVA, 2005; MEHTA; MONTEIRO, 1994; MONTEIRO, 2005) exigiu pesquisas e estudos sobre o comportamento do material para o qual, até então, era dada ênfase apenas à

resistência adotada em projeto. A durabilidade do concreto passa então, da condição de característica secundária, à condição de critério de recebimento e aceitação de obra, principalmente ao se analisar os custos e trabalhos despendidos nos processos de intervenção para reparos e reabilitação estrutural (REIS, 2001).

Preocupações com a vida útil e a durabilidade do concreto estão presentes hoje nas filosofias das diversas normas de projeto em todo mundo (ARAÚJO, 2003a) e, no Brasil, a revisão da NBR 6118 (ABNT, 2003) mostrou-se atenta a esta importante questão para qualidade das estruturas.

O tema durabilidade é bastante amplo e já foi explorado em vários congressos. De forma geral, o estudo da durabilidade passa pela prevenção das patologias. A abordagem profunda deste assunto foge ao escopo deste trabalho. Assim sendo, serão apresentados os mais importantes mecanismos geradores de patologias em pilares que podem ser solucionadas com a recuperação superficial. Neste marco, a abordagem da NBR 6118 (ABNT, 2003) para projetos reflete, de forma sucinta, o problema de estruturas existentes.

2.2.1 Critérios da NBR 6118 (ABNT, 2003)

A qualidade na qual devem estar projetadas e executadas as estruturas de concreto, foi abordada pela NBR 6118 (ABNT, 2003) segundo os três critérios relacionados abaixo:

- 1) Capacidade resistente: consiste basicamente na segurança à ruptura;
- 2) Desempenho em serviço: capacidade da estrutura em manter-se em condições plenas de utilização, não devendo apresentar danos que comprometam em parte ou totalmente o uso para o qual foi projetada;
- 3) Durabilidade: capacidade da estrutura em 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.

Estes critérios têm por objetivos a concepção e execução de estruturas que se prestem aos fins para os quais foram projetadas, estando garantida a conservação das características definidas em comunhão entre projetista e contratante, ao longo de sua vida útil (ARAÚJO, 2003a).

Este é um importante aspecto abordado pela norma. Além de imputar responsabilidade a projetistas e construtores pela qualidade e durabilidade das estruturas, aparece também a figura do contratante, que representa o proprietário, sendo responsável por integrar a fase de concepção, e responder pela manutenção adequada do edifício.

2.2.2 Mecanismos de deterioração

Conhecimentos acumulados sobre as estruturas, inclusive através de estudos e análises de falhas ocorridas (SOUZA; RIPPER, 1998), possibilitaram o aprofundamento sobre a origem de uma grande quantidade de problemas patológicos que acometem as estruturas e que são responsáveis pela redução da vida útil de projeto, caso não ocorra uma intervenção eficaz.

Na NBR 6118 (ABNT, 2003) estão relacionados os mecanismos preponderantes no envelhecimento e deterioração, estabelecendo medidas pertinentes à redução do impacto provocado por esses mecanismos sobre o concreto armado². Naturalmente, considerando a complexidade das interações entre o material e o meio (REIS, 2001), existem diversos outros fatores capazes de produzir degradação e que não são apresentados pela norma. Todavia, é um consenso entre diversos pesquisadores que, os mecanismos resguardados no item 6.3 da NBR 6118 (ABNT, 2003), são os responsáveis pela grande maioria das manifestações patológicas identificadas usualmente nas estruturas.

Estão relacionados abaixo os mecanismos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003).

a) Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto:

² Estende-se, neste caso, ao concreto protendido.

- 1) Lixiviação: por águas puras, carbônicas agressivas ou ácidas que dissolvem e carreiam os compostos hidratados do concreto.
 - 2) Expansão: por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfato, dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado.
 - 3) Expansão: por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos agregados reativos (*RAA*).
 - 4) Reações deletérias superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica.
- b) Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura:
- 1) Despassivação por carbonatação - ação do gás carbônico da atmosfera (CO_2).
 - 2) Despassivação por cloretos - elevado teor de íon cloro (Cl^-).
- c) Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente ditos: são aqueles relacionados às ações mecânicas, às movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas, retração, fluência e relaxação.

Um importante mecanismo que tem levado edifícios relativamente novos a procedimentos de recuperação estrutural, principalmente em pilares, é a corrosão nas armaduras. O entendimento das considerações que propiciam o fenômeno e seu efeito deletério sobre o concreto armado é de interesse a essa pesquisa, uma vez que a segurança nas situações de correção deste problema é o propósito em estudo.

2.2.2.1 Corrosão das armaduras

Um processo corrosivo de caráter eletroquímico é observado nas armaduras do concreto, estando este carbonatado e ocorrendo, na região das barras de aço, o livre acesso de água e oxigênio.

O *pH* elevado do concreto, conseguido mediante a formação de algumas bases na hidratação dos compostos do cimento [$\text{Ca}(\text{OH})_2$ - principalmente, KOH, NaOH], quando em contato com os óxidos da carepa de laminação da superfície das barras de aço, formam uma camada fina aderente e protetora para as barras. Este estado de proteção persistirá desde que o *pH* desse ambiente se mantenha na ordem de 12,5 (HELENE, 1993).

No entanto, o CO_2 originário do meio externo, penetra o concreto via difusão e converte o $\text{Ca}(\text{OH})_2$ em CaCO_3 promovendo, assim, a redução do *pH* na matriz da pasta endurecida. Esta redução propicia a instabilidade do filme passivante e torna a armadura sujeita à corrosão.

O avanço da frente de carbonatação é influenciado pelo nível de porosidade do concreto, tamanho, interligações e o grau de saturação dos poros com água. Em atmosferas ácidas, urbanas e industriais, o fenômeno da carbonatação é mais intenso (SOUZA; RIPPER, 1998). Em garagens de edifícios, onde a baixa taxa de circulação de ar e o fluxo constante de veículos liberando monóxido de carbono (CO) da queima de combustíveis fósseis, é bastante comum o problema de pilares carbonatados e com a corrosão das armaduras instalada.

A despassivação das armaduras pode ocorrer também mediante ação de íons cloretos quando estes se apresentam acima de certos limites aconselhados (FIGUEIREDO, 2005). Os cloretos podem agir pontualmente sobre a armadura e provocar a corrosão em regiões localizadas (HELENE, 1993).

É necessária ainda a presença de água e oxigênio para que a corrosão possa ocorrer. Dessa forma, o ferro presente na composição do aço das barras, devido a uma diferença de potencial (*ddp*) criada, perde elétrons, passando à solução aquosa sob a forma de Fe^{++} e, convertendo-se posteriormente em óxidos e hidróxidos. Estes compostos são de baixas resistências e de caráter expansivo (CASCUDO, 1997). O aumento extraordinário do volume dos compostos formados provoca perda de seção de aço e lascamento no concreto de cobrimento (HELENE, 1993). Nestas condições, o fenômeno corrosivo continuará

reduzindo o diâmetro efetivo das armaduras a menos que se estabeleçam condições para a paralisação do processo.

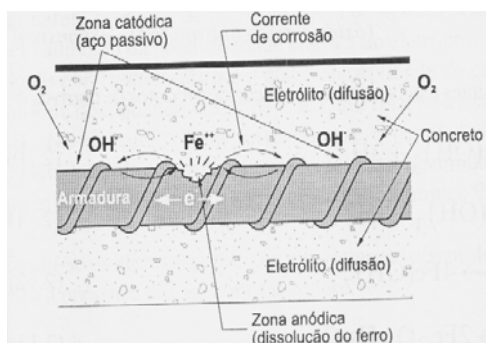


Figura 2.1 – Processo corrosivo em armaduras do concreto.

Fonte: Cascudo (1997)

2.3 INSPEÇÃO EM ESTRUTURAS

Conforme exposição anterior, as estruturas de concreto armado são concebidas para suportar as situações advindas de seu uso, em que foram definidas em comunhão entre projetista e proprietário, sob o encargo das manutenções preventivas que visam viabilizar o desempenho estrutural condizentes às aspirações de projeto. Todavia, por uma série de fatores (ANDRADE PERDRIX, 1992; MEHTA; MONTEIRO, 1994; NEVILLE, 1997), comportamentos anômalos desenvolvidos geram a necessidade de decisões referentes ao que fazer com relação ao uso futuro de uma estrutura: recuperar, reforçar, limitar o uso ou, em caso mais extremo, demolir. Logicamente, medidas a serem tomadas em favor do destino de um edifício acometido por problemas patológicos, são influenciadas pelo contexto técnico, econômico, político e sócio-ambiental do qual a estrutura faz parte (MONTEIRO, 2005).

As causas de desempenho insatisfatório são muito vastas e geralmente se inter-relacionam, o que, em grande parte dos casos, dificulta a identificação de sua fonte geradora (ANDRADE; DA COSTA E SILVA, 2005; CABRÉ, 1994). Baseado nestes fatos, o trabalho de identificação dos problemas instalados em uma estrutura remonta a uma exaustiva investigação, lançando-se mão de todas as informações disponíveis, relativas ao

projeto e execução, entre elas os memoriais, plantas, especificações dos materiais, bem como o histórico do uso e dos programas de manutenção instalados.

Estando estes dados disponíveis ao investigador, tem-se uma economia de tempo referente ao mapeamento e caracterização da estrutura, o que pode, em alguns casos, fornecer pistas das possíveis causas dos comportamentos estruturais indesejados. Mas, geralmente tais informações inexistem ou são apenas parciais, demandando, assim, um levantamento completo da estrutura para a obtenção desses dados gerais.

A partir do conhecimento profundo da obra em seu conjunto e das respostas desta obra às ações e solicitações diversas a ela imposta, serão alcançados subsídios para se conhecer os fenômenos, bem como diagnosticar e reparar os danos a eles atribuídos. Os dados levantados nesta fase serão utilizados também para a obtenção de parâmetros aleatórios a partir dos quais serão tecidas as considerações referentes à avaliação das condições de segurança do edifício. Esta é uma das formas de redução das incertezas que deverão ser implementadas para que os procedimentos de avaliação apresentem caráter menos conservador em relação aos procedimentos utilizados em projeto (ALLEN, 1991). Criar meios de correlacionar os resultados obtidos das inspeções àqueles existentes da época de execução, é um outro aspecto que deverá ser abordado para tornar confiáveis as informações sobre a estrutura investigada (MELCHERS, 2001). Tais aspectos serão abordados posteriormente.

Várias são as técnicas, testes e ensaios objetivando a busca de informações que permitam elaborar o processo de avaliação de estruturas existentes de concreto armado. De um modo geral, as principais técnicas podem agrupar-se em: técnicas de ensaios estruturais, de ensaios físicos e de ensaios químico/físico-químicos. Segue uma revisão breve sobre as técnicas mais empregadas.

2.3.1 Ensaios estruturais

A prova de carga é regulamentada no Brasil pela NBR 9607 (ABNT, 1986) e consiste em submeter uma estrutura ou parte dela, à ação de uma sobrecarga, que pode chegar a de

serviço ou superá-la sem, no entanto, atingir a carga de cálculo. Estando a estrutura mapeada *in loco* através de aparelhos elétricos ou mecânicos, tais como extensômetros ôhmicos, deflectômetros e clinômetros, mede-se durante um processo de carga crescente, as flechas, deformações unitárias no concreto e nas armaduras de seções críticas e controla-se a evolução das fissuras (CABRÉ, 1994). Se a estrutura sobreviveu ao ensaio, isso indica que a mínima resistência da estrutura é maior que o efeito da carga aplicada (VAL e STEWART, 2002).

Mediante situações de incertezas, pode-se realizar a monitoração da estrutura com emprego de instrumentação apropriada, seguindo a evolução, no tempo, de flechas e fissuração ou o processo de deterioração do concreto pelos mecanismos de carbonatação ou corrosão das armaduras.

Para a fissuração, faz-se necessária a caracterização das fissuras detectadas no que concerne à movimentação ou atividade. Para isso, tem-se o uso de equipamentos como extensômetros (*strain gages*) com diversos princípios de funcionamento. Na medição de aberturas, utilizam-se fissurômetros e na movimentação das juntas, empregam-se alongômetros e as conhecidas bases tri-ortogonal (FIGUEIREDO, 2005). As flechas são monitoradas através de deflectômetros e micrômetros que medem recalques estruturais a nível topográfico.

2.3.2 Ensaio físicos

Quando ensaios não destrutivos indicam fissuras internas à estrutura, ou zonas de concreto com baixas resistências, é indispensável ensaiar testemunhos extraídos diretamente das regiões comprometidas, com o uso de coroa rotativa de diamante (MEHTA; MONTEIRO, 1994). Da Cunha e Vieira Ângelo (2003) apresentam como prática necessária à obtenção da resistência à compressão do concreto na avaliação de estrutura em que não se dispõe de ensaios de corpos-de-prova de controle na época da execução.



Figura 2.2 – Extração de testemunhos.

A resistência obtida pelo ensaio à compressão de testemunhos é dependente da posição antes por ele ocupada na estrutura. Além da compressão, os testemunhos permitem obtenção de outros parâmetros físicos como a densidade, absorção de água e módulo de elasticidade. No Brasil o ensaio está normalizado pela NBR 7680 (ABNT, 1983).

Entre os métodos de dureza superficial, destaca-se o uso do chamado esclerômetro de Schmidt, que provoca um impacto padronizado na superfície do concreto, com uso de uma dada energia e medindo-se a reflexão produzida ante a reação do concreto a carga aplicada pelo êmbolo metálico do aparato. Esta reflexão registrada em uma escala guia, dá a estimativa da dureza superficial mediante uma conversão fornecida pelo fabricante do instrumento. A partir dos valores de dureza superficial, tem-se uma boa noção da homogeneidade do concreto podendo ainda inferir sobre a resistência à compressão. O ensaio é normalizado pela NBR 7584 (ABNT, 1995), estando ainda padronizado nos *EUA* (Estados Unidos da América) pela *ASTM* (*American Society for Testing and Materials*) C 805, conforme cita Mehta e Monteiro (1994).

O método da velocidade do pulso ultra-sônico envolve a medida do tempo de viagem, em um elemento de concreto com dimensões conhecidas, de um pulso de ondas de ultra-som que atravessa o elemento em estudo (FIGUEIREDO, 2005). O tempo de percurso entre os pontos emissor e o receptor é medido eletronicamente, sendo a distância percorrida pelo pulso dividida pelo tempo. A presença de concretos com baixa densidade ou fendilhado

umenta o tempo de viagem, o que resulta em uma velocidade mais baixa do pulso. O ultrassom vem sendo usado para a avaliação da resistência à compressão de forma comparativa, detecção de vazios e fissuras e estimação de espessura de camadas que tenham diferentes velocidades de propagação.

Os testes de arrancamento oferecem uma boa ferramenta para o estudo do ganho de resistência do concreto nas primeiras idades, porém apresentam a incômoda consequência típica dos ensaios semi-destrutivos (danos à peça ensaiada). Exigem ainda, em alguns casos, a colocação do pino de aço por ocasião da moldagem da estrutura. O ensaio consiste em arrancar um parafuso de aço fixo à peça ensaiada, medindo-se, para isso, a força necessária à extração. Esta é a filosofia do *pull-out test (cast in e drilled hole – ASTM C 900)*, cujas idéias primeiras surgiram em 1938 na antiga União Soviética (CARINO, 1994). Existe ainda o *LOK test* referente ao arrancamento de um parafuso moldado no concreto e o *CAPO test* com a abertura de buraco e fixação de parafuso com auxílio de bucha de expansão.

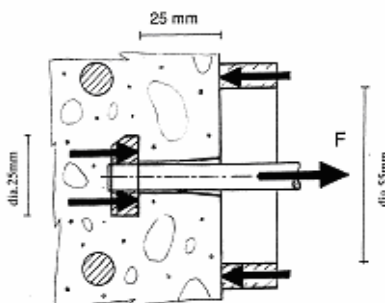


Figura 2.3 – Ensaio de arrancamento - *LOK test*.

Fonte: Carino (1994)

Testes de resistência à penetração, normalizados pela *ASTM C 803*, consistem na cravação de pino metálico no concreto através de dispositivo acionado por pólvora, sendo o comprimento externo remanescente do pino, base de dados para a relação com a resistência à compressão do concreto ensaiado (MEHTA; MONTEIRO, 1994).

Um método usual para detecção de armaduras no concreto baseia-se nas variações que a presença das barras produz um campo magnético, o que pode ser conseguido pelo uso de

um aparelho chamado pacômetro. O instrumento possui uma precisão relativa, devendo ser calibrado mediante armaduras cujos recobrimentos e diâmetros foram medidos através de observação feita com a retirada da camada superficial em alguns pontos localizados na estrutura (CABRÉ, 1994).

O uso de emissões radioativas para a inspeção do concreto iniciou-se na década de 1950, com os chamados raios X e raios gama (CARINO, 1994). A técnica consiste na penetração de radiação eletromagnética, medindo-se com um sensor³, a intensidade de radiação que atravessou a peça em estudo.

Têm-se usado ondas de radar para a investigação do concreto. A técnica, chamada de *Ground Penetration Radar (GPR)*, consiste na emissão de pulsos eletromagnéticos de curta duração, para determinar a resistência do concreto, espessura de peças, espaçamento e cobertura da armadura e extensão e posição de vazios. Os resultados oferecidos pelo *GPR* são de difícil interpretação o que tem feito com que sejam estudados vários caminhos para simplificar o processo (CARINO, 1994).

Os testes de avaliação da permeabilidade a gases são altamente influenciados pelo teor de umidade dos poros, pois, em concreto úmido, a difusão é fortemente reduzida. Helene (1993) e Nepomuceno (2005), citam os trabalhos feitos por Torrent, que propôs associação de testes de permeabilidade com a resistividade elétrica, classificando a qualidade do concreto de cobertura superficial com base nos resultados do coeficiente de permeabilidade do oxigênio.

2.3.3 Ensaio químicos e eletroquímicos

Os ensaios químicos permitem determinar a constituição química do concreto atendo-se, para isto, no estudo de seus materiais componentes, sobretudo das informações referentes ao tipo e conteúdo do cimento utilizado.

³ Para os raios gama, caso o sensor seja um filme fotográfico especial, a técnica é chamada radiografia. Caso o sensor seja um aparato eletrônico que converte a radiação incidente em pulsos elétricos, a técnica é dita radiometria.

Para determinação das porções de cimento no traço do concreto investigado, procede-se à coleta de material em diferentes locais da estrutura, sobretudo nas regiões de anomalia instalada, fragmentando-o e submetendo o produto à ação do ácido clorídrico até a dissolução do cimento. O teor de cimento é definido por gravimetria ou volumetria, baseando-se na determinação de teores de óxido de cálcio ou anidrido silícico remanescente no ácido clorídrico. A água combinada pode ser determinada por ensaio de perda ao fogo.

A avaliação da superfície carbonatada pode ser feita aplicando-se, após abertura de furo na estrutura ou retirada de lascas de concreto, o indicador tipo timolftaleína ou fenolftaleína, sendo este último o mais difundido (HELENE, 1993). Neste teste, ao se aplicar o indicador fenolftaleína e ocorrer ausência de cor, é vestígio de concreto carbonatado ($pH < 10$). Se ocorrer cor avermelhada é sinal de concreto livre de carbonatação ($pH > 10$).

Cascudo (1997) apresenta técnicas eletroquímicas como a técnica da resistividade do concreto, método do potencial eletroquímico, método da resistência elétrica, ruídos eletroquímicos, curvas de polarização e impedância eletroquímica, que fornecem indicativos qualitativos da cinética de processos corrosivos, apesar de ainda não normalizadas.

2.4 REPAROS EM ELEMENTOS DE CONCRETO

O estudo das manifestações patológicas, bem como a escolha dos materiais e os procedimentos pertinentes ao reparo dos danos causados às estruturas, é um ramo da engenharia civil que vem apresentando um grande crescimento nas últimas décadas. O envelhecimento natural do concreto, assim como os desempenhos insatisfatórios prematuros, exigiram ações que implementassem meios eficazes para o restabelecimento das condições plenas de trabalho das estruturas, prolongando a vida útil e obtendo níveis satisfatórios de desempenho em serviço.

A escolha dos materiais e técnicas de correção deve estar em sintonia com o diagnóstico e exigências de funcionamento relativas ao edifício, o que requer do engenheiro, um conhecimento metucioso de todos os fenômenos que estão ocorrendo. Assim, busca-se

identificar todas as causas que produzem a anomalia, como forma de indicar e executar uma alternativa de correção que assegure o cumprimento da vida útil e suas demandas, atendendo aos prazos e as necessidades de utilização da estrutura após o reparo (REIS, 2001).

Cabe destacar, portanto, a importância da experiência e do conhecimento técnico do profissional em patologias e sua habilidade em lidar com os produtos e metodologias de aplicação encontrados no mercado, o que irá permitir obtenção de êxito e eficácia no sistema de reparo escolhido, levando em consideração os prazos estabelecidos no cronograma executivo dos serviços.

2.4.1 Materiais

De uma forma geral, Reis (2001) aponta algumas características que devem ser observadas quanto aos materiais de uso em serviços de reparos: resistência à compressão, à tração e ao cisalhamento; módulo de elasticidade; base química (mineral, epóxi, acrílica, dentre outras); resistência a ataques químicos, estabilidade frente às variações de temperatura; coeficiente de dilatação térmica; resistência à abrasão; aderência ao concreto e/ou aço; retração; *Pot-life* (tempo para utilização do material de reparo após o preparo) e *Open-time* (tempo no qual o produto é capaz de desenvolver sua função, após a mistura).

Vanderlei (1996) apresentou os materiais de reparo, dividindo-os em seis grupos principais: os inibidores de corrosão de armadura, os adesivos, os aditivos, os produtos de recomposição da seção de reparo, os produtos de proteção e produtos de limpeza. O uso de um ou outro tipo de material, bem como o modo de aplicação, é função do diagnóstico realizado. Dentre os grupos, os produtos de recomposição de seção de reparo são aqueles que estão diretamente relacionados com este trabalho.

2.4.1.1 Produtos de recomposição de seção de reparo

Operações de recuperação tornam-se mais econômicas onde argamassas ou concretos, usinados ou produzidos na obra, possam ser empregados. Mas, em face da necessidade de elevado desempenho do material de reparo, é fato comum, concretos e argamassas terem

suas propriedades naturais alteradas pelo uso de aditivos ou terem a resistência mecânica, aderência, durabilidade e estabilidade dimensional melhoradas com a substituição parcial ou total do cimento e água de amassamento por certos polímeros (SOUZA; RIPPER, 1998).

Tem-se freqüentemente usado pasta de cimento injetável, com composição básica de cimento e água, para tamponamento, via injeção, de falhas ou fissuras, bem como fixação de armaduras de reforço. Em geral, é utilizado um fator água/cimento (a/c) em torno de 0,40, com trabalhabilidade e fluidez beneficiadas pelo uso de plastificantes e retração compensada com emprego de expansores (MARTIN, 2005).

Argamassas secas, conhecidas como argamassas farofa, é um material obtido pela mistura de cimento e areia fina, com traço 1:2,5 ou 1:3,0 em peso, com reduzido fator a/c (entre 0,33 a 0,40). Possui baixa retração e fluidez, sendo utilizada para preencher cavidades de estruturas (SOUZA; RIPPER, 1998).

Para uso enquanto material de reparo, os concretos convencionais exigem, freqüentemente, medidas que melhorem algumas características naturais. Obtenção de elevadas resistências iniciais, bem como eliminação de retração por secagem, melhorias na aderência com o substrato, diminuição da permeabilidade em determinados casos, podem ser necessários (RINCÓN et al, 2003).

Concretos projetáveis têm como características a densidade e capacidade de aderência suficiente para promover, pela própria velocidade de transporte, a compactação simultânea com a aplicação, o que pode ser realizado até mesmo de baixo para cima. Existem dois tipos considerados na aplicação: a chamada mistura seca, com adição de água no bocal de saída do equipamento de projeção, após cimento e agregados misturados serem transportados sem a presença de umidade até aquele local; e a mistura úmida que resulta no transporte do produto já hidratado (PRUDÊNCIO JR., 2005). O concreto projetado é indicado na recomposição de seções em processo de restauro.

Argamassas de base mineral são produtos de elevada resistência química, sem retração por secagem, de pH alcalino, obtida pela mistura de dois componentes, sem a necessidade de água de amassamento. Apresentam-se nas formas auto-nivelantes e tixotrópicas, sendo

indicadas a reparos superficiais, preenchimento de pequenas cavidades e nivelamentos. Dispensam adesivos como ponte de aderência (HELENE, 1992).

Misturando-se os ingredientes sólidos do concreto (cimento e agregados) com resina epóxi, catalisador e água, obtêm-se argamassas ou concretos modificados com epóxi, com melhorias significativas nas resistências mecânicas, químicas e capacidade de aderência.

Argamassas com base de resinas orgânicas são aquelas cuja união e resistência do conjunto passa pelas reações de polimerização e endurecimento dos componentes das resinas, na ausência de água. São produtos com elevadas resistências mecânicas e químicas, que em geral são recomendados para uso em pequenos volumes e espessuras, pois além do alto custo, têm baixo módulo de deformação longitudinal (RINCÓN et al, 2003). Dentre as mais utilizadas estão:

- Argamassas de base epóxi;
- Argamassas à base de resina poliéster e estervinílica;
- Argamassas de base fenólica;
- Argamassas de base furânica.

Bastante utilizados ainda como material de reparo, devido a fácil aplicação, elevada resistência mecânica e ausência de retração, são os chamados grautes, que podem ser tanto de base mineral, quanto de base epóxi. Na base mineral, o material é constituído por cimentos, agregados miúdos, quartzo e aditivo (superplastificantes e expansores) e água adicionada em canteiro (BAUER, 2005). Grautes de base epóxi, são fornecidos em dois componentes misturados em canteiro sem adição de água.

A adição de pozolanas ativas ao concreto, dentre elas microssílica, conforme apontado por Dal Molin (2005) propicia melhorias em suas propriedades, com desenvolvimento de maiores resistências à compressão, à tração, aos ataques químicos, menor permeabilidade,

porosidade e absorção e ainda, conforme Souza e Ripper (1998), maior aderência entre o concreto novo e o concreto antigo e menor índice de reflexão no concreto projetado.

2.4.2 Procedimentos usuais no reparo

O reparo de estruturas, conforme exposto por Vanderlei (1996) só deve ser iniciado após completo desenvolvimento de projetos específicos, assim como definições sobre os métodos, materiais, equipamentos e ferramentas a serem utilizados. Dentre os projetos, Souza e Ripper (1998) destacam a importância do cálculo estrutural prévio, não só para o evento de reforço puro e simples no caso de alteração da funcionalidade das estruturas, mas também no caso de intervenções por danos diversos na estrutura, onde o reforço poderá ser requerido como uma das etapas dos trabalhos de recuperação.

No caso de se definir pela recuperação sem a necessidade de reforço, ainda sim é válida a observação de Campanolo et al (1997) apud Reis (2001) em que, para se aplicar de forma segura qualquer dos métodos e técnicas disponíveis, é necessário entendimento adequado dos detalhes de utilização e limitações de cada técnica.

2.4.2.1 Preparo de superfícies

A qualidade do reparo depende não só das características químicas, mecânicas e físicas do material utilizado, como também da eficiência da ligação entre este e o substrato existente. Assim, é de grande importância que a aplicação dos materiais de reparo seja realizada sobre uma superfície submetida a rigoroso trabalho de preparo, com delimitação do contorno da área a ser reparada e com o corte levado até a profundidade desejada.

Para a preparação do substrato pode-se citar a escarificação manual e mecânica, o desbaste e o corte com a utilização de discos, o escovamento e lixamento manual e a remoção de detritos. A limpeza da superfície pode ser executada com a aspiração a vácuo, jatos de água fria ou quente, vapor, soluções ácidas e alcalinas, jato de ar comprimido, solventes e em certos casos a queima com o uso controlado de maçarico (VANDERLEI, 1996). Jatos de água e areia são constantemente utilizados nas situações de limpeza das armaduras de elementos estruturais em processo inicial de corrosão.



Figura 2.4 – Limpeza de armaduras.

2.4.2.2 Tratamento de fissuras

Depois de identificada a causa da ocorrência e feita a classificação da fissura segundo sua atividade, pode-se proceder ao reparo usando as técnicas e materiais disponíveis. Para fissuras ativas, não se pode estabelecer monolitismo da seção, caso não seja paralisada a fonte geradora. Assim, o tratamento deverá contemplar a aplicação de material flexível e não resistente, com resina acrílica ou poliuretânica. Fissuras passivas, sem atividade, deverão ser estabelecidas as condições para que a seção volte a trabalhar, com o monolitismo requerido ao concreto. Poderá ser empregado para isto, nata de cimento ou resina epóxi com ou sem carga, a depender do caso.

Em aberturas inferiores a 0,1 mm deve-se empregar injeção de material fluido e com expansores, a baixa pressão. Em fissuras maiores e pouco profundas, pode-se utilizar o enchimento por gravidade (SOUZA; RIPPER, 1998). Aberturas profundas requerem o uso de tubos plásticos para injeção, espaçados de acordo com a largura a se preencher, tamponando-se o contorno externo da fissura com selante, para evitar a perda do material. A injeção é feita de baixo para cima, com vedação do tubo de injeção atual, após o material aflorar no tubo superior adjacente (HELENE, 1992).

2.4.2.3 Reparos superficiais

Reparos com profundidade inferior a 2,0 cm, são ditos superficiais, e em geral não ultrapassam a armadura (SOUZA; RIPPER, 1998). Nesse sentido, os reparos mais comuns são enchimentos de falhas, regularização de lajes, reconstituição de quinas quebradas, erosão ou desgaste, entre outros. Depois de preparada a superfície, com a retirada do material contaminado e conveniente assepsia do local, aplica-se o *primer* de ligação procedendo-se, em seguida, ao fechamento da cavidade com o acabamento necessário da superfície de reparo. A cura do *primer*, tal qual a do material de reparo, deverá ser efetivada conforme orientação do fabricante.

O *primer* utilizado pode ser adesivo acrílico puro ou em pasta de cimento e o material para o fechamento remonta argamassas de base mineral (graute tixotrópico), argamassas modificadas com polímero, pré-dosadas ou preparadas em obra (base acrílica ou *SBR*). Para diminuição de retrações, recomenda-se a aplicação em faixas de 1,0 m de largura, por 1,0 cm de espessura (SOUZA; RIPPER, 1998). E reparos de maior extensão, ditos generalizados, emprega-se com sucesso a argamassa projetada.

2.4.2.4 Reparos semi-profundos

Reparos com profundidade entre 2,0 e 5,0 cm, que geralmente atingem a armadura, são ditos semi-profundos. Requerem para isso, freqüentemente, a montagem de formas e dispositivos para concretagem (cachimbos), com a verificação da necessidade do uso de escoramentos nas peças. O material mais empregado neste caso é graute mineral, com alta resistência mecânica. Aqui, valem os procedimentos de preparo e limpeza da região de reparo e também o procedimento de cura do material.

2.4.2.5 Reparos profundos

São reparos em que as profundidades são superiores a 5,0 cm (SOUZA; RIPPER, 1998). No reparo, poderá ser utilizado micro-concreto de retração compensada e com alta resistência. Ainda é possível graute de base mineral, concreto ou argamassa com adesivos *PVA* ou acrílico. Poderá ser efetuada a injeção de argamassa fluida com a colocação prévia

de agregado graúdo na cavidade observando, no entanto, a estanqueidade das formas. Para o enchimento faz-se necessário o uso de cachimbos e o escoramento deverá ser estudado mediante o cálculo prévio.

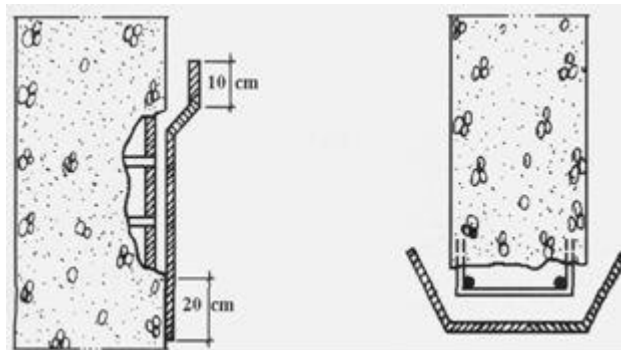


Figura 2.5 – Estabelecimento de reparos profundos.

Fonte: Souza e Ripper (1998)

2.4.2.6 Reparos em processos corrosivos

Reparos em processos corrosivos pressupõem a eliminação das causas da corrosão e erradicação do processo já instalado. Um método rápido consiste na retirada do concreto deteriorado, submetendo a armadura a um rigoroso procedimento de limpeza, no qual poderá se utilizar o jato de areia com posterior eliminação de resíduos pelo jato de água à alta pressão e secagem com ar comprimido.

Com a garantia de descontaminação da região comprometida pela corrosão, a reconstituição da seção de concreto é feita a partir de argamassa ou concreto comum, assim como argamassas tixotrópicas que garantam a aplicação com a mão ou colher de pedreiro. Para reparos profundos são indicadas argamassas fluidas e grautes minerais com expansores (CASCUDO, 1997).

Gonçalves et al (2003) citam três procedimentos, dentre os chamados métodos eletroquímicos de proteção das armaduras, que podem ser estabelecidos no reparo, como forma de estancar a corrosão:

- ✓ Proteção catódica – redução de potenciais das armaduras a valores altamente negativos, em regiões de imunidade no diagrama de *Pourbaix* (ANDRADE PERDRIX, 1992). Isto é conseguido pelo uso do método galvânico com a aplicação de uma corrente impressa ou pelo método do ânodo de sacrifício.

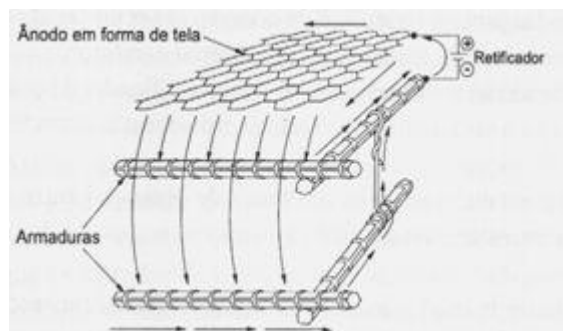


Figura 2.6 – Proteção catódica por corrente impressa.

Fonte: Cascudo (1997)

- ✓ Extração eletroquímica de cloretos – este método presta-se a eliminar íons Cl^- , que são atraídos em direção a um eletrodo externo (carregado positivamente) por ação de um campo elétrico.
- ✓ Realcalinização – consiste na restauração da alcalinidade do concreto, nas proximidades das armaduras, de forma que estas se passivem em consequência de hidrólise da água no cátodo e o estabelecimento de um fluxo eletro-osmótico que desloca íons alcalinos colocados na superfície do concreto.

O controle do processo catódico caracteriza-se pela eliminação do acesso de oxigênio às armaduras pelo uso de pinturas seladoras ou pela aplicação de revestimentos superficiais. A selagem nunca é perfeita, o que facilita o acesso de oxigênio, umidade, cloretos e CO_2 , dando um caráter temporário ao tratamento.

CAPÍTULO 3

SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A tomada de decisão e os riscos daí demandados são uma constante da existência humana. A incerteza de ocorrências futuras, advindas de escolhas feitas no tempo presente, é característica inerente das atividades regidas pela aleatoriedade, e que governam uma grande parte dos acontecimentos diários (PÁEZ, 1981). Eventos que são influenciados por fatores ou variáveis, cujo comportamento não pode ser descrito através de equações matemáticas exatas, devem ser tratados tendo-se em mente as noções de possibilidades de ocorrência ou probabilidades (MEYER, 1981). Tais processos são ditos aleatórios ou estocásticos.

Apesar do comportamento aleatório não ser passível de descrição da lógica que ocasiona determinados resultados observados, é possível estimar, baseado em dados estatísticos de outros acontecimentos semelhantes (PÁEZ, 1981), quais são as chances de, por exemplo, se chegar a salvo em uma viagem de avião, ou ainda, de ganhar dinheiro ao investir em determinada empresa na bolsa de valores. Neste caso se recorre ao campo das probabilidades para se conhecer de que forma se distribuem as variáveis envolvidas em um determinado evento e quais as chances de que certo resultado venha a ocorrer.

Por outro lado, um evento cujo desenrolar final pode ser equacionado de forma relativamente precisa, é chamado de determinístico (MEYER, 1981).

A maioria das variáveis envolvidas no dimensionamento e execução das estruturas de concreto, como as resistências dos materiais, as solicitações e suas combinações, fases do processo construtivo como locação da obra, leituras de aparelhos (SANTOS, 1983) etc., são governadas pelas leis da incerteza, como seria natural pensar. Assim, no ato da concepção estrutural, da execução ou da própria utilização do edifício, estão envolvidas probabilidades de ocorrência de diversos fatores que intervêm diretamente na segurança das estruturas.

3.2 FUNDAMENTOS DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

Uma estrutura é dita segura, quando esta possui condições de suportar, sem atingir algum estado limite e em condições normais de utilização, as solicitações às quais foram definidas no momento do cálculo estrutural, para toda sua vida útil (SANTOS, 1983).

Numericamente, a afirmação acima recai em uma expressão que deverá ser atendida:

$$\frac{R}{S} \geq 1 \quad (3.1)$$

onde:

R = representa os esforços resistentes.

S = representa os esforços solicitantes

Mas a questão da segurança é bastante complexa e assegurar que a razão entre a resistência e a solicitação em uma peça, não atinja valor inferior a um, remete à análise das possibilidades de variação do comportamento da estrutura com relação às flutuações das variáveis responsáveis pelas solicitações e pelas resistências.

Conforme Fusco (1974), ao se submeter uma estrutura a uma determinada situação (experiência), o estado assumido por ela será definido através dos valores das variáveis x_i ($i= 1, 2, \dots, n$) as quais são as grandezas relacionadas aos n atributos presentes na experiência considerada. A cada estado atingido, admitidos como os possíveis resultados da experiência, acarretará um tipo de comportamento.

De uma forma geral, dois tipos de comportamentos são de interesse:

- 1) Comportamentos Normais – estados assumidos pela estrutura são julgados satisfatórios;
- 2) Comportamentos Patológicos – correspondente aos chamados estados de ruína.

Segundo Fusco (1974), um estado de ruína é aquele em que a estrutura deixa de ser útil aos fins para os quais foi projetada. Este poderá ser atingido: a) por ruptura; b) hipostaticidade, c) flambagem; d) deformações exageradas; e) fissuração além de um limite pré-estabelecido, etc.

Assim, sendo os fatores que determinam um estado da estrutura, que por sua vez ditam o comportamento estrutural, em sua grande maioria, variáveis aleatórias, deve-se tratar a segurança das construções em termos de probabilidades de falhas.

Analisando agora a segurança como algo determinado probabilisticamente, pode-se agregar alguns valores à expressão (3.1).

Considerando a aleatoriedade das ações, é possível representar de forma simbólica os esforços delas decorrentes ou elas próprias por (FUSCO, 1974):

$$S = S(x_1, x_2, \dots, x_n; C_X) \quad (3.2)$$

onde:

S = solicitações nas estruturas.

x_1, x_2, \dots, x_n são as grandezas aleatórias que proporcionam as solicitações nas estruturas

C_X = constantes ou funções determinísticas que relacionam x_i a S

De forma análoga, podemos tomar a resistência como um produto de grandezas aleatórias representadas pela expressão simbólica:

$$R = R(y_1, y_2, \dots, y_n; C_Y) \quad (3.3)$$

onde:

R = representa a resistência.

y_1, y_2, \dots, y_n são as grandezas aleatórias que influenciam a capacidade resistente

C_Y = constante e funções determinísticas que relacionam y_i à R

Agora, pode-se expressar a segurança estrutural pela relação abaixo:

$$\left[\frac{R(y_1, y_2, \dots, y_m; C_Y)}{S(x_1, x_2, \dots, x_m, C_X)} \right]_{extr} \geq 1 \quad (3.4)$$

Sendo o índice “extr” apontando que a expressão é válida para uma condição de extremo, associada a uma dada probabilidade.

A garantia de estruturas seguras passa pela adoção de margens de segurança (FUSCO, 1974) contra diversos estados de ruína. Uma segurança exagerada torna a estrutura anti-econômica (SANTOS, 1983) e as diversas sociedades não apresentam condições de assumi-la. Por outro lado, baixas margens de segurança tornam-se um atentado à vida humana, o que seria suficiente para impugnação por motivos morais junto à opinião pública (PÁEZ, 1981).

3.3 PROBABILIDADE DE FALHA E ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

Considera-se que um elemento estrutural falha se as resistências (R) forem menores que as solicitações (S) (MELCHERS, 1987). A probabilidade de falha (P_f) do elemento estrutural pode ser encontrada por (3.5):

$$P_f = P[G(R, S) \leq 0] \quad (3.5)$$

onde:

G = função de estado limite

Portanto, a probabilidade de falha recai na possibilidade de violação de um estado limite.

Sendo $f_R(\cdot)$ e $f_S(\cdot)$ as funções densidade de probabilidade que representam o comportamento de R e S, tidas aqui como independentes, e representando a expressão (3.5) pela região hachurada da Figura 3.1, a probabilidade de falha pode ser escrita por:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{s} f_R(r) f_S(s) dr ds \quad (3.6)$$

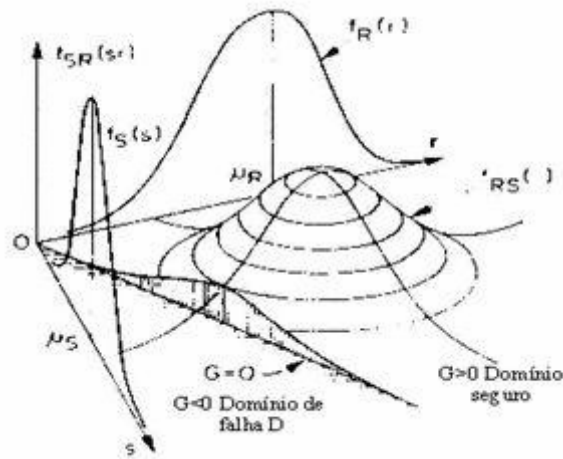


Figura 3.1 – Região D de integração para determinação da P_f .

Fonte: Adaptado de Melchers (1987)

Como a função de distribuição acumulada $F_X(x)$ pode ser obtida por (3.7):

$$F_X(x) = P(X) \leq x = \int_{-\infty}^x f_X(y) dy \tag{3.7}$$

Desde que $x \geq y$. No caso especial em que R e S são independentes, a expressão (3.6) pode ser escrita com se segue:

$$P_f = P(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx \tag{3.8}$$

Conhecida como integral de convolução, representa o caso em que a resistência R é menor que algum valor de x, ao passo que $f_S(x)$ representa a probabilidade de que S possua um valor entre x e $x + \Delta x$, quando $\Delta x \rightarrow 0$.

Ainda que o conceito de segurança se associe à ruptura ou colapso da estrutura (ALLEN, 1991), todos os estados limites têm uma probabilidade de ocorrência e, sendo assim, o conceito de segurança abarca também outros fenômenos além da ruptura, tal como flechas, fissuração e vibrações (ACHE, 2003). A todos esses estados limites estão associados uma P_f .

Supondo agora que R e S sejam normalmente distribuídas, pela propriedade da regeneração da qual desfruta tal distribuição (COROTIS; DOSHI, 1977), sabe-se que a função de distribuição da variável, conforme expressão (3.9), também será normalmente distribuída.

$$m = R - S \quad (3.9)$$

Assim a função densidade de probabilidade de m é mostrada na Figura 3.2:

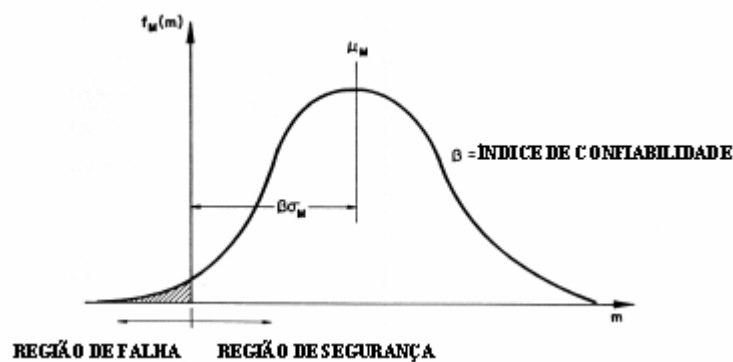


Figura 3.2 – Função densidade de probabilidade de m.

Fonte: Adaptado de Laranja e Brito (2003)

Esta função tenderá a um valor médio μ_M e a um desvio-padrão de σ_M . O valor $m=0$ (ou $R=S$) definirá a ruptura e, da relação entre e média e desvio-padrão se obtém:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (3.10)$$

onde:

β = índice de confiabilidade

A utilidade desse parâmetro está diretamente relacionada com a função de distribuição normal de probabilidade, a qual se assume bem representar o estado limite R-S. Dessa forma, tem-se como resultado:

$$\Phi\left[\frac{(m - \mu_M)}{\sigma_M}\right] = \Phi\left(\frac{-\mu_M}{\sigma_M}\right) = P(m < 0) = P_f = \Phi(-\beta) \quad (3.11)$$

onde:

Φ = função que relaciona β e P_f

Como a probabilidade de falha relaciona-se com as conseqüências (perdas de vidas, bens, tempo, etc.) da superação de um estado limite, supõe-se que o impacto produzido pelo colapso de uma estrutura é consideravelmente maior que o produzido por uma flecha excessiva. Assim, é natural pensar que a um menor impacto seja aceitável uma probabilidade de falha maior.

O Comitê JCSS (2001) considera os valores do índice de confiabilidade para edifícios residenciais entre 3,1 e 4,7 (P_f entre 10^{-3} a 10^{-6}) para estados limites últimos, segundo as conseqüências de uma falha da estrutura. Para os estados limites de serviço, o índice de confiabilidade varia entre 1,3 a 2,3 (P_f entre 10^{-1} a 10^{-2}), de acordo com o custo de reabilitação da estrutura.

3.4 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS

O primeiro método surgido no intuito de se quantificar a segurança de uma estrutura levava em consideração as tensões admissíveis dos materiais. Consistindo basicamente na aplicação de coeficiente de segurança interno $\gamma_i > 1$, apresentava a preocupação em fazer com que as solicitações máximas em uma seção, não superassem a tensão de ruptura do material minorada pelo coeficiente em referência. No caso do aço, a minoração dava-se sobre a tensão de escoamento. O método era passível de críticas, principalmente por ignorar o comportamento dos materiais e não levar em conta a não linearidade física do concreto e efeitos de segunda ordem.

Assim, por volta de 1930 os conceitos de tensão admissíveis foram substituídos pelos de cargas admissíveis com o método de cálculo no regime de ruptura. Neste sentido, se propunha o cálculo do concreto no estágio III, com a verificação dos estados limites, últimos e de utilização, abordados de forma determinística. Um coeficiente $\gamma_e > 1$ aplicado a uma carga de serviço F conduziria a peça a um estado limite.

O método apresentava falhas, principalmente por não considerar a variabilidade relativa às cargas e possibilidades de ocorrência simultâneas e não conseguir resolver ainda o problema da não proporcionalidade muita das vezes encontrada entre carga e esforço solicitante (SANTOS, 1983). Apesar da resolução do problema da não linearidade física

dos materiais, o método ainda era incapaz de contemplar as não linearidades geométricas e com isso ofertava-se uma ilusória sensação de segurança frente ao coeficiente externo γ_e .

Ao se pensar nos fatores envolvidos nos fenômenos de solicitação e resistência das estruturas como função de variáveis aleatórias, métodos que não atentem para estas características produzem resultados ainda distantes, mesmo que sejam considerados quaisquer fatores determinísticos do processo (SANTOS, 1983).

3.5 ESTADOS LIMITES (*EL*)

Como foi visto anteriormente, com o avanço da teoria da segurança nas estruturas, em especial com o desenvolvimento da aplicação da teoria das probabilidades referentes aos atributos envolvidos nos fenômenos comportamentais da resistência ante as solicitações, houve a necessidade de proteção contra a ocorrência, no todo, ou em partes das estruturas, de estados limites.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) define no item 3.1 um estado limite como sendo “estados a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades da construção”. É necessário compreender que o surgimento de um estado limite decorre da mudança de comportamento da estrutura. Entendendo a estrutura como um sistema complexo, onde as variáveis nele atuantes são as responsáveis pelos diferentes estados em que este poderá figurar, a mudança em uma variável levará o sistema a outro estado de equilíbrio passando, para isso, por diversos e diferentes estados intermediários (ZEMANSKI, 1978). Pode ocorrer que em um desses estados pelos quais passa a estrutura, as condições de segurança não sejam mais atendidas, ou mesmo a estrutura passe a ter desempenho insatisfatório. Neste caso, atingiu-se um estado limite.

O item 4.1 da NBR 8681 (ABNT, 2003) preconiza a existência de dois grupos para os estados limites: os estados limites últimos e os estados limites de serviço. Segundo ACHE (1983), estados limites últimos correspondem ao valor máximo da capacidade de suporte de uma estrutura e o estado limite de utilização, advindo de critérios de utilização normal ou de durabilidade da edificação.

Assim sendo, a NBR 8681 (ABNT, 2003), no mesmo item, relaciona as características apresentadas pelas estruturas quando os estados limites usuais são atingidos. Abaixo seguem expressas tais características:

a) Estados limites últimos (*ELU*)

No projeto, usualmente devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- i) Perda de equilíbrio global ou parcial, admitida a estrutura como corpo rígido;
- ii) Ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- iii) Transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- iv) Instabilidade por deformação;
- v) Instabilidade dinâmica.

Poderá ainda ser previsto algum estado limite último que não os considerados acima. Dessa forma, Fusco (1974) o faz, pela consideração do estado limite de ressonância que ocasiona danos funcionais, nos casos em que a potência da fonte excitadora seja apreciável.

A NBR 6118 (ABNT, 2003) admite o uso do estado limite último para o dimensionamento das seções dos elementos de concreto nas estruturas e das áreas de armaduras nelas imersas.

b) Estados limites de serviço (*ELS*)

No período de vida das estruturas, usualmente são considerados estados limites de utilização caracterizados por:

- i) Danos ligeiros ou localizados, que comprometam o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;

- ii) Deformações excessivas, que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- iii) Vibrações de amplitudes excessivas.

Os estados limites de serviço estão ligados à verificação dos deslocamentos ocorridos nas estruturas frente às combinações de ações para esses estados, além dos processos relacionados à abertura de fissuras (NBR 6118:2003).

3.5.1 Método semi-probabilístico

3.5.1.1 Conceitos básicos

A adoção de princípios probabilísticos na determinação da segurança estrutural foi uma imposição da realidade. Ainda que o atual estágio de conhecimento sobre o assunto, seja incompleto quanto ao entendimento da natureza dos processos envolvidos nos fenômenos causadores dos estados das estruturas, as considerações e aproximações probabilísticas do cálculo da segurança apontam para resultados próximos ao que seria o provável comportamento real.

Em princípio o método probabilístico pode ser aplicado através de três processos diferentes, segundo diferentes níveis de rigor conceitual (FUSCO, 1974; PÁEZ, 1981).

O chamado nível I baseia-se na definição de certa forma empírica de resistência característica e coeficientes normalmente definidos como expressão de uma probabilidade de ruína não anunciada de um modo quantitativamente explícito (PÁEZ, 1981). Aplica-se aqui, o método dos valores extremos, dado pela equação (3.12):

$$S(x_{1,extr}, x_{2,extr}, \dots, x_{m,extr}; C_x) = R(y_{1,extr}, y_{2,extr}, \dots, y_{m,extr}; C_y) \quad (3.12)$$

onde:

$x_{1,extr}, x_{2,extr}, \dots, x_{m,extr}$ valores extremos das variáveis aleatórias que influenciam as solicitações

$y_{1,extr}, y_{2,extr}, \dots, y_{m,extr}$ valores extremos das variáveis aleatórias que influenciam a capacidade resistente

Assim, a segurança aparece através da probabilidade $P_{x_i,extr}$, $P_{y_i,extr}$ que determinam, respectivamente, os valores extremos $x_{i,extr}$ e $y_{i,extr}$, e com eles são calculados os valores limites das solicitações S e das resistências R .

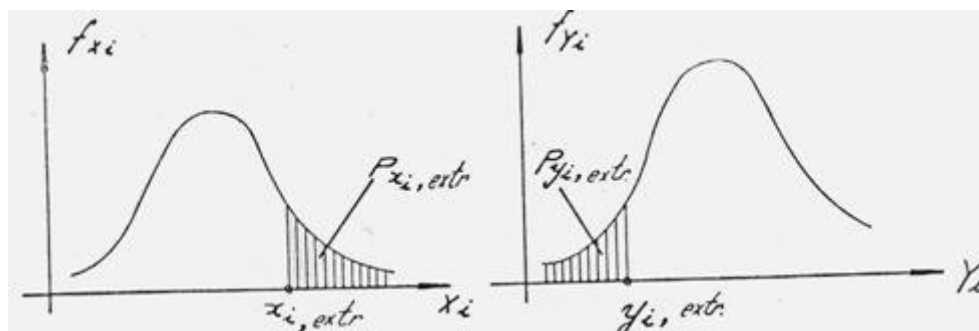


Figura 3.3 – Nível I.

Fonte: Fusco (1974)

No nível II, supõe-se que as distintas distribuições de probabilidade das sobrecargas e resistências são conhecidas, segundo dados perfeitamente definidos, ainda que apenas em forma de um valor médio e uma dispersão e assim admite-se a hipótese suficientemente aproximada que estas funções correspondem a uma distribuição normal (PÁEZ, 1981). O nível II é aplicado aos casos não previstos no nível I ou caso em que a importância da obra requeira um tratamento mais preciso das condições de segurança própria para esta situação. Emprega-se para isto o chamado processo dos “extremos funcionais” dado pela expressão (3.13) (FUSCO, 1974):

$$S_{extr}(x_1, x_2, \dots, x_m; C_x) = R_{extr}(y_1, y_2, \dots, y_m; C_y) \quad (3.13)$$

onde:

x_1, x_2, \dots, x_m são as grandezas aleatórias que influenciam as solicitações

y_1, y_2, \dots, y_m são as grandezas aleatórias que influenciam a capacidade resistente

S_{extr} = valor extremo da função referente às solicitações

R_{extr} = valor extremo da função referente à resistência

Neste caso, a segurança é dada pelas probabilidades $P_{S,extr}$ e $P_{R,extr}$ que definem extremos probabilísticos de S e R .

O chamado nível III trata o problema resistente segundo metodologia probabilística rigorosa. De uma forma geral:

[...] as cargas, os pesos próprios com suas variações prováveis, as resistências com seus defeitos aleatórios de construção e o próprio cálculo, com suas imprecisões de hipóteses, entram como fontes de informação cujos dados se processam para concluir na determinação de uma probabilidade de falha P_f (PÁEZ, 1981, p. 26).

É chamado processo exato, sendo que a probabilidade de ruína é dada por:

$$\left(\frac{R}{S}\right)_{extr} = 1 \text{ ou } (R - S)_{extr} = 0 \quad (3.14)$$

onde:

$(R/S)_{extr}$ = função de distribuição dos valores de R/S

Neste caso, para o nível III, faz-se estudo para que as funções $f(R/S)$ ou $f(R-S)$ não atinjam os valores extremos um ou zero, respectivamente.

No emprego do processo exato, define-se o coeficiente central de segurança γ_0 como sendo:

$$\gamma_0 = \left(\frac{R}{S}\right)_0 \quad (3.15)$$

onde:

γ_0 = coeficiente central de segurança

Em função do valor médio da distribuição (R/S) . O coeficiente de segurança característico é apresentado como:

$$\gamma_K = \left(\frac{R}{S}\right)_K \quad (3.16)$$

onde:

γ_K = coeficiente de segurança característico

em função do valor $\left(\frac{R}{S}\right)_k$ convencional.

Para evitar trabalhos exaustivos com a natureza complexa da distribuição (R/S) , é usual a consideração isolada das possíveis distribuições de R e de S (FUSCO, 1974). Portanto, a

segurança estará associada à probabilidade P_{RS} de todos os estados em que $R \leq S$, definidos pela expressão:

$$P_{RS} = \int_0^{\infty} F_R(X) f_S(X) dX \quad (3.17)$$

onde:

F = função de distribuição acumulada

f = função densidade de probabilidade

Este procedimento leva à expressão do coeficiente central de segurança:

$$\gamma_0 = \frac{R_0}{S_0} \quad (3.18)$$

onde:

γ_0 = coeficiente central de segurança

R_0 = representa as resistências centrais

S_0 = representa as solicitações centrais

E para o coeficiente característico:

$$\gamma_k = \frac{R_k}{S_k} \quad (3.19)$$

onde:

γ_k = coeficiente característico de segurança

R_k = representa as resistências características

S_k = representa as resistências características

Assim, conforme FUSCO (1974, p. 14):

No método probabilístico de cálculo, a segurança é medida essencialmente por probabilidades associadas à ocorrência de estados limites, variando apenas a maneira de considerar essa probabilidade em função do nível de precisão empregado.

O sistema atualmente utilizado refere-se ao nível I, reservando ao nível II, apenas alguns casos especiais de importância técnica ou econômica. Apesar do caráter teórico do nível III, sendo considerado por muitos apenas como base geral de referência para comissões nacionais de normas, este possui o relevante aspecto da correlação formal entre a intensidade das cargas e a duração das mesmas (PÁEZ, 1981).

Em essência, as simplificações do nível I em relação ao nível II consistem em (MONTROYA et al, 1973a):

- ✓ Atribuir os efeitos das diversas causas de erros somente a dois fatores: as resistências dos materiais e os valores das ações;
- ✓ Introduzir no cálculo, ao invés das funções de distribuição de ações e resistências, alguns valores numéricos únicos (associados a um determinado nível de probabilidade, representada pelos chamados de valores característicos).
- ✓ Ponderar os valores característicos mediante seus coeficientes parciais de segurança γ , usando um que afete as resistências (γ_m) e outro as ações ou solicitações (γ_f), para abarcar os fatores aleatórios restantes (não considerados diretamente) e reduzir a probabilidade de falha a limites aceitáveis.

3.6 VALORES CARACTERÍSTICOS

3.6.1 Resistência dos materiais

Um importante conceito dentro da segurança das estruturas refere-se ao estabelecimento dos valores característicos das resistências dos materiais de construção. Como esta propriedade de um material é uma variável aleatória, é coerente caracterizá-la por uma densidade de probabilidade e não por um número exato (SANTOS, 1983). Ensaios experimentais e experiências acumuladas concluíram que a resistência, tanto do aço, quanto do concreto, se comportam como uma distribuição normal (COROTIS; DOSHI, 1977; FUSCO, 1976; MELCHERS, 1987; MONTROYA et al, 1973a; RÜSCH, 1980).

Assim, devida à simetria da função densidade de probabilidade (f_{dp}) desse tipo de distribuição, metade dos valores de ensaio é maior e a outra metade menor que a resistência média encontrada. Desse modo, torna-se inviável a adoção da média f_{cm} como valor representativo da resistência de um lote ensaiado, tanto para o concreto, quanto para o aço. Também a adoção do menor valor do ensaio como representativo do fenômeno resistente apresenta certa incoerência, já que uma parcela muito pequena dos resultados do ensaio terá esta ordem de grandeza, o que não seria o ideal como representação da distribuição considerada por ser um procedimento antieconômico.

Convencionou-se chamar de valor característico para a resistência à compressão ou à tração, representado respectivamente por f_{ck} e f_{ctk} , o valor correspondente a um quantil com probabilidade de 5% de ser superado no sentido desfavorável, ou seja, 95% dos valores encontrados em um ensaio, serão superiores a eles.

$$P(X \leq X_{0,05}) = 0,05 \text{ ou } P(X \geq X_{0,05}) = 0,95 \quad (3.20)$$

onde:

P = probabilidade de ocorrência

X = valor real assumido pela variável aleatória

$X_{0,05}$ = valor da variável no quantil de 5%

Considerando a distribuição normal reduzida (Figura 3.4):

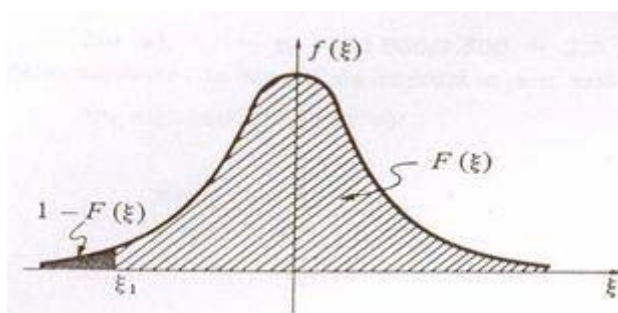


Figura 3.4 – Variável normal reduzida.

Fonte: Santos (1983)

Tem-se a seguinte relação:

$$\xi = \frac{f_k - f_m}{s} \quad (3.21)$$

E assim:

$$f_k = f_m + s \cdot \xi \quad (3.22)$$

onde:

f_k = valor característico atribuído à variável na distribuição de densidades de probabilidade

f_m = valor médio da variável aleatória na distribuição

s = desvio-padrão da variável aleatória

ξ = fator relativo à probabilidade aplicada

Sabendo-se que: $s = \delta \cdot f_m$ sendo “s” o desvio-padrão e “ δ ” o coeficiente de variação, pode-se escrever:

$$f_k = f_m (1 + \delta \xi) \quad (3.23)$$

Na tabela de distribuição normal, encontra-se a probabilidade de 5 % que corresponde a um valor $\xi = -1,645$, resultando finalmente em:

$$f_k = f_m (1 - 1,645\delta) = f_m - 1,645 \cdot s \quad (3.24)$$

onde:

f_k , f_m , δ e s possuem o mesmos significados já apontados

3.6.1.1 Valores característicos para o concreto

Para o concreto, a resistência característica é dada segundo a metodologia anterior, sendo que:

a) Resistência à compressão

$$f_{ck} = f_{cm} - 1,645 \cdot s_c \quad (3.25)$$

onde:

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão, adotada em projeto

f_{cm} = resistência média do concreto à compressão na idade de 28 dias

s_c = desvio-padrão em relação a f_{cm}

b) Resistência à tração

$$f_{ctk} = f_{ctm} - 1,645 \cdot s_t \quad (3.26)$$

onde:

f_{ctk} = resistência característica do concreto à tração, adotada em projeto

f_{ctm} = resistência média do concreto à tração na idade de 28 dias

s_t = desvio-padrão em relação a f_{ctm}

3.6.1.2 Valores característicos para o aço

A resistência característica do aço à tração é dada também pelo quantil de probabilidade de 5% a ser ultrapassada no sentido mais desfavorável, ou seja:

$$f_{yk} = f_{ym} - 1,645.s_y \quad (3.27)$$

onde:

f_{yk} = resistência característica do aço à tração, adotada em projeto

f_{ym} = resistência média do aço à tração obtida em ensaios

s_y = desvio-padrão em relação a f_{ym}

3.6.2 Ações

Apesar das normas serem de domínio público e de fácil acesso, serão apresentados os pontos importantes para o entendimento deste trabalho. Conforme item 4.2.2 da NBR 8681 (ABNT, 2003), as ações são quantificadas por seus valores representativos, podendo ser: valores característicos, valores característicos nominais, valores reduzidos de combinação, valores convencionais excepcionais, valores reduzidos de utilização e valores raros de utilização.

3.6.2.1 Valores representativos para estados limites últimos

- Valores característicos

Valores característicos das ações permanentes correspondem à variabilidade existente num conjunto de estruturas análogas. Para as ações que produzam efeitos tanto desfavoráveis quanto favoráveis sobre uma estrutura, NBR 8681 (ABNT, 2003) prescreve um valor característico como sendo o médio, referente a um quantil de 50% da distribuição.

- Valores característicos nominais

Ações que não tenham sua variabilidade adequadamente expressada por distribuições de probabilidade, os valores característicos F_K são substituídos por valores nominais convenientemente escolhidos. Em caso de pequena variabilidade, diferindo muito pouco entre si os valores característicos superior e inferior (ambos próximos à média), adotam-se como característico os valores médios das respectivas distribuições (NBR 8681:2003).

- Valores reduzidos de combinação

Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2003), os valores reduzidos de combinação são determinados a partir dos valores característicos pela expressão $\psi_0.F_K$ e são empregados

nas condições de segurança relativas à estados limites últimos, quando existem ações variáveis de diferentes naturezas. Assim, os valores $\psi_0.F_K$ levam em conta a baixa probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes sendo, portanto, valores característicos de distribuição de extremos correspondentes a um período de tempo igual a uma fração do período de referência admitido para a determinação do valor característico F_K .

- Valores convencionais excepcionais

São valores arbitrários para as ações excepcionais, estabelecidos por consenso entre o proprietário da construção e as autoridades governamentais que nela tenham interesse (NBR 8681:2003).

3.6.2.2 Valores representativos para os estados limites de utilização

- Valores reduzidos de utilização

Segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003) os valores reduzidos de utilização são determinados a partir dos valores característicos pelas expressões $\psi_1.F_K$ e $\psi_2.F_K$, e são empregados na verificação da segurança em relação a estados limites de utilização decorrentes de ações que se repetem inúmeras vezes e ações de longa duração respectivamente. Os valores reduzidos $\psi_1.F_K$ são designados por valores freqüentes (utilizados nas combinações freqüentes – *CF*) e os valores $\psi_2.F_K$ por valores quase-permanentes (utilizados nas combinações quase-permanentes – *CQP*) das ações variáveis.

- Valores raros de utilização

Os valores raros de utilização (utilizados nas combinações raras – *CR*) quantificam as ações que podem acarretar estados limites de utilização, mesmo que atuem com duração muito curta sobre a estrutura.

3.7 COEFICIENTES DE PONDERAÇÃO

No método semi-probabilístico de quantificação da segurança foram estabelecidos coeficientes de segurança de forma empírica (FUSCO, 1974). Todavia, o progresso e o

aumento do nível de conhecimento com relação ao funcionamento estrutural promoveram reduções significantes dos coeficientes ao longo dos anos. Mas, conforme visto, a segurança estrutural não é definida a partir do conceito de coeficiente aplicado, mas sim da possibilidade de ocorrência de estados limites.

Apesar do conceito de segurança se associar usualmente à ruptura ou colapso de estruturas, todos os estados limites têm uma probabilidade de ocorrência ou extrapolação. Dessa forma, o conceito de segurança abarca também outros fenômenos além da ruptura, tais como flechas, fissuração e vibrações.

A segurança estrutural relativa a determinado estado limite (EL) se avalia diretamente através da probabilidade de que esse EL seja superado, a qual se denominada probabilidade de falha P_f (Item 3.3). O método semi-probabilístico atualmente empregado para o estabelecimento da segurança estrutural, conforme visto, define distribuições estatísticas das variáveis aleatórias relativas às resistências e às cargas e estabelece o valor característico através do quantil de 5% de probabilidade de não serem superados no lado desfavorável. Mas, existem outras variáveis aleatórias que influenciam na segurança e cujas distribuições são ainda desconhecidas ou não quantificáveis.

Além do que, considerar todos os parâmetros aleatórios e suas distribuições de probabilidade diretamente no cálculo estrutural, tornaria o processo bastante complexo. Assim, para garantir que estes fatores ainda não totalmente conhecidos não conduzam a estrutura a estados limites, são introduzidos coeficientes de ponderação parciais (MONTROYA et al, 1973a). Do método probabilístico, tem-se o seguinte coeficiente de segurança:

$$\gamma_0 = \left(\frac{R}{S} \right)_0 \quad (3.15)$$

Que é um artifício com o qual pode ser evitado o uso explícito de conceitos probabilísticos no cálculo estrutural. Portanto, ao invés do uso de quantidades extremas, trabalha-se com valores relacionados a diferentes quantis das distribuições de probabilidades consideradas.

Neste contexto, tem-se no coeficiente de segurança o produto de um conjunto de fatores aleatórios. Sendo cada fator a representação de um efeito distinto, a estrutura irá se manter

em estado normal, enquanto o valor do coeficiente de segurança γ_0 seja superior ao produto dos referidos fatores, por exemplo: x, y, z, t... que representam cada um dos efeitos simultâneos.

$$\gamma_0 > x.y.z.t \quad (3.28)$$

Assim, a partir da expressão (3.28), podem-se agrupar fatores referentes às solicitações e os referentes aos materiais, da seguinte forma (MONTROYA et al, 1973a):

$$\gamma_0 \geq \gamma_m \cdot \gamma_f \quad (3.29)$$

onde:

- γ_0 = coeficiente de segurança central
 γ_m = coeficiente de ponderação dos materiais
 γ_f = coeficiente de ponderação das ações

A determinação de cada coeficiente e a relação entre eles é dada a seguir.

3.7.1 Coeficientes de ponderação dos materiais

O coeficiente γ_m é usado para redução dos valores das resistências características, para obtenção de valores relativos a outros quantis da mesma distribuição (FUSCO, 1974; PÁEZ, 1981). Santos (1983) aponta ser esse coeficiente uma função de dois outros, da seguinte forma:

$$\gamma_m = FUNÇÃO(\gamma_{m1}, \gamma_{m2}) \quad (3.30)$$

onde:

- γ_m = coeficiente de ponderação dos materiais
 γ_{m1} = considera possíveis reduções da resistência dos materiais
 γ_{m2} = considera possíveis reduções da resistência de caráter local, não levadas em consideração por γ_{m1}

Todavia, SANTOS (1983) aponta outros fatores de influência sobre a segurança, tratados por esse coeficiente de ponderação:

- 1) Erros teóricos da análise experimental;
- 2) Imprecisões de cálculo;

3) Imprecisões de execução (geometria).

Para o caso do concreto armado, o coeficiente γ_m se desdobra em dois outros coeficientes distintos:

γ_c → Para minoração da resistência do concreto;

γ_s → Para minoração da resistência do aço.

Na realidade, o coeficiente γ_m é determinado em parte estatisticamente e em parte empiricamente (SANTOS, 1983) e tem por finalidade transformar os valores característicos, em outros quantis da mesma distribuição (FERRY-BORGES; CASTANHETA, 1971). No caso do coeficiente de minoração das resistências dos materiais, ocorre a transformação de um quantil de 5% de probabilidade de ser ultrapassado do lado desfavorável, em um quantil de 5‰ de probabilidade de ser ultrapassado do mesmo lado da curva. Na realidade, trabalha-se com $\beta=3,5$ ($Pf=2,33 \times 10^{-4}$) e um fator de influência $\alpha_x=0,75$, tendo-se então (3.31):

$$\gamma_m = \frac{X_{0,05}}{X_{0,005}} = \frac{1-1,645\delta_x}{1-\beta \cdot \alpha_x \cdot \delta_x} = \frac{1-1,645\delta_x}{1-2,576\delta_x} \quad (3.31)$$

onde:

γ_m = coeficiente de ponderação dos materiais

$X_{0,05}$ = valor característico relativo ao quantil de 5% de ser excedido pelo lado mais desfavorável

$X_{0,005}$ = valor característico relativo ao quantil de 5‰ de ser excedido pelo lado mais desfavorável

δ_x = coeficiente de variação

Mesmo não havendo nenhum critério estabelecido em normas ou instruções, para as finalidades de avaliação estrutural, por ocasião de determinação da segurança residual de estruturas existentes ou para intervenções de reparos ou reforços estruturais, admite-se mediante criteriosa avaliação da resistência do concreto e confirmação geométrica das seções, a redução desses coeficientes, uma vez que diversas incertezas existentes no período de projeto, agora não mais o são (CABRÉ, 1994; TANNER, 1995).

3.7.2 Coeficientes de ponderações das ações

As ações, por sua vez, recebem também um tratamento no sentido de reduzir a probabilidade de serem ultrapassadas durante a vida útil em serviço das estruturas (PÁEZ, 1981). O coeficiente que promove tal alteração é representado por γ_f e agrega em seu valor, algumas considerações feitas com relação a variabilidade das ações isoladas ou a variabilidade de possíveis combinações de diferentes ações (FUSCO, 1974). Este coeficiente abrange também as incertezas referentes às solicitações calculadas a partir de modelos teóricos de comportamento estrutural. O coeficiente pode ser expresso então pela função (3.32):

$$\gamma_f = FUNÇÃO(\gamma_{f1}, \gamma_{f2}, \gamma_{f3}) \quad (3.32)$$

onde:

- γ_f = coeficiente de ponderação das ações
- γ_{f1} = fator que leva em conta o desvio das ações em relação a seus valores característicos
- γ_{f2} = fator que leva em conta a combinação das ações, também chamado de ψ_0 pela NBR 8681 (ABNT, 2003)
- γ_{f3} = fator que considera possíveis erros na avaliação dos efeitos das ações, por problemas construtivos ou deficiência no método de cálculo empregado

Em virtude dos diversos tipos de cargas presentes em um projeto estrutural, a NBR 8681 (ABNT, 2003) altera o índice do coeficiente γ_f de acordo com a ação considerada, podendo encontrar diversos símbolos, $\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_P$ e γ_E , representando os respectivos coeficientes das ações permanentes, ações diretas variáveis, protensão e efeitos de deformações impostas, como serão tratadas posteriormente neste trabalho.

3.7.2.1 Coeficiente de ponderação para os ELS's

Quando se consideram estados limites de serviços, a NBR 8681 (ABNT, 2003), preconiza o valor a seguir para a majoração das ações, salvo indicação contrária em norma específica:

$$\gamma_f = 1,0$$

3.7.2.2 Coeficiente de ponderação para as ações permanentes (*ELU*)

Estes coeficientes, denotados por γ_G , majoram os valores representativos das ações permanentes que provocam efeitos desfavoráveis e minoram os valores representativos das ações que produzem efeitos favoráveis com relação à segurança (NBR 8681:2003). Nas combinações últimas, os coeficientes de ponderação das ações permanentes são assim indicados:

- 1) Segundo variabilidade das ações diretas: o método empregado na construção dos elementos estruturais, elementos construtivos não estruturais e equipamentos fixos influem na variabilidade das ações permanentes a se adotar em projeto. Em geral, processos construtivos mais controlados demandam coeficientes menos conservadores, ao passo que métodos em que o controle é falho exigem coeficientes maiores para cobrir as incertezas nitidamente mais acentuadas. No caso da avaliação de estruturas, muitas das incertezas de projeto podem ser confirmadas na inspeção realizada na obra. Isso gera redução dos coeficientes a serem empregados no cálculo pela ocasião da avaliação estrutural. Em todo caso, em projeto a NBR 8681 (ABNT, 2003) admite, para o cálculo, os coeficientes presentes da Tabela 3.1 a serem utilizados para as ações consideradas separadamente. A Tabela 3.2 mostra os coeficientes de ponderação a considerar-se numa combinação, todas essas ações forem agrupadas.

Tabela 3.1 – Ações permanentes diretas consideradas separadamente.

Combinações	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favoráveis
Normais	Peso-próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso-próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados. ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos. ²⁾	1,50	1,0
Especial ou de construção	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados. ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos. ²⁾	1,50	1,0
Excepcional	Peso próprio de estruturas metálicas	1,25	1,0
	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	1,30	1,0
	Peso próprio de estruturas moldadas no local	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados. ¹⁾	1,35	1,0
	Elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	1,40	1,0
	Elementos construtivos em geral e equipamentos. ²⁾	1,50	1,0
¹⁾ Por exemplo: paredes e fachadas pré-moldadas, gesso acartonado			
²⁾ Por exemplo: paredes de alvenaria e seus revestimentos, contrapisos			

Fonte: NBR 8681 (ABNT, 2003)

Tabela 3.2 – Ações permanentes diretas agrupadas.

Combinações	Tipo de ação	Efeito	
		Desfavorável	Favoráveis
Normais	Grandes pontes. ¹⁾	1,30	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral. ²⁾	1,35	1,0
	Edificações tipo 2. ³⁾	1,40	1,0
Especial ou de construção	Grandes pontes. ¹⁾	1,20	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral. ²⁾	1,25	1,0
	Edificações tipo 2. ³⁾	1,30	1,0
Excepcional	Grandes pontes. ¹⁾	1,10	1,0
	Edificações tipo 1 e pontes em geral. ²⁾	1,15	1,0
	Edificações tipo 2. ³⁾	1,20	1,0
¹⁾ Grandes pontes são aquelas em que o peso próprio da estrutura supera 75% da totalidade das ações			
²⁾ Edificações tipo 1 são aquelas onde as cargas acidentais superam 5 kN/m ²			
³⁾ Edificações tipo 2 são aquelas onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m ²			

Fonte: NBR 8681 (ABNT, 2003)

- 2) Os efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais: neste caso os valores indicados na Tabela 3.3:

Tabela 3.3 – Efeitos de recalques de apoio e de retração dos materiais.

Combinação	Efeitos	
	Desfavoráveis	Favoráveis
Normais	$\gamma_{\varepsilon} = 1,2$	$\gamma_{\varepsilon} = 0$
Especiais ou de construção	$\gamma_{\varepsilon} = 1,2$	$\gamma_{\varepsilon} = 0$
Excepcionais	$\gamma_{\varepsilon} = 0$	$\gamma_{\varepsilon} = 0$

Fonte: NBR 8681 (ABNT, 2003)

Os coeficientes apresentados anteriormente se aplicam a situações de cálculo, em que as incertezas movem a necessidade de resguardar a segurança mediante alargamento da faixa de valores possíveis de ocorrência das ações permanentes. No entanto, em situações de avaliação, onde as dimensões estruturais, bem como a definição da ocupação das lajes pelas cargas de equipamentos e outros elementos fixos, podem ser avaliadas reduzindo assim as possibilidades de variações, é plausível a utilização de coeficientes menos conservadores, inclusive para cálculo de escoramento e reforços estruturais de diferentes técnicas (CABRÉ, 1994; SOUZA; RIPPER, 1998; TANNER, 1995).

3.7.2.3 Coeficientes de ponderação das ações variáveis (ELU)

Coeficientes de ponderação das ações variáveis são aplicados em casos onde estas provoquem efeitos desfavoráveis nas estruturas. Nas situações em que as ações promovam efeitos favoráveis, alívio de esforços, elas não deverão constar nas combinações. Os coeficientes para utilização nos estados limites últimos, são apontados pela NBR 8681 (ABNT, 2003), conforme a Tabela 3.4 para as ações consideradas separadamente e Tabela 3.5 para os casos cujas ações forem consideradas conjuntamente:

Tabela 3.4 – Ações variáveis consideradas separadamente.

Combinações	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normais	Ações truncadas. ¹⁾	1,2
	Efeito de temperatura	1,2
	Ação do vento	1,4
	Ações variáveis em geral	1,5
Especiais ou de construção	Ações truncadas. ¹⁾	1,1
	Efeito de temperatura	1,0
	Ação do vento	1,2
	Ações variáveis em geral	1,3
Excepcionais	Ações variáveis em geral	1,0

¹⁾ Ações truncadas são consideradas ações variáveis cuja distribuição de máximos é truncada por um dispositivo físico de modo que o valor dessa ação não pode superar o limite correspondente. O coeficiente de ponderação mostrado na Tabela 3.4 se aplica a esse valor limite.

Fonte: NBR 8681 (ABNT, 2003)

Tabela 3.5 – Ações variáveis consideradas conjuntamente¹⁾.

Combinações	Tipo de ação	Coefficiente de ponderação
Normais	Pontes e edificações tipo 1	1,5
	Edificações tipo 2	1,4
Especiais ou de construção	Pontes e edificações tipo 1	1,3
	Edificações tipo 2	1,2
Excepcionais	Estruturas em geral	1,0

¹⁾ Quando as ações variáveis forem consideradas conjuntamente, o coeficiente de ponderação mostrado na Tabela 3.5 se aplica a todas as ações, devendo-se considerar também conjuntamente as ações permanentes diretas. Nesse caso, permite-se considerar separadamente as ações indiretas como recalque de apoio e retração dos materiais conforme Tabela 3.3 e o efeito de temperatura conforme Tabela 3.4.

Fonte: NBR 8681 (ABNT, 2003).

3.7.2.4 Coeficiente de ponderação das ações excepcionais (ELU)

Estados limites últimos

O coeficiente de ponderação γ_f para ações excepcionais nos *ELU* deve ser tomado por valor básico (NBR 8681:2003):

$$\gamma_f = 1,0$$

CAPÍTULO 4

GENERALIDADES SOBRE PILARES USUAIS DE EDIFÍCIOS

4.1 INTRODUÇÃO

Os pilares desempenham importante papel na segurança dos edifícios, pois as falhas ocorridas nestes elementos, freqüentemente no pavimento de garagens, são responsáveis pela ocorrência de colapsos que podem progredir levando à situações de completa instabilidade estrutural.

A segurança desses elementos contra eventuais falhas é garantida, dentro da filosofia semi-probabilística da NBR 6118 (ABNT, 2003) e de outras normas de projetos de diversos países (ARAÚJO, 2003b; LEONHARDT; MONNIG, 1977; MONTOYA et al, 1973a) tanto pela introdução de coeficientes de ponderação das ações e das resistências, quanto pela consideração de imperfeições e excentricidades adicionais que poderão surgir no decorrer do processo construtivo.

Sobre os pilares podem atuar solicitações de compressão axial ou de flexo-compressão, sendo esta última o caso mais geral em virtude da continuidade elástica existente entre as vigas e os pilares (VANDERLEI, 1996). Esta continuidade é responsável pelo fato de as vigas transmitirem esforços de flexão aos pilares, valendo a idéia de que, nos quadros formados por diversos pilares, os externos sofram maiores solicitações de flexão que os internos. Todavia, a NBR 6118 (ABNT, 2003), não admite o dimensionamento de pilares para cargas centradas, devendo proceder a introdução de excentricidades acidentais na consideração de cálculo dos chamados pilares intermediários.

4.1.1 Algumas características do concreto armado

Os pilares de concreto armado constituem peças, geralmente verticais, em que a solicitação normal é predominante. Suas distintas seções transversais podem estar submetidas à compressão simples, compressão composta ou flexão composta (MONTROYA et al, 1973a).

Para se dimensionar uma seção de concreto armado submetido à flexão composta, faz-se necessárias as seguintes hipóteses (NBR 6118:2003):

- Manutenção das seções planas – admite-se que uma seção transversal ao eixo do elemento estrutural indeformado, inicialmente plana e normal a esse eixo, permaneça nessa condição após as deformações do elemento.
- Aderência perfeita – considera-se a existência de uma aderência perfeita entre o concreto e o aço, onde as armaduras vão estar sujeitas às mesmas deformações do concreto que as envolve.
- Concreto em tração – despreza-se totalmente a resistência à tração do concreto no *ELU*.

Apesar da resistência dos materiais empregar a teoria da elasticidade, que pressupõe o comportamento elástico linear para os materiais estruturais, o concreto armado requer uma análise que difere deste modelo, uma vez que não existe proporcionalidade entre tensões e deformações (ARAÚJO, 1988). Todavia, na simplificação de certos tipos de análises, é usual a consideração da linearidade.

Para análise no *ELU*, a NBR 6118 (ABNT, 2003) admite o emprego do diagrama tensão deformação idealizado, mostrado na Figura 4.1:

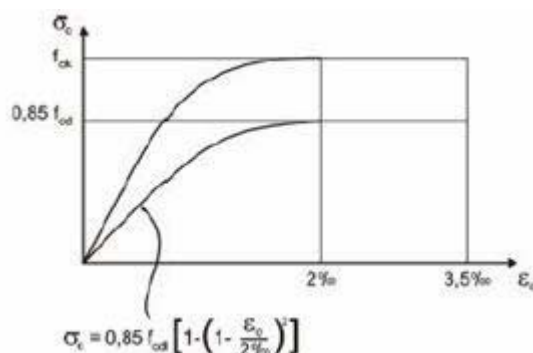


Figura 4.1 – Diagrama tensão-deformação idealizado.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2003)

A NBR 6118 (ABNT, 1980) admitia para o caso do aço um comportamento diferenciado segundo as categorias A e B, sendo definido, para este último, um limite de escoamento referente a uma tensão capaz de produzir uma deformação residual de 2‰, por não apresentar patamar de escoamento definido em seu diagrama tensão-deformação. Atualmente, a NBR 6118 (ABNT, 2003) utiliza para cálculo nos estados limites de serviço e último, o diagrama exposto na Figura 4.2:

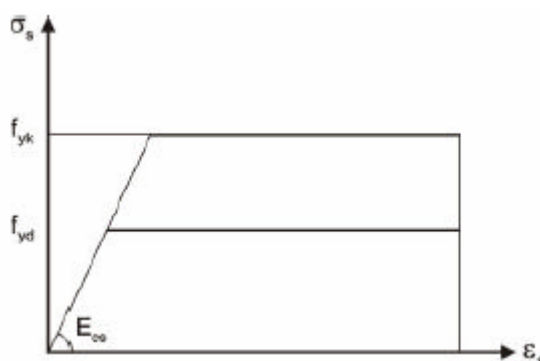


Figura 4.2 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2003)

O comportamento do material concreto armado não é simples de descrever, sendo o diagrama tensão deformação não linear e ainda variável para as diversas classes de concreto (LEONHARDT; MONNIG, 1977). A esse fenômeno dá-se o nome de não-linearidade física, que, por vezes influem nas tensões desenvolvidas no concreto armado sob a ação de cargas.

Além disso, o comportamento do concreto em peças submetidas à compressão simples é bastante distinto do comportamento dos corpos-de-prova usados na determinação da

resistência do material. Há também a necessidade de se reduzir, para efeito de cálculo, o valor da resistência do concreto de pilares, em relação àquela dos corpos-de-prova de controle, em virtude do fenômeno de “cansaço” do material sob a ação de cargas de longa duração (RÜSCH, 1960). Em Fusco (1995) encontra-se que, para utilização nos estados limites últimos de solicitações normais, a resistência do concreto à compressão vale $0,85 f_{cd}$.

4.1.2 Comportamento das barras sob compressão

Mediante a teoria da elasticidade, o cálculo de pilares envolve dois aspectos: a) deformação dos materiais – onde aço e concreto, trabalhando solidariamente, são tidos como um corpo homogêneo; b) consideração da segurança a flambagem – que deve ser atendida no caso dos chamados pilares esbeltos.

Ao se submeter um elemento de seção retangular “a” x “b” e comprimento “l” a uma carga de compressão axial, aplicada de modo que a linha de ação da força passe pelo baricentro das seções transversais das extremidades da barra, estas deverão se mover uma em direção a outra sem rotação. Isto provoca um encurtamento da barra e um aumento em sua largura e espessura.

Considerando a teoria de Saint-Venant na qual, a distribuição de tensões pode ser adotada como uniforme e independente do modo como se aplica o carregamento e, levando em conta o limite de proporcionalidade da tensão estabelecido pela lei de Hooke (BEER; JOHNSTON, 1989), pode-se aplicar as seguintes relações referentes às deformações e tensões obtidas:

$$\sigma = E\varepsilon \quad (4.1)$$

Onde:

σ = tensão na seção transversal
 E = módulo de elasticidade
 ε = deformação experimentada

Segue então:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{P}{AE} \quad (4.2)$$

onde:

P = carga aplicada

A = área da seção transversal

E, como $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l}$ tem-se:

$$\Delta l = \frac{Pl}{AE} \quad (4.3)$$

onde

Δl = variação no comprimento da barra

Sabe-se que neste caso, nas faces das barras as quais não sejam as seções transversais de extremidades, a tensão atuante é nula, o mesmo não ocorrendo com as deformações. Chamando de “ ν ” o coeficiente que relaciona a deformação específica longitudinal às deformações específicas transversais e , considerando isotrópico o material constituinte da barra, pode-se estabelecer as seguintes relações:

$$\Delta a = \frac{1}{m} \cdot \frac{Pa}{AE} \quad \text{ou} \quad \Delta b = \frac{1}{m} \cdot \frac{Pb}{EA} \quad (4.4)$$

Onde:

Δa = variação da dimensão “a”

Δb = variação da dimensão “b”

a e b = dimensões da seção transversal

$\frac{1}{m}$ = termo de ajustamento das variações nas dimensões da seção transversal a partir das deformações axiais

Sendo os alongamentos específicos transversais dados por:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_b = \frac{\Delta a}{a} = \frac{\Delta b}{b} = \frac{1}{m} \cdot \frac{P}{EA} = \nu \frac{\sigma_l}{E} = \nu \varepsilon_l \quad (4.5)$$

onde

ε_a = deformação na direção a

ε_b = deformação na direção b

ν = coeficiente de Poisson

Um outro aspecto na análise das barras comprimidas está ligado ao fenômeno de flambagem que pode comprometer a estabilidade da peça, mesmo que a carga aplicada seja inferior a carga de esgotamento da resistência do material componente da barra. A equação diferencial que rege o comportamento da linha elástica deformada de uma peça esbelta

submetida a flambagem, tem a forma dada pela expressão (4.6) (BEER; JOHNSTON, 1989):

$$EI \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + Py = 0 \quad (4.6)$$

onde:

E = módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young

I = momento de inércia da seção

P = carga aplicada

Que é a mesma equação que descreve o movimento harmônico simples, exceto pela variável independente, que agora é a coordenada x e não o tempo (t). A equação acima foi resolvida pela primeira vez em 1744 por Leonhard Euler e, a partir de sua solução, pode-se chegar à carga crítica de flambagem:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (4.7)$$

Onde:

E = módulo de elasticidade longitudinal ou módulo de Young

I = momento de inércia da seção

P = carga aplicada

4.1.3 Efeitos globais e locais de segunda ordem

Sob ação de cargas horizontais e verticais os nós das estruturas deslocam-se horizontalmente. Assim, em pórticos de vários andares a estabilidade global pode ser facilmente posta em perigo por esses deslocamentos (LEONHARDT; MONNIG, 1977) caso a estrutura não ofereça rigidez adequada a resisti-los. Edifícios com grandes alturas e cargas verticais elevadas são mais suscetíveis à movimentação horizontal (ARAÚJO, 2003b).

Segundo Leonhardt e Monnig (1977) a inclinação dos pilares ao longo de muitos pavimentos provoca excentricidade crescente da carga total resultante. A este fenômeno dá-se o nome de efeitos globais de segunda ordem. A ocorrência desse fato torna o cálculo estrutural mais complexo, além de expor ao risco os pilares de pórticos devido a deslocabilidade do sistema. O problema é atenuado acrescentando-o nas estruturas elementos de contraventamento que, devido à elevada rigidez, absorvem a maior parte dos

esforços horizontais (ARAÚJO, 2003b). Dessa forma, constitui-se a chamada subestrutura de contraventamento principalmente com paredes estruturais ou pilares paredes das caixas de escada e caixas de elevadores.

Os demais pilares da estrutura são ditos contraventados e, apesar de apresentarem uma certa contribuição à rigidez global do edifício, têm a função principal de transmitir cargas verticais entre pavimentos, finalizando-as nas fundações. Se o contraventamento for suficiente, os deslocamentos horizontais serão pequenos podendo ser desconsiderados no cálculo estrutural. Neste caso, diz-se que a estrutura é de pórticos indeslocáveis (LEONHARDT; MONNIG, 1977).

A NBR 6118 (ABNT, 1980) reconhecia a existência do problema sem, contudo, apresentar nenhum critério para sua consideração (ARAÚJO, 1988). A atual versão NBR 6118 (ABNT, 2003) aborda a temática da deslocabilidade horizontal classificando como de nós fixos as estruturas onde os esforços originários dos efeitos de segunda ordem sejam inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem (esforços em uma estrutura indeslocável).

O item 15.5.3 da NBR 6118 (ABNT, 2003) traz o coeficiente γ_z que avalia a importância dos esforços globais de segunda ordem, sendo válido para análises de estruturas reticuladas de edifícios com mais de 4 pavimentos.

Diferentemente das peças verticais submetidas à flexão simples, que atingem equilíbrio na configuração indeformada, nas barras comprimidas as deformações têm sensível influência sobre os esforços solicitantes diminuindo conseqüentemente a capacidade resistente da peça estrutural (LEONHARDT; MONNIG, 1977). Isto decorre do fato de que nos pilares, o equilíbrio é garantido na configuração deformada da linha elástica do eixo da peça, fazendo com que uma barra carregada excêntrica tenha sua excentricidade e_0 aumentada do valor “e” no estado deformado, gerando por sua vez, um acréscimo no momento fletor solicitante.

Quando um pilar é submetido apenas à força normal (sem cargas transversais ou momentos externos), o fenômeno da instabilidade do equilíbrio recebe o nome de flambagem (ARAÚJO, 1988). A carga que desencadeia o processo é a carga de flambagem de Euler. Para pilares de concreto armado essa situação puramente não ocorre, até porque as diversas

instruções normativas de projeto em todo o mundo, inclusive a NBR 6118 (ABNT, 2003), estabelece a obrigatoriedade de se considerar excentricidades acidentais que garantem segurança relativa às imperfeições construtivas na barra.

As deformações diferidas no tempo apresentadas pelo concreto de idade mais avançada influenciam o fenômeno de flambagem. Processos de retração e fluência diminuem a rigidez da peça e com isso, a carga crítica de instabilidade admitida. Procedimentos de cálculo dos diversos códigos normativos admitem a contribuição da fluência no fenômeno de flambagem para determinadas configurações no arranjo das barras verticais adotadas na concepção dos pórticos nas estruturas. A NBR 6118 (ABNT, 2003) torna obrigatória a consideração da fluência para peças com índice de esbeltez (λ) maior que 90, estando seus efeitos considerados no processo de cálculo através de uma excentricidade dada por:

$$e_{cc} = \left(\frac{M_{Sg}}{N_{Sg}} + e_a \right) \left(2,718^{\frac{\varphi N_{Sg}}{N_e N_{Sg}}} - 1 \right) e \quad (4.8)$$

$$N_e = \frac{10.E_{ci}I_c}{l_e^2}$$

onde:

- e_a = excentricidade devida a imperfeições locais
- M_{Sg} e N_{Sg} = esforços solicitantes devido a combinações quase permanentes
- φ = coeficiente de fluência
- E_{ci} = o módulo de deformação tangente inicial do concreto
- I_c = momento de inércia da seção de concreto
- l_e = comprimento de flambagem

O momento interno M_i , que se relaciona à capacidade resistente do pilar, depende do comprimento da peça e das condições de fixação de seus extremos, além de sua rigidez EI (MONTROYA et al, 1973a). Ambas as características influenciam o chamado comprimento de flambagem l_e , entendido como a distância entre pontos de inflexão da linha deformada do pilar (LEONHARDT; MONNIG, 1977). Comprimento l_e , por sua vez, está ligado diretamente ao índice de esbeltez, um dos parâmetros determinantes à ocorrência dos chamados efeitos locais de segunda ordem em barras comprimidas. De acordo com o item 15.6 da NBR 6118 (ABNT, 2003):

[...] em estruturas de nós fixos, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente como barra vinculada aos demais elementos estruturais que ali concorrer.

O comprimento equivalente l_e do pilar, supostamente vinculado em ambas às extremidades, deve ser o menor dos seguintes valores (NBR 6118:2003):

$$l_e = l_0 + h \quad \text{ou} \quad (4.9)$$

$$l_e = l \quad (4.10)$$

onde:

l_0 = distância entre as faces internas dos elementos estruturais supostos horizontais, que vinculam o pilar

h = altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura em estudo

l = distância entre os eixos dos elementos estruturais em que o pilar está vinculado

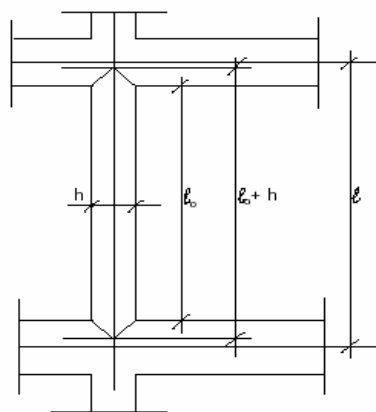


Figura 4.3 – Valores de l e l_0 .

Fonte: Araújo (2003b)

Na versão anterior da NBR 6118 (ABNT, 1980), o índice de esbeltez constituía um divisor de águas na classificação dos pilares em curtos, moderadamente esbeltos e esbeltos, apresentando para isso, valores limites dos intervalos de λ , nos quais se incluíam cada uma dessas classes. A importância do estabelecimento desta divisão baseia-se no fato de que, para cada uma delas, se considerar ou não efeitos de segunda ordem locais no dimensionamento de pilares, bem como a forma de se abordar estes efeitos, caso eles devam ser considerados.

Pilares curtos têm a maior probabilidade de que sua ruína seja causada pelo esgotamento da resistência dos materiais constitutivos da seção transversal, não ocorrendo risco de

instabilidade por flambagem. Assim, não há necessidade de tratamento de efeitos de segunda ordem locais. Pilares moderadamente esbeltos, que constituem a maior parte dos pilares usuais dos edifícios, são afetados pelos efeitos locais de segunda ordem de um modo tal que estes podem ser considerados por processos aproximados, reduzindo as complexidades decorrentes do cálculo exato.

Pilares esbeltos têm seu colapso dado por instabilidade mediante flambagem merecendo, os efeitos motivadores do fenômeno, um tratamento especial por meio da utilização de processos exatos que envolvam métodos numéricos e uso de programas computacionais (ARAÚJO, 2003b).

Sabe-se que, além do índice de esbeltez, outros fatores contribuem com a necessidade de se submeter ou não aos efeitos locais de segunda ordem, o cálculo das peças comprimidas. A análise da excentricidade relativa de primeira ordem (e_1/h) e a forma do diagrama de momento de primeira ordem é de primordial importância para definir limites entre pilares curtos e moderadamente esbeltos. A NBR 6118 (ABNT, 2003) fixa o índice de esbeltez dos pilares tal que $\lambda \leq 200$. Nesta versão atual da norma, a excentricidade relativa e_1/h , a vinculação dos extremos da barra isolada e a forma do diagrama dos momentos fletores devido à e_1 , influenciam na decisão de se considerar ou não os efeitos locais de segunda ordem no cálculo, através da comparação de índice de esbeltez com um valor limite λ_1 dado por:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b} \quad (4.11)$$

estando λ_1 compreendido entre $\frac{35}{\alpha_b} \leq \lambda_1 \leq 90$

O valor de α_b deve ser obtido conforme o estabelecido a seguir (NBR 6118:2003):

a) Pilares biapoiados sem cargas transversais:

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \quad (4.12)$$

onde:

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,40$$

M_A e M_B = momentos fletores de primeira ordem no pilar

b) Pilares biapoiados com cargas transversais significativas ao longo da altura

$$\alpha_b = 1,0$$

c) Pilares em balanço

$$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85 \quad (4.13)$$

onde:

$$1,0 \geq \alpha_b \geq 0,85$$

M_A = momentos fletores de primeira ordem no engaste

M_C = momento de primeira ordem no meio do pilar em balanço

d) Pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo

($M_{1\text{dimin}}$):

$$\alpha_b = 1,0$$

Os momentos de primeira ordem M_A e M_B , que surgem da interação entre as extremidades dos pilares e as vigas de pavimento, na direção da excentricidade inicial, podem ser calculados pelas seguintes expressões:

$$M_A = M_{eng} \frac{r_{sup}}{r_{sup} + r_{inf} + r_{viga}} \quad (4.14)$$

$$M_B = M_{eng} \frac{r_{inf}}{r_{sup} + r_{inf} + r_{viga}} \quad (4.15)$$

onde:

M_{eng} = momento de engastamento perfeito.

r = rigidez do elemento

O momento de engastamento perfeito pode ser assim obtido:

$$M_{eng} = \frac{Pl_{viga}^2}{12} \quad (4.16)$$

onde:

P = carga linearmente distribuída na viga.

l_{viga} = comprimento da viga

A rigidez do elemento i no nó considerado é avaliada conforme indicado na Figura 4.4 e é dada pela expressão (4.17):

$$r_i = \frac{I_i}{l_i} \quad (4.17)$$

onde:

I_i = momento de inércia da peça considerada

l_{viga} = comprimento da peça

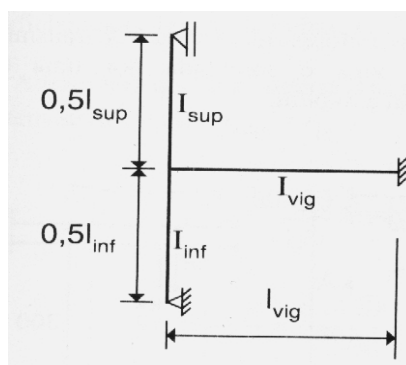


Figura 4.4 – Aproximação em apoios extremos.

Fonte: NBR 6118 (2003)

A NBR 6118 (ABNT, 2003) estabelece que na consideração dos esforços locais de segunda ordem, o cálculo pode ser feito pelo método geral ou por métodos aproximados, sendo o método geral obrigatório para $\lambda > 140$. A norma apresenta quatro diferentes métodos aproximados, que são: método do pilar padrão com curvatura aproximada, método do pilar padrão com rigidez κ aproximada, método do pilar padrão acoplado a diagramas M , N , e $1/r$ e o método do pilar padrão para pilares de seção retangular submetidos à flexão composta oblíqua. Os dois primeiros métodos aplicam-se ao cálculo de pilares com $\lambda_{\text{max}} \leq 90$, seção constante e armadura simétrica e constante ao longo do eixo. Pilares do edifício foco deste trabalho enquadram-se nestas características.

4.1.4 Processo de cálculo de pilares

Para efeito de projeto, os pilares usuais de edifícios foram freqüentemente classificados nos seguintes tipos: a) pilares intermediários; b) pilares de extremidade e c) pilares de canto (FUSCO, 1981). Em uma análise simplificada, essa divisão permite distinguir, para cada um desses tipos básicos de pilares, uma situação de projeto com solicitação diferenciada (BASTOS; OLIVEIRA NETO, 2004). A disposição desses elementos em planta pode ser vista na Figura 4.5:

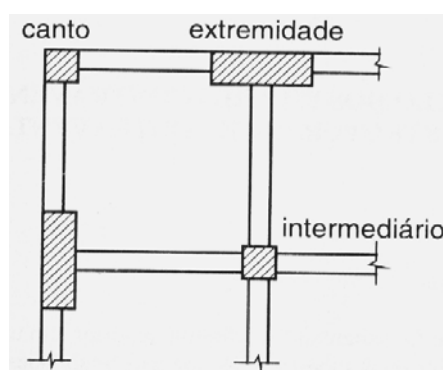


Figura 4.5 – Posicionamento dos pilares em planta.

Fonte: Araújo (2003b)

Por essa metodologia, bastante útil para o cálculo não informatizado, nos pilares intermediários ocorreria compressão centrada, mas que, por norma torna-se obrigatória a introdução de excentricidade acidental, recaindo em uma flexo-compressão reta. Excentricidade causada pela interrupção da viga deixa os pilares de extremidade em uma situação natural de flexo-compressão reta, enquanto que os pilares de canto seriam dimensionados a flexo-compressão oblíqua (FUSCO, 1981).

O advento dos programas de cálculo permitiu uma análise estrutural mais sofisticada, com modelagem do comportamento via pórtico espacial e determinação de esforços mais precisos nos diversos elementos existentes. Assim, para o caso de pilares, independentemente da posição por ele ocupada na edificação, é possível determinar momentos atuantes nas duas direções principais, eliminando a necessidade de classificá-los com vistas a simplificação dos processos de dimensionamento.

O presente trabalho não tem por objetivo apresentar a metodologia completa para o dimensionamento à flexão composta, até porque o assunto é extenso e suscitam discussões que fogem do propósito posto aqui. No entanto o assunto é tratado em diversas publicações (ARAÚJO, 2003b; FUSCO, 1981; LEONHARDT; MONNIG, 1977; MONTOYA et al, 1973a), que auxiliam o entendimento deste fenômeno de solicitação em pilares. São encontrados ainda tabelas e ábacos (FUSCO, 1981; MONTOYA et al, 1973b), com os quais pode-se determinar taxas mecânicas de armaduras ω , tendo-se determinado os seguintes parâmetros:

- Esforço normal reduzido:

$$v = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot \sigma_{cd}} \quad (4.18)$$

onde:

N_d = solicitação normal de cálculo

b = largura da seção

h = altura da seção

σ_{cd} = tensão limite de cálculo para o concreto

- Momento fletor reduzido:

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{cd}} \quad (4.19)$$

onde:

M_d = momento solicitante de cálculo

b = largura da seção

h = altura da seção

σ_{cd} = tensão limite de cálculo para o concreto

- Parâmetro geométrico:

$$\delta'' = \frac{d'}{h} \quad (4.20)$$

onde:

d' = distância do centro das armaduras da primeira camada até a face do concreto

h = altura da seção

A NBR 6118 (ABNT, 2003) introduziu modificações em algumas das metodologias de cálculo das estruturas de concreto armado, como também em alguns parâmetros aplicados

no dimensionamento e verificação das estruturas. Para pilares, a atual versão da norma introduziu várias modificações como: a) valores das excentricidades acidentais e de segunda ordem; b) um maior cobrimento de concreto sobre as armaduras; c) alteração da metodologia na consideração dos efeitos globais e locais de segunda ordem; d) introdução do momento mínimo que deve ser atendido sempre por ocasião do dimensionamento, entre outras (BASTOS; OLIVEIRA NETO, 2004).

4.1.4.1 O pilar padrão

Da derivação da equação de Euler, tem-se a definição da carga crítica centrada que leva a barra à situação de instabilidade (equação (4.7)). No caso de pilares de concreto armado, tal situação é teórica, pois, sempre existirão excentricidades aplicadas, não ocorrendo a flambagem propriamente dita. No dimensionamento de elementos comprimidos, a NBR 6118 (ABNT, 2003) permite, para os casos em que $\lambda \leq 90$, a utilização de métodos aproximados, com instituição do chamado pilar padrão.

Este conceito surge como alternativa à simplificação do método geral e é aplicável a barras de seção transversal constante, incluindo a armadura, ao longo de todo o seu comprimento (FUSCO, 1981).

O pilar padrão tem por vinculação um engaste e uma extremidade livre, funcionando estruturalmente como uma peça em balanço com curvatura capaz de produzir, na parte livre, uma flecha dada por (4.21):

$$a = \frac{l_e^2}{10} \left(\frac{1}{r} \right) \quad (4.21)$$

onde:

- a = flecha na extremidade livre
- l_e = comprimento de flambagem
- r = curvatura da barra

Esta flecha surge da consideração de que a deformação na barra, em virtude de sua não linearidade geométrica, ocorre segundo um comportamento senoidal. Adota-se ainda uma expressão para a curvatura crítica ($1/r$), dado por (4.22):

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (4.22)$$

onde:

ν = esforço normal reduzida – expressão (4.18)

h = altura da seção transversal na direção considerada

O momento total máximo para o pilar com curvatura aproximada deve ser calculado através da expressão (4.23):

$$M_{d,TOT} = \alpha_b M_{1d,A} + N_d \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq M_{1d,min} \quad (4.23)$$

Em todo caso, um momento mínimo deverá ser respeitado e seu valor pode ser obtido pela expressão (4.24):

$$M_{1d,Min} = N_d (0,015 + 0,03h) \quad (4.24)$$

onde:

N_d = solitação normal de cálculo

h = altura da seção transversal

Caso λ do pilar ≥ 140 , deve-se somar, à expressão (4.8), o termo $e_{cc} \cdot N_d$ referente à parcela de fluência.

A NBR 6118 (ABNT, 2003) permite ainda o uso de outros métodos simplificados para o dimensionamento de pilares curtos e moderadamente esbeltos. Nesta linha de procedimento pode-se citar a utilização do pilar padrão com rigidez κ (kapa) aproximada, onde o momento máximo atuante para o dimensionamento poderá ser obtido com a resolução da expressão:

$$M_{1d,TOT} = \frac{\alpha_b \cdot M_{1d,A}}{1 - 120 \cdot \frac{\kappa}{\nu}} \geq M_{1d,A} \geq M_{1d,min} \quad (4.25)$$

sendo o valor da rigidez κ (kapa) aproximada, dada por:

$$\kappa = 32 \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{M_{d,TOT}}{h \cdot N_d} \right) \cdot \nu \quad (4.26)$$

onde:

$M_{Id,min}$, $M_{d,TOT}$, α_b , h e v possuem o mesmo significado anterior
 κ = aproximação para a rigidez da barra

4.1.5 Formas de ruínas em pilares

Segundo Leonhardt e Monnig (1977), pilares curtos e moderadamente curtos atingem a ruína pela ruptura do material de suas seções transversais críticas. Pilares moderadamente esbeltos, por apresentarem maiores excentricidades totais no desenvolvimento, em serviço, da linha deformada de seu eixo, têm suas capacidades resistentes esgotadas por cargas inferiores as admitidas por um pilar curto de seção transversal idêntica. Pilares esbeltos chegam à ruína através de ruptura por perda de estabilidade, sob cargas críticas de flambagem muito abaixo da carga de ruptura admitida por seus materiais. Neste caso, efeitos locais de segunda ordem são determinantes.

As barras de aço longitudinais sofrem o mesmo encurtamento ε do concreto. Com as deformações lentas sofridas pelo segundo, as tensões no aço aumentam com o tempo, podendo chegar a valores elevados. Assim, a proteção das barras contra flambagem, por meio de estribos, é muito importante em pilares submetidos a cargas elevadas (LEONHARDT; MONNIG, 1977).

Fossem os pilares carregados axialmente ou com muito pouca excentricidade, poderiam ser executados sem armadura, pois não surgiriam tensões de tração. No entanto, na maioria das vezes as lajes ou vigas de piso estão ligadas rigidamente aos pilares que, devido ao efeito de pórtico, recebem também momentos fletores. Este efeito é responsável pelo surgimento das excentricidades iniciais de primeira ordem (LEONHARDT; MONNIG, 1977). As imperfeições do eixo de pilares geradas por erros construtivos, os efeitos locais e/ou globais de segunda ordem em certos casos, bem como as deformações diferidas presentes no concreto, contribuem para o aumento das solicitações de flexão da barra.

A forma do diagrama de momentos fletores de primeira ordem é um aspecto que deve ser levado em consideração na análise da sensibilidade de pilares aos efeitos de segunda ordem e redução de sua capacidade resistente. Um pilar que apresente momentos fletores iguais nos extremos é muito mais sensível a tais efeitos, em relação a outro pilar onde os momentos têm sentidos contrários (ARAÚJO, 2003b).

A Figura 4.6 ilustra três situações distintas que podem ocorrer em pilares. Assim, observa-se que, no caso “a” o maior deslocamento transversal do eixo ocorre na seção central onde se dá a ruína. É este o caso mais crítico, em virtude das excentricidades produzidas. Em “b” o deslocamento máximo ocorre em uma seção mais próxima do extremo “a”. No caso “c”, o deslocamento da seção central é nulo e, provavelmente, a ruína dar-se-á na seção de extremidade, sendo desprezível os efeitos de segunda ordem locais.

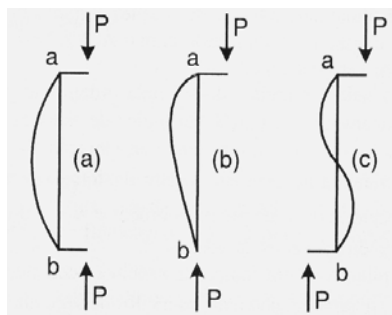


Figura 4.6 – Influência do diagrama de momentos fletores de primeira ordem.

Fonte: Araújo (2003b)

A capacidade resistente de pilares pouco esbeltos à compressão centrada é dada por:

$$N_d = K_{MOD} \cdot A_c f_{cd} + A_s f_{yd} \quad (4.27)$$

onde:

K_{MOD} = coeficiente de modificação que leva em conta alguns aspectos que influenciam a resistência do concreto na estrutura (ver item 5.4.3.1).

A_c = área de concreto da seção do pilar

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto

A_s = área de aço na seção do pilar

f_{yd} = tensão de cálculo no escoamento admitida para as armaduras

Mas, conforme comentado, a condição de compressão centrada raramente irá ocorrer. Na grande maioria dos casos existirão excentricidades conforme já mencionado. Dessa forma, deve-se levar em conta, juntamente com as solicitações axiais, os efeitos causados pelos momentos que estarão presentes, independentemente da localização do pilar em planta. Nas garagens, surge ainda um agravante representado pelos momentos causados pelas forças do vento, que dependendo da altura do edifício, introduzirão esforços significativos caso não se tenha uma subestrutura de contraventamento satisfatória. Assim, a capacidade resistente de uma seção de pilar, dada pela expressão (4.27), deverá ser suficiente para combater as

cargas verticais, permanentes e variáveis, e os efeitos dos momentos que eventualmente solicitam as seções.

O efeito de momentos causados por cargas excêntricas nas seções transversais de peças comprimidas pode ser considerado de diversas formas, inclusive com a adoção de métodos simplificados, com a redução da flexão oblíqua em duas flexões normais composta (Araújo, 2003b).

No entanto, devido às peculiaridades deste trabalho, medir o nível de segurança em que se operam os serviços de recuperação estrutural de pilares e, julgando apta a utilização de programas de cálculo como uma etapa básica para se atingir tal objetivo, será proposto, posteriormente, a utilização da expressão (4.25), convertendo as solicitações atuantes em uma única solicitação normal equivalente.

Estando o comportamento estrutural dos pilares diretamente governado pelas propriedades mecânicas do concreto (LIMA JÚNIOR, 2003 apud MACHADO et al, 2004), a utilização de concreto com maiores resistências em pilares, compromete sua ductilidade e sua ruptura fica caracterizada por pequenas deformações. Parece que o aumento das taxas de armadura longitudinal neste caso, só promove efetiva melhora na ductilidade do conjunto, caso seja garantida a segurança contra a flambagem das barras verticais.

Estudos realizados por Machado et al (2004) com pilares pouco esbeltos, dimensionados segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003) e submetidos à compressão centrada mostraram que, quando a taxa de armadura longitudinal dos pilares é elevada, o índice de ductilidade do concreto diminui. Esse fato ocorre, uma vez que a armadura transversal calculada segundo a NBR 6118 (ABNT, 2003) não impede a flambagem das barras longitudinais no trecho pós-pico do diagrama força por deformação. A transferência da força das armaduras para o concreto, no momento da flambagem, ocorre de modo brusco e explica a falta de ductilidade de pilares com altas taxas de armadura longitudinal.

Segundo Jost (1978) apud Vanderlei (1996):

[...] quando se submete um pilar a uma carga de compressão centrada, em uma máquina de ensaio, observa-se perfeitamente, se bem que nem sempre, o aparecimento de algumas fissuras longitudinais, relativamente

finas, de alguns centímetros a alguns decímetros de comprimento, que anunciam a ruptura do concreto em uma zona de altura limitada, que se encurta e provoca a flambagem da armadura longitudinal, o que ocorre no intervalo entre os dois estribos da armadura transversal. A ruptura do concreto apresenta a mesma aparência da de um corpo-de-prova prismático não armado, rompido entre os pratos de uma máquina de ensaio. Há liberação brusca da energia potencial elástica armazenada na máquina. Por outro lado, um concreto de boa qualidade é quase frágil e rompe bruscamente. Como os sinais que avisam a proximidade da ruptura (fissuras longitudinais) não são percebidos muitas vezes, considera-se que este tipo de ruptura não dá aviso.

Machado et al (2004) demonstraram que o ângulo (α) de inclinação do plano de cisalhamento, para pilares pouco esbeltos em compressão centrada, varia de 35° a 66° (Figura 4.7).

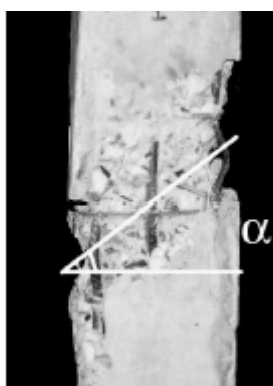


Figura 4.7 – Aspecto do rompimento de pilar pouco esbelto, submetido a compressão centrada.

Fonte: Machado et al (2004)

Quando a esbeltez atinge valores elevados, pequenas excentricidades causam, com aumento da força, deformações por flexão e, assim, tensões de compressão desiguais até que o concreto no lado mais solicitado atinge a zona de deformação plástica e rompe (LEONHARDT; MONNIG, 1977). Aqui a ruptura poderá ocorrer pela deformação plástica excessiva da armadura (no domínio 2), ou por encurtamento limite do concreto (domínios 3, 4 e 4a) a depender da posição da linha neutra.

CAPÍTULO 5

METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo desenvolve a metodologia para a avaliação de edifícios existentes a partir de ajustamentos do código de projeto, considerando os dois conceitos básicos da filosofia semi-probabilística de segurança nas estruturas: a) o formato dos estados limites e b) aplicação dos fatores parciais de segurança.

Serão feitas aqui as considerações necessárias à obtenção de esforços e resistências nas seções dos pilares estudados, segundo valores atualizados valendo-se, neste caso, de inspeções e ensaios feitos *in loco*, como forma de redução de incertezas relativas à estrutura avaliada. A metodologia permite ainda, maior flexibilidade para adoção dos coeficientes de ponderação a serem utilizados, pois se tem maior conhecimento sobre as variáveis estocásticas influentes na segurança.

Os esforços de avaliação, provenientes dos parâmetros aleatórios atualizados do edifício, serão gerados por um programa de cálculo no qual será realizada a modelagem precisa da estrutura investigada.

Ao fim deste procedimento, ter-se-á a resistência mais próxima a um valor real nas seções de cada pilar em vias de reparo, bem como os esforços mais prováveis que estarão ocorrendo no curto período de reabilitação desses elementos estruturais. Tal período, em geral, é da ordem de um a três meses, a depender da planta do edifício.

É preciso destacar, no entanto, que o escopo desta pesquisa restringe-se somente à estimativa da segurança em que serão realizados os serviços de recuperação estrutural de pilares, pela substituição de concreto deteriorado por um material de reparo (de acordo com o item 2.4.1.1). Para dimensionamento de reforços estruturais, bem como no estudo da segurança de estruturas pós-reparo, apesar de manterem relação com as diretrizes aqui definidas, considerações relativas à vida residual e suas implicações sobre algumas variáveis aleatórias, deverão ser levadas em conta (LARANJA; BRITO, 2003). Nessas situações devem ser feitas pesquisas sobre as cargas e propriedades dos materiais para períodos de tempos maiores, ainda que, em muitos dos casos, inferiores à vida útil de projeto (ELLINGWOOD, 1996).

Na avaliação estrutural são encontradas, em geral, três situações em termos de documentação existente:

- a) Edifícios com registros completos em termos de projetos, memórias de cálculo, resultados de controle tecnológico de concreto e aço, etc;
- b) Somente o projeto de cálculo estrutural;
- c) Situação intermediária com documentação parcialmente completa.

Existe ainda o caso extremo onde não se dispõem de nenhum documento, inclusive projetos estruturais. Todavia, tal situação encontra-se fora do escopo deste trabalho, pois, neste caso, o especialista envolvido deverá traçar um procedimento específico, com a realização de uma inspeção bastante minuciosa para suprir a ausência completa de dados relativos à estrutura.

5.2 DELIMITAÇÃO DO PROBLEMA

O objetivo central do presente trabalho é a determinação dos níveis efetivos de segurança apresentados pelas seções de pilares de estruturas de concreto existentes, nos casos em que se faz necessária uma intervenção em regiões afetadas por patologias, principalmente a corrosão de armaduras, mediante substituição parcial do concreto deteriorado. A pesquisa restringe-se a análise no período de execução dos serviços, que se reveste de uma importância não só pelo aspecto econômico envolvido em uma possível falha estrutural,

mas, sobretudo, porque edifícios avaliados permanecerão em condições normais de ocupação e serviço, salvo limitações de alguns eventos que poderiam desencadear ocorrência de cargas transientes de caráter extremo.

A partir dos dados obtidos pode-se saber, por exemplo, a percentagem de concreto que poderá ser extraída, em relação à seção bruta do pilar, na execução dos serviços diversos do processo ou, em um caso desfavorável, dimensionar escoramentos para a manutenção de uma probabilidade de falha a ser definida na avaliação.

As diretrizes de projeto definidas pela NBR 6118 (ABNT, 2003) não se aplicam diretamente neste caso, por se tratar de uma abordagem típica de avaliação de estruturas. Val e Stewart (2002) apontam que, em projeto, as incertezas surgem do estabelecimento prévio de parâmetros de carga e resistência para uma estrutura “genérica” que ainda não se construiu. Tais incertezas representam a variabilidade encontrada em uma vasta população de estruturas e que decorrem, principalmente, da qualidade dos materiais, métodos executivos, mão de obra utilizada, natureza das cargas atuantes no tempo, etc. Tem-se, então, que as regras de projeto devem ser conservadoras para contemplar situações variadas.

Na avaliação, é tratada uma estrutura individual existente sendo que esta poderá ser inspecionada e testada, o que reduz, significativamente, as incertezas que foram consideradas em projeto (COST 345, 2004; MELCHERS, 2001). Ainda que a inspeção e os testes introduzam erros e dúvidas com relação aos valores medidos, pelo simples fato de a estrutura apresentar uma qualidade relativa, tanto nos materiais quanto na execução, poderá ser esperada uma redução em sua variabilidade se comparada à estrutura “genérica”, o que deve ser levado em conta na estimativa de sua segurança dentro de um determinado período.

Além disso, em virtude da recuperação estrutural demandar um período de tempo muito reduzido em relação à vida útil da edificação residencial (de um a três meses e 50 anos respectivamente), é possível dizer que os valores prováveis de ocorrência para as cargas variáveis também experimentarão redução significativa a partir daqueles propostos nos códigos de projeto. Este fato, por sua vez, será considerado nesta análise de segurança.

O Brasil não possui normas que estipulem procedimentos para a determinação da segurança estrutural, tanto no momento da recuperação, quanto posteriormente no uso futuro das estruturas recuperadas. A questão do reparo estrutural geralmente é tratada de forma empírica, por meio de critérios desenvolvidos pela experiência acumulada em empresas especializadas nesta atividade. A carência de um referencial teórico baseado em princípios probabilísticos, como aqueles adotados pelos códigos de projetos em todo mundo, é marcante em uma época em que cada vez mais cresce o número de estruturas a se reabilitar. Tanner (1995) destaca que vários dos engenheiros das novas gerações terão como ocupação, durante suas vidas profissionais, a avaliação de estruturas existentes.

Além do desenvolvimento de regras e critérios que norteiem a avaliação de edifícios existentes, faz-se necessário o desenvolvimento de modelos mais precisos para as cargas atuantes, coeficientes de ponderação coerentes com o estado atual da estrutura, meios eficazes para incorporação de resultados obtidos das inspeções/testes aos disponíveis, além do estabelecimento de valores aceitáveis da probabilidade de falha para os trabalhos de calibração de códigos específicos à avaliação (MELCHERS, 2001). As considerações feitas na metodologia desta pesquisa procuram suprir informações para a solução dessas importantes questões levantadas.

5.3 ALGUMAS REGRAS PARA A AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

As avaliações estruturais, conforme Ellingwood (1996), são conduzidas em várias circunstâncias, entre elas: mudança de ocupação de edifícios; preocupações com materiais ou métodos construtivos defeituosos; descoberta de erros entre o projetado/construído após a ocupação do edifício; deterioração estrutural advinda do uso normal ou das condições ambientais; danos estruturais após eventos extremos; reclamações de inquilinos em relação às condições de utilização. Uma das características que difere a avaliação da segurança de edifícios já construídos daquela estabelecida em projeto é a possibilidade de redução de incertezas em relação à variabilidade inerente dos parâmetros envolvidos nos mecanismos de solicitação/resistência (ACHE, 2003).

A permanência em uso de edifícios existentes por um maior período de vida útil possível, está amparada em pressões econômicas, ambientais e mesmo de preservação do valor de patrimônio (ALLEN, 1991; ELLINGWOOD, 1996). Dessa forma, os critérios para a

avaliação devem ser menos conservadores que aqueles postos em projeto, sob pena de dispendiosas intervenções para a extensão das condições de utilização segura destas edificações (LARANJA; BRITO, 2003).

Embora existam trabalhos com vistas à tentativa de estabelecer critérios de aceitação para estruturas de edifícios já construídos, que em sua maioria operam com ajustamento das diretrizes dos códigos de projetos (ALLEN, 1991; VAL; STEWART, 2002), observa-se um maior avanço na pesquisa e aplicação para as estruturas de pontes e outras estruturas rodoviárias (ACHE, 2003; ALLEN, 1993; COST 345, 2004).

Melchers (2001) apresenta um padrão típico utilizado para o processo de avaliação, correntemente utilizado:

- Inspeção em campo;
- Reunião de dados e informações;
- Aplicação de esquemas formais de avaliação;
- Apresentação de resultados;
- Decisão.

Atualmente, esquemas formais de avaliação baseiam-se em critérios disponíveis para projeto, segundo níveis variados de precisão a serem obtidos. Estes englobam, desde uma análise mais simplificada e conservadora, até métodos que utilizam técnicas totalmente probabilísticas que conduzem a resultados bastante refinados na estimativa da segurança (COST 345, 2004). Melchers (2001) aponta a necessidade de relacionar os resultados obtidos por estes últimos aos conceitos de risco pessoal, tal como é feito hoje em dia na indústria e outras atividades afins.

No tocante à segurança, para avaliar os resultados de uma inspeção e julgar se a estrutura é ou não segura, níveis de confiabilidade devem ser estabelecidos, tal qual foi realizado para as situações de projeto (ACHE, 2003). Na avaliação, existe uma carência de dados a longo prazo de estruturas submetidas ao processo, principalmente no caso de reparo ou reforços,

o que constitui mais uma dificuldade ao estabelecimento do formalismo para um código normativo. Objetivando uma melhor abordagem da situação atual de edifícios construídos, faz-se necessária ainda uma busca pela redução do conservadorismo no tratamento de parâmetros específicos de avaliação. Este fato deverá ser atenuado com o estudo, desenvolvimento e a fixação de probabilidades de falhas que mantenham coerência com as condições reais de existência de cada estrutura individualmente avaliada, segundo resultados gerais encontradas na inspeção (MELCHERS, 2001).

Afora o problema do estabelecimento de uma probabilidade de falha aceitável para a estrutura existente, em trabalhos de calibração de códigos, é possível aplicá-la ao tratamento de estruturas investigadas segundo diferentes caminhos (COST 345, 2004):

- Nível A – Formato do fator global de segurança e das tensões admissíveis. Constitui critério conservador, pois, a redução de incertezas não pode ser efetuada.
- Nível B – Formato semiprobabilista com fatores parciais de segurança e utilização do critério dos estados limites. Os fatores parciais são especificados segundo o atual conhecimento dos parâmetros introdutórios de incertezas. Nível B segue os princípios dos modernos códigos de projeto.
- Nível C – Formato totalmente probabilístico, baseado no índice de confiabilidade e probabilidade de falha. Apresentam ainda conceitos de estados limites, mas exigem utilização de métodos numéricos para resolução das complexas formulações pertinentes. Tal formato é exigido em análises mais complexas onde o nível B é ainda conservador.
- Nível D – Formato que leva em conta considerações de ordem econômica. São basicamente oriundos dos fatores parciais de segurança (nível B) ou da probabilidade de falha (nível C), modificados por critérios econômicos.

O foco desta pesquisa equivale aos atuais esforços para estimativa da segurança e da vida útil de estruturas existentes, submetidas à avaliação. A diferença está, basicamente, no período de tempo envolvido nesta estimativa. Para os propósitos desta, trabalha-se com um intervalo de tempo referente aos trabalhos de recuperação de pilares da garagem de

edifícios submetidos ao reparo, conforme já salientado. Tal intervalo compreende poucos meses e isto tem impacto, sobretudo, na ocorrência das cargas com significativa variação temporal (ACHE, 2003).

Portanto, neste estudo, adotar-se-á um formato de estimativa da segurança em consonância com o nível B, anteriormente citado, fazendo-se a utilização dos critérios de estados limites e fatores parciais de segurança. Será buscada a atualização dos parâmetros variáveis de resistência e sollicitação no momento da análise, estendendo-se o período de observação para aquele referente ao reparo estrutural.

Aqui, as cargas com variação temporal serão ajustadas para que os valores nominais representem aqueles de mais provável ocorrência neste período. Para as resistências, os ensaios realizados, bem como os dados diversos disponíveis da execução, proverão meios à redução das incertezas relativas, incluindo atualização dos valores efetivos, sobretudo para o caso do concreto, a julgar por sua variabilidade no tempo. Por fim, os coeficientes parciais, base das considerações no nível B, poderão ser ajustados para as necessidades menos conservadoras da análise de segurança, objeto deste trabalho.

5.4 METODOLOGIA PROPOSTA

Estudos já realizados neste seguimento da engenharia civil apontam para a utilização de regras e formatos próximos aos adotados pelas normativas atuais de projetos, em vigor na maioria dos países, tendo por diretrizes básicas: a) manutenção de estados limites e b) aplicação de fatores parciais de segurança (MELCHERS, 2001; VAL; STEWART, 2002). Allen (1991) propõe que um critério de avaliação deve ser conduzido segundo situações mais específicas que o critério de projeto e que o profissional deve considerar conseqüências de uma falha em determinadas situações em estruturas consideradas críticas. A avaliação deve incorporar, ainda, toda a informação obtida nas inspeções, incluindo o desempenho passado da estrutura.

O modelo dos fatores parciais, feitas as considerações peculiares ao tratamento de estruturas existentes, será a base da análise de segurança aqui proposta. O princípio básico da metodologia adotada neste trabalho é o ajustamento dos critérios contidos nos padrões de projeto.

De um modo geral, para estimativa da segurança, buscou-se confrontar os esforços (momentos e cargas de compressão) mais prováveis de ocorrência nos pilares do primeiro nível a partir do solo, normalmente de garagem de edifícios residenciais e as resistências efetivas de suas seções transversais no momento da intervenção, através de uma equação de estado limite último (LARANJA; BRITO, 2003).

Para a obtenção dos esforços de avaliação, será utilizada a modelagem estrutural ajustada por meio do programa de cálculo. A determinação do comportamento de sistemas estruturais existentes é uma das questões que requer maior empenho de engenheiros e pesquisadores da área, uma vez que os modelos disponíveis são idealizações próprias para projeto (MELCHERS, 2001). No entanto, os recursos existentes nos modernos programas disponíveis no mercado (análise espacial da estrutura, aplicação de efeitos de imperfeições locais, globais e força do vento, considerações de efeitos de segunda ordem global, etc.), são capazes de prover uma análise mais sofisticada que aquela despendida na concepção, principalmente quando se tratar de edifícios com mais de 20 anos. Em pilares de garagem, os esforços de avaliação obtidos pelo programa, independentes de sua locação em planta, serão representados por momentos em torno dos dois eixos principais de inércia (X e Y) e uma carga de compressão.

Inicialmente, por meio de programas realiza-se a modelagem do edifício existente levando em consideração todos os aspectos definidos em projetos, descrevendo de forma o mais fiel possível, o comportamento da estrutura em meio computacional. É conveniente que após a execução do programa nesta fase, os esforços obtidos nas fundações sejam próximos àqueles de projeto, pois foram com estes esforços que a estrutura foi dimensionada e executada. Para tal, deve-se realizar ajustes nas vinculações das vigas e lajes visando a aproximação com os valores fornecidos pelo calculista.

Posteriormente, para uso específico na avaliação, a alimentação do modelo de cálculo será feita com a realização de diversas considerações sobre os parâmetros de entrada que, não mais possuindo o caráter genérico de toda uma vasta gama de estruturas, comportam ponderações específicas a cada caso analisado, em função do nível de detalhamento e confiança nos dados obtidos das inspeções (LARANJA; BRITO, 2000). Assim, no tratamento das incertezas relativas às cargas atuantes, a metodologia aqui proposta prevê atualizações das distribuições acumuladas, permitindo o ajustamento das cargas com a

busca por valores compatíveis a períodos reduzidos e a utilização de cargas permanentes medidas diretamente nas estruturas (VAL; STEWART, 2002).

Os fatores parciais de segurança a serem aplicados para a geração de esforços e as resistências de avaliação nas seções serão ajustados a partir da redução das incertezas destes parâmetros e da definição de um índice de confiabilidade para a estrutura existente. Isto será feito tendo-se por base as formulações e simplificações freqüentemente utilizadas pelos códigos normativos para a determinação dos coeficientes de ponderação de projeto.

Posteriormente, os parâmetros de avaliação relativos às cargas e seus coeficientes de ponderação, definidos em função do curto período analisado para a recuperação estrutural, serão fornecidos ao programa que gerará os esforços agora coerentes com as condições atuais da estrutura, servindo de base para a quantificação da segurança. Comparando-se os esforços solicitantes assim gerados e os esforços resistentes disponibilizados pela estrutura no momento da avaliação, pode-se traçar um meio conveniente a se realizar a intervenção.

Dentro de um formato para avaliação baseado no critério de estado limite último e no fator global de quantificação da segurança, é desejável que se trabalhe com um único coeficiente que represente o estado da estrutura no momento da intervenção.

Uma forma de se relacionar os esforços atuantes e a resistência da seção no momento da intervenção, é a própria equação de estado limite último que deverá, por esta ocasião, relacionar as solicitações e as resistências das seções, visto na expressão (5.1).

$$\frac{R_{d,aval}}{S_{d,aval}} \geq 1 \quad (5.1)$$

onde:

$R_{d,aval}$ = esforços resistentes de cálculo na seção de pilar avaliado

$S_{d,aval}$ = esforços solicitantes de cálculo na seção avaliada

Dentro dessas considerações, o coeficiente de segurança global na avaliação seria dado por:

$$\gamma_{aval} \geq \frac{R_{k,aval}}{S_{k,aval}} \quad (5.2)$$

onde:

γ_{aval} = coeficiente global de segurança de pilares na avaliação

$R_{k,aval}$ = esforços resistentes característicos na seção de pilar avaliado

$S_{k,aval}$ = esforços solicitantes característicos na seção avaliada

No entanto, os momentos atuantes deverão ser levados em consideração, pois seus efeitos poderão causar colapso em seções de reparo. Os momentos fletores e as cargas axiais de compressão atuam em conjunto e podem atingir seus valores máximos simultaneamente. Para se obter um coeficiente global de segurança que envolva somente esforços normais de compressão, será necessário transformar as solicitações de avaliação em uma compressão centrada.

O procedimento para a transformação de uma flexão oblíqua composta em uma compressão centrada será realizado com o auxílio do programa de cálculo empregado. Tendo-se os esforços de avaliação procede-se ao dimensionamento fictício das armaduras dos pilares, mantendo-se as seções de concreto, empregando-se, para tal, os parâmetros de solicitação e resistência dos materiais com o uso dos coeficientes de ponderação reduzidos. Geralmente todos os pilares dos edifícios são armados simetricamente, em função das características dos esforços atuantes, principalmente gerados pelo vento. Assim sendo, considera-se que a flexão oblíqua composta gere uma solicitação na seção igual a uma solicitação normal equivalente obtida pela soma da resistência da seção de concreto e das armaduras simétricas obtidas no dimensionamento fictício.

Uma vez que a resistência efetiva dos materiais dos pilares foi determinada através dos procedimentos de inspeção e ensaios realizados, a capacidade resistente da seção ao esforço normal pode ser determinada através da equação (4.27). Assim utilizando a equação de estado limite (5.1), uma comparação direta entre a solicitação normal equivalente e a real capacidade de carga da seção, ambos ponderados pelos coeficientes de avaliação, poderá ser realizada, o que norteará os trabalhos de recuperação estrutural. Caso o resultado da divisão exceda a unidade, a seção estará apta a receber a intervenção, respeitando, contudo, o limite estabelecido pela equação. Caso contrário, dever-se-á prover os escoramentos necessários, o que não será aqui abordado.

Em resumo, busca-se com o empregado do programa de cálculo utilizado, a substituição de dois binários de forças e momentos solicitantes (F_x e M_x ; F_y e M_y) por uma única solicitação que, sendo igual à resistência das seções dimensionadas, representa a solicitação normal efetivamente atuante na recuperação. Um esquema da proposta é apresentado no diagrama da Figura 5.1:

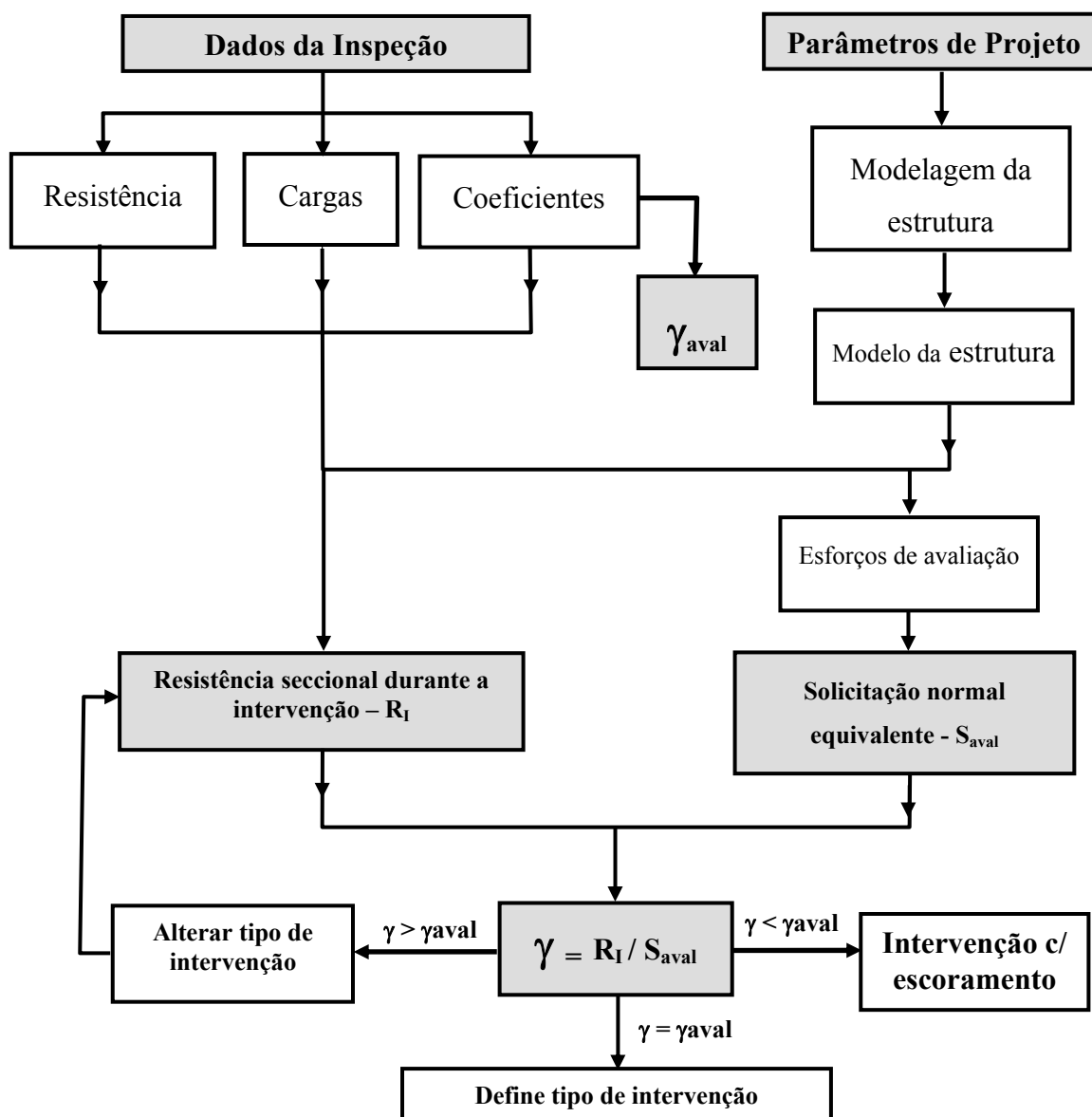


Figura 5.1 – Metodologia para intervenção de reparo em seções.

Em virtude da existência no mercado de vários programas de cálculo, sendo que alguns podem restringir a alteração dos coeficientes definidos pelas normas, impedindo assim a possibilidade do uso direto dos coeficientes de avaliação, pode ser necessário determinar

os valores empregados na avaliação da solicitação e da resistência com os coeficientes já embutidos, ou seja, valores de cálculo de avaliação. Nestes casos, o valor de gama (γ) obtido já estará sendo contemplado com os coeficientes de avaliação, portanto, o gama (γ_{aval}) de avaliação terá valor 1.

Na seqüência serão feitas todas as considerações relativas à atualização dos parâmetros necessários à aplicação da metodologia proposta. Isto inclui o estudo das cargas reais atuantes no período de recuperação, das resistências efetivas dos materiais nas seções transversais, definição de coeficientes de ponderação, utilização do programa para a obtenção de esforços na avaliação e aplicação da equação de estado limite último para detecção das situações críticas em pilares. No próximo capítulo, a metodologia proposta será praticada em dois edifícios pilotos, o que exigirá a aplicação de cada um dos itens propostos a seguir.

5.4.1 Modelagem do comportamento estrutural

Comportamento estrutural de sistemas ou mesmo de componentes de concreto armado existentes é um campo de estudo ainda carente de maior conhecimento, para o refinamento dos resultados obtidos na avaliação (MELCHERS, 2001). Modelos de análise atualmente disponíveis para projeto, implementados com o uso de programas de cálculo e outros recursos computacionais, têm-se mostrado satisfatórios na concepção de estruturas novas, mas que, para a proposta de avaliação, um tratamento mais sensível é indispensável.

Estruturas com mais de 20 anos de idade foram, no geral, idealizadas sem o uso destas ferramentas eletrônicas, o que implica a adoção de esquemas estruturais ainda mais simplificados. Na avaliação estrutural, a modelagem de edifícios antigos em programas especializados poderá fornecer resultados mais elaborados dos esforços atuantes, ainda que se devam realizar estudos específicos do comportamento das estruturas que sofreram a ação do tempo.

Como aspecto fundamental para a aplicação da metodologia aqui proposta, faz-se imperativa a modelagem da estrutura investigada em um programa de cálculo que disponha de recursos necessários ao grau de precisão desejada para a análise. O modelo deve, inicialmente, refletir de forma mais fiel o arranjo estrutural do edifício investigado. Para

isto, deve-se valer do maior número de dados possíveis, como projetos, memoriais, detalhes, croquis, assim como as informações atualizadas da obra, via inspeção (VAL; STEWART, 2002). Ao executar o programa pela primeira vez, utilizando os dados de projeto, deve-se obter para os esforços nos pilares do térreo, valores próximos àqueles com os quais estes elementos foram dimensionados (esforços de cálculo).

Os esforços para períodos reduzidos (recuperação) serão obtidos a partir do modelo computacional construído, aplicando-se os parâmetros de entrada específicos e atualizados com a realidade observada e medida para o edifício avaliado. O programa comercial a ser utilizado na aplicação da metodologia deste trabalho (Capítulo 6), realiza considerações de efeitos que seriam de difícil implementação na época de projeto, principalmente caso as estruturas estudadas tenham idades superiores há 20 anos. Efeitos como forças de vento, desaprumo, não linearidade geométricas e estabilidade global com aplicação do parâmetro normativo γ_z , serão utilizados para melhor estimativa dos esforços de avaliação.

5.4.2 Quantificação das cargas de avaliação

A determinação de cargas para a avaliação de uma estrutura existente é tarefa um pouco mais simples que para o projeto de novas estruturas (COST 345, 2004), em virtude da possibilidade de atualização de parâmetros e outras informações que interferem nestas variáveis. O estudo para a modelagem de sobrecargas diversas é, conforme Melchers (2001), um dos passos mais importantes nos trabalhos de avaliação e necessita ainda ser intensificado, principalmente para obtenção de um banco de dados específico para as condições de exposição em que estão submetidas as estruturas no Brasil.

Na seqüência será definido um procedimento geral para obtenção de cargas de avaliação dos pilares para o intervalo de recuperação estrutural, conforme já informado.

5.4.2.1 Cargas permanentes

Cargas permanentes são aquelas que apresentam pequena variabilidade em torno de uma média ao longo do tempo (NBR 8681:2003). São representadas basicamente pelos pesos próprios de elementos estruturais (lajes, vigas, pilares, etc), elementos construtivos não estruturais (alvenarias, revestimentos, etc) e equipamentos fixos. Melchers (1987) cita que,

na análise de segurança em nível superior, é usual assumir que esse tipo de carga tenha distribuição normal, com média igual ao valor nominal e coeficiente de variação entre 5% e 10%. Ellingwood et al (1980) afirmam que, em geral, a média considerada igual ao valor nominal apresenta-se subestimada. Tais pesquisadores apontam a necessidade de acréscimo em 5% no valor nominal para refletir de forma mais realística um verdadeiro valor médio deste tipo de variável. Val e Stewart (2002) afirmam que os valores das cargas permanentes, medidos diretamente no edifício, podem ser considerados como tendo um caráter determinístico.

Por ocasião da avaliação estrutural, as cargas permanentes atuantes podem ser levantadas com considerável grau de precisão por meio da caracterização geométrica de dimensões nas seções transversais, espessuras de revestimentos em geral, espessuras de sistemas de vedação dos compartimentos, etc. Estas variações geométricas, originárias das diferentes fases de execução, dependem da técnica construtiva, equipamentos e qualidade da mão-de-obra disponível (DA SILVA, 2002), devendo, no projeto, serem resguardadas pela majoração de seus valores característicos.

É possível ainda, por meio de técnicas que empreguem princípios químicos ou físicos, determinarem o peso específico real do concreto e outros materiais responsáveis pela produção das cargas permanentes. Este procedimento, em conjunto com as dimensões obtidas nos trabalhos de caracterização geométrica de seções, reduz as incertezas no tratamento desse tipo de carga em estruturas construídas (CABRÉ, 1994).

Propõe-se neste trabalho que as dimensões dos elementos permanentes de cada edifício em consideração, serão obtidas por medição no local e comparadas com o disposto no projeto estrutural, segundo as tolerâncias permitidas pela norma NBR 14931 (ABNT, 2004). Os dados relativos às dimensões das seções transversais levantados serão processados estatisticamente e ajustados segundo a distribuição normal. Como valor nominal para larguras, alturas e comprimentos dos diversos elementos serão adotados aqueles correspondentes ao quantil de 95%.

Nos exemplos de aplicação desta metodologia, não serão realizados ensaios para a determinação de pesos específicos dos materiais envolvidos e, assim, tais características serão adotadas conforme prescreve a NBR 6120 (ABNT, 1980).

5.4.2.2 Cargas de utilização (cargas acidentais)

As sobrecargas de utilização apresentadas em códigos de projetos incorporam algumas pressuposições básicas para sua definição. Estas hipóteses relacionam-se a (MELCHERS, 1987):

- A variabilidade das sobrecargas é independente no tempo e no espaço;
- Sobrecargas discretizadas são definidas por uma sobrecarga equivalente uniformemente distribuída (*equivalent uniformly distributed load - EUDL*), definindo assim seu efeito no pavimento;
- A variabilidade temporal é representada por meio de duas componentes: i) uma quase-permanente, representada pelo peso dos móveis e pessoas nas diversas mudanças de ocupação nos edifícios; ii) uma parcela intermitente de sobrecargas extraordinárias atuantes em curtos períodos.

A atuação das duas componentes encontra-se representada nos diagramas da Figura 5.2 (ELLINGWOOD et al, 1980):

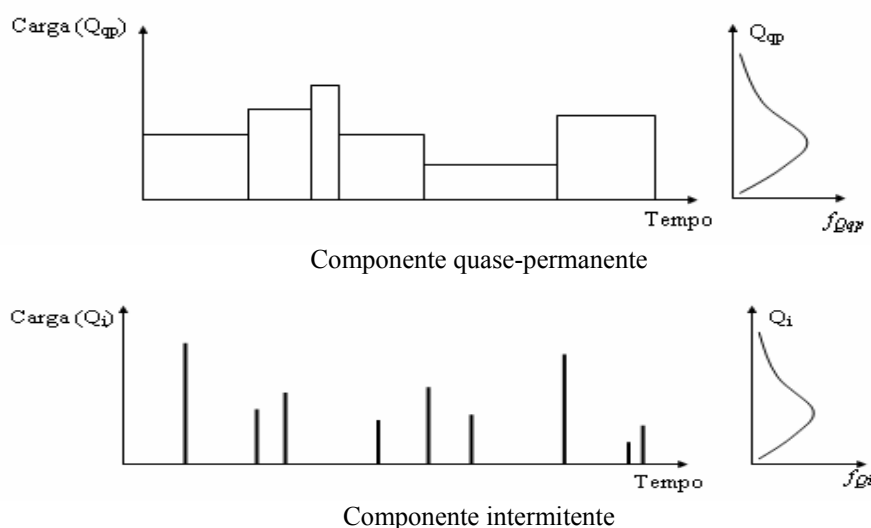


Figura 5.2 – Variação temporal da sobrecarga.

Fonte: Ellingwood et al (1980)

Cargas acidentais de projeto, preconizadas pela NBR 6120 (ABNT, 1980), possuem período de retorno entre 140 e 200 anos, com baixa probabilidade de ocorrência durante a

vida útil da estrutura (entre 25% e 35%). A concepção de valores nominais para estas cargas baseia-se em distribuição de extremo Tipo I e pode resultar da soma das duas componentes da variabilidade temporal segundo a regra de Turkstra (COROTIS et al, 1981):

- Valor máximo quase-permanente na vida útil, somado ao valor máximo intermitente em uma ocupação;
- Valor máximo intermitente na vida útil, somado ao valor quase-permanente em uma ocupação;
- Soma dos valores máximos, na vida útil, de ambas as componentes.

O intervalo de tempo necessário à reabilitação de pilares de edifícios residenciais atacados por corrosão inicial das armaduras é, geralmente, da ordem de um a dois meses, a depender do número de peças afetadas existentes na edificação. Isto reduz consideravelmente o potencial de variação das sobrecargas reduzindo, conseqüentemente, a possibilidade de ocorrência de cargas extremas (ELLINGWOOD, 1996). Dessa forma, cargas de uso na avaliação em curtos períodos de referência, ficam restritas basicamente ao peso de móveis e pessoas sobre as lajes de edifícios (DA SILVA, 1998). Além do que, como parte integrante da metodologia proposta neste trabalho, são feitas as seguintes ponderações para que o uso continuado dos edifícios, durante a recuperação, possa ocorrer de forma segura:

- Restrição de eventos que possam originar cargas transientes com valores extremos;
- Paralisação de qualquer outro tipo de atividade construtiva ou de reformas nas lajes de edifícios durante a intervenção estrutural.

Na carência de estudos nacionais que forneçam dados das cargas de utilização em apartamentos, para efeito desta pesquisa, serão adotados aqueles recopilados por Corotis e Doshi (1977) e de diversos pesquisadores europeus. Da estatística Kolmogorov-Smirnov eles obtiveram como função de densidade de probabilidade de melhor ajuste do comportamento das sobrecargas instantâneas na região da curva de distribuição para valores acumulados superiores a 90%, a distribuição gama. Na Tabela 5.1 são apresentadas

as informações utilizadas por Corotis e Doshi (1977) nos estudos das distribuições de frequências para carregamentos variáveis instantâneos em edifícios.

Tabela 5.1 – Levantamento de cargas de utilização em edifícios.

Número de compartimentos	Tipos de edifícios	Média kN/m ²	Desvio-padrão kN/m ²	Carga 90% kN/m ²	Carga 99% kN/m ²	Carga 99,9% kN/m ²	Estatística Kolmogorov-Smirnov		
							Nor.	LN	G.
830	Edifícios domésticos	0,544	0,193	0,673	1,009	Dados Insufic.	0,253	0,222	0,213
580	Escritórios	0,602	0,331	0,795	1,964	Dados Insufic.	0,306	0,205	0,233
40	Laboratórios hospitalares	0,579	0,26	0,761	1,271	Dados Insufic.	0,298	0,213	0,239
168	Clínicas de saúde	0,418	0,222	0,559	1,197	Dados Insufic.	0,387	0,305	0,322
Observações: Nor – Carga acumulada prevista pela distribuição Normal; LN – Carga acumulada prevista pela distribuição Log-Normal; G – Carga acumulada prevista pela distribuição Gama.									

Fonte: Adaptado de Corotis e Doshi (1977)

Em Hahn e Shapiro (1967) encontra-se a formulação da função densidade de probabilidade (*fdp*) gama, conforme equação (5.3):

$$f(x; \eta, \omega) = \begin{cases} \frac{\omega^\eta}{\Gamma(\eta)} x^{\eta-1} e^{-\omega x}; & x \geq 0, \omega > 0, \eta > 0 \\ = o[\text{para outros valores}] \end{cases} \quad (5.3)$$

onde:

$\Gamma(\eta)$ = função gama

η e ω são parâmetros da distribuição gama

Para valores inteiros de η , a função gama recai em uma expressão fatorial da seguinte forma (MEYER, 1981):

$$\Gamma(\eta) = (\eta - 1)! \quad (5.4)$$

Dos dados de edifícios residenciais presentes na Tabela 5.1 e, empregando-se as expressões para ω e η apresentada por Hahn e Shapiro (1967), pode ser obtida a função de distribuição acumulada para sobrecargas instantâneas:

$$F_L(x; \eta, \omega) = \frac{15^8}{(8-1)!} \int_0^x X^{8-1} e^{-15X} dX \quad (5.5)$$

O valor esperado para as sobrecargas durante a intervenção estrutural, é aquele correspondente ao acumulado de 95%, segundo a mesma definição de valor característico de projeto, porém integrando-se a função de distribuição instantânea dada pela equação (5.5). Neste caso, é encontrado o valor de:

$$X = F_{G,aval} = 0,875 \text{ kN/m}^2$$

Este valor é próximo ao 0,79 kN/m² encontrado por Páez (1981) para as sobrecargas em período de 10 anos. Apesar das instruções normativas de projeto preverem sobrecargas diferenciadas para cozinhas e áreas de serviços residenciais, estes cômodos, de um modo geral, apresentam pequenas áreas em plantas. Desta forma, as sobrecargas neles geradas promovem pequena contribuição à carga total nos pilares. Conclui-se que o modelo de sobrecarga única representa, de forma satisfatória, aquela instantânea para avaliação conforme a necessidade desta pesquisa.

Avaliações em que algum intervalo de tempo maior da vida útil da estrutura seja requerido, será preciso considerar essa influência sobre a ocorrência das cargas variáveis. Isto porque, uma vez envolvido maior período de retorno, geram-se implicações nos valores nominais das cargas que, neste caso, serão maiores que 0,875 kN/m², para o mesmo quantil de 95%.

5.4.2.3 Forças devido à ação do vento

As forças atuantes nas edificações devido à ação do vento, por serem também de natureza estocástica, devem ter valores que obedeçam à função de densidade de probabilidade. A NBR 6118 (ABNT, 2003) torna obrigatória a consideração da ação dessas forças de origem ambiental em projeto o que, pela versão anterior da referida norma, nem sempre era necessário. Todavia, as velocidades básicas do vento estabelecidas pela NBR 6123 (ABNT, 1988), contemplam valores estatisticamente trabalhados para uma probabilidade de ocorrência de 63% em 50 anos. Neste caso, o fator estatístico (S_3) reduz ou aumenta esta probabilidade, segundo o grau de importância relativa da edificação.

Para obtenção da mesma velocidade, porém com valores característicos relativos a ventos de curtos períodos de referência, para atender o critério de determinação dos esforços atuantes durante a fase de intervenção para recuperação estrutural, pode-se estabelecer uma função de densidade de probabilidade que se ajuste aos dados de observações das velocidades anemométricas anuais (COST 345, 2004).

Estes dados são obtidos por estações de pesquisa meteorológicas que registram diariamente as velocidades horárias máximas, sendo mais confiáveis os dados que abarcam mais extensos períodos de observações (ELLINGWOOD, 1996). Comportamento desse tipo de variável pode ser aproximado por estatísticas de extremos, tal como distribuição de extremo Tipo I ou extremo Tipo II a depender do local de análise (COROTIS et al, 1981; MELCHERS, 1987; RÜSCH, 1980).

Outra maneira de se obter velocidades básicas para reduzidos intervalos, quando não se dispõe de dados de levantamentos estatísticos, é o emprego de fatores de ajustamento. No presente trabalho, é proposto o uso dos fatores desenvolvidos por Rosowsky (1995) e que são capazes de converter ventos de períodos de recorrência de 50 anos a outros períodos, conforme a finalidade da avaliação.

Na determinação dos fatores de ajuste, Rosowsky (1995) utilizou-se de pesquisas e estudos realizados em vários aeroportos e que compuseram a base da formulação dos ventos de projeto dos códigos norte-americanos. A Tabela 5.2 apresenta os valores obtidos pelo pesquisador para o ajustamento da velocidade básica.

Tabela 5.2 – Fatores de ajustamento para velocidades de vento.

Período considerado	Fator de ajustamento para a velocidade do vento (S_{ajust})
< 1 ano	0,80
1-5 anos	0,90
5-10 anos	0,95
25 anos	Não reduzir
50 anos	Não reduzir
100 anos	1,10

Fonte: Adaptado de Rosowsky (1995)

De posse desses fatores é possível a obtenção da velocidade característica do vento $V_{k,aval}$ para a aplicação na avaliação estrutural, através da expressão normativa (NBR 6123:1988), acrescida do fator S_{ajust} , o que torna:

$$V_{K,aval} = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot S_{ajust} = V_k \cdot S_{ajust} \quad (5.6)$$

onde:

- $V_{k,aval}$ = velocidade característica do vento de avaliação
- V_k = velocidade característica do vento de projeto
- V_0 = velocidade básica do vento de projeto
- S_1 = fator topográfico
- S_2 = fator ligado a: rugosidade, dimensões e altura da edificação
- S_3 = fator estatístico
- S_{ajust} = fator de ajustamento de Rosowsky

De posse de $V_{k,aval}$, pode-se obter as forças imprimidas nas edificações, por ventos de períodos de referência reduzidos. O programa de cálculo utilizado nesta pesquisa possui módulo de trabalho específico que faz a consideração destes efeitos nos pórticos analisados, bastando para isso habilitar a opção em tela apropriada e indicar os coeficientes necessários corretamente.

Da Tabela 5.2 e, sabendo-se que os serviços de recuperação são, em geral, da ordem de poucos meses, pode-se destacar que S_{ajust} a ser empregado equivale a 0,80, tomando para S_3 o valor igual a 1. Isto gera um valor para a velocidade característica de avaliação ($V_{k,aval}$) igual a:

$$V_{K,aval} = V_k \cdot 0,80 \quad (5.7)$$

5.4.3 Obtenção da resistência dos materiais

5.4.3.1 Concreto

A determinação da resistência à compressão do concreto e das propriedades a ela relacionadas é um dos problemas nos quais se deparam os engenheiros de avaliações quando da necessidade de se mensurar o nível de segurança potencial apresentado pela estrutura periciada (DA CUNHA; VIEIRA ÂNGELO, 2003). A complexidade do comportamento deste material em serviço ao longo do tempo decorre, basicamente de dois fenômenos evidenciados (FUSCO, 1993):

- Ganho de resistência devido à hidratação lenta;
- Perda de resistência efetiva devido à ação das cargas de longa duração.

Estes fenômenos, aliados à influência das dimensões dos corpos-de-prova ensaiados sobre a resistência aparente do concreto, compõem o coeficiente de modificação (K_{MOD}) que deve ser levado em consideração em projeto, para evitar que estruturas entrem em colapso por esgotamento da capacidade resistente em determinado período de sua existência.

Da Cunha e Vieira Ângelo (2003) em trabalho relativo à busca da resistência à compressão do concreto em estruturas periciadas, sugerem duas condições para obtenção de tal propriedade: a) extrapolações baseadas nos dados advindos do controle tecnológico do concreto ao longo da obra, levando em conta a sua idade e o efeito das cargas mantidas; b) extração e ensaios de testemunhos caso inexistam resultados de controle tecnológico considerando, contudo, o efeito da duração das cargas.

a) Existência do controle tecnológico

Muitas das estruturas que hoje passam por intervenções para reabilitação possuem, na maior parte dos casos, mais de 20 anos o que, para estimativa da resistência atual do concreto, exige o emprego de curvas de crescimento coerentes com os cimentos utilizados na época.

O Código Modelo CEB 1990 apresenta uma expressão para estimativa da evolução da resistência à compressão com o tempo. Tal expressão encontra-se estabelecida também na atual versão da NBR 6118 (ABNT, 2003) e pode ser aplicada à resistência estimada ($f_{ck,est}$) obtida no ensaio de compressão dos corpos-de-prova de controle da época da construção, quando se deseja obter a resistência ao fim de um dado período de tempo:

$$K_{MOD1} = \frac{f_{c,t}}{f_{c,28}} = \exp \left\{ s \left[1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right] \right\} \quad (5.8)$$

onde:

K_{MOD1} = coeficiente de crescimento relativo da resistência à compressão do concreto (relativo à resistência aos 28 dias)

$f_{c,t}$ = resistência à compressão à idade de t dias

$f_{c,28}$ = resistência à compressão à idade de 28 dias

S = coeficiente que depende do tipo de cimento podendo-se fazer a seguinte correspondência:

S=0,2 → para o cimento ARI

S=0,25 → para cimento CP I, CP II classe 40

S=0,38 → para cimento CP III e CP IV

Da Cunha e Vieira Ângelo (2003) limitam o ganho de resistência em 15% para os casos em que $f_{ck,est} < f_{ck}$ ou em 20% quando $f_{ck,est} \geq f_{ck}$.

O efeito das cargas de longa duração na perda efetiva de resistência do concreto refere-se à propagação lenta de fissuras na matriz da pasta endurecida. O fenômeno, que inicialmente foi estudado por Rüsç (1960) ocorre para esforços solicitantes que provoquem tensões acima de 70% daquelas necessárias ao rompimento convencional do corpo-de-prova de controle do mesmo concreto. Para valores abaixo deste limite, o material apresenta resistência perene, apesar da ocorrência de deformação lenta.

Na avaliação de pilares de estruturas existentes, tendo-se as dimensões das seções transversais e as cargas atuantes, é possível estimar se as tensões desenvolvidas superaram o limite de 70%, o que levaria o concreto à redução de resistência por efeito Rüsç. Para efeitos desta pesquisa, propõe-se que os esforços atuantes sejam aqueles totais obtidos para o dimensionamento, aplicados de forma fictícia aos 28 dias. Caso o limite acima seja superado, a redução na resistência pode ser calculada pela equação (5.9), advinda do Código Modelo CEB 1990. Caso tal limite não seja superado, será assumido $K_{MOD2, aval} = 1$.

$$K_{MOD2} = \frac{f_{c,t}}{f_{c,t_0}} = 0,96 - 0,12 \cdot \sqrt{\ln 72 \cdot (t - t_0)} \quad (5.9)$$

onde:

K_{MOD2} = coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto pelo efeito de carga mantida (relativo à resistência aos 28 dias)

$f_{c,t}$ = resistência à compressão do concreto na idade $(t+t_0)$ sob carga elevada e constantemente mantida desde a idade t_0

f_{c,t_0} = resistência à compressão convencional do concreto na idade t_0 no ensaio normal de compressão axial

Por fim, a influência das dimensões dos corpos-de-prova ensaiados na resistência real do concreto (FUSCO, 1993) deve ser levada em consideração tanto em projeto quanto em trabalhos de avaliação estrutural. Rüsç (1980) relata que corpos-de-prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura possuem resistência à compressão, em geral, da

ordem de 5% maior que a do mesmo concreto na estrutura. Assim, torna-se válida a relação (5.10):

$$f_{c,estrutura} = f_{c,prisma} = 0,95 f_{c,cilindro15x30cm} \text{ ou } K_{MOD3} = 0,95 \quad (5.10)$$

Em geral quanto menor a relação altura/diâmetro (h/d) dos corpos-de-prova, maior a resistência aparente encontrada. Diagrama de conversões para outras relações (h/d) pode ser encontrado em Fusco (1993).

De posse de K_{MOD1} , K_{MOD2} e K_{MOD3} pode-se compor o $K_{MOD,aval}$ pela equação (5.11), enfatizando a importância dos efeitos do comportamento do concreto ao longo do tempo para a avaliação:

$$K_{MOD,aval} = K_{MOD1} \cdot K_{MOD2} \cdot K_{MOD3} \quad (5.11)$$

onde:

$K_{MOD,aval}$ = coeficiente de modificação da resistência do concreto na avaliação em virtude da influência da hidratação lenta, efeitos das cargas mantidas e dimensões dos corpos-de-prova nos ensaios.

K_{MOD1} = influência do ganho de resistência do concreto após os 28 dias

K_{MOD2} = influência de cargas mantidas

K_{MOD3} = influência do efeito dos pratos da prensa no ensaio de compressão axial de corpos-de-prova

A resistência à compressão a se utilizar neste caso, é dada pela equação (5.12):

$$f_{cd,aval} = K_{MOD,aval} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_{c,aval}} \quad (5.12)$$

onde:

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto na idade 28 dias

$\gamma_{c,aval}$ = coeficiente de ponderação do concreto específico para avaliação

b) Inexistência de controle tecnológico

Neste caso, deve-se processar obrigatoriamente à extração e ensaios de testemunhos retirados diretamente dos pilares em estudo (DA CUNHA; VIEIRA ÂNGELO, 2003). Os lotes são tomados de acordo com a NBR 7680 (ABNT, 1983) os quais, a depender do tamanho do espaço amostral adotado, permitem tecer conclusões mais precisas em relação à resistência do concreto submetido à avaliação. Da Cunha e Vieira Ângelo (2003) limitam, no entanto, o valor obtido dos testemunhos ($f_{ck,real}$) a $1,15f_{ck}$.

O efeito Rüsç deverá ser avaliado atendendo ao mesmo critério da situação “a”, analisando a superação ou não do limite de 70% da tensão admitida pelo corpo-de-prova padrão aos 28 dias.

A influência relativa às dimensões dos testemunhos extraídos é bastante acentuada para esta situação, uma vez que nem sempre se consegue uma relação $h/d=2$. O diâmetro do testemunho não deverá ser inferior a três vezes o diâmetro do agregado ou a 10 cm. A NBR 7680 (1983) apresenta a correção de valor para diversas relações h/d . A Tabela 5.3 dá os valores para o ajustamento:

Tabela 5.3 – Fatores de conversão para as resistências de testemunhos extraídos de estruturas existentes.

Relação h/d	Fator de correção
2,00	1,00
1,75	0,97
1,50	0,93
1,25	0,89
1,00	0,83
0,75	0,70
0,50	0,50

Fonte: NBR 7680 (ABNT, 1983)

Tanto para a situação “a”, quanto para a situação “b”, o fato de a estrutura avaliada sofrer o fenômeno de corrosão nas armaduras, faz com que existam incertezas com relação à resistência do concreto avaliado devido à deterioração que se acentua na região das armaduras (MELCHERS, 2001). As fissuras e deslocamentos, originários do processo corrosivo, levaram a ACHE (2003) a desconsiderar a camada de cobrimento como parte integrante da seção resistente de concreto. Tal decisão será respeitada pela metodologia aqui apresentada.

O coeficiente de variação da resistência do concreto à compressão para situações de avaliação estrutural pode ser tomado da análise estatística do resultado de rompimentos dos corpos-de-prova de controle ou, caso não existam, através do processamento dos resultados de lotes de testemunhos. No entanto, muita das vezes tais lotes possuem reduzido número de exemplares, o que traz problemas à estimativa adequada do valor do coeficiente de variação.

Tendo em vista estes fatos, um procedimento usual consiste na realização de ensaios esclerométricos ou ultra-sônicos sobre o concreto dos elementos estudados (ACHE, 2003), válidos fundamentalmente para efeito de comparação mediante as resistências obtidas por ensaios destrutivos, mas que podem indicar valores próximos ao coeficiente de variação real do concreto na estrutura.

O objetivo do emprego do ensaio de esclerometria paralelo aos ensaios de compressão axial de corpos-de-prova é auxiliar no sentido de se obter informações adicionais que possam diminuir a probabilidade de erros na avaliação de várias propriedades do concreto (ALCÂNTARA, 2002). A ultra-sonografia, conforme visto, é bastante aconselhável para estabelecimento das características do concreto, sua homogeneidade e até mesmo resistência (FIGUEIREDO, 2005).

Outra forma de se estimar o coeficiente de variação, ao se dispor de um certo nível de confiança em relação às informações obtidas da obra, é a utilização de uma formulação que possa relacionar os dados existentes e o coeficiente procurado. A normalização Argentina de projeto, RECOMENDACIÓN CIRSOC 106 (1982), apesar de conservadora para aspectos relativos à avaliação, traz informações ao “dimensionamento” do coeficiente de variação segundo a expressão (5.13):

$$\delta_c = \sqrt{\delta_M^2 + \delta_E^2 + \delta_D^2} \quad (5.13)$$

onde:

δ_c = coeficiente de variação do concreto

δ_M = coeficiente que depende de condições próprias do material

δ_E = coeficiente que depende de condições de execução da estrutura

δ_D = coeficiente que depende de modelos empregados no cálculo da resistência

Sendo os coeficientes dados pela Tabela 5.4:

Tabela 5.4 – Influências no coeficiente de variação das resistências em obras de concreto armado.

Elaboração do Material	δ_M	Condições pobres 0,20	Condições razoáveis 0,10	Condições cuidadosas 0,10
	Execução da obra	δ_E	Descuidada 0,25	Média 0,12
Dimensionamento de seções ou elementos	δ_D	Empírico 0,20	Simplificado 0,10	Cuidadoso-exato 0,05

Fonte: RECOMENDACIÓN CIRSOC 106 (1982)

A ACHE (2003) apresenta para o coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto na avaliação de pontes rodoviárias, um valor médio de 13,5%, obtido com a consideração de ajuste da resistência segundo uma curva de distribuição normal.

5.4.3.2 Aço

A resistência à tração do aço, a exemplo do que ocorre com a de compressão no concreto, é uma variável básica no estabelecimento da segurança estrutural apresentando, assim, um comportamento estocástico. A variabilidade estende-se não apenas às características internas do material, como também à geometria apresentada pelas barras e, em se tratando de uma investigação em estruturas existentes afetadas por patologias, principalmente a corrosão, o estado atual das barras em termos de perda de seção transversal no processo eletroquímico (ACHE, 2003). A avaliação desse último aspecto poderá ser efetuada por inspeção visual e medições a partir de instrumentação apropriada, ou com a utilização do ensaio de detecção magnética, tipo pacometria, o que permitirá adoção de um plano para a execução de reforço estrutural, mediante restabelecimento de seção, caso necessário.

O controle tecnológico de amostras durante a construção é o meio para se garantir o emprego de um material com resistência que atenda os valores especificados em projeto. Os ensaios conforme relatados por Da Silva e Ribeiro (2002), são realizados em corpos-de-prova obtidos conforme a NBR 7480 (ABNT, 1996) e seus procedimentos para o controle de recebimento de aço para concreto armado.

Apesar dos métodos rigorosos de produção, o que garante aço com pequena variabilidade em torno da média em um ensaio à tração, Fusco (1974), afirma sobre a necessidade do controle tecnológico a ser realizado pela construtora no ato da execução da obra. Os ensaios realizados em barras para fins de controle deverão contemplar a caracterização do limite elástico e do diâmetro efetivo, além do limite de resistência e outras importantes características definidas na NBR 7480 (ABNT, 1996). Do controle estatístico dos resultados poderão surgir algumas situações que interferem na tomada de decisão quanto à aceitação ou rejeição do lote analisado (FUSCO, 1976).

Para as finalidades de avaliação estrutural, os resultados obtidos dos ensaios durante a realização da obra, se disponíveis, poderão ser empregados e isso irá gerar um incremento

no conteúdo de informações disponíveis, com impacto no nível de confiança dos resultados obtidos da avaliação. Dos trabalhos experimentais de Da Silva e Ribeiro (2002), a *fdp* que melhor descreve os resultados experimentais dos ensaios de tração do aço é a distribuição log-normal.

No entanto, a ACHE (2003) desaconselha a consideração de ganho de resistência para o aço advindo de ensaios, em relação ao valor nominal utilizado no cálculo. Na metodologia desta pesquisa, não serão utilizados na avaliação, valores para a resistência ao escoamento provenientes de ensaios, caso estes sejam superiores àqueles de projeto. Contudo, informações extras sobre o coeficiente de variação da resistência serão empregadas para o ajustamento dos fatores parciais de minoração do aço na avaliação ($\gamma_{s,aval}$).

Não se dispendo de tal controle e mesmo estando as armaduras atacadas demasiadamente pela corrosão, poder-se-ão realizar extração de testemunhos de barras diretamente da estrutura e submetê-las aos ensaios corriqueiros na máquina de tração, permitindo assim a redução do nível de incertezas quanto à distribuição da resistência do material.

Em pilares, por serem elementos de grande responsabilidade estrutural, é desaconselhável a extração de testemunhos das barras de aço, principalmente as longitudinais. Neste caso é oportuno, em estruturas com mais de 20 anos, julgar o aço como sendo de classe B com resistência e coeficientes de ponderação iguais aos de projeto, por motivos de segurança.

5.4.4 Índice de confiabilidade para estruturas existentes

O estabelecimento dos coeficientes de minoração retoma, além da variabilidade assumida para as ações, uma probabilidade de falha (P_f) admissível para as estruturas e que encontra-se implícita nas normas de projeto, sob a forma de um índice de confiabilidade (β). Projetos de novos edifícios encontram-se respaldados, no Brasil, por um $\beta=3,5$ ($P_f=2,33 \times 10^{-4}$).

Melchers (2001) destaca a necessidade de estabelecimento de uma probabilidade de falha admissível para os trabalhos de calibração dos futuros códigos de avaliação, que seja coerente a situação atual da estrutura e seu desempenho apresentado até o momento da avaliação. Em trabalho relativo à obtenção de coeficientes de ponderação para a avaliação

de estruturas de pontes e edifícios existentes, Val e Stewart (2002) assumem por satisfatório a consideração do mesmo β usado em projeto. Consideração semelhante foi realizada por Tanner (1995) em que o índice de confiabilidade aceitável na avaliação, proposto em seu trabalho, deveria permanecer próximo ao valor apresentado pela estrutura quando construída.

Allen (1991) propõe que, pelo fato de estruturas existentes terem apresentado desempenho satisfatório, ao mesmo tempo em que foram inspecionados de forma rigorosa, os critérios de avaliação para estas não devam ser tão conservadores quanto no projeto de novos edifícios. Isto levou o autor a introduzir diferentes níveis de segurança para estruturas existentes, através de ajustamento feito com a contribuição individual dos fatores dados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Fatores de contribuição no ajustamento do índice de confiabilidade.

Fator de avaliação	Δ_i
Inspeção / Desempenho - Δ_1	
Sem inspeção nem desenhos de execução	-0.40
Inspeção para identificação / localização	0.00
Desempenho satisfatório ^a ou medição das cargas permanentes ^b	0.25
Comportamento do sistema estrutural - Δ_2	
Falha conduz ao colapso, provável ocorrência de danos pessoais	0.00
Situação intermediária	0.25
Colapso local, improvável ocorrência de danos pessoais	0.50
Categoria de risco para a falha- Δ_3	(b)
Muito alta (pós-desastre ou $n > 1000$) ^c	0.00
Alta ($n= 100 - 1000$) ^d	0.00
Normal ($n= 10 - 99$) ^d	0.25 ^d
Baixa ($n= 0 - 9$) ^d	0.50 ^d
Observações:	
a) Aplicado para fatores de cargas permanentes e variáveis, na idade de 50 anos ou mais, sem deterioração estrutural;	
b) Aplicável somente ao fator de carga permanente;	
c) Parâmetro n é determinado como número máximo de pessoas expostas à falha;	
d) Reduzir para 0,25 para cargas de ocupação de reunião ou estruturas de madeira.	

Fonte: Allen (1991)

Laranja e Brito (2003) observaram que tal procedimento exige apurado bom censo por parte dos engenheiros estruturais responsáveis pela avaliação, além de envolver critérios subjetivos como qualidade de inspeção e probabilidade de riscos pessoais. No entanto, o método permite determinar o índice de confiabilidade na avaliação (β_{aval}) a partir do β de projeto, subtraindo-se alguns termos de redução que variam de uma estrutura a outra (5.14):

$$\Delta = \beta - \beta_{aval} \quad (5.14)$$

onde:

Δ = fator para ajustamento do índice de confiabilidade na avaliação

β = índice de confiabilidade de projeto

β_{aval} = índice de confiabilidade na avaliação

Nos casos em que não se dispõem de quaisquer dados ou informações do projeto estrutural ou os elementos avaliados não permitam a realização de inspeções, testes ou outros procedimentos já apontados, é conveniente a elevação do índice de confiabilidade, por se tratar de uma situação crítica (ALLEN, 1991; COST 345, 2004). Em todo caso, considerações dessa natureza fogem ao escopo deste trabalho, pois a metodologia pressupõe a existência de informações de projeto ou ensaios de controle tecnológico, bem como a realização de inspeção em todos os pilares por ocasião da avaliação.

Para avaliação de pilares em estruturas existentes e acometidas por corrosão inicial, detectadas em uma inspeção rotineira, um índice de confiabilidade poderia ser reduzido, de acordo com a metodologia proposta por Allen (1991), com o valor de 3,25 ($Pf=5,77 \times 10^{-4}$).

5.4.5 Ajustamento dos coeficientes de ponderação

As incertezas das cargas e resistências no estágio de projeto são refletidas nos coeficientes de ponderação (ALLEN, 1991). Conforme Montoya et al (1973a), no estabelecimento da segurança estrutural, realizada atualmente dentro das considerações simplificadas do nível I, atribui-se às diversas causas de erros e incertezas a dois fatores sobre os quais se detêm alguns conhecimentos: resistência dos materiais e valores das ações, ponderando seus valores característicos mediante coeficientes parciais de segurança, para se ter em conta o restante dos fatores aleatórios que influenciam o processo sobre os quais, ainda, o conhecimento é incompleto.

Val e Stewart (2002) apontam para um ajustamento destes coeficientes na avaliação pela atualização das funções de distribuição das variáveis por eles ponderadas, através de inspeções e testes no local, com conseqüente redução das incertezas a elas inerentes.

Na análise dos códigos de projeto hoje utilizados, distinguem-se basicamente dois procedimentos principais na consideração das outras variáveis aleatórias influentes nos

mecanismos de solicitação e resposta estrutural, além da resistência e das cargas atuantes (ELLINGWOOD et al, 1982):

- a) Regulamentos europeus (*CEB-FIP*, Normas Espanholas): recorrem à minoração da resistência do concreto e aço com coeficientes distintos para cada material e, a partir daí, calcula-se a resistência das seções. A majoração das ações é feita com coeficientes parciais, diferentes em função da natureza da ação;
- b) *LRFD (Load and Resistance Factor Design)*: não minora as resistências dos materiais individualmente, mas se aplica um coeficiente de minoração da resistência da seção. Este coeficiente varia de acordo com o tipo de solicitação. As ações são tratadas de maneira similar aos regulamentos europeus, mas os valores dos coeficientes de majoração variam em relação aos destes regulamentos.

Os procedimentos empregados na obtenção de segurança das estruturas de concreto armado pelas atuais normas brasileiras de projeto são inspirados nos regulamentos europeus adaptando-se, contudo, certos parâmetros às condições econômicas e sociais aqui existentes. A metodologia de “dimensionamento” dos coeficientes parciais de segurança ficou estabelecida no congresso realizado pelo *CEB-FIP* em 1970, na cidade de Praga (FUSCO, 1974). Montoya et al (1973a) observaram que, segundo esta metodologia, os valores dos coeficientes devem derivar-se de considerações probabilísticas efetuadas no nível II, mas com um dado prévio necessário, a chamada probabilidade de falha. O desenvolvimento dos coeficientes de ponderação envolve cálculos e considerações bastante complexas.

Na calibração dos coeficientes parciais de segurança, os aspectos considerados no problema são hoje tomados, de forma simplificada, do seguinte modo:

- a) Os materiais se definem por seus valores representativos característicos (95% de probabilidade de estes valores serem superados);
- b) As ações são definidas por seus valores característicos (5% de probabilidade de estes valores serem superados);
- c) Inclusão de uma P_f assumida com risco aceitável pela sociedade.

Uma vez que o objetivo desta seção é o ajustamento de coeficientes de segurança para a avaliação da situação de reparo de pilares em edifícios residenciais, o desenrolar do processo matemático para as expressões de determinação de tais coeficientes não serão aqui demonstrados. A partir de formulações encontradas na literatura, serão realizadas as considerações pertinentes a este trabalho.

5.4.5.1 Coeficientes de ponderação dos materiais

a) Concreto

A aplicação de coeficientes parciais visa cobrir outros fatores que influenciam na segurança estrutural, além das solicitações e das resistências. Isto reduz diretamente a probabilidade de falha estrutural embutida no conceito de valor característico das duas variáveis principais tomadas no dimensionamento (MONTROYA et al, 1973a). Em termos de equação de estado limite, isto pode ser descrito por:

$$\frac{R_k}{\gamma_m} = S_k \cdot \gamma_f \quad (5.15)$$

onde:

γ_m = coeficiente de ponderação das resistências

γ_f = coeficiente de ponderação das ações

É possível ajustar os valores de γ_m e γ_f de forma que a probabilidade de falha final seja a desejada. Pelo exposto, formalmente trabalha-se com um método misto que combina valores probabilistas (as resistências e ações características) com coeficientes parciais deterministas, mas que na realidade, apresentam um procedimento de determinação também probabilista.

Considerando R e S como variáveis aleatórias, estas podem ser aproximadas segundo uma distribuição normal, apesar de que nem sempre esta seja a melhor aproximação. Têm-se então os valores característicos:

$$R = m_R \pm \xi \sigma_R = m_R (1 \pm \xi \delta_R) \quad (5.16)$$

$$S = m_S \pm \xi \sigma_S = m_S (1 \pm \xi \delta_S) \quad (5.17)$$

onde:

- m_R = resistência média dos materiais
 m_S = média das solicitações
 σ_R = desvio-padrão das resistências
 σ_S = desvio-padrão das solicitações
 δ_R = coeficiente de variação das resistências
 δ_S = coeficiente de variação das solicitações
 ξ = fator relacionado à probabilidade de ocorrência na distribuição normal

Na ruptura, $R=S$ é representada por uma reta no sistema de coordenadas (R-S) da Figura 5.3. A região à direita ($R>S$) representa a zona de segurança. Aqui a função $m=R-S$ também é considerada comportar-se de forma normal.

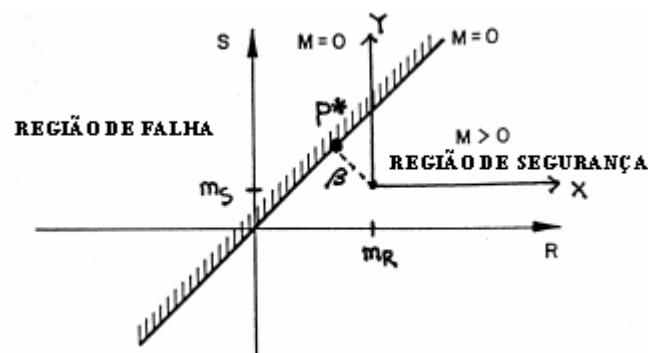


Figura 5.3 – Representação gráfica do índice de confiabilidade.

Fonte: Adaptado de Lera e Alvarez (1992)

Suprimindo-se aqui a matemática desse desenvolvimento e realizando-se a transformação das coordenadas para o sistema xy , tem-se:

$$x = \frac{(r - m_R)}{\sigma_R} \quad \text{e} \quad (5.18)$$

$$y = \frac{(s - m_S)}{\sigma_S} \quad (5.19)$$

onde:

- r e s = coordenadas do sistema R-S
 $m_R, m_S, \sigma_R, \sigma_S$ possuem o mesmo significado anterior

Neste novo sistema xy , a distância entre sua origem à curva que representa o estado limite (na Figura 5.3 a reta $R=S$), é a própria probabilidade de falha. Estando as variáveis normalmente distribuídas, essa distância é igual ao índice de confiabilidade (β). O ponto P^* , que se encontra à menor distância à origem do sistema xy , define um par de valores r^*

e s^* que possuem a menor confiabilidade ou maior Pf . Pode-se então chegar às seguintes expressões:

$$r^* = m_R - \beta\alpha_R\sigma_R = m_R(1 - \beta\alpha_R\delta_R) \quad (5.20)$$

$$s^* = m_S - \beta\alpha_S\sigma_S = m_S(1 - \beta\alpha_S\delta_S) \quad (5.21)$$

Sendo α_R e α_S os fatores de influência dados por:

$$\alpha_R = \frac{\sigma_R}{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}} \quad (5.22)$$

$$\alpha_S = \frac{\sigma_S}{\sqrt{\sigma_S^2 + \sigma_R^2}} \quad (5.23)$$

Em geral, α_R e α_S estão entre 0,75 e 0,80. Para condições nacionais, tais fatores são da ordem de 0,75. Val e Stewart (2002) sugerem, no entanto, um α_R no valor de 0,80 para os caso de determinação dos coeficientes de ponderação dos materiais na avaliação da segurança estrutural.

Finalmente, o coeficiente de ponderação para resistências, suscetíveis de ajuste via distribuição normal, podem ser determinados pela formulação apresentada em (5.24):

$$\gamma_m = \frac{(1 - 1,645 \cdot \delta_R)}{(1 - \beta \cdot \alpha_R \cdot \delta_R)} \quad (5.24)$$

Pela expressão (5.24) o coeficiente parcial realiza a transformação de um quantil característico de 5%, a outros quantis, definido pelo produto $\beta \cdot \alpha_R$. Na avaliação, tendo-se uma probabilidade de falha a ser respeitada, definida pelo índice de confiabilidade (β_{aval}) e, conhecendo-se o coeficiente de variação do concreto investigado ($\delta_{c,aval}$), é possível estabelecer coeficientes parciais específicos para a situação analisada, por meio da expressão (5.25):

$$\gamma_{c,aval} = \frac{(1 - 1,645 \cdot \delta_{c,aval})}{(1 - \beta_{aval} \cdot \alpha_{c,aval} \cdot \delta_{c,aval})} \quad (5.25)$$

Em geral, nas obras correntes os coeficientes de variação para o concreto situam-se no intervalo:

- $\delta_c \rightarrow$ entre 0,09 e 0,38, com um valor de 0,16 para as condições médias razoáveis de controle em obra.

Na avaliação estrutural, cabe o estabelecimento de coeficientes parciais de segurança condizentes com os níveis de informações corretas obtidas na inspeção. Este fato pode ser entendido do ponto de vista de que, com a redução das incertezas sobre os diversos aspectos relativos às resistências e solicitações na estrutura existente, é possível se chegar mais próximo aos verdadeiros coeficientes de variação destas variáveis o que, efetivamente, contribui para a fixação de coeficientes γ apropriados e condizentes com uma probabilidade de falha limite.

b) Aço

Dos trabalhos realizados por Da Silva e Ribeiro (2002), conclui-se que a distribuição log-normal pode ajustar de forma satisfatória o comportamento da resistência à tração do aço no escoamento. No entanto, vários autores (FUSCO, 1976; LARANJA; BRITO, 2003), apresentam ainda a distribuição normal como alternativa coerente a tal ajustamento. Adotando-se nesta pesquisa o segundo caso, é suficiente para a calibração dos fatores parciais de minoração do aço na avaliação empregando-se expressão semelhante à (5.25), levando a atualização dos dados para este material. Desse modo, procede-se como se segue (5.26):

$$\gamma_{s,aval} = \frac{(1 - 1,645 \cdot \delta_{s,aval})}{(1 - \beta_{aval} \cdot \alpha_{s,aval} \cdot \delta_{s,aval})} \quad (5.26)$$

onde:

- $\gamma_{s,aval}$ = coeficiente de ponderação da resistência ao escoamento do aço na avaliação
- $\delta_{s,aval}$ = coeficiente de variação da resistência ao escoamento do aço na avaliação
- $\alpha_{s,aval}$ = fator de influência para o aço na avaliação
- β_{aval} = índice de confiabilidade na avaliação

O coeficiente de variação para o material, conforme apresentado pela ACHE (2003), é dado pela seguinte expressão:

$$\delta_s = \sqrt{\delta_{F_y}^2 + \delta_H^2 + \delta_\zeta^2} \quad (5.27)$$

onde:

- δ_s = coeficiente de variação da resistência do aço
 δ_{F_y} = coeficiente de variação do limite elástico
 δ_H = coeficiente de variação da geometria da peça
 δ_ζ = coeficiente de variação do erro do modelo a flexão

Em que os parâmetros que compõem o coeficiente de variação possuem valores regulares apresentados na Tabela 5.6:

Tabela 5.6 – Variáveis relacionadas com a flutuação da resistência do aço

Variável	Descrição	Distribuição	Coefficiente de variação (%)
F_y	Limite elástico do aço	Log-normal	5-10
H	Geometria da peça	Normal	2
ζ	Erro do modelo a flexão	Normal	5

Fonte: ACHE (2003)

Para estruturas existentes, Val e Stewart (2002) relataram como satisfatório o emprego de um fator de influência para a resistência de escoamento do aço da ordem de 0,80.

5.4.5.2 Coeficiente de ponderação das ações

a) Cargas permanentes

Com a redução das incertezas relativas às cargas permanentes atuantes em edifícios, promovidas pelos procedimentos de medições e levantamentos feitos diretamente nas seções transversais, comprimentos de peças e caracterização de demais elementos fixos não estruturais, é plausível adoção de coeficientes menos conservadores para a avaliação de uma estrutura específica (VAL; STEWART, 2002). Laranja e Brito (2003) apresentam um expressão contida no CEB (1989) que propõe redução do coeficiente de majoração das cargas permanentes, mediante medições rigorosas, por meio da expressão (5.28):

$$\gamma_{G,aval} = \gamma_G - 0,1 \quad (5.28)$$

onde:

- $\gamma_{G,aval}$ = coeficiente de ponderação das ações permanentes na avaliação
 γ_G = coeficiente de ponderação das ações permanentes em projeto

Uma redução em 10% no coeficiente de ponderação das ações permanentes foi proposta por Cabré (1994) em seu trabalho de estudo da vida residual de edifícios existentes. Traduzindo a informação deste pesquisador para a realidade nacional, nos procedimentos de avaliação, sob rigorosas condições de inspeção e ensaios, o valor proposto para o coeficiente de majoração das ações permanentes é da ordem de:

$$\gamma_{G,aval} = 0,90 \cdot \gamma_G = 0,90 \times 1,4 = 1,26$$

Contudo, seria ainda admissível o uso de um $\gamma_{G,aval}$ com valor próximo a 1,2 para o caso de estruturas com vida útil residual bastante reduzida, submetida às mesmas condições rigorosas de caracterização e sem a presença de danos sensíveis (LARANJA; BRITO, 2000).

A ACHE (2003) traz formulação utilizada nos trabalhos de obtenção dos coeficientes de ponderação para as ações permanentes de projeto, consideradas então, normalmente distribuídas. Tal informação é transcrita como se segue:

$$\gamma_G = 1 + (\alpha_G \cdot \beta \cdot \delta_G) \quad (5.29)$$

onde:

- γ_G = coeficiente de ponderação das ações permanentes
- β = índice de confiabilidade adotado
- α_G = fator de influência para ações permanentes
- δ_G = coeficiente de variação das ações permanentes

Para a situação de avaliação, o modelo de calibração proposto será dado pelo emprego de parâmetros obtidos nas inspeções, diretamente na formulação (5.29). Pode-se obter assim:

$$\gamma_{G,aval} = 1 + (\alpha_{G,aval} \cdot \beta_{aval} \cdot \delta_{G,aval}) \quad (5.30)$$

onde:

- $\gamma_{G,aval}$ = coeficiente de ponderação das ações permanentes na avaliação
- $\beta_{G,aval}$ = índice de confiabilidade para avaliação
- $\alpha_{G,aval}$ = fator de influência para ações permanentes na avaliação
- $\delta_{G,aval}$ = coeficiente de variação das ações permanentes medidas *in loco*

Allen (1991) afirma que o coeficiente de variação médio para cargas permanentes, adotado em projeto é da ordem de 10%. O autor afirma ainda uma redução potencial desse

parâmetro ao se realizar os procedimentos de medição da estrutura. Neste caso, conforme aponta Laranja e Brito (2003), $\delta_{G,aval}$ poderia ser reduzido para 5%.

Já os fatores de influência ($\alpha_{G,aval}$), conforme destaca a ACHE (2003), podem ser tomados segundo os valores de calibração para códigos de projeto. O RILEM (1996) sugere, para tal situação, α com valor de 0,70.

b) Ações variáveis

Para cargas variáveis de utilização Allen (1991) demonstrou sua variabilidade inerente, a partir de um coeficiente de variação no intervalo entre 10% a 30%. Val e Stewart (2002) em seu trabalho de estabelecimento de coeficientes para avaliação utilizaram um valor de 30% para o parâmetro em questão.

A calibração apresentada pela ACHE (2003) para este tipo de solicitação, baseia-se em uma distribuição de extremo tipo I, uma vez ser este o ajuste realizado para a vida útil de projeto (LARANJA; BRITO, 2000). Para reduzidos períodos nos quais, pelos trabalhos de Corotis e Doshi (1977) a aproximação é feita via distribuição gama, os procedimentos da ACHE (2003) tornam-se inapropriados.

Neste caso, é proposta aqui uma transformação do quantil de 95%, adotado na definição do valor característico das cargas, para o quantil de 99,5%, conforme a probabilidade implícita nas normas de projeto para esse coeficiente de ponderação (FERRY-BORGES; CASTANHETA, 1971). Para isso, deve-se satisfazer a seguinte relação:

$$X_{99,5\%} = \gamma_{Q,aval} X_{95\%} \quad (5.31)$$

As solicitações de caráter variável, produzidas pelas forças de vento, por terem sua variabilidade inerente fora do controle e domínio humano, a ACHE (2003) considera inviável a possibilidade de redução de seu coeficiente de majoração. No caso deste tipo de ação, pela metodologia aqui proposta, os fatores parciais de segurança na avaliação serão tomados segundo valores iguais aos estabelecidos em projeto, como forma de resguardar a segurança mínima.

5.4.6 Fatores de combinação das ações variáveis na avaliação

Em virtude do acréscimo em conhecimento, adquiridos sobre os carregamentos variáveis atuantes nas estruturas existentes, advindos do processo de inspeção e das considerações peculiares de avaliação, o COST 345 (2004) considera necessária à revisão dos fatores de combinação que, no caso deste trabalho, são de interesse aqueles relativos aos *ELU*, ou seja, ψ_0 .

Os fatores de combinação são utilizados para contemplar a baixa probabilidade de ocorrência de duas ou mais cargas variáveis simultâneas com suas intensidades máximas. Eles possuem valores fixados pelas normas de projeto segundo a vida útil de 50 anos admitida para as estruturas. Turkstra e Madsen (1980) relataram sobre tendência de crescimento do valor destes fatores na medida em que se diminuem os períodos de referência analisados. Assim, na proporção em se aumenta a probabilidade de ocorrência de cargas variáveis individuais em seus valores plenos aumenta-se, conseqüentemente, a probabilidade de ocorrência conjunta de duas ou mais cargas simultâneas com valores individuais elevados.

Allen (1991) estabelece em função do ajustamento no índice de confiabilidade, obtido com a utilização das informações da Tabela 5.5 para estruturas de diferentes características, fatores de combinação que são transcritos na Tabela 5.7:

Tabela 5.7 – Fatores de combinações mínimos propostos para avaliação estrutural.

Ajustamento do índice de confiabilidade $\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3$	Fator de combinação de carga (ψ)
-0,4	0,70
0,0	0,70
0,25	0,70
0,5	0,75
0,75	0,75
1,00	0,80
1,25	0,80

Fonte: Adaptado de Allen (1991)

Os fatores de combinação propostos por Allen (1991) foram estabelecidos a partir de uma vida residual ainda existente para a estrutura, valendo-se assim de uma probabilidade condizente para a ocorrência simultânea e com intensidades máximas, de cargas variáveis

independentes, no período de avaliação. Para os propósitos deste trabalho, o período de referência é mais curto que aqueles trabalhados por Allen (1991), o que aumenta a probabilidade de ocorrência simultânea de cargas variáveis segundo os valores definidos para a avaliação. Todavia, os valores da Tabela 5.7 serão assumidos para a quantificação da segurança de pilares na recuperação estrutural uma vez que, mesmo nesta situação, os valores característicos das variáveis envolvidas encontram-se cercados por probabilidades implícitas de ocorrência efetiva.

5.4.7 Fator de segurança global para pilares

De tudo o exposto até então, se deduz que a forma de introduzir a segurança no método semi-probabilista dos estados limites (nível I), está representada pelos dois coeficientes de ponderação: a) γ_m de minoração da resistência dos materiais e b) γ_f de majoração das ações. De uma forma simplificada, pode-se admitir que o coeficiente de segurança global seja medido pelo produto de dois coeficientes parciais mencionados anteriormente. Montoya et al (1973a) consideram que uma provável falha em pilares devido aos materiais ocorrerá em virtude do esgotamento resistente do concreto à compressão (deformação 2‰). Dessa forma, a segurança global será estabelecida pela segurança marginal creditada ao concreto e à ação dominante, que neste caso é representada pelas cargas permanentes. Nesta situação, a resguarda-se a estrutura ante a ruína por um coeficiente expresso por:

$$\gamma = \gamma_c \cdot \gamma_f \quad (5.32)$$

Dos coeficientes de projeto, preconizados pela NBR 8681 (ABNT, 2003), a segurança global esperada para pilares em uma estrutura recém construída, utilizam-se a expressão (5.32), tem a seguinte ordem de valores:

- $\gamma = 1,40 \cdot 1,40 = 1,96$

Valor este em conformidade com a faixa convencional de projeto entre 1,7 a 2,0 (MELCHERS, 1987). Nas condições de avaliação são definidos novos coeficientes de ponderação em função da obtenção de informações melhoradas sobre as resistências dos materiais e cargas atuantes e a redução de muitas incertezas relativas aos valores destas variáveis. Aqui, cumpre-se então o estabelecimento de um novo coeficiente de segurança

global para os pilares dos edifícios existentes estudados, a partir das considerações que levam aos novos coeficientes parciais de segurança.

Conclui-se que, para as questões da avaliação de pilares, em condições específicas nas quais se encontra a estrutura do edifício em análise durante os serviços de recuperação estrutural, cabe a satisfação do seguinte coeficiente global de segurança, para se concluir pelo sucesso dos serviços executados dentro de uma probabilidade de falha dada pelo índice de confiabilidade (β_{aval}):

$$\gamma_{aval} = \gamma_{C,aval} \cdot \gamma_{G,aval} \quad (5.33)$$

Utiliza-se o coeficiente ligado às solicitações permanentes por se tratar da ação dominante na segurança estrutural (COST 345, 2004). O valor acima será útil para a determinação de um plano geral de atuação na seção do pilar quando se efetuarão ali, os serviços de recuperação. A partir do coeficiente global acima, pode-se determinar inclusive a necessidade ou não de escoramento.

5.4.8 Critério do *ELU* para a seção existente

Conforme visto, a segurança de estruturas de concreto contra o colapso ou ruína passa pelo atendimento de uma equação de estado limite último. Isto é válido para as situações de projeto e será adotado para as questões de avaliação de edifícios existentes (ALLEN, 1991; VAL; STEWART, 2002).

Esta verificação será realizada pela comparação entre a resistência da seção existente, efetivamente confirmada com dados da inspeção, e uma solicitação normal equivalente, gerada a partir dos esforços de avaliação, ao se executar o programa de cálculo com os parâmetros específicos para esta finalidade. As cargas axiais e os momentos, juntamente com a resistência dos materiais existentes nas seções, ao dar entrada no modelo computacional, com a utilização de coeficientes de ponderação reduzidos, determinarão seções transversais onde os esforços resistentes se igualam aos solicitantes, definindo assim a chamada solicitação normal equivalente de cálculo para avaliação. Isto porque se convertem forças verticais e momentos em uma única carga axial, que pode ser determinada pelo uso da expressão (4.25).

O balanço entre a capacidade de carga da seção para a avaliação (geradas no programas) e as resistências efetivas das seções de pilares construídos, dará a quantidade de concreto a ser retirada de uma só vez para reparo. Este procedimento limita, dessa forma, o coeficiente global de segurança dos elementos estudados ao γ_{aval} , durante todo o processo de reparo, o que é satisfatório para a proposição desta pesquisa.

Apesar das considerações feitas neste trabalho serem para casos iniciais de corrosão das armaduras, com intervenção realizada apenas no concreto, aço da seção existente poderá, por sua vez, sofrer a ação de um coeficiente de redução na composição da seção resistente efetiva. Isto para resguardar uma possível perda localizada de material, afastando o risco de uma possível flambagem local da armadura longitudinal entre os estribos, com a retirada do concreto de cobrimento. Os valores de redução da área das armaduras poderão ser propostos em função do grau de deterioração que acometa a armadura, detectadas na inspeção.

Definido um tipo de intervenção e, na execução da retirada do concreto deteriorado seja detectada a existência de algum estribo rompido, faz-se necessária a limitação da efetiva altura dos trechos de material a serem removidos. Esta altura de remoção para limpeza e descontaminação das armaduras, que geralmente é da ordem de 1,0 m, poderá até mesmo inviabilizar, em virtude das condições gerais dos estribos, a realização de uma intervenção sem escoramento, inclusive podendo ser necessário o alívio de carga, mesmo que o coeficiente global de segurança seja favorável.

Nos casos identificados pela intervenção com escoramento, este deverá ser precedido de um estudo da capacidade resistente dos elementos estruturais (vigas) que concorram para o nó considerado. Este remete às chamadas cargas próximas aos apoios da viga, o que mobiliza um mecanismo de resistência similar ao dos consolos curtos. Não sendo parte integrante do escopo aqui desenvolvido, deverá ser abordado em trabalhos futuros.

CAPÍTULO 6

PROGRAMA EXPERIMENTAL, RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 INTRODUÇÃO

O presente capítulo tem por finalidade a aplicação da metodologia desenvolvida anteriormente, viabilizando a estimativa da segurança efetiva no processo de recuperação de pilares em edifícios residenciais, acometidos por corrosão inicial das armaduras. A metodologia também se aplica a outros processos de deterioração que gerem a necessidade de reparos superficiais, semi-profundos e profundos.

O tratamento foi realizado em dois edifícios reais, chamados genericamente de edifício “A” e edifício “B”. A escolha dos edifícios visou representar duas situações comumente encontradas:

- Sem memória de cálculo e sem informações de execução;
- Com memória de cálculo e com informações de execução.

6.2 DEFINIÇÃO DOS OBJETOS DE ESTUDO

Segue breve descrição dos edifícios em estudo e os dados relativos a eles.

6.2.1 Edifício “A”

O edifício “A” (Figura 6.1) foi calculado para 25 pavimentos e teve sua construção interrompida na 17ª laje no ano de 1995. Em virtude da retomada das obras na data atual,

foram necessários os trabalhos de avaliação das condições gerais da estrutura existente, o que propiciou a obtenção dos dados gerais utilizados nesta pesquisa. Dessa forma, para este caso, foi simulada uma necessidade de intervenção para recuperação dos pilares da garagem na data presente, supondo que o edifício estivesse acabado e em uso há vários anos e que os dados aqui utilizados tivessem sido obtidos especialmente para tal finalidade fictícia.



Figura 6.1 – Aspectos do edifício “A”.

Não se dispunha de dados relativos ao controle tecnológico do concreto ou do aço. Dos projetos existentes, foram disponibilizados para a pesquisa, somente o arquitetônico e o estrutural. A seguir estão listadas algumas informações gerais sobre o edifício. Sua planta pode ser observada no Anexo A.

- Número de pavimentos: 25
- Área por pavimento (torre): 225 m²
- Número de pilares (torre): 14
- Resistência à compressão do concreto dos pilares: 25 MPa (usinado)

- Tipo de cimento: desconhecido
- Estrutura concebida com a utilização de programa de cálculo

Alguns dados relativos aos pilares da torre principal são apresentados na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Informações sobre os pilares da garagem - edifício “A”.

Pilar	Seção transversal (cm)	Bitola (mm)	Nº de barras	Carga vertical característica na fundação – projeto (kN)
P1	20x120	20,00	34,00	2990,0
P2	30x150	25,00	46,00	7210,0
P3	20x120	20,00	34,00	4620,0
P4	50x80	25,00	32,00	7180,0
P5	72x100	25,00	58,00	13740,0
P6	30x120	20,00	50,00	6590,0
P7	20x120	20,00	44,00	5090,0
P8	20x120	20,00	44,00	5570,0
P9	20x150	20,00	44,00	5810,0
P10	52x52	20,00	32,00	4800,0
P11	30x120	20,00	50,00	6970,0
P12	20x80	16,00	28,00	2390,0
P13	20x193	20,00	48,00	6710,0
P14	30x100	16,00	32,00	4060,0

6.2.1.1 Levantamentos e ensaios realizados

a) Caracterização geométrica de seções

Em uma amostragem dos elementos estruturais foi realizado o que se chama de caracterização geométrica, com o levantamento de medidas das seções transversais, alturas e comprimentos, tanto nas lajes, quanto em vigas e pilares. Os resultados processados estatisticamente foram ajustados via distribuição normal conforme preconiza Laranja e Brito (2003). Este procedimento visou à obtenção de valores mais representativos da carga permanente e uma conseqüente redução das incertezas de projeto, conforme já exposto.

Alguns dados e seu processamento são mostrados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Caracterização geométrica em pilares, vigas e lajes – processamento estatístico – edifício “A”.

Elemento	Dimensão	Valor de projeto (cm)	Média levantada (cm)	Desv. padrão (cm)	Coef. variação %	Caract. de avaliação 95% (cm)
Viga	Base (b)	12	12,4	0,56	4,52	13,32
	Altura (h)	55	54,9	0,53	1,20	55,77
Pilar	Lado menor	20	20,3	0,29	1,44	20,7
		30	30,6	0,32	1,05	31,1
		50	50,5	0,33	0,66	51,0
		52	52,8	1,03	1,95	54,5
		72	72,4	0,29	0,40	72,8
	Lado maior	80	80,4	0,66	0,83	81,4
		100	100,7	1,21	1,20	102,7
		120	119,7	0,65	0,54	120,8
		150	149,5	0,61	0,41	150,5
		193	193,3	0,20	0,1	193,6
Laje	Altura	10	10,15	0,53	5,3	11,02
		12	12,3	0,50	4,06	13,10
		14	14,6	0,45	3,08	15,34

De uma forma geral, o comportamento dimensional dos elementos levantados, bem como os desvios encontrados, apresentou-se dentro dos limites e tolerâncias permitidos para o projeto de novas estruturas (NBR 14931:2004).

Allen (1991) afirma que o coeficiente de variação para as cargas permanentes é da ordem de 10%, a ser tomado quando da realização do projeto. Rigorosos trabalhos de caracterização geométrica e posterior ajuste para o valor representativo deste tipo de carga promovem uma redução deste coeficiente que passará a ser da ordem de 5% (LARANJA; BRITO, 2000).

b) Ensaios de resistência para o concreto e o aço

Em virtude da inexistência de quaisquer registros do controle tecnológico do concreto e do aço na época da concretagem dos pilares, foi prudente a realização de diversos ensaios para a investigação de suas condições reais na presente data. Com esta finalidade, foram extraídos e ensaiados testemunhos, além da utilização de ensaios não destrutivos de ultrassonografia e esclerometria. As peças, ensaiadas destrutiva e não destrutivamente, englobaram, além dos pilares da garagem, vigas, lajes e pilares segundo uma amostragem nos demais pavimentos.

A NBR 7680 (ABNT, 1983) preconiza, para a determinação da resistência à compressão, a extração de no mínimo dez testemunhos quando o diâmetro destes é inferior a 100 mm. Para as finalidades deste trabalho será admitido como suficiente e confiável uma amostra composta por sete corpos-de-prova, conforme o procedimento experimental realizado.

Dos ensaios destrutivos pôde-se inferir sobre a resistência à compressão do concreto existente, ao passo que a ultra-sonografia auxiliou na estimativa do coeficiente de variação de tal propriedade. Os resultados para pilares são apresentados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Ensaio de resistência à compressão em testemunhos de pilares.

Nº do lote	Nº de testemunhos	Corpo-de-prova	Resistência individual (MPa)	$f_{ck,est}$ (MPa)
1	7	1	27,32	24,66
		2	35,71	
		3	35,51	
		4	25,76	
		5	29,44	
		6	30,78	
		7	26,22	

Uma vez que o número de exemplares da amostra situa-se no intervalo:

$$6 \leq n \leq 20$$

Onde:

n = número de exemplares da amostra

E, aplicando-se o estimador instituído no item 7.2.3.1 da NBR 12655 (ABNT, 1996), apresentado na equação (6.1), aos resultados mostrados na Tabela 6.3, respeitadas as suas condições específicas de utilização, obteve-se a resistência característica para a avaliação.

$$f_{ck,est} = 2 \cdot \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad (6.1)$$

Onde:

$m=n/2$ = despreza-se o valor mais alto de n , se for ímpar

f_1, f_2, \dots, f_n = valor da resistência dos exemplares, em ordem crescente.

Assim, o valor encontrado para a resistência característica de avaliação foi:

- $f_{ck,aval} = f_{ck,est} = 24,66$ MPa

Este valor de $f_{ck,est}$ indica que não ocorreram acréscimos em relação f_{ck} de projeto com o passar do tempo. Assim, K_{MOD1} adotado para tal situação foi 1,0.

Os resultados da exploração ultra-sônica dos pilares da garagem (subsolo) estão no Apêndice A. No entanto, um resumo dos valores obtidos em diversos pavimentos é apresentado na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Resumo dos ensaios de ultra-sonografia em pilares – edifício “A”.

Elemento	Pavimento	Número de ensaios	Valor mínimo (MPa)	Valor máximo (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Coefficiente de variação (%)
Pilar	Subsolo	30,0	21,3	28,2	1,94	8,0
	Térreo	9,0	23,0	27,7	1,52	5,8
	1° ao 8°	18,0	20,4	27,5	23,4	10,1
	9° ao 15°	21,0	12,7	23,3	2,18	13,2

Do processamento estatístico determinou-se a média e desvio-padrão da resistência à compressão da amostra, para os pilares da garagem, que valem, respectivamente, 24,1 MPa e 1,4 MPa. Obteve-se ainda, de posse dos referidos valores o coeficiente de variação da amostra que conforme já exposto, foi utilizado para considerações relativas ao fator parcial de ponderação da resistência do concreto na avaliação. O coeficiente de variação da resistência à compressão foi obtido da ordem de:

- $\delta_{c,aval} = 8\%$

As barras de aço ensaiadas foram extraídas das esperas existentes na última laje concretada (17° pavimento). Em virtude do desgaste já apresentado e levando em consideração que o lote ensaiado provavelmente não corresponda ao mesmo lote empregado na armação dos pilares da garagem, os resultados obtidos não forneceram condições efetivas para considerações de avaliação. Estes resultados, portanto não foram incorporados ao modelo de redução de incertezas proposto neste trabalho.

6.2.2 Edifício “B”

Trata-se de um edifício de 10 pavimentos construído na cidade de Uberlândia em 1997 (Figura 6.2). Ele dispõe de toda documentação técnica referente a projetos, memoriais, diários de obra, notas fiscais de materiais adquiridos e ainda os resultados do controle tecnológico do concreto e do aço recebidos em obra.



Figura 6.2 – Aspecto do edifício “B”.

Os ensaios de controle do concreto foram realizados por dois laboratórios especializados da cidade, um a cargo da construtora e o outro a cargo da concreteira. A seguir estão dispostas algumas informações sobre o edifício, sendo sua planta apresentada no Anexo A:

- Número de pavimentos: 10
- Área por pavimento (torre): 320 m²
- Número de pilares (torre): 42
- Resistência à compressão do concreto dos pilares da garagem (2º subsolo): 20 MPa (usinado)
- Tipo de cimento: *ARI Plus*
- Estrutura concebida por programa de cálculo

Tabela 6.5 – Dados relativos à seção transversal e nº de barras longitudinais dos pilares do 2º subsolo – edifício “B”.

Pilar	Dimensões da seção (cm)	Nº de barras longit.	Bitola (mm)	Carga vertical característ. na fundação – projeto (kN)	Pilar	Dimensões da seção (cm)	Nº de barras longit.	Bitola (mm)	Carga vertical característ. na fundação – projeto (kN)
1	20x80	16,0	20,0	1840,0	22	20x75	14,0	20,0	1720,0
2	20x90	14,0	20,0	1710,0	23	15x60	14,0	16,0	840,0
3	20x90	14,0	20,0	1810,0	24	15x60	12,0	16,0	750,0
4	20x100	16,0	20,0	2040,0	25	15x60	12,0	16,0	800,0
5	20x100	16,0	20,0	2050,0	26	15x60	12,0	16,0	790,0
6	20x90	14,0	20,0	1810,0	27	15x60	12,0	16,0	740,0
7	20x90	14,0	20,0	1630,0	28	15x60	10,0	16,0	700,0
8	20x80	14,0	20,0	1550,0	29	20x50	10,0	16,0	900,0
9	20x50	10,0	16,0	920,0	30	15x50	8,0	16,0	460,0
10	15x50	8,0	16,0	460,0	31	15x50	8,0	16,0	500,0
11	15x50	8,0	16,0	460,0	32	15x50	8,0	16,0	320,0
12	20x50	10,0	16,0	870,0	33	15x50	8,0	16,0	460,0
13	15x60	14,0	16,0	850,0	34	20x50	10,0	16,0	860,0
14	15x60	14,0	16,0	840,0	35	20x80	16,0	20,0	1890,0
15	15x60	14,0	16,0	860,0	36	20x90	14,0	20,0	1730,0
16	15x60	10,0	16,0	680,0	37	20x90	14,0	20,0	1850,0
17	20x80	14,0	20,0	1430,0	38	20x70	14,0	20,0	1620,0
18	20x80	14,0	20,0	1420,0	39	20x70	14,0	20,0	1510,0
19	20x75	16,0	20,0	1820,0	40	20x90	14,0	20,0	1800,0
20	15x100	14,0	20,0	1300,0	41	20x90	14,0	20,0	1610,0
21	15x100	14,0	20,0	1270,0	42	20x80	12,0	20,0	1560,0

6.2.2.1 Levantamento e ensaios realizados

a) Caracterização geométrica de seções

Uma vez que, a intervenção no edifício é apenas de caráter ilustrativo, dispensaram-se os trabalhos de levantamento geométrico na caracterização dimensional da estrutura. Porém, em intervenções reais, a metodologia estabelece levantamentos das dimensões em seções transversais de vigas, lajes e pilares, como forma de redução de incertezas.

b) Ensaios de resistência para o concreto e o aço

Conforme já mencionado, o edifício “B” dispõe de documentação relativa aos ensaios de resistência do concreto e aço empregado na estrutura, sobremaneira nos pilares do subsolo

2 (garagem). Neste caso, recaiu-se na situação “a” do item 5.4.3.1 para o concreto e item 5.4.3.2 para o aço.

Os ensaios disponíveis do concreto utilizado nos pilares do pavimento em estudo (Anexo B) estavam originalmente distribuídos em dois lotes, num total de quatorze corpos-de-prova. Para o primeiro lote, que possuía 12 elementos, seria conveniente o emprego do estimador de resistência do item 7.2.3.1 da NBR 12655 (ABNT, 1996). Já para o segundo lote, com dois corpos-de-prova, deveria ser procedido a utilização do dispositivo do item 7.2.3.3 da referida norma, para o cálculo de $f_{ck,est}$. No entanto, para os fins práticos deste trabalho, os lotes foram agrupados em apenas um conjunto de amostras, de modo que foi realizado o tratamento estatístico em um universo formado pelos dois lotes, aplicando assim o estimador do item 7.2.3.1 (equação (6.1)). Os valores individuais do lote único assumido são expostos na Tabela 6.6.

Tabela 6.6 – Dados do ensaio dos lotes de corpos-de-prova dos pilares do subsolo 2 (garagem) - edifício “B”.

Nº do lote	Nº de CP	Nº do CP	Dimensões do CP	f_{ck} projeto (Mpa)	f_{ck} do CP (Mpa)	$f_{ck,est}$
1	14	119	15x30	20	25,6	23,53
		120	15x30	20	26,2	
		125	15x30	20	24,8	
		126	15x30	20	24,2	
		131	15x30	20	23,6	
		132	15x30	20	24,2	
		137	15x30	20	24,8	
		138	15x30	20	25,1	
		143	15x30	20	26,0	
		144	15x30	20	24,0	
		149	15x30	20	24,6	
		150	15x30	20	25,2	
155	15x30	20	26,1			
156	15x30	20	25,6			

A resistência característica estimada das amostras da Tabela 6.6 apresentou o valor de:

- $f_{ck,aval} = f_{ck,est} = 23,53$ MPa

Os ensaios efetuados para o aço utilizado nos pilares do subsolo estão mostrados no Anexo C. Na Tabela 6.7 são apresentados os resultados da resistência à tração das barras de bitola 16,0 mm e 20,0 mm, de interesse a este trabalho. Estas são as bitolas das barras de aço que compõem a armadura longitudinal dos pilares na região do subsolo 2 (garagem).

Tabela 6.7 – Dados do ensaio dos lotes de barras longitudinais dos pilares do subsolo 2 (garagem) - edifício “B”.

Nº do lote	Nº de corpos-de-prova	Bitola (mm)	Resistência média (MPa)	Desvio-padrão (MPa)	Coefficiente de variação (δ_{F_y}) %
1	16	16,0	527,56	13,94	2,65
2	16	20,0	536,19	15,16	2,83

Conforme orientação expressa no COST 345 (2004), ganhos relativos à resistência à tração do aço, a partir de ensaios realizados em amostras, não deverão ser repassados aos trabalhos de avaliação utilizando, portanto, os valores característicos típicos de projeto. No entanto, as informações relativas ao coeficiente de variação foram tomadas no estabelecimento dos fatores parciais de ponderação deste material.

Com base nos coeficientes de variação do limite de escoamento (δ_{F_y}) para as bitolas de 16,0 mm e 20,0 mm (Tabela 6.7) e, empregando-se os coeficientes relativos à geometria da peça e ao erro no modelo a flexão (dados da Tabela 5.6), foram obtidos, a partir da expressão (5.27), os seguintes coeficientes de variação para as barras de aço em estudo:

- 16 mm $\rightarrow \delta_{s,aval} = 6,00 \%$
- 20 mm $\rightarrow \delta_{s,aval} = 6,10 \%$

6.3 APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

Definidos os objetos de estudo, procedeu-se às considerações necessárias à avaliação da segurança dos pilares existentes. Os passos para a aplicação da metodologia estão desenvolvidos a seguir.

6.3.1 Considerações de avaliação – edifício “A”

Os dados obtidos das inspeções e ensaios, assim como os estudos das cargas variáveis de períodos reduzidos, permitiram a obtenção de parâmetros mais apropriados à estrutura em estudo, segundo suas condições atuais de existência. Baseando-se na metodologia apresentada no Capítulo 5, as informações a respeito do edifício puderam ser atualizadas e isso ocorreu da maneira como segue.

6.3.1.1 Resistência dos materiais

a) Resistência do concreto e coeficiente de modificação ($K_{MOD,aval}$)

Conforme já exposto, a resistência do concreto dos pilares da garagem, a partir dos ensaios realizados em testemunhos foi de 24,66 MPa, o que não acarretou acréscimos em relação à resistência à compressão utilizada em projeto. Na realidade, a resistência estimada pelos ensaios com testemunhos ficou um pouco aquém daquela estabelecida em projeto. Portanto, tem-se, para a estrutura em questão: $K_{MOD1} = 1,0$.

O coeficiente K_{MOD2} , que trata da ocorrência do efeito Rüsçh, foi obtido pela análise das cargas de cálculo considerando, de forma teórica, sua plena aplicação aos 28 dias. Conforme apresentado, a redução da resistência ocorreu nos casos em que os esforços solicitantes de cálculo ultrapassaram 70% dos esforços resistentes de cálculo. As solicitações foram obtidas do modelo no programa de cálculo, com parâmetros de entrada de projeto e a resistência da seção dos pilares a partir das resistências características individuais do concreto e aço, minoradas por seus respectivos fatores parciais de cálculo. A Tabela 6.8 apresenta os resultados das análises.

Tabela 6.8 – Análise do K_{MOD2} - edifício “A”.

Pilar	Carga axial de cálculo máxima na modelagem S_d (kN)	*Carga admissível de cálculo da seção R_d (kN)	Relação S_d/R_d	** K_{MOD2}
P1	4959,36	7990,41	62%	1,00
P2	11076,38	15870,52	67%	1,00
P3	6468,00	7990,41	79%	0,75
P4	9693,95	12590,64	77%	0,75
P5	19236,00	22740,17	82%	0,75
P6	9226,00	11880,21	75%	0,75
P7	7749,22	11220,77	69%	1,00
P8	7523,45	11220,77	67%	1,00
P9	7835,27	10150,63	78%	0,75
P10	7603,96	8310,88	91%	0,75
P11	10060,79	11880,21	85%	0,75
P12	3808,98	4810,17	78%	0,75
P13	9394,00	12120,83	75%	0,75
P14	6202,42	7590,09	79%	0,75
Observações:				
* Obtida pela contribuição da resistência do concreto, considerada igual ao valor do f_{ck} , e a contribuição das barras de aço com tensão correspondente à deformação de 2‰ e resistência ao escoamento considerada igual à de projeto.				
** Ver item 5.4.3.1				

O K_{MOD3} adotado para o caso do edifício “A” foi igual a 0,95 uma vez que a relação h/d dos testemunhos extraídos foi da ordem de 2,0. Assim, têm-se os seguintes $K_{MOD,aval}$, utilizados para modificar a resistência do concreto do edifício “A” por ocasião da avaliação de segurança de seus pilares, através da expressão (5.11).

Tabela 6.9 – Valores de $K_{MOD,aval}$ – edifício “A”

Pilar	K_{MOD1}	K_{MOD2}	K_{MOD3}	$K_{MOD,aval}$
P1	1,0	1,00	0,95	0,95
P2	1,0	1,00	0,95	0,95
P3	1,0	0,75	0,95	0,71
P4	1,0	0,75	0,95	0,71
P5	1,0	0,75	0,95	0,71
P6	1,0	0,75	0,95	0,71
P7	1,0	1,00	0,95	0,95
P8	1,0	1,00	0,95	0,95
P9	1,0	0,75	0,95	0,71
P10	1,0	0,75	0,95	0,71
P11	1,0	0,75	0,95	0,71
P12	1,0	0,75	0,95	0,71
P13	1,0	0,75	0,95	0,71
P14	1,0	0,75	0,95	0,71

b) Resistência do aço

Conforme apresentado, na determinação da resistência ao escoamento do aço por ocasião de avaliação da segurança, não serão computados ganhos em relação à resistência considerada em projeto. Já nos casos de resultados deficitários, tal informação deve ser levada em consideração, pois atenta contra a segurança. Para o edifício “A” por não se haver realizado os ensaios do aço empregado nos pilares da garagem, foi adotado, para avaliação proposta, a resistência ao escoamento igual àquela de projeto, admitida uma deformação máxima de 2,0‰, ou seja:

- $f_{yk,aval} = 420 \text{ MPa}$

6.3.1.2 Atualização das ações

a) Ações permanentes

Uma vez terem sido realizados os levantamentos para a caracterização geométrica dos elementos estruturais do edifício em questão, os valores referentes às dimensões das respectivas seções transversais foram tomados a partir do quantil característico de 95%

acumulado, conforme dados da Tabela 6.2. Isto ocasionou melhorias em relação ao modelo de incertezas de projeto.

b) Ações variáveis de utilização

Conforme apresentado no item 5.4.2.2, as sobrecargas de utilização foram tomadas do ajustamento dos dados de levantamentos instantâneos. Dessa forma, como parâmetro de entrada para o cálculo dos esforços de avaliação, foi adotada uma sobrecarga única, segundo o quantil acumulado de 95%, no ajustamento de dados de levantamento via distribuição gama e representada pela expressão 5.5 (pág. 93).

Da integração da expressão 5.5 para $F_L(x; \eta, \omega) = 0,95$ obteve-se o valor para a sobrecarga instantânea igual a $0,875 \text{ kN/m}^2$.

c) Ações devidas ao vento

Na determinação das forças devidas ao vento, para o período de avaliação estrutural especificado, assumiu-se uma velocidade básica da ordem de 80% daquela instituída para o projeto, com o uso do fator de redução de Rosowsky (1995).

Levando-se em conta que a velocidade básica tomada para projetos na região de Uberlândia é 34 m/s obteve-se, para avaliação, segundo período de dois a três meses, um valor igual a $27,2 \text{ m/s}$. Os fatores S_1 , S_2 e S_3 , assim como os coeficientes de arrasto, foram tomados de acordo com o estabelecido pela NBR 6123 (ABNT, 1988), levando-se em conta a localização do edifício e suas dimensões.

6.3.1.3 Probabilidade de falha

Para fixação do índice de confiabilidade a se utilizar na avaliação, considerou-se que a necessidade da suposta intervenção tenha sido estabelecida mediante inspeção completa da edificação constatando-se, por meio dela, a ocorrência do problema patológico de corrosão nas armaduras em todos os pilares da garagem, cuja deterioração processando-se em estado inicial. Admitiu-se ainda que estes pilares possuem responsabilidade tal que a falha conduz a colapso, colocando em risco um número superior a 100 pessoas. Da Tabela 5.5 e,

admitindo um β de projeto no valor de 3,5, pela formulação (5.14) determinou-se um β_{aval} igual a 3,25.

6.3.1.4 Coeficientes de ponderação

a) Ponderação do concreto

Em função das características específicas do edifício analisado, foi possível determinar novos coeficientes de ponderação mantendo-se, no entanto, uma probabilidade de falha admissível, cujo índice de confiabilidade foi estabelecido por β_{aval} .

No caso do concreto das seções dos pilares analisados, o coeficiente de ponderação foi obtido a partir de β_{aval} e do coeficiente de variação da resistência, determinado pelos ensaios de ultra-sonografia (Apêndice A). Tendo-se 3,25 para o índice de confiabilidade, $\delta_{\text{c,aval}}$ igual a 8% e considerando α_R igual a 0,80, com a utilização da expressão (5.25), obteve-se:

- $\gamma_{\text{C,aval}} = 1,10$

O que imputou uma redução de 21% em relação àquele estabelecido para projeto de novas estruturas. Este valor encontra-se próximo ao sugerido por Cabré (1994).

b) Ponderação do aço

Em função da não existência de controle tecnológico na execução e da não realização de ensaios com testemunhos de barras de aço extraídos de pilares, adotou-se um coeficiente de ponderação igual ao valor de projeto, ou seja:

- $\gamma_{\text{S,aval}} = 1,15$

c) Ponderação das ações permanentes

No caso das ações permanentes, em virtude dos levantamentos e caracterizações geométricas efetuadas, puderam reduzir-se incertezas de projeto. Dessa forma, conforme apontou Allen (1991), o coeficiente de variação deste parâmetro ficaria reduzido ao valor de 5%. Porém, optou-se adotar um valor de 7,5% para $\delta_{\text{G,aval}}$ de forma a resguardar

possíveis equívocos para o padrão de amostragem nas medições dos elementos estruturais do edifício “A”. De posse desse valor, considerando o valor de β_{aval} já apontado e utilizando α_S igual a 0,75, na expressão (5.30), obteve-se:

- $\gamma_{G,\text{aval}} = 1,19$

Próximo ao 1,20 proposto por Laranja e Brito (2000), embora diferindo do limite de redução de 10% sugerido por Cabré (1994) para as situações de rigorosa investigação e medições *in loco*.

d) Coeficiente de ponderação das sobrecargas de utilização

Para as sobrecargas de utilização, o procedimento adotado para estabelecimento do fator parcial retomou o emprego da expressão (5.31), na qual foi requerido a integração da expressão (5.5) para os dois níveis acumulados 95% e 99,5%, conforme a definição de coeficiente de majoração (FERRY-BORGES; CASTANHETA, 1971). Dessa forma, da integração obteve-se:

- $X_{95\%} \rightarrow 0,875 \text{ kN/m}^2$
- $X_{99,5\%} \rightarrow 1,14 \text{ kN/m}^2$

Ao se aplicar tais valores em (5.31) foi determinado, para o coeficiente de ponderação das sobrecargas de avaliação.

$$\gamma_{Q,\text{aval}} = \frac{X_{99,5\%}}{X_{95\%}} \rightarrow \gamma_{Q,\text{aval}} = \frac{1,14}{0,875}$$

Obtendo-se como coeficiente de ponderação das cargas acidentais:

- $\gamma_{Q,\text{aval}} = 1,30$

e) Coeficiente de ponderação das forças de vento

Para este trabalho, nenhum procedimento foi proposto para a redução do coeficiente relativo a ponderação das ações devidas ao vento. Isto se deriva do fato de que tais

fenômenos possuem variabilidade inerente fora do controle e domínio humano o que torna inviável a redução de incertezas na sua ocorrência (ACHE, 2003). Dessa forma adotou-se:

- $\gamma_{W,aval} = 1,40$

6.3.1.5 Coeficiente global de segurança na avaliação

De posse de todas as considerações anteriores, pôde-se determinar o coeficiente global de segurança efetivo a ser respeitado por ocasião da intervenção nos pilares, de uma forma específica às condições do edifício “A”.

Conforme Montoya et al (1973a), a segurança global contra o colapso de pilares relaciona-se ao produto das margens individuais de segurança auferidas ao concreto (passível de ruptura por compressão) e à ação dominante que, no caso, é representada pelas cargas permanentes. Assim, conforme denotado pela expressão (5.33) determinou-se, para o edifício “A”, segundo as condições e os meios disponíveis para a redução de incertezas de projeto e, respeitando-se o índice de confiabilidade (β_{aval}) já informado, o seguinte valor para a segurança global durante a recuperação estrutural de pilares:

- $\gamma_{aval} = 1,31$

6.3.1.6 Fator de combinação para ações variáveis

Conforme expresso, em virtude do reduzido período de tempo envolvido na análise da segurança para recuperação estrutural de pilares, tem-se elevada probabilidade de que as cargas variáveis independentes, definidas para tal situação, ocorram simultaneamente e com suas intensidades máximas. Turkstra e Madsen (1980) evidenciaram esta tendência ao reduzir-se o intervalo de tempo considerado nas simulações de carregamentos.

Uma vez que, o índice de confiabilidade na avaliação exibe uma redução de $\Delta=0,25$, em relação àquele definido em projeto, a partir da Tabela 5.7 definiu-se o seguinte valor para o fator de combinação para o *ELU*:

- $\psi_{0,aval} = 0,70$

6.3.1.7 Resumos dos parâmetros adotados na avaliação

A partir de todas as considerações realizadas para o edifício “A”, tendo-se baseado na pesquisa teórico-experimental e nas apropriações *in loco*, foram estabelecidos os parâmetros relacionados e os valores de cargas e resistências para a situação de avaliação. A Tabela 6.10 apresenta um quadro comparativo entre esses valores e aqueles considerados em projeto.

Tabela 6.10 – Comparação entre os parâmetros de projeto e de avaliação – edifício “A”.

Situação	Resistências (MPa)		Ações (kN/m ²)		Vento (m/s)	Coeficientes de ponderação					γ	K_{MOD}
	Conc	Aço	Utilização			Resistências		Ações				
			Q/S/C	A.S.		Conc	Aço	Perm	sobr	vent		
Projeto	25,00	420,0	1,50	2,00	34,00	1,40	1,15	1,40	1,40	1,40	1,96	0,85
Avaliação	24,66	420,0	0,875	0,875	27,20	1,10	1,15	1,19	1,30	1,40	1,31	Tabela 6.9
Observações: Q/S/C – sobrecarga para quarto, sala e cozinha; A.S. – sobrecargas nas áreas de serviço; Conc – concreto; Perm – relacionado às ações permanentes; Sobr – relacionado às sobrecargas de utilização; Vent – relacionado às ações devidas ao vento.												

6.3.2 Considerações de avaliação – edifício “B”

Para o edifício “B” dispunham-se dos resultados do controle tecnológico do concreto e do aço da época de execução da obra. Dessa forma, na determinação da resistência do primeiro material nos dias atuais, foi utilizada a formulação para estimativa de crescimento da resistência do concreto no decorrer do tempo, de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003).

Não se realizaram os levantamentos e caracterizações geométricas de elementos permanentes, por se tratar de uma simulação e também devido à indisponibilidade para realização de tais medidas no edifício em estudo. Todas as considerações realizadas estão dispostas como se segue.

6.3.2.1 Resistência dos materiais

a) Resistência do concreto e coeficiente de modificação ($K_{MOD,aval}$)

Dos ensaios de controle tecnológico realizados quando da execução do edifício “B”, apresentado na Tabela 6.6, foi obtido o valor estimado para o $f_{c,28}$, por meio da aplicação do estimador dado no item 7.2.3.1 (NBR 12655:1996) dado pela equação (6.1). O valor para resistência encontrado aos 28 dias foi de:

- $f_{ck,est} = 23,53 \text{ MPa}$

Para a determinação do ganho de resistência no período que vai desde a concretagem dos pilares do subsolo 2, em 1997, até os dias atuais, data da suposta intervenção estrutural, foi tomada a formulação normativa expressa em (5.8). Sendo o cimento empregado nos pilares do tipo *ARI Plus* ($S=0,2$) e, considerando o período de janeiro de 1997 a dezembro de 2005 ($t \approx 3250$ dias). Obteve-se para K_{MOD1} , a partir de (5.8), o valor de:

- $K_{MOD1} = 1,19$

Os resultados dos ensaios de testemunhos extraídos de pilares do edifício “A” mostraram que o ganho de resistência pode muito baixo após os 28 dias, principalmente se os elementos concretados não forem submetidos a condições ideais de cura. Assim, cuidados deverão ser tomados na aplicação da formulação (5.8), pois ela pode não refletir as características dos cimentos fabricados no Brasil e das condições em que são empregados os concretos com eles produzidos. Para a aplicação da metodologia a partir dos dados do edifício “B” será admitida suficiente a formulação em questão. No entanto, para melhoria do processo proposto, deverão ser realizados estudos da evolução da resistência para as condições dos cimentos nacionais produzidos, sobretudo nos últimos 10 anos, para aperfeiçoamento e maior confiabilidade.

Este foi o valor utilizado no estabelecimento da resistência à compressão do concreto, uma vez que, se encontra dentro do limite de 20% de crescimento proposto por Da Cunha e Vieira Ângelo (2003) para os caso em que $f_{ck,est} \geq f_{ck}$.

Na obtenção do coeficiente de modificação K_{MOD2} foi adotado o mesmo critério utilizado para o edifício “A”, em que as cargas verticais de cálculo obtidas pelo modelo computacional do edifício foram comparadas às resistências de cálculo do concreto e aço da seção, observando o limite de 70% da relação R_d/S_d . Os resultados foram apresentados na Tabela 6.11.

Tabela 6.11 – Análise do K_{MOD2} – edifício “B”

Pilar	Carga axial de cálculo na modelagem S_d (kN)	*Carga admissível de cálculo da seção R_d (kN)	R_d/S_d (%)	** K_{MOD2}	Pilar	Carga axial de cálculo na modelagem S_d (kN)	*Carga admissível de cálculo da seção R_d (kN)	R_d/S_d (%)	** K_{MOD2}
1	2481,7	4040,9	61%	1,00	22	2311,7	3680,6	63%	1,00
2	2443,2	4110,4	59%	1,00	23	1421,0	2270,3	63%	1,00
3	2599,9	4110,4	63%	1,00	24	1407,2	2130,2	66%	1,00
4	2923,6	4620,0	63%	1,00	25	1505,3	2130,2	71%	0,75
5	2934,2	4620,0	64%	1,00	26	1504,4	2130,2	71%	0,75
6	2471,4	4110,4	60%	1,00	27	1515,8	2130,2	71%	0,75
7	2179,6	4110,4	53%	1,00	28	1174,8	1990,1	59%	1,00
8	2143,3	3820,8	56%	1,00	29	1566,2	2530,0	62%	1,00
9	1477,6	2130,4	69%	1,00	30	1377,0	1630,6	84%	0,75
10	1348,8	1630,6	82%	0,75	31	1134,2	1630,6	69%	1,00
11	1287,3	1630,6	79%	0,75	32	1133,0	1630,6	69%	1,00
12	1066,3	2130,4	50%	1,00	33	1355,0	1630,6	83%	0,75
13	1543,1	2270,3	68%	1,00	34	1023,6	2530,0	40%	1,00
14	1450,8	2270,3	64%	1,00	35	2517,9	4040,9	62%	1,00
15	1284,5	2270,3	57%	1,00	36	2357,7	4110,4	57%	1,00
16	1151,8	1990,1	58%	1,00	37	2465,5	4110,4	60%	1,00
17	2151,1	3820,8	56%	1,00	38	2166,6	3540,3	61%	1,00
18	2137,5	3820,8	56%	1,00	39	2022,6	3540,3	57%	1,00
19	2467,2	3900,6	63%	1,00	40	2391,9	4110,4	58%	1,00
20	1716,4	3680,6	47%	1,00	41	2045,8	4110,4	50%	1,00
21	1687,9	3680,6	46%	1,00	42	2097,5	3680,6	58%	1,00

Devido ao fato de os ensaios do controle tecnológico terem sido realizados em corpos-de-prova de dimensões 15x30 cm, para K_{MOD3} assumiu-se o valor de 0,95 (FUSCO, 1993). Desse modo, para a determinação da resistência à compressão efetiva nos pilares do subsolo 2, foram obtidos os seguintes valores de $K_{MOD,aval}$ pela expressão (5.11).

Tabela 6.12 – Valores de $K_{MOD,aval}$ – edifício “B”

Pilar	K_{MOD1}	K_{MOD2}	K_{MOD3}	$K_{MOD,aval}$	Pilar	K_{MOD1}	K_{MOD2}	K_{MOD3}	$K_{MOD,aval}$
1	1,19	1,00	0,95	1,13	22	1,19	1,00	0,95	1,13
2	1,19	1,00	0,95	1,13	23	1,19	1,00	0,95	1,13
3	1,19	1,00	0,95	1,13	24	1,19	1,00	0,95	0,85
4	1,19	1,00	0,95	1,13	25	1,19	0,75	0,95	0,85
5	1,19	1,00	0,95	1,13	26	1,19	0,75	0,95	0,85
6	1,19	1,00	0,95	1,13	27	1,19	0,75	0,95	0,85
7	1,19	1,00	0,95	1,13	28	1,19	1,00	0,95	1,13
8	1,19	1,00	0,95	1,13	29	1,19	1,00	0,95	1,13
9	1,19	1,00	0,95	0,85	30	1,19	0,75	0,95	0,85
10	1,19	0,75	0,95	0,85	31	1,19	1,00	0,95	1,13
11	1,19	0,75	0,95	0,85	32	1,19	1,00	0,95	1,13
12	1,19	1,00	0,95	1,13	33	1,19	0,75	0,95	0,85
13	1,19	1,00	0,95	1,13	34	1,19	1,00	0,95	1,13
14	1,19	1,00	0,95	1,13	35	1,19	1,00	0,95	1,13
15	1,19	1,00	0,95	1,13	36	1,19	1,00	0,95	1,13
16	1,19	1,00	0,95	1,13	37	1,19	1,00	0,95	1,13
17	1,19	1,00	0,95	1,13	38	1,19	1,00	0,95	1,13
18	1,19	1,00	0,95	1,13	39	1,19	1,00	0,95	1,13
19	1,19	1,00	0,95	1,13	40	1,19	1,00	0,95	1,13
20	1,19	1,00	0,95	1,13	41	1,19	1,00	0,95	1,13
21	1,19	1,00	0,95	1,13	42	1,19	1,00	0,95	1,13

b) Resistência do aço

Os ensaios de resistência ao escoamento na tração em barras de aço, quando seus resultados apontam valores superiores àqueles utilizados em projeto, não sendo empregados nas atualizações e considerações sobre esta propriedade na avaliação. Para o caso específico do edifício “B”, a Tabela 6.7, analisada estatisticamente, aponta para tal situação. Assim, por questões de garantia da segurança, adotou-se para a avaliação, a resistência na deformação de 2‰, a mesma utilizada em projeto. Neste caso:

- $f_{yk,aval} = 420 \text{ MPa}$

6.3.2.2 Obtenção das ações para avaliação

a) Ações permanentes

Não foram, neste caso, realizadas medições e levantamentos *in loco* das dimensões de elementos permanentes, estruturais ou não. No entanto, tendo-se por base a indicação encontrada em Ellingwood et al (1980), o valor característico das dimensões de elementos estruturais foi tomado a partir das dimensões nominais de projeto realizando-se, a partir

destas, um acréscimo de 5% para ter-se em conta a redução de incertezas (Item 5.4.2.1). Nestas condições assumiu-se um coeficiente de variação da ordem de 10% para esta variável. Com base nos projetos de forma de todos os pavimentos do edifício em questão e, aplicando o exposto, foram determinadas as dimensões características de avaliação, que são apresentadas na Tabela 6.13.

Tabela 6.13 – Determinação das dimensões características das peças estruturais de concreto para avaliação – edifício “B”.

Elemento	Dimensão	Valor nominal de projeto (cm)	Valor característico de avaliação (acréscimo de 5%) (cm)	Coef. de variação adotado %
Viga	Base (b)	10,0	10,5	10%
		20,0	21,0	10%
	Altura (h)	40,0	42,0	10%
		50,0	52,5	10%
Pilar	Lado menor	15,0	15,0	10%
		20,0	21,0	10%
	Lado maior	50,0	52,5	10%
		60,0	63,0	10%
		70,0	73,5	10%
		75,0	78,75	10%
		80,0	84,0	10%
		90,0	94,5	10%
Laje	Altura	100,0	105,0	10%
		7,0	7,35	10%
		8,0	8,4	10%
		9,0	9,45	10%

Paredes e demais elementos fixos foram tomados conforme projeto.

b) Ações variáveis de utilização

A sobrecarga de utilização mais compatível com os períodos de recuperação de pilares, sendo aquela proveniente de levantamentos instantâneos, foi adotada, assim como o caso do edifício “A”, partindo-se do ajuste feito por Corotis e Doshi (1977), sendo seu valor único para todas as regiões das lajes, igual a $0,875 \text{ kN/m}^2$.

c) Ações devidas ao vento

Com relação à velocidade básica do vento, o valor usado na avaliação comportou redução dada pelo fator de ajustamento de Rosowsky (1995), estabelecido na Tabela 5.2. Assim, a exemplo do que ocorreu no edifício “A”, a velocidade básica na avaliação da segurança na

recuperação estrutural de pilares, proposta neste trabalho, possui valor de 27,20 m/s para a cidade de Uberlândia.

Fatores S_1 , S_2 , e S_3 , além dos coeficientes de arrasto, foram considerados de acordo com as características do local de implantação e das dimensões da edificação em si, conforme prescreve a NBR 6123 (ABNT, 1988).

6.3.2.3 Probabilidade de falha

Para esta aplicação foi considerado que o edifício “B” apresentasse as mesmas condições gerais do edifício “A”, incluindo as características de inspeção e problemas de corrosão nas armaduras dos pilares do subsolo 2 (garagem) ainda em estágio inicial. Dessa forma, adotou-se uma probabilidade de falha na avaliação:

- $\beta_{\text{aval}} = 3,25$

6.3.2.4 Coeficientes de ponderação

a) Ponderação do concreto

Para o edifício “B”, a fixação dos fatores parciais de segurança, tanto para os materiais, quanto para as ações, foi realizada em função dos dados existentes e que foram disponibilizados pela construtora para a realização desta pesquisa. Tais informações referem-se aos projetos, controle tecnológico do concreto e aço, diários de obra, etc.

Para o coeficiente de ponderação do concreto, a amostragem obtida do rompimento dos corpos-de-prova não apresentava número suficiente de elementos para a realização das devidas considerações sobre o coeficiente de variação, que é diretamente ligado à fixação dos fatores parciais. Conforme Fusco (1976), trata-se das chamadas pequenas amostras e o que pode ser feito é o estabelecimento de um intervalo de confiança para o desvio-padrão.

No entanto, para as finalidades deste trabalho, adotou-se a formulação para o “dimensionamento” do coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto utilizado na obra. Isto foi feito com base na formulação (5.13), tendo-se como parâmetros de entrada, aqueles definidos na Tabela 5.4, aceitando-se que o concreto usinado foi

fornecido por um empresa honesta, levando-se em conta a idoneidade da construtora e sabendo-se que a estrutura foi concebida com o uso de programa de cálculo. Da Tabela 5.4 definiu-se então:

- $\delta_M = 0,10$ (condições cuidadosas de preparo do material)
- $\delta_E = 0,10$ (condições cuidadosas de execução)
- $\delta_D = 0,05$ (condições cuidadosas de dimensionamento das seções e elementos estruturais)

Aplicando-se tais valores na formulação (5.13), obteve-se para o coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto na avaliação ($\delta_{c,aval}$) o valor de 15%.

O ajuste no coeficiente de minoração do concreto foi realizado utilizando-se a expressão (5.25), com $\beta_{aval} = 3,25$ e $\alpha_R = 0,80$. Isto levou ao seguinte fator parcial na avaliação:

- $\gamma_{c,aval} = 1,23$

O que significa uma redução de 12% em relação ao usado em projeto, em função da redução do nível de incertezas na situação de avaliação.

b) Ponderação do aço

A amostragem utilizada nos ensaios de tração do aço foi considerada satisfatória para as considerações relativas ao coeficiente de variação de sua resistência ao escoamento. Conforme apontado no Item 6.2.2.1 este parâmetro foi generalizado segundo um valor de 6,1%, tanto para a bitolagem de 16 mm, quanto para a de 20 mm. Finalmente, o fator parcial de ponderação do aço na avaliação ($\gamma_{s,aval}$) para o edifício “B”, foi obtido com aplicação de $\delta_{s,aval} = 6,1\%$, juntamente com o β_{aval} já definido e $\alpha_R = 0,80$ na expressão (5.26), o que gerou:

- $\gamma_{s,aval} = 1,07$

c) Ponderação das ações permanentes

No caso das ações permanentes, apesar de que para o edifício “B” não terem sido realizados os devidos levantamentos e caracterizações de seus elementos fixos, optou-se

pela adoção de um coeficiente de variação de 10% e tomando uma distribuição normal para o comportamento dessas cargas (ALLEN, 1991; LARANJA; BRITO, 2000). No caso de uma intervenção real, uma redução efetiva nas incertezas desse tipo de solicitação deveria ser efetuada mediante procedimentos já descritos no Item 5.4.2.1 Para a situação em questão, adotou-se, além de $\delta_{G,aval}=10\%$, um $\beta_{aval}=3,25$ e $\alpha_S=0,75$ que, aplicados juntos à formulação (5.25), obteve-se:

- $\gamma_{G,aval} = 1,24$

d) Ponderação das ações variáveis de utilização

Para as sobrecargas de utilização, na determinação de um coeficiente parcial para avaliação, foi empregado o mesmo procedimento usado para o edifício “A”. Sendo os valores de $X_{95\%}$ e $X_{99,5\%}$ os mesmos para os dois edifícios, resultou em um mesmo $\gamma_{Q,aval}$. Assim, foi utilizado, para este parâmetro, o valor de 1,30.

e) Ponderação das ações devidas ao vento

Pelos motivos já expostos, as ações devidas ao vento não comportaram reduções no coeficiente de ponderação para a avaliação. Isto levou a utilização do coeficiente normativo de projeto, ou seja:

- $\gamma_{w,aval} = 1,40$

6.3.2.5 Coeficiente global de segurança na avaliação

De posse de todo o exposto, pôde-se determinar o coeficiente global de segurança efetivo a ser respeitado por ocasião da intervenção nos pilares, de forma específica para o edifício “B”. Neste caso, a menor disponibilidade de informações, principalmente sobre as ações permanentes e sobre o coeficiente de variação da resistência à compressão do concreto, fez-se refletir no coeficiente global de segurança, que assumiu um valor suficiente para cobrir o grau de incertezas ainda existentes.

- $\gamma_{aval} = 1,53$

Nota-se que o coeficiente de segurança admissível na avaliação do edifício “B” possui um valor superior ao do edifício “A”. Isto se justifica pela menor redução de incertezas neste segundo exemplo de aplicação.

6.3.2.6 Fator de combinação para ações variáveis

Semelhante ao considerado para o edifício “A”, em função da redução do índice de confiabilidade para a avaliação, estabeleceu-se o novo fator de combinação para cargas variáveis:

- $\psi_{0,aval} = 0,70$

6.3.2.7 Resumos dos parâmetros adotados na avaliação

A partir de todas as considerações feitas para o edifício “B”, tendo-se baseado na pesquisa teórica e dados experimentais do controle tecnológico, foram estabelecidos os parâmetros relacionados e os valores de cargas e resistências para a situação de avaliação. A Tabela 6.14 apresenta um quadro comparativo entre esses valores e aqueles normativos de projeto.

Tabela 6.14 – Comparação entre os parâmetros de projeto e de avaliação – edifício “B”.

Situação	Resistências (MPa)		Ações (kN/m ²)		Vento (m/s)	Coeficientes de ponderação					γ	K _{MOD}
	Conc	Aço	Utilização			Resistências		Ações				
			Q/S/C	A.S.		Conc	Aço	Perm	sobr	vent		
Projeto	20,00	420,0	1,50	2,00	34,00	1,40	1,15	1,40	1,40	1,40	1,96	0,85
Avaliação	23,53	420,0	0,875	0,875	27,20	1,23	1,07	1,24	1,30	1,40	1,53	Tabela 6.12

Observações:
 Q/S/C – sobrecarga para quarto, sala e cozinha;
 A.S. – sobrecargas nas áreas de serviço;
 Conc – concreto;
 Perm – relacionado às ações permanentes;
 Sobr – relacionado às sobrecargas de utilização;
 Vent – relacionado às ações devidas ao vento.

6.4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Da modelagem dos dois edifícios estudados em meio computacional e, partindo-se dos parâmetros definidos especificamente para a ocasião da suposta recuperação estrutural nos dois casos, realizou-se a geração de esforços comparando-os com as resistências efetivas oferecidas pelas seções transversais dos pilares no momento da intervenção. Nesta comparação levaram-se em consideração, tanto as cargas verticais, quanto os momentos atuantes, balizando-se a análise no coeficiente de segurança global de avaliação definido para cada um dos edifícios.

Dessa análise, seguiu-se à decisão quanto ao procedimento de recuperação a adotar:

- Estabelecimento da quantidade de concreto deteriorado a ser extraída de uma só vez na seção, mantendo-se uma segurança pré-estabelecida;
- Ou escoramento do elemento estrutural caso o coeficiente global não fosse atendido.

Nos casos em que a resistência da seção do pilar existente propiciou, frente às cargas de avaliação, a possibilidade de intervenção para a remoção de concreto deteriorado, foi necessário regulamentar a forma de execução dos serviços. De uma forma geral e mesmo se o coeficiente global assim o permitisse, foi descartada a possibilidade de corte e retirada de material de toda a seção. Isto foi adotado em virtude da possibilidade de flambagem local das barras longitudinais caso estas permanecessem, ao mesmo tempo, sem uma devida camada de cobrimento, ainda que pouco espessa. Também se descartou a intervenção sem escoramento quando a folga no coeficiente global de segurança fosse muito pequena.

Assim, uma orientação geral a ser obedecida nos trabalhos de recuperação, proposta como uma padronização para análise, é apresentada na Figura 6.3:

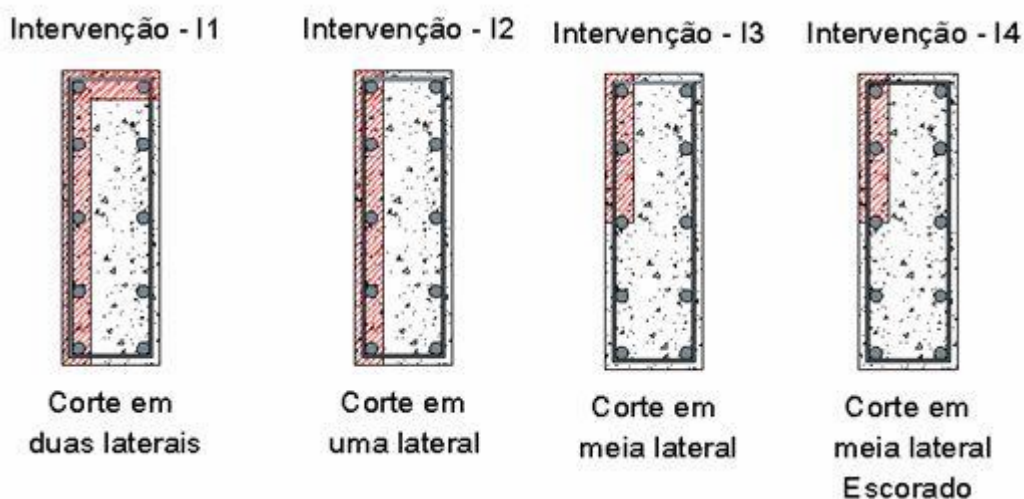


Figura 6.3 – Tipos de intervenções propostas – vista em planta.

Para a extração de parcela de concreto deteriorado que garanta a perfeita assepsia das armaduras e com ela a garantia de estabilização do processo corrosivo, faz-se necessária a retirada de material não só da camada de cobrimento, mas também de uma parte mais profunda do concreto. Foi considerada, então, a necessidade da retirada e escarificação de uma profundidade de 1,0 cm “por trás” das armaduras longitudinais, o que gerou uma profundidade final de extração, para os dois casos “A” e “B”, de 5,0 cm em média (1,5 cm de cobrimento, 0,63 cm do estribo e uma média de 1,6 cm da armadura longitudinal). Um esquema da extração a ser realizada é mostrado na Figura 6.4.

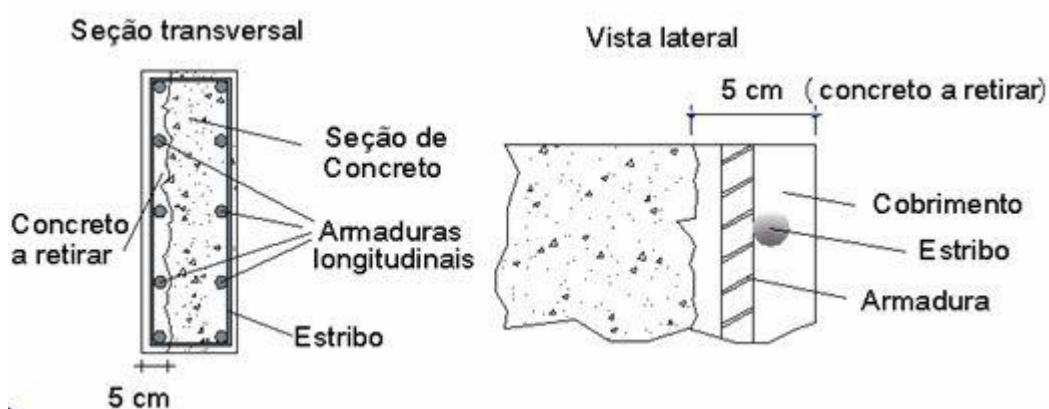


Figura 6.4 – Representação esquemática da profundidade de remoção de concreto deteriorado no pilar.

A altura de remoção deverá se estender até os pontos onde ainda existam corrosões nas barras. Em geral, nas garagens de edifícios, a deterioração se estende até 1,0 m em relação

ao piso, pois, esta é a altura geralmente despassivada da armadura e com umidade suficiente para a propagação do processo corrosivo. A Figura 6.5 apresenta um esquema da altura de extração.

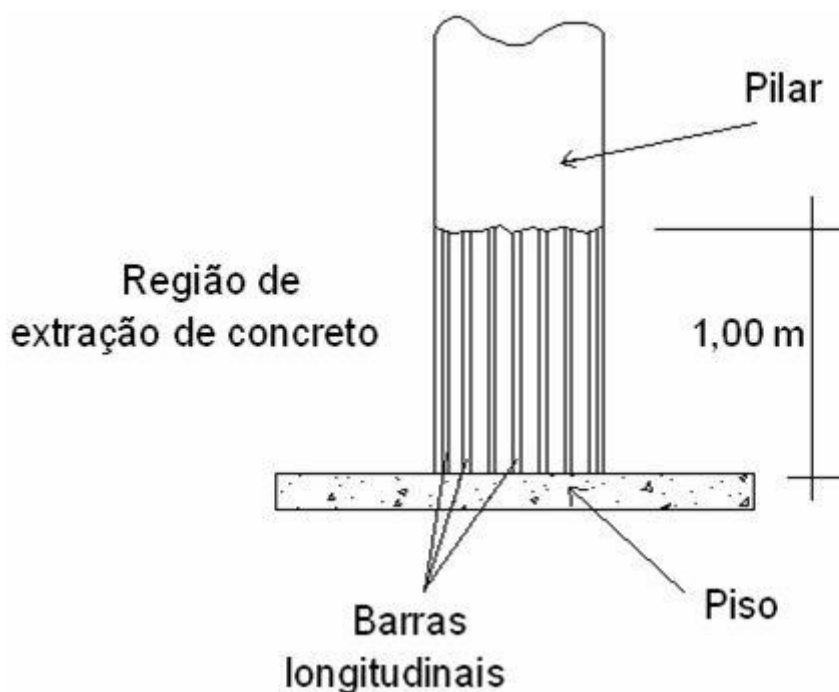


Figura 6.5 – Representação esquemática da altura de remoção de concreto deteriorado no pilar.

Nos caso em que seja necessária a intervenção que extrapole a altura mostrada na Figura 6.5, tendo que se extrair concreto deteriorado em faixas mais extensas do pilar ou que na região os estribos estejam rompidos, faz-se conveniente a retirada do material em partes, fracionando a execução do serviço de modo a respeitar uma altura de máxima de concreto a se retirar por vez, a qual será função do diâmetro da barra. Este procedimento visa à proteção das armaduras longitudinais frente à possibilidade de flambagem local, normalmente contida pelos estribos e pela camada de cobrimento existente sobre a armadura.

As intervenções sempre são realizadas por empresas especializadas neste tipo de serviço. As indicações apresentadas na Figura 6.3 não constituem as únicas possibilidades para execução dos serviços. Uma interação entre consultor e empresa especializada deve ser realizada o que poderá render como frutos, outros tipos ou esquemas de intervenção.

Outras considerações ainda poderão ser feitas de acordo com a mão-de-obra e produtos de reparos disponíveis.

6.4.1 Observações sobre a modelagem de edifícios existentes

A metodologia apresentada neste trabalho preconizou a modelagem da estrutura existente em programa de cálculo, utilizando procedimentos de análise estrutural mais sofisticados, para se chegar a esforços mais condizentes com aqueles atuantes no edifício. A partir do modelo realizado no microcomputador, que deveria inicialmente refletir de uma forma fiel a estrutura construída, fez-se a entrada dos parâmetros de avaliação, obtendo-se assim os esforços nos períodos reduzidos de tempo.

Uma inconsistência surgiu na construção de tal modelo uma vez que, em alguns pilares, tanto no caso “A” quanto no caso “B”, os esforços inicialmente gerados no programa a partir dos parâmetros normativos de projeto, diferiam em mais que 10% dos esforços com que os pilares foram dimensionados. Assim, para contemplar as diferenças entre o modelo estrutural aproximado mediante o programa e as cargas fornecidas no projeto, foram determinados fatores de ajuste. Estes fatores foram obtidos considerando a relação entre o valor de projeto e o maior valor do somatório das cargas verticais obtidas pelo programa.

Na fase inicial de modelagem, o procedimento para adoção dos valores das cargas atuantes basicamente, resumiu-se em:

- Esforços gerados pelo modelo computacional foram maiores que os esforços de cálculo – obtenção de fatores de ajustes iguais a 1,0;
- Esforços de projeto maiores que os esforços do modelo – obtenção de fatores de ajuste maiores que 1,0.

Posteriormente, ao se gerar os esforços de avaliação, estes foram submetidos ao ajuste proposto, para só então estarem aptos a representarem aos valores reduzidos propostos para a finalidade deste trabalho.

Tal procedimento foi assumido em favor da segurança, uma vez que não se pôde garantir qual das situações, modelo para avaliação ou modelo de projeto, refletia de forma mais

aproximada, o comportamento da estrutura. Estudos relativos à remodelagem de estruturas existentes deverão ser realizados para um maior aperfeiçoamento da metodologia apresentada.

Em virtude dos momentos atuantes na fundação não se apresentarem disponíveis nos projetos, em ambos os casos, foram assumidos como atuantes aqueles gerados na modelagem estrutural realizada no programa de cálculo para avaliação.

No processamento do modelo computacional de avaliação foram utilizados os recursos: a) análise estrutural via pórtico espacial; b) efeitos de segunda ordem global e local; c) análise elástica linear para geração dos esforços; d) efeitos de desaprumo e imperfeições globais; e) aplicação de força de vento, entre outros.

Os detalhes e considerações na modelagem dos edifícios encontram-se no Apêndice B. A Tabela 6.15 e a Tabela 6.16 apresentam os esforços de projeto (de dimensionamento) e os esforços obtidos no modelo (com os parâmetros normativos de projeto), e os respectivos fatores de ajuste para as cargas atuantes nos pilares.

Tabela 6.15 – Esforços de projeto e do modelo computacional (com os parâmetros normativos de projeto) - edifício “A”.

Pilar	Valores característicos						Fator de ajuste
	Resultados obtidos no modelo					Projeto	
	Peso próprio G1 (kN)	Cargas permanentes G2 (kN)	Carga acidental Q (kN)	Vento em X V _x (kN)	Vento em Y V _y (kN)	Carga axial (kN)	
1	1307,3	1101,1	324,0	810,0	530,0	2990,0	1,00
2	3120,6	2354,5	936,6	1500,0	280,0	7210,0	1,00
3	1656,7	1512,7	476,6	940,0	410,0	4620,0	1,01
4	2604,6	2169,3	763,1	230,0	890,0	7180,0	1,12
5	5393,9	4278,1	1745,1	1220,0	0,0	13740,0	1,09
6	2780,4	1731,4	733,3	880,0	620,0	6590,0	1,08
7	2512,5	1500,0	703,8	360,0	1030,0	5090,0	1,00
8	2537,4	1172,6	666,5	830,0	1020,0	5570,0	1,03
9	2512,5	1500,0	704,8	150,0	1040,0	5810,0	1,01
10	2256,8	2200,4	704,2	270,0	440,0	4800,0	1,00
11	3053	2224,1	927,4	780,0	1260,0	6970,0	1,00
12	935,3	876,6	178,8	730,0	660,0	2390,0	1,00
13	2107,5	1830,9	347,6	1280,0	200,0	6710,0	1,21
14	2209,4	1027,3	523,6	670,0	670,0	4060,0	1,00

Tabela 6.16 – Esforços de projeto e esforços no modelo computacional (com os parâmetros de projeto) - edifício “B”.

Pilar	Valores característicos						Fator de ajuste
	Resultados obtidos no modelo					Projeto	
	Peso próprio G1 (kN)	Cargas permanentes G2 (kN)	Carga accidental Q (kN)	Vento em X Vx (kN)	Vento em Y Vy (kN)	Carga axial (kN)	
1	572,4	599,2	184,5	19,4	188,5	1840,0	1,19
2	720,7	614,7	232,5	94,3	253,2	1710,0	1,00
3	816,1	558,0	290,1	122,0	275,5	1810,0	1,00
4	973,0	541,4	447,3	15,7	180,8	2040,0	1,00
5	916,4	589,2	472,0	11,6	168,9	2050,0	1,00
6	729,9	527,8	296,0	130,9	302,3	1810,0	1,00
7	527,9	422,6	170,6	121,3	197,2	1630,0	1,24
8	329,6	340,8	106,9	9,2	33,2	1550,0	1,91
9	445,3	327,6	146,8	241,4	193,9	920,0	1,00
10	406,4	273,3	130,1	263,5	219,5	460,0	1,00
11	383,4	253,6	130,1	266,3	217,7	460,0	1,00
12	273,2	194,5	80,9	114,7	45,8	870,0	1,31
13	526,3	344,7	228,2	62,7	4,3	850,0	1,00
14	474,2	327,4	224,6	65,3	14,4	840,0	1,00
15	398,3	385,7	120,8	119,7	18,1	860,0	1,00
16	313,6	336,3	92,5	87,3	114,7	680,0	1,00
17	629,9	424,7	395,2	33,1	123,9	1430,0	1,00
18	609,8	438,6	391,9	35,1	123,6	1420,0	1,00
19	747,9	713,3	223,6	64,2	12,5	1820,0	1,04
20	542,8	363,4	182,1	67,3	2,2	1300,0	1,12
21	535,2	338,3	180,7	58,2	2,6	1270,0	1,14
22	635,8	657,2	204,9	62,9	0,7	1720,0	1,10
23	437,6	397,4	124,6	106,7	79,1	840,0	1,00
24	433,8	304,3	237,1	221,0	42,8	750,0	1,00
25	385,7	311,3	244,0	30,7	191,7	800,0	1,00
26	381,1	312,7	243,6	33,5	196,0	790,0	1,00
27	422,1	290,9	232,5	33,5	196,0	740,0	1,00
28	320,0	343,1	99,0	76,4	110,1	700,0	1,00
29	472,6	328,1	154,2	216,4	234,0	900,0	1,00
30	420,4	265,8	139,0	272,7	226,2	460,0	1,00
31	283,1	258,8	182,7	78,4	122,2	500,0	1,00
32	281,5	260,1	181,9	80,0	122,6	520,0	1,00
33	404,3	266,4	140,3	273,6	224,1	460,0	1,00
34	279,8	202,4	83,7	115,7	19,4	860,0	1,26
35	568,6	556,5	171,1	36,7	249,5	1890,0	1,22
36	688,4	556,6	224,8	128,3	306,1	1730,0	1,00
37	694,2	441,4	255,9	123,1	265,6	1850,0	1,12
38	470,5	377,6	196,2	2,3	182,9	1620,0	1,32
39	482,9	424,7	210,8	5,6	188,4	1510,0	1,16
40	703,7	480,3	270,8	121,9	296,7	1800,0	1,03
41	460,9	349,9	139,1	137,6	53,1	1610,0	1,48
42	463,2	513,3	158,9	21,8	172,8	1560,0	1,19

6.4.2 Definição do tipo de intervenção - edifício “A”

Feitas as considerações necessárias para os esforços atuantes e as resistências efetivas das seções dos pilares do edifício em estudo e, a partir do modelo computacional de sua estrutura, introduziram-se no programa os novos parâmetros, possibilitando assim a obtenção dos esforços de avaliação. De um modo geral, assistiu-se a um aumento nas cargas permanentes da parcela do peso próprio dos elementos estruturais, em virtude de os levantamentos no campo apontarem para seções com dimensões maiores em relação às de projeto. No geral, este aumento foi da ordem de 5%, confirmando as informações de Ellingwood et al (1980):

- No total foram 34987,9 kN com os dados de cálculo e 36770,11 kN obtidos com as informações de avaliação.

Verificou-se um decréscimo no valor da carga acidental por pilar, da ordem de 40% em média, o mesmo podendo-se dizer com relação às ações verticais devidas ao vento. No caso dos momentos, essa redução média foi da ordem de 37% tanto em X, quanto em Y.

A Tabela 6.17 apresenta os valores das cargas verticais e dos momentos de avaliação.

Tabela 6.17 – Esforços de avaliação majorados com os coeficientes específicos para a intervenção.

Pilar	Esforços de avaliação - majorados			
	*Permanente+acidental+vento em X (kN)	**Permanente+acidental+vento em Y (kN)	Momento em X (kN.m)	Momento em Y (kN.m)
P1	3819,4	3593,0	17,4	140,4
P2	8449,7	7441,5	902,1	59,9
P3	4978,6	4531,9	26,7	455,0
P4	7243,3	7878,9	880,3	44,4
P5	15072,8	13968,3	577,8	608,5
P6	6825,0	6607,3	87,5	591,1
P7	5701,3	6298,0	53,2	531,4
P8	5837,6	6012,4	575,1	34,6
P9	5346,4	6119,8	35,3	390,4
P10	6397,4	6552,1	126,6	91,0
P11	7600,2	8044,9	67,8	462,1
P12	2973,2	2909,8	17,6	79,2
P13	7297,2	6238,1	46,2	1059,5
P14	4877,9	4892,1	26,2	155,8
Observações:				
* Permanente+acidental+vento em X (majorado) = 1,19G1 + 1,19G2 + 0,7x1,3Q + 1,4Vx				
** Permanente+acidental+vento em Y (majorado) = 1,19G1 + 1,19G2 + 0,7x1,3Q + 1,4Vy				

Em função dos estudos e ensaios realizados, a resistência oferecida pela seção transversal dos pilares sofreu, por uma vez, alterações. Isto ocorreu em virtude da determinação da resistência do concreto presente nos pilares da garagem através dos ensaios com testemunhos extraídos, estabelecimento de novos coeficientes de ponderação para o material e das definições sobre a ocorrência do efeito Rüsçh.

O aço não influenciou na alteração da resistência das seções transversais dos pilares, uma vez que não se realizaram ensaios com este material. Neste caso, os parâmetros influentes na segurança foram tomados conforme valores de projeto.

A Tabela 6.18 mostra os valores das resistências à compressão das seções dos pilares da garagem consideradas por ocasião de projeto e as resistências obtidas nos ensaios e procedimentos da avaliação. Estas últimas representam os valores reais para o momento da intervenção de recuperação.

Tabela 6.18 – Carga admissível nas seções de pilares de garagem em função dos dados de ensaios e levantamentos realizados.

Pilar	Dados da seção existente – obtidos nas inspeções e ensaios							Carga admissível total (kN)
	Dimensões		Áreas		*** $f_{cd,aval}$	Carga admissível no concreto (kN)	Carga admissível no aço (kN)	
	a (cm)	h (cm)	*Aço (cm ²)	**Concreto (cm ²)				
P1	20,7	120,8	101,42	2393,80	212,97	5098,14	3704,11	8802,25
P2	31,1	150,5	214,40	4454,86	212,97	9487,64	7830,38	17318,02
P3	20,7	120,8	101,42	2393,80	159,73	3823,61	3704,11	7527,71
P4	51,0	81,4	149,15	3994,40	159,73	6380,24	5447,22	11827,45
P5	72,8	102,7	270,33	7192,00	159,73	11487,74	9873,08	21360,83
P6	31,1	120,8	149,15	3599,88	159,73	5750,07	5447,22	11197,29
P7	31,1	120,8	131,25	3618,72	212,97	7706,89	4793,55	12500,44
P8	31,1	120,8	131,25	3618,72	212,97	7706,89	4793,55	12500,44
P9	20,7	150,5	131,25	2977,19	159,73	4755,45	4793,55	9549,00
P10	54,5	54,5	95,46	2869,77	159,73	4583,87	3486,22	8070,09
P11	31,1	120,8	149,15	3599,88	159,73	5750,07	5447,22	11197,29
P12	20,7	81,4	53,46	1628,71	159,73	2601,53	1952,28	4553,82
P13	20,7	193,6	143,18	3856,80	159,73	6160,45	5229,33	11389,78
P14	31,1	120,7	61,09	3689,46	159,73	5893,16	2231,18	8124,34
Observações:								
*Na contribuição do aço para a resistência da seção, considerou-se o número de barra de acordo com o projeto e resistência mobilizada do aço segundo uma deformação de 2‰ (420 MPa). Admitiu-se ainda uma redução de 5% em relação à área efetiva, em virtude de possíveis danos causados pela corrosão.								
** A área de concreto menos a área efetiva de aço.								
*** A resistência efetiva do concreto é dada por $\rightarrow K_{MOD,aval} \cdot f_{ck,est}/\gamma_{c,aval}$								

A seqüência das atividades efetivou-se pelo dimensionamento dos pilares da garagem com os parâmetros de avaliação, para determinação da sollicitação normal equivalente. Tal

dimensionamento foi obtido por meio da ferramenta de cálculo, que retornou seções com as características descritas na Tabela 6.19.

Tabela 6.19 – Determinação da sollicitação normal equivalente - edifício “A”.

Pilar	Resultados do dimensionamento com os dados de avaliação							Sollicitação normal equivalente (kN)
	Aço				Concreto			
	Nº de barras	Bitola (mm)	Área de aço (cm ²)	Parcela de carga assumida pelo aço (kN)	Área de concreto (cm ²)	f _{cd,aval}	Parcela de carga assumida pelo concreto (kN)	
P1	46,0	10,0	36,11	1516,62	2464,45	212,97	5248,61	6765,23
P2	96,0	12,5	117,75	4945,50	4562,80	212,97	9717,52	14663,02
P3	74,0	12,5	90,77	3812,16	2409,79	159,73	3849,15	7661,31
P4	40,0	20,0	125,60	5275,20	4025,80	159,73	6430,39	11705,59
P5	58,0	20,0	182,12	7649,04	7294,44	159,73	11651,38	19300,42
P6	56,0	16,0	112,54	4726,58	3644,34	159,73	5821,09	10547,67
P7	66,0	12,5	80,95	3400,03	3675,93	212,97	7828,72	11228,75
P8	80,0	10,0	62,80	2637,60	3694,08	212,97	7867,38	10504,98
P9	58,0	16,0	116,56	4895,39	2998,79	159,73	4789,96	9685,34
P10	44,0	16,0	88,42	3713,74	2881,83	159,73	4603,13	8316,87
P11	48,0	16,0	96,46	4051,35	3660,42	159,73	5846,77	9898,12
P12	50,0	10,0	39,25	1648,50	1645,73	159,73	2628,72	4277,22
P13	128,0	10,0	100,48	4220,16	3907,04	159,73	6240,70	10460,86
P14	62,0	10,0	48,67	2044,14	3705,10	159,73	5918,14	7962,28

A sollicitação normal equivalente, conforme já informado, representa aquela que age na seção por ocasião da recuperação estrutural, levando-se em conta todas as particularidades anteriormente estabelecidas. Assim, este artifício foi usado para transformar os esforços presentes na seção (momentos e cargas verticais), em apenas uma carga axial atuante. Dessa forma, levou-se a efeito: que as armaduras dos pilares são simétricas em todos os casos, que a linha neutra não corta a seção e que a mesma esteja trabalhando no domínio 5.

Dessa forma, a comparação direta entre a resistência efetiva da seção, conforme determinado em campo (Tabela 6.18), e a sollicitação normal equivalente (Tabela 6.19), para cada pilar, refletiu a equação de estado limite último, onde deveria ser preservado o que prescreve a expressão (5.1). Nestas condições, onde foi excedido a unidade na aplicação da expressão (5.1), significou a possibilidade de extração de concreto deteriorado, respeitando os tipos de intervenções propostos. O excedente em carga determinado foi assim convertido em comprimento de concreto a ser retirado, uma vez conhecido a espessura da camada e a tensão em que trabalha o material. O resultado da análise está exposto na Tabela 6.20.

Tabela 6.20 – Tipo de intervenção proposta - edifício “A”.

Pilar	Análises – solicitação normal equivalente x resistência efetiva da seção.					
	Solicitação normal equivalente - $S_{d,aval}$ (kN)	Carga admissível total - $R_{d,aval}$ (kN)	Saldo de resistência disponível (kN)	$S_{d,aval}/R_{d,aval}$	*Comprimento de concreto a retirar (cm)	**Tipo de intervenção proposta
P1	6765,23	8802,25	2037,02	1,30	191,0	I1
P2	14663,02	17318,02	2655,00	1,18	249,0	I1
P3	7661,31	7527,71	-133,60	0,98	-17,0	I4
P4	11705,59	11827,45	121,86	1,01	15,0	I4
P5	19300,42	21360,83	2060,41	1,11	258,0	I1
P6	10547,67	11197,29	649,62	1,06	81,0	I3
P7	11228,75	12500,44	1271,69	1,11	119,0	I2
P8	10504,98	12500,44	1995,46	1,19	187,0	I1
P9	9685,34	9549,00	-136,34	0,99	-17,0	I4
P10	8316,87	8070,09	-246,78	0,97	-31,0	I4
P11	9898,12	11197,29	1299,16	1,13	163,0	I1
P12	4277,22	4553,82	276,60	1,06	35,0	I3
P13	10460,86	11389,78	928,92	1,09	116,0	I3
P14	7962,28	8124,34	162,06	1,02	20,0	I4

Observações:
* Detalhe do cálculo do comprimento de concreto a retirar vide Apêndice C
**Tipos de intervenção (Figura 6.3):
I1 – intervenção com retirada de concreto em duas laterais – uma lateral maior e uma menor;
I2 – intervenção com retirada de concreto em uma lateral maior;
I3 – intervenção com retirada de concreto em metade de uma lateral maior;
I4 – intervenção com retirada de concreto em metade de uma lateral maior utilizando-se, no entanto, escoramento apropriado.

Pelos resultados da Tabela 6.20, nota-se que, segundo os tipos de intervenções propostos, em 36% dos pilares serão efetuadas a intervenção I1, 7% intervenção I2, 21% intervenção I3 e 36% intervenção I4.

Uma vez que as aplicações da metodologia proposta nesta pesquisa foram simulações, não foi considerada uma possível perda da camada de cobrimento na resistência das seções de pilares. Em casos reais de recuperação, a detecção de fissuração ou destacamento da camada de cobrimento, em virtude da corrosão das armaduras, poderá levar à desconsideração total ou parcial dessa região do concreto.

6.4.3 Definição do tipo de intervenção - edifício “B”

De posse das considerações específicas de avaliação do edifício “B”, realizou-se o processamento do modelo computacional, obtendo-se valores para os esforços, conforme mostrados na Tabela 6.21.

Tabela 6.21 – Esforços de avaliação majorados com os coeficientes específicos para a intervenção – edifício “B”.

Pilar	Esforços de avaliação - majorados			
	*Permanente +acidental +vento em X (kN)	**Permanente +acidental +vento em Y (kN)	Momento em X (kN.m)	Momento em Y (kN.m)
P1	2050,3	2150,9	83,3	13,9
P2	2006,3	2085,5	95,2	5,9
P3	2137,1	2213,6	90,4	6,5
P4	2416,5	2499,1	97,1	16,7
P5	2424,8	2503,5	87,5	16,6
P6	1999,1	2084,5	56,3	7,2
P7	1799,4	1845,5	95,9	5,3
P8	1881,7	1905,9	81,1	5,1
P9	1266,1	1242,3	14,0	9,8
P10	1136,9	1115,0	16,6	4,5
P11	1083,9	1059,7	9,2	5,3
P12	971,1	925,5	15,3	6,0
P13	1383,7	1354,0	30,9	6,4
P14	1291,1	1265,3	35,0	6,3
P15	1203,4	1153,0	37,4	5,0
P16	977,8	991,6	16,7	6,2
P17	1787,6	1833,1	50,2	5,7
P18	1777,7	1822,1	46,0	6,7
P19	2228,0	2200,8	2,9	74,5
P20	1554,7	1518,1	6,8	175,1
P21	1522,4	1490,6	4,1	179,3
P22	2086,1	2051,5	2,5	64,2
P23	1266,6	1253,3	38,9	5,0
P24	1320,9	1231,8	30,8	6,6
P25	1195,4	1276,2	20,2	5,6
P26	1192,3	1273,8	17,1	5,6
P27	1283,7	1198,9	25,0	6,7
P28	995,9	1012,8	14,7	6,0
P29	1297,1	1305,9	14,4	9,8
P30	1158,5	1135,3	16,0	4,5
P31	956,6	978,3	11,6	3,8
P32	956,1	977,2	9,7	3,8
P33	1141,1	1116,4	9,2	5,2
P34	961,6	900,8	16,3	6,0
P35	2023,8	2154,1	78,2	6,9
P36	1897,6	1986,2	94,5	5,6
P37	1993,0	2072,2	90,7	5,9
P38	1737,6	1857,1	39,8	3,5
P39	1633,7	1739,6	34,7	3,4
P40	1918,8	2008,4	52,3	5,7
P41	1853,5	1790,8	108,3	8,3
P42	1714,3	1804,5	21,0	3,3

Observações:
* Permanente+acidental+vento em X (majorado) = 1,23G1+ 1,23G2 + 1,3Q+ 0,7x1,4Vx
** Permanente+acidental+vento em Y (majorado) = 1,23G1+ 1,23G2 + 1,3Q+ 0,7x1,4Vy

Merecem destaque as alterações ocorridas nas cargas verticais e nos momentos, em virtude da redução das incertezas e pela utilização de cargas variáveis adaptadas aos curtos períodos envolvidos na análise. As cargas verticais devidas ao peso próprio experimentaram um aumento de 5% devido ao que se propôs na metodologia.

A redução em termos da carga acidental em cada pilar foi em média 24%, enquanto a redução nos momentos foi da ordem de 45%.

A resistência à flexo-compressão oferecida pelos pilares também foi alterada em virtude dos resultados dos ensaios disponíveis do controle tecnológico do concreto, além de considerações mais precisas da ocorrência do efeito Rüsç individualmente nos elementos estruturais analisados. A Tabela 6.22 apresenta a carga admissível na seção existente dos pilares em função dos novos dados obtidos com o estudo da resistência dos materiais. Foi considerado, no entanto, as dimensões da seção transversal, conforme aquelas dadas em projeto. As seções de aço foram submetidas a uma redução de 5% para contemplar possíveis perdas devido ao fenômeno corrosivo fictício.

Na seqüência, foi realizado o dimensionamento estrutural dos pilares utilizando-se, como parâmetros de entrada, os específicos da estrutura avaliada. Tal dimensionamento foi conseguido com o emprego da ferramenta de cálculo. Buscou-se assim, a determinação das solicitações normais equivalentes. Os resultados desse processo estão presentes na Tabela 6.23.

Tabela 6.22 – Carga admissível nas seções de pilares de garagem em função dos dados de ensaios e levantamentos realizados.

Pilar	Dados da seção existente – obtidos nas inspeções e ensaios							Carga admissível total (kN)
	Dimensões		Áreas		*** $f_{cd,aval}$	Carga admissível no concreto (kN)	Carga admissível no aço (kN)	
	a (cm)	h (cm)	*Aço (cm ²)	**Concreto (cm ²)				
P1	20	80	47,73	1549,76	216,27	3351,6	2004,6	5356,2
P2	20	90	41,76	1756,04	216,27	3797,7	1754,0	5551,7
P3	20	90	41,76	1756,04	216,27	3797,7	1754,0	5551,7
P4	20	100	47,73	1949,76	216,27	4216,7	2004,6	6221,2
P5	20	100	47,73	1949,76	216,27	4216,7	2004,6	6221,2
P6	20	90	41,76	1756,04	216,27	3797,7	1754,0	5551,7
P7	20	90	41,76	1756,04	216,27	3797,7	1754,0	5551,7
P8	20	80	41,76	1556,04	216,27	3365,2	1754,0	5119,2
P9	20	50	19,09	979,90	162,20	1589,4	801,8	2391,2
P10	15	50	15,27	733,92	162,20	1190,4	641,5	1831,9
P11	15	50	15,27	733,92	162,20	1190,4	641,5	1831,9
P12	20	50	19,09	979,90	216,27	2119,2	801,8	2921,0
P13	15	60	26,73	871,87	216,27	1885,5	1122,6	3008,1
P14	15	60	26,73	871,87	216,27	1885,5	1122,6	3008,1
P15	15	60	26,73	871,87	216,27	1885,5	1122,6	3008,1
P16	15	60	19,09	879,90	216,27	1902,9	801,8	2704,8
P17	20	80	41,76	1556,04	216,27	3365,2	1754,0	5119,2
P18	20	80	41,76	1556,04	216,27	3365,2	1754,0	5119,2
P19	20	75	47,73	1449,76	216,27	3135,3	2004,6	5139,9
P20	15	100	41,76	1456,04	216,27	3148,9	1754,0	4902,9
P21	15	100	41,76	1456,04	216,27	3148,9	1754,0	4902,9
P22	20	75	41,76	1456,04	216,27	3148,9	1754,0	4902,9
P23	15	60	26,73	871,87	216,27	1885,5	1122,6	3008,1
P24	15	60	22,91	875,88	162,20	1420,7	962,2	2382,9
P25	15	60	22,91	875,88	162,20	1420,7	962,2	2382,9
P26	15	60	22,91	875,88	162,20	1420,7	962,2	2382,9
P27	15	60	22,91	875,88	162,20	1420,7	962,2	2382,9
P28	15	60	19,09	879,90	216,27	1902,9	801,8	2704,8
P29	20	50	29,83	968,60	216,27	2094,7	1252,9	3347,6
P30	15	50	15,27	733,92	162,20	1190,4	641,5	1831,9
P31	15	50	15,27	733,92	216,27	1587,2	641,5	2228,7
P32	15	50	15,27	733,92	216,27	1587,2	641,5	2228,7
P33	15	50	15,27	733,92	162,20	1190,4	641,5	1831,9
P34	20	50	29,83	968,60	216,27	2094,7	1252,9	3347,6
P35	20	80	47,73	1549,76	216,27	3351,6	2004,6	5356,2
P36	20	90	41,76	1756,04	216,27	3797,7	1754,0	5551,7
P37	20	90	41,76	1756,04	216,27	3797,7	1754,0	5551,7
P38	20	70	41,76	1356,04	216,27	2932,6	1754,0	4686,7
P39	20	70	41,76	1356,04	216,27	2932,6	1754,0	4686,7
P40	20	90	41,76	1756,04	216,27	3797,7	1754,0	5551,7
P41	20	90	41,76	1756,04	216,27	3797,7	1754,0	5551,7
P42	20	80	35,80	1562,32	216,27	3378,8	1503,4	4882,2

Observações:
 *Na contribuição do aço para a resistência da seção, considerou-se o número de barra de acordo com o projeto e resistência mobilizada do aço segundo uma deformação de 2‰ (420 MPa). Admitiu-se ainda uma redução de 5% em relação à área efetiva, em virtude de possíveis danos causados pela corrosão.
 ** A área de concreto menos a área efetiva de aço.
 *** A resistência efetiva do concreto é dada por $\rightarrow K_{MOD,aval} \cdot f_{ck,est} / \gamma_{c,aval}$

Tabela 6.23 – Determinação da sollicitação normal equivalente - edifício “B”.

Pilar	Resultado do dimensionamento com os dados de avaliação							Sollicitação normal equivalente (kN)
	Aço				Concreto			
	Nº de barras	Bitola (mm)	Área de aço (cm ²)	Parcela de carga assumida pelo aço (kN)	Área de aço (cm ²)	f _{cd,aval}	Parcela de carga assumida pelo concreto (kN)	
P1	38,0	10,0	29,83	1252,9	1570,17	216,27	3395,7	4648,6
P2	28,0	10,0	21,98	802,7	1778,02	216,27	3845,2	4648,0
P3	34,0	10,0	26,69	974,8	1773,31	216,27	3835,1	4809,8
P4	12,0	10,0	9,42	344,0	1990,58	216,27	4304,9	4649,0
P5	12,0	10,0	9,42	344,0	1990,58	216,27	4304,9	4649,0
P6	24,0	10,0	18,84	688,1	1781,16	216,27	3852,0	4540,1
P7	20,0	10,0	15,70	573,4	1784,30	216,27	3858,8	4432,2
P8	30,0	10,0	23,55	860,1	1576,45	216,27	3409,3	4269,4
P9	10,0	10,0	7,85	286,7	992,15	162,20	1609,3	1896,0
P10	6,0	10,0	4,71	172,0	745,29	162,20	1208,9	1380,9
P11	6,0	10,0	4,71	172,0	745,29	162,20	1208,9	1380,9
P12	6,0	10,0	4,71	172,0	995,29	216,27	2152,5	2324,5
P13	8,0	10,0	6,28	229,4	893,72	216,27	1932,8	2162,2
P14	8,0	10,0	6,28	229,4	893,72	216,27	1932,8	2162,2
P15	8,0	10,0	6,28	229,4	893,72	216,27	1932,8	2162,2
P16	8,0	10,0	6,28	229,4	893,72	216,27	1932,8	2162,2
P17	10,0	10,0	7,85	286,7	1592,15	216,27	3443,3	3730,0
P18	10,0	10,0	7,85	286,7	1592,15	216,27	3443,3	3730,0
P19	28,0	10,0	21,98	802,7	1478,02	216,27	3196,4	3999,2
P20	12,0	10,0	9,42	344,0	1490,58	216,27	3223,6	3567,6
P21	12,0	10,0	9,42	344,0	1490,58	216,27	3223,6	3567,6
P22	20,0	10,0	15,70	573,4	1484,30	216,27	3210,0	3783,4
P23	8,0	10,0	6,28	229,4	893,72	216,27	1932,8	2162,2
P24	8,0	10,0	6,28	229,4	893,72	162,20	1449,6	1679,0
P25	8,0	10,0	6,28	229,4	893,72	162,20	1449,6	1679,0
P26	8,0	10,0	6,28	229,4	893,72	162,20	1449,6	1679,0
P27	8,0	10,0	6,28	229,4	893,72	162,20	1449,6	1679,0
P28	8,0	10,0	6,28	229,4	893,72	216,27	1932,8	2162,2
P29	10,0	10,0	7,85	286,7	992,15	216,27	2145,7	2432,4
P30	6,0	10,0	4,71	172,0	745,29	162,20	1208,9	1380,9
P31	6,0	10,0	4,71	172,0	745,29	216,27	1611,8	1783,8
P32	6,0	10,0	4,71	172,0	745,29	216,27	1611,8	1783,8
P33	6,0	10,0	4,71	172,0	745,29	162,20	1208,9	1380,9
P34	6,0	10,0	4,71	172,0	995,29	216,27	2152,5	2324,5
P35	38,0	10,0	29,83	1089,4	1570,17	216,27	3395,7	4485,2
P36	24,0	10,0	18,84	688,1	1781,16	216,27	3852,0	4540,1
P37	30,0	10,0	23,55	860,1	1776,45	216,27	3841,8	4701,9
P38	12,0	10,0	9,42	344,0	1390,58	216,27	3007,3	3351,4
P39	8,0	10,0	6,28	229,4	1393,72	216,27	3014,1	3243,5
P40	24,0	10,0	18,84	688,1	1781,16	216,27	3852,0	4540,1
P41	24,0	10,0	18,84	688,1	1781,16	216,27	3852,0	4540,1
P42	18,0	10,0	14,13	516,1	1585,87	216,27	3429,7	3945,7

Por fim, o resultado da comparação entre a resistência efetiva das seções e a sollicitação normal equivalente está mostrado na Tabela 6.24.

Tabela 6.24 – Proposição do tipo de intervenção a se realizar - edifício “B”.

Pilar	Análises – solicitação normal equivalente x resistência efetiva da seção					
	Solicitação normal equivalente - $S_{d,aval}$ (kN)	Carga admissível total - $R_{d,aval}$ (kN)	Saldo de resistência disponível (kN)	$S_{d,aval}/R_{d,aval}$	*Comprimento de concreto a retirar (cm)	**Tipo de intervenção proposta
P1	4648,6	5356,2	751,7	1,16	70	I3
P2	4648,0	5551,7	951,3	1,20	88	I3
P3	4809,8	5551,7	779,2	1,16	72	I3
P4	4649,0	6221,2	1660,5	1,36	154	I1
P5	4649,0	6221,2	1660,5	1,36	154	I1
P6	4540,1	5551,7	1065,9	1,23	99	I2
P7	4432,2	5551,7	1180,6	1,27	109	I1
P8	4269,4	5119,2	893,9	1,21	83	I2
P9	1896,0	2391,2	515,1	1,27	64	I2
P10	1380,9	1831,9	469,4	1,34	58	I2
P11	1380,9	1831,9	469,4	1,34	58	I2
P12	2324,5	2921,0	629,8	1,27	58	I2
P13	2162,2	3008,1	893,2	1,41	83	I1
P14	2162,2	3008,1	893,2	1,41	83	I1
P15	2162,2	3008,1	893,2	1,41	83	I1
P16	2162,2	2704,8	572,5	1,26	53	I3
P17	3730,0	5119,2	1467,3	1,39	136	I1
P18	3730,0	5119,2	1467,3	1,39	136	I1
P19	3999,2	5139,9	1201,8	1,30	111	I1
P20	3567,6	4902,9	1410,0	1,40	130	I1
P21	3567,6	4902,9	1410,0	1,40	130	I1
P22	3783,4	4902,9	1180,6	1,31	109	I1
P23	2162,2	3008,1	893,2	1,41	83	I1
P24	1679,0	2382,9	732,8	1,44	90	I1
P25	1679,0	2382,9	732,8	1,44	90	I1
P26	1679,0	2382,9	732,8	1,44	90	I1
P27	1679,0	2382,9	732,8	1,44	90	I1
P28	2162,2	2704,8	572,5	1,26	53	I3
P29	2432,4	3347,6	966,2	1,40	89	I1
P30	1380,9	1831,9	469,4	1,34	58	I3
P31	1783,8	2228,7	469,4	1,26	43	I3
P32	1783,8	2228,7	469,4	1,26	43	I3
P33	1380,9	1831,9	469,4	1,34	58	I2
P34	2324,5	3347,6	1080,8	1,46	100	I1
P35	4485,2	5356,2	915,1	1,20	85	I2
P36	4540,1	5551,7	1065,9	1,23	99	I2
P37	4701,9	5551,7	893,9	1,19	83	I3
P38	3351,4	4686,7	1410,0	1,42	130	I1
P39	3243,5	4686,7	1524,6	1,47	141	I1
P40	4540,1	5551,7	1065,9	1,23	99	I2
P41	4540,1	5551,7	1065,9	1,23	99	I2
P42	3945,7	4882,2	987,4	1,25	91	I2

Observações:

* Detalhe do cálculo do comprimento de concreto a retirar vide Apêndice C

**Tipos de intervenção (Figura 6.3):

I1 – intervenção com retirada de concreto em duas laterais – uma lateral maior e uma menor;

I2 – intervenção com retirada de concreto em uma lateral maior;

I3 – intervenção com retirada de concreto em metade de uma lateral maior;

I4 – intervenção com retirada de concreto em metade de uma lateral maior utilizando-se, no entanto, escoramento apropriado.

Dos resultados apresentados na Tabela 6.24, observa-se que 50% dos pilares comportam uma intervenção do tipo I1, 29% comportam a intervenção I2 e 21% a do tipo I3. Não se detectou assim a necessidade de escoramento para realização da intervenção.

Se realizada uma comparação direta entre os esforços de projeto e a resistência da seção proposta em projeto, pode-se chegar a resultados diferentes daqueles apresentados na Tabela 6.24. Isto se dá devido aos coeficientes de ponderação adotados naquela situação, assim como eventuais problemas de determinação de esforços (modelo estrutural adotado, ferramenta de cálculo disponível, etc.), dimensionamento das seções e ainda devido às particularidades dos materiais que só poderão ser detectados na avaliação, após a estrutura pronta e em uso.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

7.1 CONCLUSÕES

Após análise dos resultados, obtidos a partir dos procedimentos gerais descritos e adotados para efeitos de avaliação, pode-se ponderar em relação a alguns pontos importantes da segurança estrutural alcançados neste trabalho.

Primeiramente, conclui-se que a avaliação é uma tarefa árdua e ainda é necessária a realização de estudos específicos que abranjam as características particulares de uma estrutura que será submetida a um processo de recuperação estrutural. Atenta-se contra a segurança ao se realizar qualquer atividade que importe na redução de seção resistente de um pilar ou outra peça estrutural, sem o devido conhecimento das condições reais, em termos de esforços solicitantes e esforços resistentes, em que tal elemento esteja trabalhando. Nesta linha de raciocínio, a obtenção de aspectos relativos à resistência dos materiais, assim como definição de cargas atuantes no período considerado para a intervenção, são de grande importância.

Destaca-se a necessidade, por sua vez, da modelagem do edifício que reflita um comportamento estrutural de forma mais efetiva para estrutura construída e que sirva para geração dos esforços de avaliação e posterior redimensionamento dos pilares. Dessa forma, a modelagem possui um papel determinante para a obtenção do esforço normal reduzido que reflete a intensidade das solicitações durante o curto período de intervenção. A solução adotada foi a utilização dos programas de cálculo comerciais os quais permitem o

refinamento da modelagem, assim como, realizam os cálculos para coeficientes de avaliação.

Outro aspecto abordado é que os esforços gerados em projeto, bem como os procedimentos de dimensionamento adotados para as seções estruturais de pilares nesta etapa, podem não refletir a realidade com que as seções construídas estão submetidas no momento da intervenção. Assim, o coeficiente global de segurança conseguido para cada pilar após o dimensionamento de projeto, não será o coeficiente global a se considerar por ocasião da recuperação estrutural, sofrendo alterações em função do nível de conhecimento obtido com alguns dos procedimentos sugeridos nesta pesquisa. Assiste-se a alterações dos coeficientes parciais, ações e mesmo das propriedades dos materiais ao se abordar uma obra já executada. Outros métodos para melhoria das informações e parâmetros de carga e resistência atuantes nas estruturas poderão ser utilizados, o que concorrem para um refino cada vez maior da técnica empregada.

A praticidade do método proposto foi posta a prova mediante os dois exemplos de edifícios existentes. Nos exemplos, alguns dos pilares analisados tiveram a segurança global um pouco abaixo do γ_{aval} permitido. Entretanto, *a priori*, isto não significa uma fonte de problemas com relação à segurança. Esse coeficiente demonstra, para a situação de avaliação, apenas que a atividade de recuperação deverá ser realizada com cuidados especiais para não expor em demasia a integridade do elemento. Sendo variáveis aleatórias os parâmetros responsáveis pela dinâmica da confiabilidade estrutural, conclui-se que mesmo os valores aqui adotados poderão nunca ocorrer na vida útil residual do edifício, até porque estes já apresentam margem de segurança superior incorporada, por não ser possível a definição com exatidão de valores aptos para períodos tão reduzidos quanto os da recuperação. Este fato deve ser levado ao cliente que, por desconhecer o assunto na maioria das vezes, poderá formar interpretações equivocadas com relação à instalação de peças de escoramentos na execução dos serviços.

Para outros casos em que a relação resistência/solicitação (equação de estado limite) suscitar valores muito baixos, um estudo pormenorizado deverá ser efetuado, no qual envolva considerações próprias da vida residual, para que se proponha não apenas uma intervenção para a recuperação do processo corrosivo, mas, sobretudo, uma instalação de reforços mediante método apropriado.

Na aplicação da proposta, foram observados valores diferenciados para os parâmetros aleatórios em relação aos de projeto. Os coeficientes de ponderação para ações e resistências também foram alterados.

Para as sobrecargas de utilização, foi obtido, em função do período necessário à intervenção, um valor único de $0,875 \text{ kN/m}^2$ para todos os compartimentos da edificação. A velocidade característica do vento de avaliação pôde ser reduzida à 80% daquela admitida em projeto, o que significou uma considerável diminuição dos momentos e cargas verticais máxima atribuído a esse tipo de solicitação. Para o edifício “A”, as medições e levantamentos das seções transversais dos elementos estruturais concorreram para um aumento das cargas permanentes em cerca de 5%. Isto confirmou o que apontavam Ellingwood et al (1980), ratificando o procedimento adotado para o edifício “B” que, por não ter sido submetido a um levantamento *in loco* de suas cargas permanentes, estas foram acrescidas em 5%, baseando-se nos citados autores.

O método proposto apresenta-se flexível ao tratar das resistências dos materiais. No caso de estruturas em que exista o controle tecnológico na época da construção, este poderá ser usado para a estimativa da resistência no período da recuperação dos pilares. Para o caso de inexistirem tais controles, procede-se a extração de testemunhos e deles se infere sobre a resistência disponível. A extração de testemunho não se mostrou pertinente para o caso das barras de aço.

Os coeficientes de ponderação foram, por sua vez, influenciados por um nível maior de conhecimento adquirido em relação às duas estruturas analisadas. No edifício “A”, o coeficiente de ponderação das ações permanentes pode ser reduzido de 1,4 para 1,19. Para o caso “B”, este coeficiente alterou para 1,24, pois, as incertezas foram maiores para esse edifício. As cargas acidentais, para ambas as edificações, apresentaram-se passíveis de serem ponderadas por coeficiente igual a 1,30 e as ações devidas ao vento não apresentaram redução em relação ao coeficiente de projeto.

Os coeficientes para a resistência dos materiais, em seu refinamento, necessitam de um conhecimento efetivo desta propriedade. Assim, o maior número e precisão de informação permitem reduzir a incerteza e com ela o respectivo coeficiente. Em virtude dos ensaios diversos realizados no concreto componente dos pilares do edifício “A”, uma vez que este

não dispunha de controle tecnológico da execução, permitiu a adoção de um coeficiente da ordem 1,10 para este material. Para o caso “B”, esta redução ocorreu, porém, de forma menos significativa, permanecendo este parâmetro em torno de 1,23 (dados tomados apenas do controle tecnológico, sem ensaios complementares). As armaduras, sem resultado de ensaios, foram ponderadas na avaliação pelos coeficientes de projeto.

Estas informações influenciaram o coeficiente global de segurança das peças de concreto estudadas, o que, por sua vez, influenciou o tipo de intervenção adotada em cada situação. Em projeto, os pilares são resguardados do colapso por um γ que varia entre 1,7 a 1,96 a depender da norma empregada. Para a avaliação, este coeficiente, designado por γ_{aval} passa a admitir outros valores que serão tanto menores quanto maior o nível de conhecimento relativo à edificação estudada. Assim, o edifício “A”, submetido a maior número de ensaios admitiu um $\gamma_{aval}=1,31$ a ser respeitado durante uma intervenção, enquanto o edifício “B”, em virtude de suas condições específicas, requereu um $\gamma_{aval}=1,53$, em uma suposta intervenção.

Apesar dos ensaios efetivados no edifício “A” terem levado a um γ_{aval} reduzido em relação ao caso “B”, nota-se que uma intervenção no primeiro é mais crítica em relação ao segundo. Isto talvez se deva ao cálculo estrutural, visto que este edifício é relativamente alto e área em planta relativamente pequena. Dos 14 pilares existentes na primeira edificação, 5 deles exigiriam intervenção do tipo I4 para a qual é necessário escoramento. No entanto 5 pilares poderiam ser recuperados mediante intervenção I1, com a retirada de concreto em duas faces (uma maior e a outra menor), sem escoramentos, o que agilizaria um pouco os serviços. Dos quatro pilares restantes, 1 admitiria intervenção I2 e outros 3, intervenção do tipo I3.

Para o edifício “B”, nota-se maior folga no dimensionamento de seus pilares, tanto que, mesmo para um γ_{aval} mais elevado, 21 pilares seriam passíveis de intervenção I1, 12 admitiriam intervenção I2 e 9 intervenção I3. Nenhum pilar desse edifício necessitaria de intervenção com escoramento.

Pelo apresentado, pode-se concluir que o método proposto é consistente, pois, contempla a maioria dos problemas gerados em uma recuperação estrutural de pilares. O método é

também prático ao utilizar procedimentos e ferramentas que já são empregadas pelos profissionais do ramo de cálculo e recuperação estrutural.

Por último, ao utilizar técnicas de confiabilidade estrutural, o método pode ser considerado inovador dentro desse ramo, o que lhe permitirá evoluir juntamente com os métodos de cálculo. Assim, esta metodologia preenche uma lacuna gerada pela ausência de quantificação da segurança durante a execução de reparos estruturais.

7.2 SUGESTÕES A TRABALHOS FUTUROS

Os resultados obtidos com a aplicação da metodologia aqui proposta guardam considerações e simplificações, necessárias em função da limitação de tempo no qual se desenvolveu esta pesquisa. Todavia, refinamentos poderão ser efetuados de modo que o estudo da segurança na recuperação de pilares possa refletir ainda mais a realidade da estrutura construída. Para tal, muitos estudos ainda são necessários principalmente no que se refere ao modelo comportamental, calibração de coeficientes parciais de segurança e definições em relação às cargas reais atuantes e resistências efetivas apresentadas pelas seções transversais dos pilares em estudo.

Tendo em vista que esta pesquisa limitou-se à estimativa da segurança efetiva durante a realização da recuperação de estruturas, não abordando o tema do reparo em si, poder-se-ia sugerir estudos referentes ao tratamento da segurança na vida residual pós-intervenção. Isto abrangeria cargas, resistência e coeficiente a serem adaptados a outras situações que não a abordada no presente trabalho.

Considerando estes pontos passíveis de estudo aprofundados, foram sugeridos melhoramentos no processo e aumento da confiabilidade em trabalhos futuros.

7.2.1 Comportamento estrutural

- Estudos experimentais e trabalhos de campo para estabelecimento de modelos de comportamento geral das estruturas existentes;
- Estudos pormenorizados das ligações pontuais entre vigas e pilares em estruturas existentes, levando em consideração a ação do tempo e das cargas mantidas sobre

as propriedades do material e suas influências no comportamento estrutural. Neste caso, poderiam ser utilizadas ferramentas de análise empregando técnicas de elementos finitos ou outros meios numéricos;

- Utilização dos diversos programas de cálculo disponíveis no mercado, para a obtenção de esforços de avaliação, como forma de introduzir melhoramentos na modelagem estrutural;
- Estudos para determinação da influência da deterioração do concreto e do aço no comportamento estrutural.

7.2.2 Calibração dos coeficientes de ponderação

- Desenvolvimento de métodos probabilísticos para estabelecimento de coeficientes de ponderação para os materiais e para as ações;
- Incorporação de considerações e resultados já obtidos em estruturas recuperadas, como base para estabelecimento de fatores parciais adequados a edifícios existentes. Aplicação de experiências acumuladas ao longo dos anos;
- Desenvolvimento e aplicação de formas alternativas de “dimensionamento” de fatores parciais de segurança, tendo em vista a redução do conservadorismo empregado para as novas estruturas;
- Estabelecimento de uma probabilidade de falha mais condizente ao curto período de recuperação estrutural, de forma a incorporar dados efetivos de inspeções e modelos apropriados ao tratamento destes dados;
- Estabelecer correlação direta entre a probabilidade de falha e o conceito de risco pessoal;
- Estabelecimento de meios mais eficientes para correlacionar os dados de levantamentos de cargas e resistência a seus respectivos coeficientes parciais.

7.2.3 Cargas atuantes

- Realização de levantamentos de sobrecargas instantâneas de utilização para a realidade atual de edifícios nacionais;
- Utilização de outras funções de densidades de probabilidades para ajustamento dos dados de pesquisa para os diversos tipos de carga;
- Utilização de velocidades básicas para os ventos de curto período a partir de observações anemométricas das estações de pesquisa instaladas em todo Brasil;
- Criação e adaptação de fatores de ajustamento para ventos de curtos períodos de acordo com as condições nacionais.

7.2.4 Determinação das resistências efetivas

- Aplicação de métodos e ensaios diversos com vistas à determinação mais precisa da resistência do concreto e do aço, como forma de redução das incertezas e refino de resultados;
- Aplicação de meios capazes de melhor incorporar e relacionar os resultados de ensaios realizados na estrutura existente, àqueles disponíveis do controle tecnológico da execução como, por exemplo, atualização Baeynsiana, entre outros;
- Aplicação de outros ensaios não destrutivos ou semi-destrutivos, para refinamento dos dados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALCÂNTARA, P. B. Avaliação da Resistência à compressão de um concreto pelo esclerômetro de reflexão. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 44., 2002, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: IBRACON, 2002.

ALLEN, D. E. Limit states criteria for structural evaluation of existing buildings. **Canadian Journal of Civil Engineering**. Ottawa, Vol. 18, n. 6, p. 995-1004, April 1991.

_____. Safety Criteria for the Evaluation of Existing Structures. **Canadian Journal of Civil Engineering**, Ottawa, Vol. 20, n. 6, p. 77-84, Dec. 1993.

ANDRADE PERDRIX, M. DEL C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo: Ed. Pini, 1992. 104 p.

ANDRADE, T.; DA COSTA E SILVA, A. J. Patologia das estruturas. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto**. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p.953-983.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado - Volume 1**. 2º ed. Rio Grande do Sul.: ed. Dunas, 2003a. 222 p.

_____. **Curso de Concreto Armado - Volume 3**. 2º ed. Rio Grande do Sul.: ed. Dunas, 2003b. 244 p.

_____. **Cálculo de Pilares de Concreto Armado**. Rio Grande do Sul.: FURG, 1988. 131 p.

ASOCIACIÓN CIENTIFICO-TÉCNICA DEL HORMIGÓN ESTRUCTURAL. **ACHE 2003**. Evaluación de Estructuras Existentes Mediante Métodos Semiprobabilistas. Grupo

de Trabajo C4/5. Madrid, 2003. Disponível em: <<http://www.e-ache.net/documentos/Ev.estruc.semiprob..pdf>>. Acesso em: 20 outubro 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6118**: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 5738**: Moldagem e cura de corpos-de-prova de concreto cilíndrico ou prismáticos. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6120**: Cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 5739**: Concreto: ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 9607**: Concreto endurecido – prova de carga em estrutura de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 1986.

_____. **NBR 7480**: Barras e fios de aço destinados à armadura de concreto. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 7680**: Concreto endurecido – procedimento para ensaio e análise de testemunhos extraídos de estruturas acabadas. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 7584**: Concreto endurecido – avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8802**: Concreto endurecido – determinação da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **NBR 12655**: Preparo, controle e recebimento do concreto. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **NBR 14931**: Execução de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

BASTOS, P. S. S.; OLIVEIRA NETO, L. Dimensionamento de pilares de canto segundo a NBR 6118/2003. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 46., 2004, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: IBRACON, 2004 p. 580-595.

BAUER, E. Pastas, argamassas e grautes. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto**. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 1493-1507.

BEER, F. P; JOHNSTON, E. R. **Resistência dos materiais**. 2 ed. São Paulo: McGraw-Hill, 1989. 645 p.

CABRÉ, F. M. Estimación de la seguridad residual en estructuras de hormigón con problemas patológicos. **Información de la Construcción**, Instituto Eduardo Torroja, Madrid, Vol. 46, nº 434, p. 39-51, Nov. 1994.

CARINO, N. J. **Nondestructive testing of concrete: history and challenges**. Detroit, 1994. p. 623-679.

CASCUDO, O. **O Controle da corrosão das armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas**. 1º ed., São Paulo: Ed. Pini, 1997. 237 p.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London: Thomas Telford, 1993.

COROTIS, R. B.; DOSHI, V. A. Probability models for live-load survey results. **Journal of the Structural Division**, ASCE, Madison Wisc. Vol. 103, nº ST6, p. 1257-1274, June 1977.

COROTIS, R. B.; HARRIS, M. E.; BOVA, C. J. Area-dependent processes for structural live loads. **Journal of the Structural Division**, ASCE, Evanston Vol. 107, p. 857-872, May 1981.

DA CUNHA, J. C.; VIEIRA ANGELO, A. M. Contribuição para determinação da resistência do concreto na análise de estruturas periciadas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA DE AVALIAÇÕES E PERÍCIAS, 12., 2003, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: IBAPE, 2003.

DA SILVA, T. J.; RIBEIRO, L. V. R. Estudo estatístico da geometria e do limite elástico dos aços para concreto armado. **Revista Eletrônica Universo Científico**, Pro-Reitoria de Pesquisa e Pós-Graduação da Universidade Federal de Uberlândia, edição Nº 1, 2002. 6 p.

DA SILVA, T. J. **Predicción de la vida útil de forjados unidireccionales de hormigón mediante modelos matemáticos de deterioro**. 1998. 327 f. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Spain, 1998.

_____. Study of variables of geometry and live loads used in assessment of structures. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS – DAMSTRUC, 3, 2002, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: DAMSTRUC, 2002.

DAL MOLIN, D. C. C. Adições minerais para concreto estrutural. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto**. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. p. 345-379.

ELLINGWOOD, B.; MacGREGOR, J. G.; GALAMBOS, T. V.; CORNELL, C. A. Probability based load criteria: load factors and load combinations. **Journal of the Structural Division**, ASCE, Washington D. C., Vol. 108, Nº ST5, p. 978-997, May, 1982.

_____. Development of a probability based load criterion of American National Standard A58. Special Publication SP 577, U.S Department of Commerce. **National Bureau of Standards**, NBS, Washington D.C., p. 277, 1980.

ELLINGWOOD, B. Reliability-based condition assessment and LRFD for existing structures. **Structural Safety**. Baltimore, Vol. 18, Nº 2/3, p. 67-80, 1996.

EUROPEAN CO-OPERATION FIELD SCIENTIFIC AND TECHNICAL RESEARCH – **COST 345 - Procedures Required For Assessment for Highway Structures**. Report of Working Groups 4 and 5. Slovenia, 2004.

FIGUEIREDO, E. P. Inspeção de diagnóstico de estruturas de concreto com problemas de resistência, fissuras e de deformações. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto**. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 895-1015.

FERRY BORGES, J.; CASTANHETA, M. **Structural safety**. Lisbon: National Laboratory of Civil Engineering (LNEC), 1971.

FUSCO, P. B. **Contribuição ao estudo da verificação da segurança das estruturas de Concreto**. 1974. 137 f. Tese (livre docência) – Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1974.

_____. **Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas**. São Paulo: ed. Mc Grall-Hill do Brasil Ltda, 1976. 271 p.

_____. **Técnica de armar estruturas de concreto**. São Paulo: Ed. Pini, 1995. 382p.

_____. Resistência do concreto comprimido. In: REUNIÃO DO INSTITUTO BRASILEIRO DO CONCRETO, 35., 1993. Brasília. **Anais...**Brasília: REIBRAC, 1993. p. 467-483.

_____. **Estruturas de concreto: solicitações normais**. Rio de Janeiro: ed. Guanabara dois, 1981, 464p.

GONÇALVES, A.; ANDRADE PERDRIX, M. DEL C.; CASTELLOTE, M. Procedimientos de reparación y protección de armaduras. In: HELENE, P. R. L.; PEREIRA CAMPOS, M. F. N. (Ed). **Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón**. Reparación, refuerzo y protección. São Paulo: CYTED Red Rehabilitar, 2003. p.341-376.

HAHN, G. J., SHAPIRO, S. S. **Statistical models in engineering**. Nova York: John Wiley & Sons, 1967. 355 p.

HELENE, P. R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto.** 2º ed. São Paulo: Ed. Pini, 1992. 213 p.

_____. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado.** Tese (Livre-Docência). EPUSP. 1993.

_____. **Corrosão de armaduras para concreto armado.** São Paulo: Ed. Pini, 1986. 47 p.

ISAIA, G. C. O concreto: da era clássica à contemporânea. In: ISAIA, G. C. O. (Ed). **Concreto.** Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. p. 1-43.

ISAIA, G. C.; GASTALDINI, A. L. G. Perspectivas ambientais e econômicas do concreto com altos teores de adições minerais: um estudo de caso. **Ambiente Construído**, Porto Alegre, V. 4, nº. 2, p. 19-30, Abril 2004.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **JCSS: Probabilistic Model Code, 2001.**

LARANJA, R. C; BRITO, J. Assessment of existing concrete buildings. **Progress in Structural Engineering and Materials**, Lisbon, V. 11, p. 90-98, June 2003.

_____. Reinforced concrete structures safety assessment: dead and live loads quantification. **National Meeting of Conservation and Rehabilitation of Structures**, Lisbon, p. 611-620, 2000 (in Portuguese).

LEONHARDT, F.; MONNIG, E. **Construções de concreto.** Volume 1. Rio de Janeiro: Ed. Interciência, 1977. p. 306.

LERA, S. G.; ALVAREZ. E A. **Introducción a la fiabilidad estructural y algunas aplicaciones.** Madrid: Iccet, 1992.

MACHADO, F. J. D.; WILLRICH, F. L.; LIMA JÚNIOR, H. C. Características dos pilares projetados segundo a nova norma brasileira para estruturas de concreto NBR 6118:2003. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 46., 2004, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: IBRACON, 2004. p. 465-478.

MARTIN, J. F. M. Aditivos para concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto**. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 1v. p. 381-406.

MEHTA, K. P., MONTEIRO, P. **Concreto**. Estrutura, propriedades e materiais. São Paulo: Ed. Pini, 1994. 573 p.

MELCHERS, R. E. **Structural reliability: analysis e prediction**. Chichester: Ed. Ellis Horwood. 1987.

_____. Assessment of existing structures – approaches and research needs. **Journal of Structural Engineering**. ASCE, Vol. 127, nº 2, p. 406-411, April 2001.

MEYER, P. L. **Probabilidades: aplicações à estatística**. Tradução prof. Ruy de C. B. Lourenço Filho. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1981. 391p.

MONTEIRO, E. B. Reabilitação das estruturas de concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto**. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 1109-1125.

MONTOYA, J. P.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. **Hormigón Armado – Vol 1**. 7º edição. Barcelona: Gustavo Gili S.A., 1973a. 705 p.

_____. **Hormigón Armado**. Vol 2. 7º edição. Barcelona: Gustavo Gili S.A., 1973b. 409 p.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2º edição, São Paulo: Ed. Pini, 1997. 828 p.

NEPOMUCENO, A. A. Mecanismo de transporte de fluidos no concreto. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto**. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 793-827.

PÁEZ, A. **Teoría de la seguridad**. Madrid: Instituto Eduardo Torroja, 1981. 85 p.

PRUDÊNCIO JR., L. R. Concreto projetado. In: ISAIA, G. C. (Ed). **Concreto**. Ensino, pesquisa e realizações. São Paulo: IBRACON, 2005. 2v. p. 1227-1257

RECOMENDACIÓN CIRSOC 106 (1982) - **Dimensionamiento del coeficiente de seguridad**. Disponível em: <<http://www.inti.gov.ar/cirsoc/publicaciones/106p1a.htm>>. Acesso em: 13 maio 2005.

REIS, L. S. N. **Sobre a recuperação e reforço das estruturas de Concreto Armado**. 2001. 144 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas de Concreto) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2001.

RILEM - Technical Committee 130-CSL - **Durability design of concrete structures. Report 14**, Ed. A. Sarja y E. Vesikari, E & FN Spon, 1996, 165 pp.

RINCÓN, O. T. de; HELENE, P. R. L.; VARGAS, A.; ESPINOZA, A.; CONTRERAS, D.; PRADO, D.; HERNÁNDEZ, I.; BRAVO, J.; SÁNCHEZ, M.; FERNÁNDEZ, R.; URDANETA, R.; DELGADO, S. Materiales y sistemas de rehabilitación. In: HELENE, P. R. L.; PEREIRA CAMPOS, M. F. N. (Ed). **Manual de rehabilitación de estructuras de hormigón: reparación, refuerzo y protección**. São Paulo: CYTED Red Rehabilitar, 2003. p 215-250.

ROSOWSKY, D. V. Estimation of design loads for reduced reference periods. **Structural Safety**. Elsevier Science: Clemson, Vol. 17, n. 1, p. 17-32. 1995.

RÜSCH, H. Researches toward a general flexural theory for structural concrete. **Journal of the American Concrete Institute**, ACI. Vol. 57, n. 1 p. 1-28, July 1960.

_____. **Concreto armado e protendido: propriedade dos materiais e dimensionamento**. Tradução Yara Penha Melichar. Rio de Janeiro: Ed. Campus, 1980. p. 396.

SANTOS, L. M. **Cálculo de Concreto Armado**. Volume 1 São Paulo: Ed. LMS Ltda, 1983. 541 p.

SOBRINO ALMUNIA, J. A. **Evaluación estructural de forjados de hormigón armado o pretensado mediante técnicas de fiabilidad**. Proc. 1r. Congrès El cas dels sostres. Experiències i perspectives. Sec. Tècnica N 30, Barcelona, España, 1995. 14 pp.

SOUZA, V. C.; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Editora Pini. 1998. 255 p.

TANNER, P. La evaluación de la fiabilidad de estructuras existentes. In: JORNADAS SOBRE ESTADO DEL ARTE EN REPARACIÓN Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN. 1995, Madrid. **Anais...**Madrid: GEHO-CEB, 1995. 1-23 p.

TURKSTRA, C. J.; MADSEN, H. O. Load Combination in Codified Structural Design. **Journal of the Structural Division**, ASCE, Quebec, Vol. 106, p. 2527-2543, Dec. 1980.

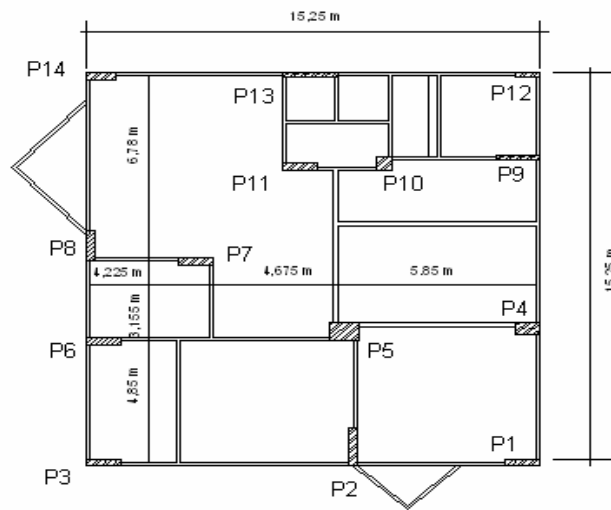
VAL, D. V.; STEWART, M. G. Safety Factors for Assessment of Existing Structures. **Journal of Structural Engineering**, ASCE, Vol. 128, p. 258-265, Feb. 2002.

VANDERLEI, E. **Reparo de pilares de concreto armado com remoldagem da seção transversal**. 1996. 168 f. Dissertação (Mestrado em estruturas de Concreto) – Universidade Nacional de Brasília, Brasília, 1996.

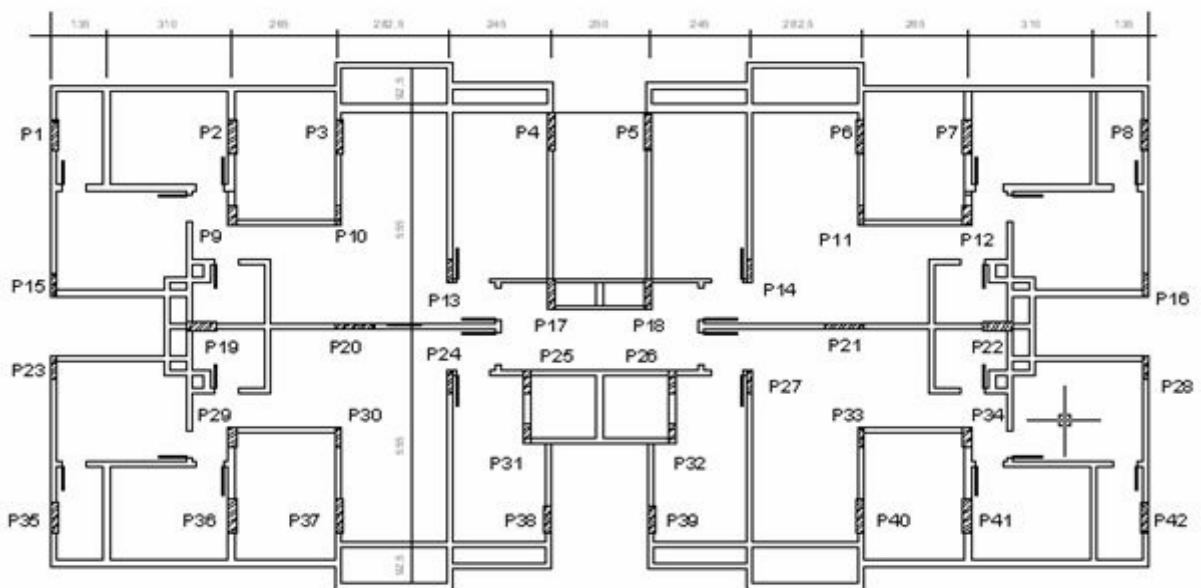
ZEMANSKY, M. W. **Calor e termodinâmica**. 5º edição. Rio de Janeiro: Editora Guanabara 2, 1978. 593p.

ANEXO A

Croquis das edificações – edifícios “A” e “B”



Planta edifício “A” – sem escala.



Planta edifício “B” – sem escala.

ANEXO B

Relatório de controle tecnológico do concreto dos pilares – edifício “B”

	CONTROLE ESTATÍSTICO DO CONCRETO	Relatório nº 042/01/97 Data 30/01/97	
Cliente: ELDORADO MINAS CONSTR. EMPREEND. LTDA. Obra: EDIF. SAINT PAUL. Construtor: O MESMO			
fc _k 20,0 (Mpa)	fc-28 23,3 (Mpa)	A/C (l/Kg)	Slump 5±1 (cm)
Peso Cimento (Kg/m):	Cimento (Marca e Tipo) CP ARI RS	Aditivo (Marca e %)	
Adensamento:	Lançamento: CONVENCIONAL	Conc. Premisturado (Fabric) TRIANMIX	
Traço Unitário (Peso):			
Peças Concretadas	Lote: 07	Séries: 20	
Local: Pilares P 25, 26, 31, e 32 ; Vigas Baldrames 10, 14, 18, 5, 7, 12, 16			

CONTROLE SISTEMÁTICO

<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr><th>CPs</th><th>VALOR</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>119</td><td>25,6</td></tr> <tr><td>120</td><td>26,2</td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	CPs	VALOR	119	25,6	120	26,2																	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr><th>Cps</th><th>VALOR</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	Cps	VALOR																					<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr><th>CPs</th><th>VALOR</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> <tr><td> </td><td> </td></tr> </tbody> </table>	CPs	VALOR																				
CPs	VALOR																																																																			
119	25,6																																																																			
120	26,2																																																																			
Cps	VALOR																																																																			
CPs	VALOR																																																																			

Desvio Padrão (Mpa)	0,42
Coefficiente de Variação (%)	1,64
Slump Médio (cm)	-----

$\gamma_c \times f_{t1} \quad 0,82 \quad \times \quad 25,6 \quad = \quad 21,0 \quad \text{Mpa}$

$f_{ck} \text{ est.} = 2 f_{t1} + f_{2+} + f_{m-1} - f_m = 2 \times 25,6 + \overset{26,2}{25,6} - \overset{25,0}{25,6} = 25,6 \quad \text{Mpa}$

fck est. = 25,6 Mpa

Obs: NBR 12655/92	fck est. > fck de projeto-ok
-------------------	------------------------------


Uberlândia, 30 de janeiro de 1997.

CSC - CONTRATECNOLOGIA
Eng. ILCEU DE LIMA BASTOS

Rua Nivaldo Guerreiro Nunes, 940 - CDF - Fone: (034) 213-2288 - Fax: (034) 213-2063 - CEP-38405-038 - Uberlândia - MG

Assinado 06/07

Resultados de ensaios do controle tecnológico do concreto - edifício “B”.

 CSC - ILCEU DE LIMA BASTOS CONTECNOLOGIA	CONTROLE ESTATÍSTICO DO CONCRETO	Relatório nº 043/01/97
		Data 30/01/97

Cliente: ELDORADO MINAS CONSTR. EMPREEND. LTDA.
 Obra: EDIF. SAINT PAUL.
 Construtor: O MESMO

fc _k 20,0 (Mpa)	fc-28 23,3 (Mpa)	A/C (l/Kg)	Slump 5±1 (cm)
Peso Cimento (Kg/m):	Cimento (Marca e Tipo) CP ARI RS	Aditivo (Marca e %)	
Adensamento:	Lançamento: CONVENCIONAL	Conc. Premisturado (Fabric) TRIANMIX	
Traço Unitário (Peso):			
Peças	Lote: 08	Séries: 21 à 26	
Concretadas	Local: Pilares do 2º Subsolo, de Fundação, Vigas de Lig. e Cortina, Escada, Pil. P4, P5		

CONTROLE SISTEMÁTICO

CPs	VALOR
125	24.8
126	24.2
131	23.6
132	24.2
137	24.8
138	25.1
143	23.6
144	24.0
149	24.6
150	25.2
155	26.1

Cps	VALOR
156	25.6

CPs	VALOR

Desvio Padrão (Mpa)	0,77
Coefficiente de Variação (%)	3,14
Slump Médio (cm)	7,0

$\gamma_6 \times f_l = 0,99 \times 23,6 = 23,4 \text{ Mpa}$

$f_{ck \text{ est.}} = 2 f_l + f_2 + \dots + f_m - 1 - f_m = 2 \times 23,9 - 24,6 = 23,2 \text{ Mpa}$

$f_{ck \text{ est.}} = 23,4 \text{ Mpa}$

Obs: NBR 12655/92

$f_{ck \text{ est.}} = \gamma_6 f_l > f_{ck \text{ de projeto-ok}}$

Uberlândia, 30 de janeiro de 1997.

CSC - CONTECNOLOGIA
Eng. ILCEU DE LIMA BASTOS

Rua Nivaldo Guerreiro Nunes, 940 - CDI - Fone: (034) 213-2288 - Fax: (034) 213-2063 - CEP:38405-438 - Uberlândia - MG

Resultados de ensaios do controle tecnológico do concreto - edifício "B".

ANEXO C

Relatório de controle tecnológico do aço – edifício “B”

CSC - ILCEU DE LIMA BASTOS
CONTECNOLOGIA

CERTIFICADO Nº 096/12/96

A: ELDORADO MINAS CONSTRUTORA LTDA.
OBRA: EDIF. SAINT PAUL
CONSTRUTOR: O MESMO

ENSAIO DE TRAÇÃO E DOBRAMENTO EM BARRAS DE AÇO
(NBR 6152 - NBR 6153 - NBR 7480 - ABNT)

Lote nº	Cp nº	Diâmetro (mm)		Massa Linear Real (Kg/m)	Bitolagem %	Resistência de Escoamento F_y	Resistência Convencional a Ruptura F_u (MPa)	f_u f_y	Alongamento %	Dobramento à 180°	Classificação NBR 7480
		Nominal	Real								
01	01	12,5	12,46	0,957	- 0,7	546	770	1,41	16,4	OK	CA-50 A
01	02	12,5	12,46	0,957	- 0,7	551	904	1,64	15,2	OK	CA-50 A
01	03	12,5	12,45	0,956	- 0,8	519	820	1,58	16,0	OK	CA-50 A
01	04	12,5	12,47	0,958	- 0,6	524	797	1,52	15,0	OK	CA-50 A
02	05	5/8	15,71	1,521	0,0	531	786	1,48	17,8	OK	CA-50 A
02	06	5/8	15,71	1,521	0,0	516	722	1,40	17,2	OK	CA-50 A
02	07	5/8	15,68	1,516	- 0,4	512	773	1,51	16,8	OK	CA-50 A
02	08	5/8	15,69	1,517	- 0,3	520	770	1,48	15,6	OK	CA-50 A
03	09	20,0	19,60	2,368	- 4,0	532	755	1,42	14,1	OK	CA-50 A
03	10	20,0	19,58	2,364	- 4,1	541	757	1,40	13,2	OK	CA-50 A
03	11	20,0	19,64	2,377	- 3,6	540	810	1,50	13,6	OK	CA-50 A
03	12	20,0	19,61	2,370	- 3,9	531	828	1,56	14,0	OK	CA-50 A

CÓDIGOS UTILIZADOS NA CLASSIFICAÇÃO NBR 7480

(1) Não Atendeu as Tolerâncias para a Massa Linear Nominal	(6) Não Atendeu ao Alongamento Mínimo
(2) Não Atendeu a Resistência Característica de Escoamento	(7) Ocorrência de Fissuras no Dobramento
(3) Não Apresentou Patamar de Escoamento - Reensaiar	(8) Ocorrência de Ruptura no Dobramento
(4) Não Atendeu a Resistência Convencional À Ruptura	(9) Executar Ensaio de Contraprova para o Lote
(5) Não Atendeu a Relação $\frac{f_u}{f_y}$	(10) Lote Reprovado

FORNECEDOR: SIDERÚRGICA PAINS Amostras coletadas no canteiro de obras em 30/12/96

OBSERVAÇÕES: As amostras analisadas atenderam as tolerâncias para massa linear nominal, como também as resistências características de escoamento, sendo acima classificados, segundo NBR - 7480 da ABNT. As amostras foram submetidas ao ensaio de dobramento à 180° não apresentando fissuras ou quebras.

Uberlândia 04 de janeiro de 1997.

Edmar 07/01/97

CSC - CONTECNOLOGIA

Rua Nivaldo Guerreiro Nunes, 940 - CDI - Fones: (034) 213-2288 - Fax: (034) 213-2063 - Uberlândia - MG

Resultados de ensaios do controle tecnológico do aço - edifício “B”.

CSC ILCEU DE LIMA BASTOS
CONTECNOLOGIA

CERTIFICADO Nº 074/10/96
Pg. 10/96

À: ELDORADO MINAS CONSTRUTORA EMPREEND. LTDA
OBRA: EDIF. SAINT PAUL
CONSTRUTOR: O MESMO

ENSAIO DE TRAÇÃO E DOBRAMENTO EM BARRAS DE AÇO
(NBR 6152 NBR 6153 NBR 7480 - ABNT)

Lote nº	Cp nº	Diâmetro (mm)		Massa Linear Real (Kg/m)	Bitolagem %	Resistência de Escoamento F_y	Resistência Convencional a Ruptura f_u (MPa)	$\frac{f_u}{f_y}$	Alongamento %	Dobramento à 180°	Classificação NBR 7480
		Nominal	Real								
05	17	20,0	19,62	2,372	- 3,8	561	875	1,56	17,4	OK	CA-50 A
05	18	20,0	19,65	2,381	- 3,4	532	841	1,58	19,2	OK	CA-50 A
05	19	20,0	19,64	2,378	- 3,6	517	838	1,62	18,1	OK	CA-50 A
05	20	20,0	19,66	2,383	- 3,4	524	807	1,54	19,0	OK	CA-50 A

CÓDIGOS UTILIZADOS NA CLASSIFICAÇÃO NBR 7480

(1) Não Atendeu as Tolerâncias para a Massa Linear Nominal	(6) Não Atendeu ao Alongamento Mínimo
(2) Não Atendeu a Resistência Característica de Escoamento	(7) Ocorrência de Fissuras no Dobramento
(3) Não Apresentou Patamar de Escoamento - Reensaiar	(8) Ocorrência de Ruptura no Dobramento
(4) Não Atendeu a Resistência Convencional À Ruptura	(9) Executar Ensaio de Contraprova para o Lote
(5) Não Atendeu a Relação $\frac{f_u}{f_y}$	(10) Lote Reprovado

FORNECEDOR: IRMÃOS SOARES, SIDERURGICA MENDES JÚNIOR. NF nº 074635 e 074636.

OBSERVAÇÕES: As amostras analisadas atenderam as tolerancias para massa linear nominal, como também as resistencias caracteristicas de escoamento, sendo acima classificadas segundo NBR - 7480 da ABNT. As amostras foram submetidas ao ensaio de dobramento à 180° não apresentando fissuras ou quebras.

Silva

Uberlândia 28 de outubro de 1996.

CSC - CONTECNOLOGIA

Rua Nivaldo Guerreiro Nunes, 940 - CDI - Fones: (034) 213-2288 - Fax: (034) 213-2063 - Uberlândia - MG

Resultados de ensaios do controle tecnológico do aço - edifício "B".



CERTIFICADO Nº 076/11/96

À: ELDORADO MINAS CONSTRUTORA LTDA.
 OBRA: EDIF. SAINT PAUL
 CONSTRUTOR: O MESMO

Pg. 11/96

ENSAIO DE TRAÇÃO E DOBRAMENTO EM BARRAS DE AÇO
 (NBR 6152 NBR 6153 NBR 7480 - ABNT)

Lote nº	Cp nº	Diâmetro (mm)		Massa Linear Real (Kg/m)	Bitolagem %	Resistência de escoamento F_y	Resistência Convencional a Ruptura f_u (MPa)	$\frac{f_u}{f_y}$	Alongamento %	Dobramento à 180°	Classificação NBR 7480
		Nominal	Real								
04	13	12,5	12,27	0,927	- 3,8	526	821	1,56	17,4	OK	CA-50 A
04	14	12,5	12,24	0,924	- 4,1	513	729	1,42	16,2	OK	CA-50 A
04	15	12,5	12,38	0,946	- 1,8	521	787	1,51	15,6	OK	CA-50 A
04	16	12,5	12,22	0,921	- 4,4	520	770	1,48	16,0	OK	CA-50 A
05	17	5/8	15,52	0,485	- 4,3	516	779	1,51	15,4	OK	CA-50 A
05	18	5/8	15,51	1,482	- 4,5	516	846	1,64	16,2	OK	CA-50 A
05	19	5/8	15,54	1,489	- 4,1	521	782	1,50	16,2	OK	CA-50 A
05	20	5/8	15,60	1,499	- 3,4	526	842	1,60	16,1	OK	CA-50 A
06	21	3/4	19,40	2,320	+ 3,8	546	901	1,65	18,2	OK	CA-50 A
06	22	3/4	19,29	2,294	+ 2,6	554	953	1,72	15,8	OK	CA-50 A
06	23	3/4	19,36	2,311	+ 3,4	561	943	1,68	16,1	OK	CA-50 A
06	24	3/4	19,33	2,304	+ 3,1	551	860	1,56	16,1	OK	CA-50 A

CÓDIGOS UTILIZADOS NA CLASSIFICAÇÃO NBR 7480

- | | |
|--|--|
| (1) Não Atendeu as Tolerâncias para a Massa Linear Nominal | (6) Não Atendeu ao Alongamento Mínimo |
| (2) Não Atendeu a Resistência Característica de Escoamento | (7) Ocorrência de Fissuras no Dobramento |
| (3) Não Apresentou Patamar de Escoamento - Reensaiar | (8) Ocorrência de Ruptura no Dobramento |
| (4) Não Atendeu a Resistência Convencional À Ruptura | (9) Executar Ensaio de Contraprova para o Lote |
| (5) Não Atendeu a Relação $\frac{f_u}{f_y}$ | (10) Lote Reprovado |

FORNECEDOR: ROCKAFER. Amostras coletadas no canteiro de obras em 06/11/96

OBSERVAÇÕES: As amostras analisadas atenderam as tolerancias para massa linear nominal, como também as resistencias características de escoamento, sendo acima classificados, segundo NBR - 7480 da ABNT. As amostras foram submetidas ao ensaio de dobramento à 180° não apresentando fissuras ou quebras.

Uberlândia 18 de novembro de 1996.

CSC - CONTECNOLOGIA

Rua Nivaldo Guerreiro Nunes, 940 - CDI - Fones: (034) 213-2288 - Fax: (034) 213-2063 - Uberlândia - MG

Resultados de ensaios do controle tecnológico do aço - edifício "B"



CERTIFICADO Nº 073/10/96

À: ELDORADO MINAS CONSTRUTORA EMPREEND. LTDA
 OBRA: EDIF. SAINT PAUL
 CONSTRUTOR: O MESMO

Pg. 10/96

ENSAIO DE TRAÇÃO E DOBRAMENTO EM BARRAS DE AÇO
 (NBR 6152 NBR 6153 NBR 7480 - ABNT)

Lote nº	Cp nº	Diâmetro (mm)		Massa Linear Real (Kg/m)	Bitolagem %	Resistência de Escoamento F_y	Resistência Convencional a Ruptura f_{ur} (MPa)	$\frac{f_u}{f_y}$	Alongamento %	Dobramento à 180°	Classificação NBR 7480
		Nominal	Real								
01	01	5,0	4,89	0,148	- 3,9	643	746	1,16	8,2	OK	CA-60 B
01	02	5,0	4,92	0,149	- 3,3	652	789	1,21	7,4	OK	CA-60 B
01	03	5,0	4,89	0,148	- 3,9	649	772	1,19	9,1	OK	CA-60 B
01	04	5,0	4,92	0,149	- 3,3	662	775	1,17	10,0	OK	CA-60 B
02	05	6,3	6,14	0,232	- 5,2	574	821	1,43	14,1	OK	CA-50 A
02	06	6,3	6,15	0,233	- 4,8	573	802	1,40	15,6	OK	CA-50 A
02	07	6,3	6,15	0,233	- 4,8	541	822	1,52	14,9	OK	CA-50 A
02	08	6,3	6,14	0,232	- 5,2	546	803	1,47	16,2	OK	CA-50 A
03	09	12,5	12,38	0,945	- 1,9	522	767	1,47	16,7	OK	CA-50 A
03	10	12,5	12,39	0,946	- 1,8	564	857	1,52	18,1	OK	CA-50 A
03	11	12,5	12,37	0,944	- 2,0	520	780	1,50	16,6	OK	CA-50 A
03	12	12,5	12,39	0,947	- 1,7	526	821	1,56	17,4	OK	CA-50 A
04	13	5/8	15,61	1,503	- 3,2	542	824	1,52	18,1	OK	CA-50 A
04	14	5/8	15,72	1,523	- 1,9	541	817	1,51	19,2	OK	CA-50 A
04	15	5/8	15,63	1,506	- 3,0	541	812	1,50	18,2	OK	CA-50 A
04	16	5/8	15,65	1,509	- 2,8	564	846	1,50	18,0	OK	CA-50 A

CÓDIGOS UTILIZADOS NA CLASSIFICAÇÃO NBR 7480

- | | |
|--|--|
| (1) Não Atendeu as Tolerâncias para a Massa Linear Nominal
Não Atendeu a Resistência Característica de Escoamento | (6) Não Atendeu ao Alongamento Mínimo |
| (3) Não Apresentou Patamar de Escoamento - Reensaiar | (7) Ocorrência de Fissuras no Dobramento |
| (4) Não Atendeu a Resistência Convencional À Ruptura | (8) Ocorrência de Ruptura no Dobramento |
| (5) Não Atendeu a Relação $\frac{f_u}{f_y}$ | (9) Executar Ensaio de Contraprova para o Lote |
| | (10) Lote Reprovado |

FORNECEDOR: IRMÃOS SOARES, SIDERÚRGICA MENDES JÚNIOR. NF nº 074635 e 074636.

OBSERVAÇÕES: As amostras analisadas atenderam as tolerancias para massa linear nominal, como também as resistencias caracteristicas de escoamento, sendo acima classificadas segundo NBR - 7480 da ABNT. As amostras foram submetidas ao ensaio de dobramento à 180° não apresentando fissuras ou quebras.

Uberlândia 28 de outubro de 1996.

CSC - CONTECNOLOGIA

Rua Nivaldo Guerreiro Nunes, 940 - CDI - Fones: (034) 213-2288 - Fax: (034) 213-2063 - Uberlândia - MG

Resultados de ensaios do controle tecnológico do aço - edifício "B".

CSC - ILCEU DE LIMA BASTOS
CONTECNOLOGIA

CERTIFICADO Nº 091/12/96

A: ELDORADO MINAS CONSTR. EMPREEND. LTDA
OBRA: EDIF. SAINT PAUL
CONSTRUTOR: O MESMO

ENSAIO DE TRAÇÃO E DOBRAMENTO EM BARRAS DE AÇO
(NBR 6152 NBR 6153 NBR 7480 - ABNT)

Lote nº	Cp nº	Diâmetro (mm)		Massa Linear Real (Kg/m)	Bitolagem %	Resistência de Escoamento F_y	Resistência Convencional a Ruptura f_u (MPa)	$\frac{f_u}{f_y}$	Alongamento %	Dobramento à 180°	Classificação NBR 7480
		Nominal	Real								
05	17	12,5	12,46	0,957	-0,7	526	779	1,48	18,4	OK	CA-50 A
05	18	12,5	12,45	0,955	-0,9	513	749	1,46	16,1	OK	CA-50 A
05	19	12,5	12,46	0,956	-0,8	541	833	1,54	17,2	OK	CA-50 A
05	20	12,5	12,46	0,956	-0,8	554	776	1,40	16,9	OK	CA-50 A
06	21	5/8	15,65	1,509	-4,4	512	773	1,51	15,1	OK	CA-50 A
06	22	5/8	15,63	1,506	-4,6	526	794	1,51	16,0	OK	CA-50 A
06	23	5/8	15,67	1,515	-4,0	531	860	1,62	16,0	OK	CA-50 A
06	24	5/8	15,60	1,500	-4,9	526	842	1,60	17,2	OK	CA-50 A
07	25	20,0	19,69	2,391	-4,1	512	789	1,54	14,9	OK	CA-50 A
07	26	20,0	19,59	2,366	-4,0	521	782	1,50	15,2	OK	CA-50 A
07	27	20,0	19,82	2,422	-1,8	531	797	1,50	16,4	OK	CA-50 A
03	28	20,0	19,65	2,379	-3,5	525	761	1,45	15,1	OK	CA-50 A

CÓDIGOS UTILIZADOS NA CLASSIFICAÇÃO NBR 7480

- | | |
|--|--|
| (1) Não Atendeu as Tolerâncias para a Massa Linear Nominal | (6) Não Atendeu ao Alongamento Mínimo |
| (2) Não Atendeu a Resistência Característica de Escoamento | (7) Ocorrência de Fissuras no Dobramento |
| (3) Não Apresentou Patamar de Escoamento - Reensaiar | (8) Ocorrência de Ruptura no Dobramento |
| (4) Não Atendeu a Resistência Convencional à Ruptura | (9) Executar Ensaio de Contraprova para o Lote |
| (5) Não Atendeu a Relação $\frac{f_u}{f_y}$ | (10) Lote Reprovado |

FORNECEDOR: as amostras coletadas no canteiro de obras em 13/12/96.

OBSERVAÇÕES: As amostras analisadas atenderam as tolerancias para massa linear nominal, como também as resistencia caracteristicas de escoamento, sendo acima classificadas segundo NBR - 7480 da ABNT. As amostras foram submetidas ao ensaio de dobramento à 180° não apresentando fissuras ou quebras.

Uberlândia 18 de dezembro de 1996.

CSC - CONTECNOLOGIA

Rua Nivaldo Guerreiro Nunes, 940 - CDI - Fones: (034) 213-2288 - Fax: (034) 213-2063 - Uberlândia - MG

Resultados de ensaios do controle tecnológico do aço - edifício "B".

APÊNDICE A

Ultrasonografia em pilares da garagem – edifício “A”

Determinação da resistência dos pilares da garagem pelo método ultra-sônico.

Pilares da garagem					
Pilar	Leitura	Distanciamento (mm)	Velocidade (mm/s)	Fator de correção	Resistência estimada (MPa)
P1	46,7	200,0	4,28	5,65	24,2
	47,4	200,0	4,22	5,65	23,8
	43,6	200,0	4,59	5,65	25,9
P2	40,1	200,0	4,99	5,65	28,2
	49,1	200,0	4,07	5,65	23,0
	49,1	200,0	4,07	5,65	23,0
P3	53,1	200,0	3,77	5,65	21,3
	48,1	200,0	4,16	5,65	23,5
	40,1	200,0	4,99	5,65	28,2
P4	48,1	200,0	4,16	5,65	23,5
	45,2	200,0	4,42	5,65	25,0
	45,7	200,0	4,38	5,65	24,7
P5	42,8	200,0	4,67	5,65	26,4
	40,9	200,0	4,89	5,65	27,6
	47,6	200,0	4,20	5,65	23,7
P7	48,9	200,0	4,09	5,65	23,1
	48,3	200,0	4,14	5,65	23,4
	50,1	200,0	3,99	5,65	22,6
P8	40,2	200,0	4,98	5,65	28,1
	44,4	200,0	4,50	5,65	25,5
	44,3	200,0	4,51	5,65	25,5
P10	44,8	200,0	4,46	5,65	25,2
	43,7	200,0	4,58	5,65	25,9
	40,2	200,0	4,98	5,65	28,1
P12	44,2	200,0	4,52	5,65	25,6
	49,1	200,0	4,07	5,65	23,0
	49,1	200,0	4,07	5,65	23,0
P13	47,2	200,0	4,24	5,65	23,9
	42,1	200,0	4,75	5,65	26,8
	41,8	200,0	4,78	5,65	27,0
Observações:					
Média: 24,96 MPa; Desvio Padrão: 1,94 MPa; Coef. Variação: 0,08					



Realização do ensaio de ultra-sonografia – edifício “A”.

APÊNDICE B

Modelagem das estruturas dos edifícios em programa de cálculo

A modelagem estrutural de ambos os edifícios em estudo neste trabalho foi realizada com auxílio do programa de cálculo estrutural Eberick versão V5, disponibilizado no mercado pela empresa AltoQi Tecnologia em Informática, e que atende as exigências da NBR 6118 (ABNT, 2003).

Na definição do modelo computacional foram utilizados ainda os dados do projeto estrutural dos edifícios existentes, realizando-se alguns ajustes para se chegar a um comportamento estrutural mais próximo do real.

a) Edifício “A”

O edifício “A” é composto de uma estrutura de 27 pavimentos (excluída a garagem), com 14 pilares componentes da torre. A Figura 1 mostra o reticulado de pilares, vigas e lajes incorporadas a um pavimento tipo e reproduzidas no modelo computacional. Nesta figura, as linhas representam as vigas que chegam aos respectivos pilares.

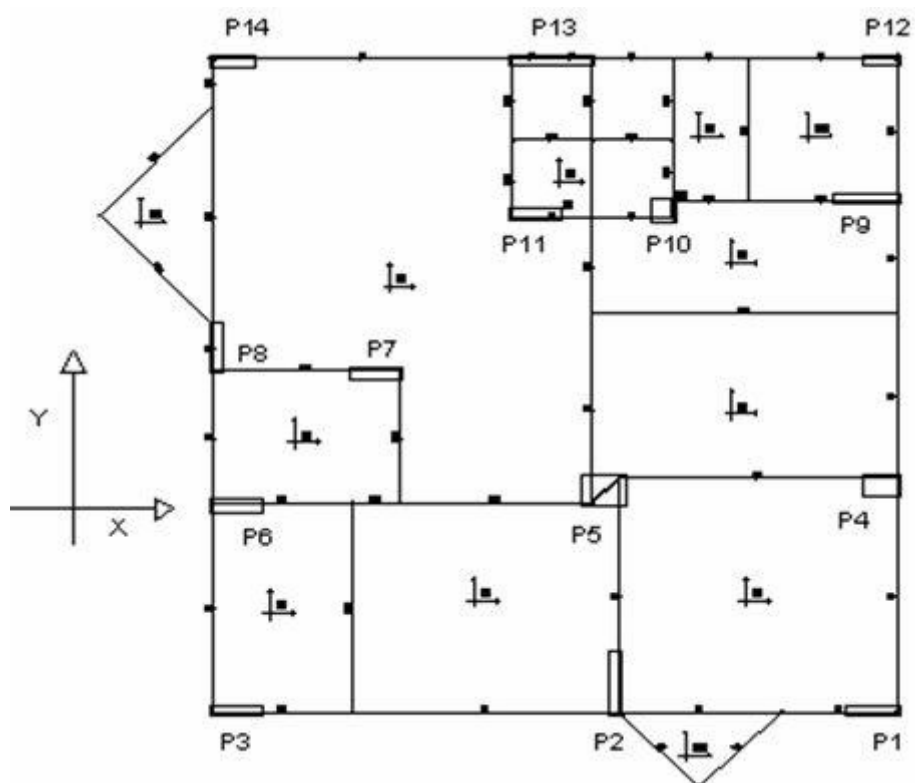


Figura 1 – Esquema da distribuição de pilares, vigas e lajes do pavimento tipo – edifício “A”.

A Figura 2 mostra detalhes de alguns encontros entre pilares e vigas na concepção do modelo.

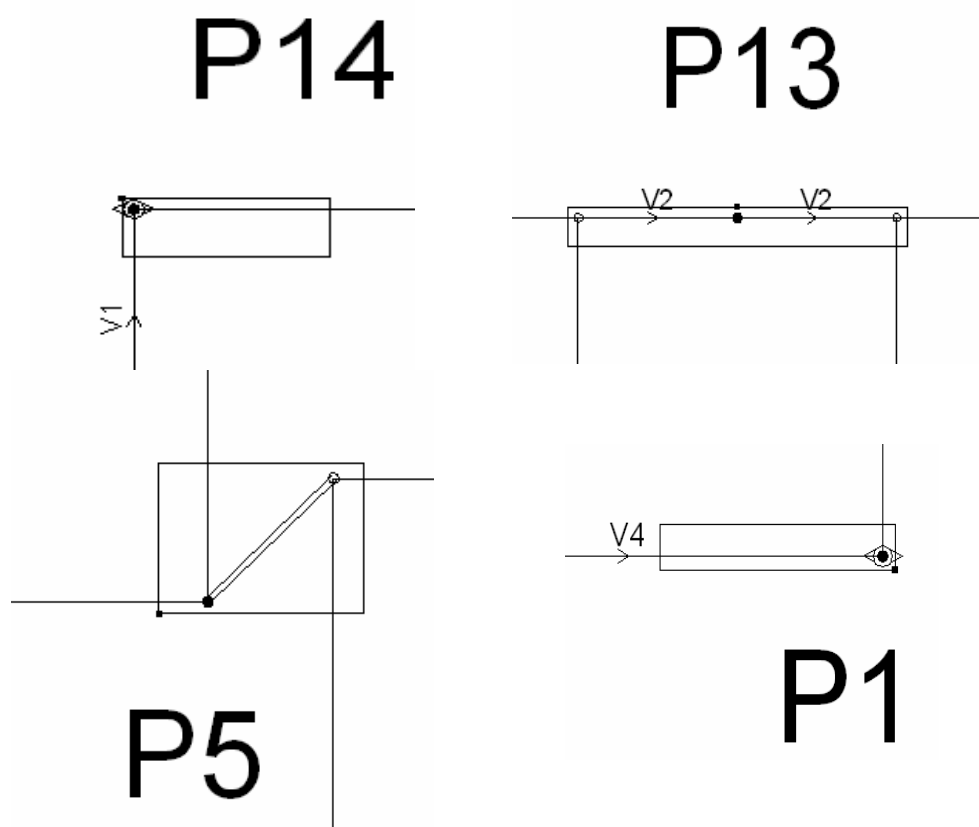


Figura 2 – Detalhe de algumas ligações entre vigas e pilares.

Os vínculos apresentados nos pilares P1 e P14, e que também se repetem no P12, em todos os pavimentos, foram introduzidos para permitir giro em torno da direção X (conforme figura 1) e transmitir momento em torno de Y. Este procedimento foi necessário para melhorar as condições de ligação entre os pilares e vigas e fazer com que os esforços no modelo, ao se executar o programa inicialmente com os parâmetros normativos, se aproximassem daqueles encontrados em projeto. As demais ligações foram tomadas como rígidas, transmitindo momento nas duas direções.

Na Figura 3 tem-se uma perspectiva do edifício montado no programa.

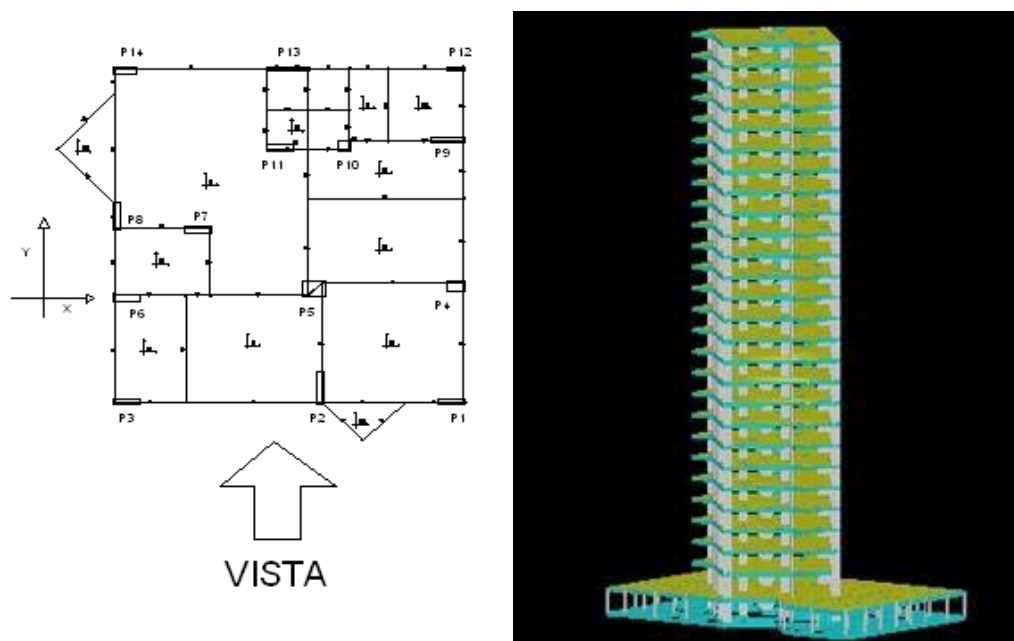


Figura 3 – Perspectiva da estrutura – edifício “A”.

Inicialmente foi realizado o cálculo utilizando os dados e parâmetros de projeto para verificação da conformidade do modelo estrutural adotado e aquele concebido pelo projetista na época do cálculo estrutural. Utilizaram-se ainda alguns recursos disponíveis no programa computacional empregado para uma aproximação maior aos esforços reais atuantes. Entre os recursos, pode-se destacar: a) análise estrutural via pórtico espacial; b) efeitos de segunda ordem global e local; c) análise elástica linear para geração dos esforços; d) efeitos de desaprumo e imperfeições globais; e) aplicação de força de vento.

O quadro da Figura 4 mostra a janela de diálogo do programa para processamento de algumas dessas análises. Nota-se os valores limites adotados para erros e números máximos de interações na aplicação dos recursos de cálculo.

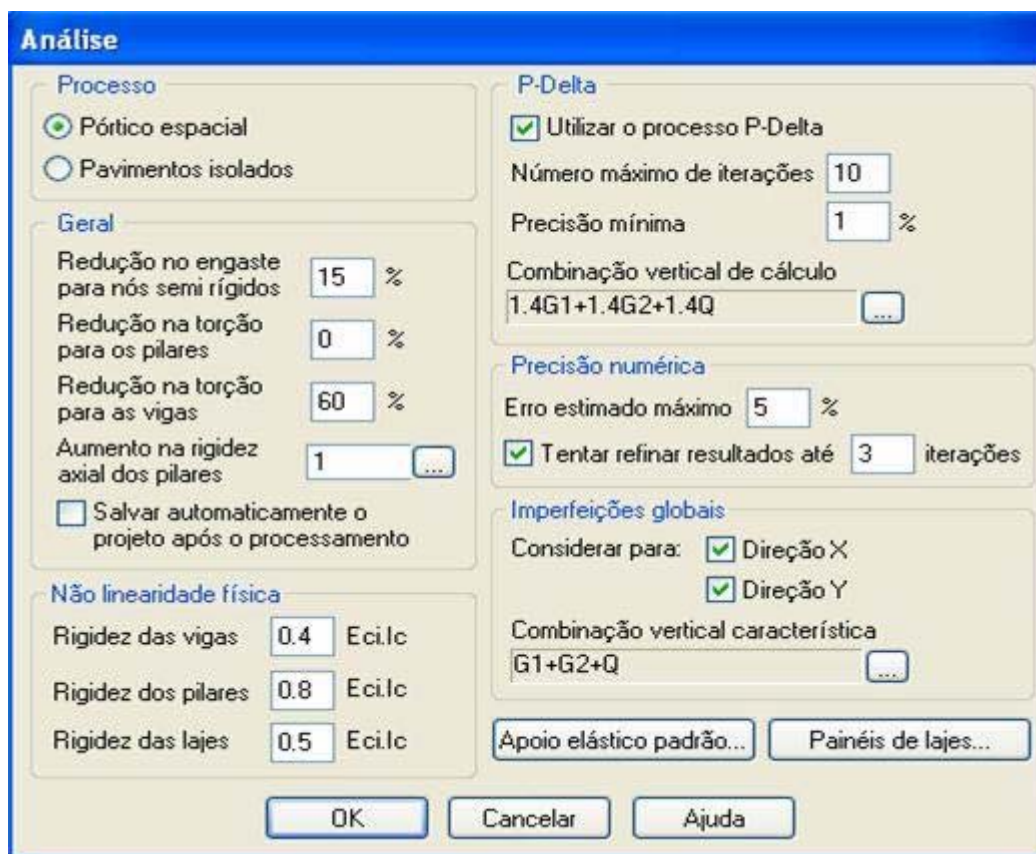


Figura 4 – Modelo estrutural adotado e recursos para melhoria na obtenção dos esforços no modelo computacional.

A consideração das ações devidas ao vento é de essencial importância no tratamento de edifícios com alturas relativamente elevadas. No programa utilizado existe um módulo específico para a aplicação desse tipo de ação. As direções de incidência do vento na edificação estão apresentadas na figura 5.

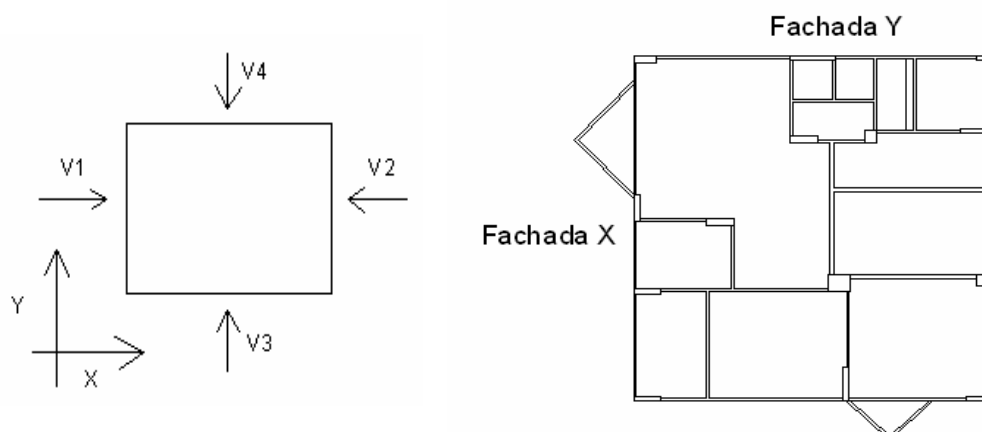


Figura 5 – Direções do vento incidente na estrutura.

Os dados relativos ao projeto de estruturas de concreto, normalizados pela NBR 6123 (ABNT, 1988), foram introduzidos inicialmente segundo a janela apresentada na figura 6. Os coeficientes de arrasto adotados obedeceram também às prescrições da referida norma.

Configurações de Vento

Velocidade 34 m/s Mapa...

Edificação
Nível do solo 80 cm
Maior dimensão horizontal ou vertical Maior que 50 m
Rugosidade do terreno Categoria IV

Topografia
 Encostas e cristas de morros em que ocorre aceleração do vento. Vales com efeito de afunilamento (S1 = 1.1)
 Vales profundos, protegidos de todos os ventos (S1 = 0.9)
 Demais casos (S1 = 1.0)

Fachadas
 Usar sempre as dimensões do croqui

Fator Estatístico S3
 Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicações, etc.): 1.10
 Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação: 1.00
 Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.): 0.95

Aplicação do Vento
 Direção X
 Direção Y
Ângulo 0 °
Pavimentos...

OK Cancelar Ajuda

Figura 6 – Dados gerais da ação do vento considerado em projeto.

Os esforços foram obtidos a partir do modelo de cálculo, dos parâmetros de entrada e levando-se em conta as demais informações de projeto relativas a dimensões estruturais e resistência do concreto empregado, mediante uma análise estática linear realizada pelo programa.

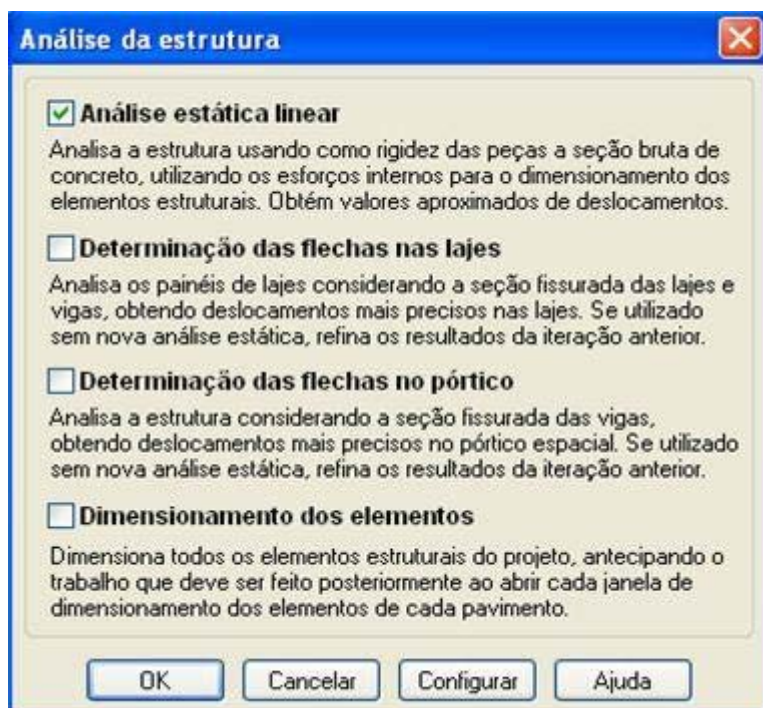


Figura 7 – Processamento da estrutura.

As solicitações atuantes, para efeito do programa e da combinação, tem a seguinte notação:

- Peso próprio $\rightarrow G1$;
- Cargas permanentes $\rightarrow G2$ (elementos fixos não estruturais);
- Cargas variáveis de utilização $\rightarrow Q$;
- Forças devidas ao vento $\rightarrow V$;
- Momentos $\rightarrow M$.

Conforme a incidência do vento, segundo as duas direções principais, foram encontrados esforços diferentes. Considerando em Y, os esforços críticos causados por V1 e por V2, assim como em X os causados por V3 e V4 (Figura 5), determinaram-se as seguintes combinações mais críticas para os esforços nestas duas direções (valores característicos), segundo o parâmetro normativo para a modelagem:

- Vento em X: **Carga vertical total no pilar = $G1+G2+0,6Q+V_x$**
- Vento em Y: **Carga vertical total no pilar = $G1+G2+0,6Q+V_y$**

Para os momentos, a convenção do sentido de atuação deu-se como segue:

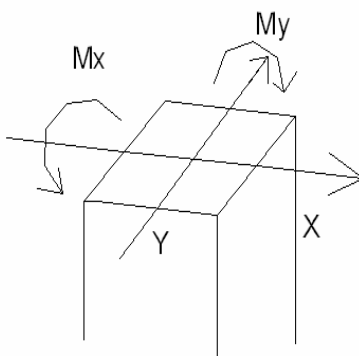


Figura 8 – Convenção de momentos em pilares.

b) Edifício “B”

O edifício “B” tem uma estrutura de 10 pavimentos (excluída a garagem), com 42 pilares componentes da torre. A Figura 9 mostra o reticulado de pilares, vigas e lajes incorporadas a um pavimento tipo e reproduzidas no modelo computacional.

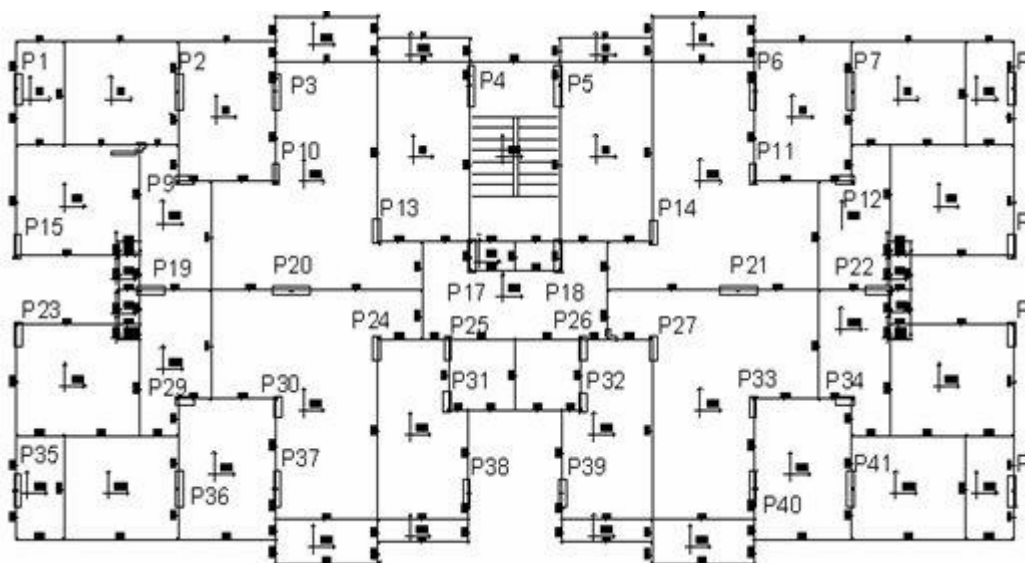


Figura 9 - Esquema da distribuição de pilares, vigas e lajes do pavimento tipo – edifício “A”.

O esquema vertical da estrutura é apresentado na Figura 10.

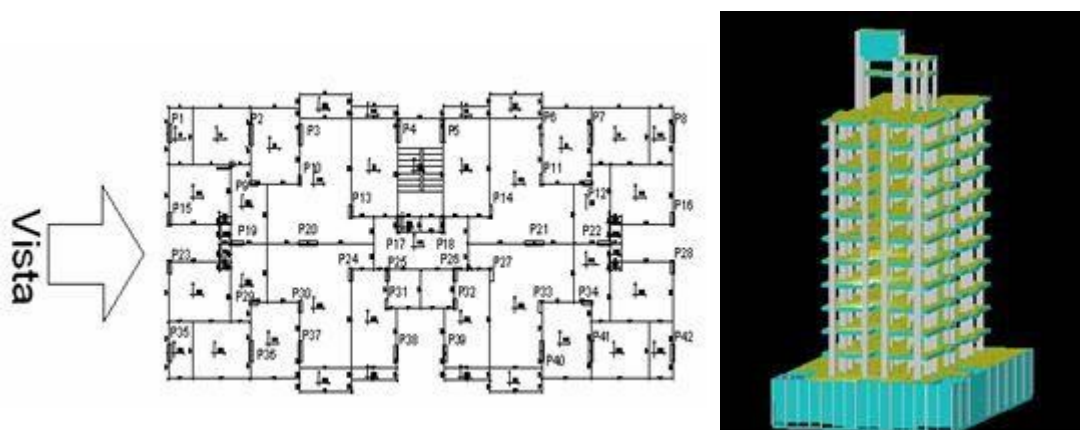


Figura 10 - – Perspectiva da estrutura – edifício “B”.

Obtido o modelo estrutural para o edifício “B” e utilizando os mesmo padrões de entrada no programa, obtiveram-se para as combinações críticas dos esforços característicos aqueles mostrados abaixo:

- Vento em X: **Carga vertical total no pilar = $G1+G2+Q+0,6V_x$**
- Vento em Y: **Carga vertical total no pilar = $G1+G2+Q+0,6V_y$**

APÊNDICE C

Cálculo da região de concreto a retirar na recuperação estrutural de pilares

Na determinação do comprimento de concreto a ser extraído em cada pilar para a execução para assepsia da armadura e execução do reparo, valeu-se do coeficiente global de segurança, por meio do qual, determinou-se uma resistência excedente da seção em cada um dos elementos estruturais estudados, em função das tensões nos materiais.

Para este procedimento, devem ser determinadas as solicitações de avaliação e as resistências de avaliação. Neste caso, é calculada a resistência que excede em cada pilar, subtraindo a carga atuante obtida do cálculo com os parâmetros de avaliação ($S_{d,aval}$) da resistência seccional oriunda dos estudos *in loco* dos materiais dos pilares ($R_{d,aval}$).

Para permitir que a comparação entre solicitações e resistências sejam realizadas mediante esforços normais, foi aplicado um artifício de transformação de todas as ações atuantes na seção, em uma solicitação normal equivalente. Esta solicitação é obtida mediante um redimensionamento das seções dos pilares, usando o modelo computacional e utilizando-se os parâmetros de avaliação definidos para cada edifício. Neste redimensionamento, fixam-se as dimensões da seção do pilares, conforme as medidas tomadas *in loco*, considera-se a resistência do concreto obtida nos ensaios diversos realizados e obtém-se uma nova área de aço necessária para resistir os esforços de avaliação. Devido ao processo construtivo e em parte pelas alternâncias das ações, as armaduras dos pilares são dispostas simetricamente nas duas direções. Estando os parâmetros de solicitação e resistência ponderados por coeficientes de avaliação, pode-se então considerar que a resistência seccional calculada com a área de aço obtida e o concreto existente é igual à solicitação normal equivalente de avaliação, conforme a equação de estado limite último:

$$R_{d,aval} = S_{d,aval} \quad (1)$$

onde:

$R_{d,aval}$ = resistência de avaliação para a seção dos pilar

$S_{d,aval}$ = solicitação normal de avaliação para o pilar

Sendo a resistência fictícia da seção do pilar, para uma carga axial, descrita pela equação (4.27), aqui transcrita:

$$R_d = K_{MOD} \cdot A_c f_{cd} + A_s f'_{yd} \quad (2)$$

onde:

K_{MOD} = coeficiente de modificação que leva em conta alguns aspectos que influenciam a resistência do concreto na estrutura (ver item 5.4.3.1) .

A_c = área de concreto da seção do pilar

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto

A_s = área de aço na seção do pilar

f'_{yd} = tensão de cálculo no escoamento admitida para as armaduras

Desta forma, este artifício transforma a flexo-compressão oblíqua, com a qual são dimensionadas as seções para os esforços de avaliação, em apenas um esforço normal que equivale à resistência da seção dimensionada e que é capaz de resistir a todos os momentos e cargas verticais aplicadas no momento da recuperação estrutural.

Uma vez que nas seções reais dos pilares a área de aço é conhecida e igual à de projeto, uma possível resistência excedente pode ser considerada, então, apenas pela parcela relativa ao concreto, que é justamente a que precisa ser extraída nos trabalho de recuperação por reparos profundos.

A tensão de trabalho do concreto na seção existente no momento do reparo pode ser determinada pela realização de ensaios e conhecida sua dinâmica ao longo do tempo. Tal tensão é expressa por $f_{cd,aval}$.

A área da seção de concreto a retirar está ligada diretamente à resistência excedente em cada seção, se ela realmente existir, e à tensão de trabalho do concreto existente, uma vez que a área de aço é fixa e geralmente maior que aquela encontrada no redimensionamento da seção com os dados de avaliação. Levando em consideração que a profundidade de concreto necessário a ser extraída, para perfeita assepsia da armadura e garantia de

descontaminação, é de 5 cm (Figura 6.4), a área de concreto a se retirar na operação de reparo é dada por:

$$A = 5xC \quad (3)$$

onde:

A = área em cm²

C = comprimento em cm

O que leva à obtenção do comprimento de concreto que poderá ser extraído em cada seção, no momento da recuperação:

$$C = \frac{R_{d,avl} - S_{d,aval}}{5x f_{cd,avl}} \quad (4)$$

Este comprimento determinado permite a programação do tipo de intervenção a ser realizada em razão das dimensões da seção transversal da peça e do excedente de resistência disponibilizada pela seção, além do coeficiente de segurança global admitido para o edifício.