

AMACIN RODRIGUES MOREIRA

**METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE PONTES
USANDO A TEORIA DE CONFIABILIDADE - ESTUDO DE CASO**

**CURITIBA
2002**

AMACIN RODRIGUES MOREIRA

**METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE PONTES
USANDO A TEORIA DE CONFIABILIDADE - ESTUDO DE CASO**

**Dissertação apresentada como
requisito parcial à obtenção do grau de
Mestre em Engenharia, Curso de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, Setor
de Tecnologia, Universidade Federal do
Paraná.**

**Orientador: Prof. Dr. Mauro Lacerda
Santos Filho**

**CURITIBA
2002**

TERMO DE APROVAÇÃO

AMACIN RODRIGUES MOREIRA

METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS DE PONTES USANDO A TEORIA DE CONFIABILIDADE - ESTUDO DE CASO

Dissertação aprovada como requisito parcial à obtenção do grau de Mestre em Engenharia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:

Orientador: Prof. Dr. Mauro Lacerda Santos Filho
Departamento de Construção Civil, UFPR

Prof. Dr. João Elias Abdalla,
Departamento de Construção Civil, CEFET-PR

Prof. Dr. Marcos Antonio Marino
Departamento de Construção Civil, UFPR

Prof. Dr. Luis Alkimin de Lacerda
Instituto de Tecnologia para o Desenvolvimento, LACTEC

Curitiba, 11 de setembro de 2002

À Antonio Leviski (in memorian)

Àquele que me deu a mão para aprender a caminhar,
Dedicou sua vida a me guiar,
E seu amor para me acompanhar.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Mauro Lacerda Santos Filho pela amizade, orientação e incentivo dispensados durante a realização deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Carlos Aurélio Nadal por muitos ensinamentos, especialmente no trabalho de campo para estudo das Pontes da Petrobrás.

À Prof.^a Dr.^a Elizabeth Penner pelo apoio e empréstimo de material bibliográfico.

Aos Professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, do Departamento de Construção Civil, pela transmissão de seus conhecimentos.

Aos funcionários do Programa de Pós-Graduação e da Biblioteca do Setor de Tecnologia da UFPR pela atuação dispensada.

À Petrobrás pela cooperação e apoio na realização deste trabalho, em especial ao Eng. Gabriel de Mello, ao Eng. Celso Lima e ao Fiscal Nascimento.

À Stela Nóbrega pelo grande auxílio na digitação e formatação deste trabalho.

Ao Paulo Henrique pela assistência e revisão da programação do software de avaliação de pontes.

Ao amigo Daniel Palazzo , pela parceria no desenvolvimento da pesquisa, pela troca de experiências e, principalmente pelo companheirismo.

Aos colegas de curso por compartilharem seus conhecimentos e pelo apoio e, em especial, ao colega Sandro Mendes por suas sugestões.

Aos meus pais Zenes e Maria José, irmãos e demais familiares pela educação e apoio na minha formação.

À minha mulher, Márcia Regina, e meu filho, Gabriel Luís, por todo amor e paciência que me fortaleceram para a conclusão deste trabalho.

Muito Obrigado.

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	viii
LISTA DE QUADROS E TABELAS	ix
LISTA DE ABREVIATURAS.....	x
LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS	xi
RESUMO.....	xiv
ABSTRACT.....	xv
1 INTRODUÇÃO	1
2 DESEMPENHO ESTRUTURAL : METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO	4
2.1 DESEMPENHO ESTRUTURAL	4
2.2 METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS.....	9
3 CONCEITOS ESTATÍSTICOS	16
3.1 INTRODUÇÃO	16
3.1.1 Fases da análise estatística	16
3.2 DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIA	17
3.2.1 Intervalos e limites de classe.....	17
3.2.2 Amplitude total de dados	17
3.2.3 Amplitude do intervalo de classe	17
3.2.4 Distribuição de freqüência acumulada.....	18
3.3 MÉDIA ARITMÉTICA	19
3.4 VARIÂNCIA.....	19
3.5 DESVIO PADRÃO.....	19
3.6 DISTRIBUIÇÃO NORMAL.....	20
3.7 PARÂMETROS PARA O DESENVOLVIMENTO DA ANÁLISE DE PROBABILIDADE	22
3.7.1 Regras básicas para a análise de probabilidade.....	22
3.8 DISTRIBUIÇÃO POR AMOSTRAGEM. GRANDES E PEQUENAS AMOSTRAS	23
4 CONCEITOS DE CONFIABILIDADE.....	24
4.1 PROBABILIDADE DE FALHA E CONFIABILIDADE	25
4.2 MÉTODOS DE CÁLCULOS MAIS UTILIZADOS	26
4.2.1 Cálculo Direto da Probabilidade de Falha	27
4.2.2 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem - FORM	27
4.2.3 Método de Confiabilidade de Segunda Ordem – SORM	28
4.2.4 Método de Simulação de Monte Carlo	28
4.2.5 Características das Variáveis Aplicadas a Estruturas de Concreto	31
4.2.6 Evolução dos Métodos Brasileiros de Dimensionamento.....	32
5 METODOLOGIA	36
5.1 RECOMENDAÇÕES PARA INSPEÇÃO E REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DAS PLACAS DAS PONTES	37
5.1.1 Dados Geométricos.....	38
5.1.2 Propriedades dos Materiais	43
5.1.3 Informações Complementares	51
5.2 ALGORITMO PARA DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE	55

5.2.1	Informações necessárias a verificação da carga máxima prevista em projeto	55
5.2.2	Verificação da capacidade máxima prevista em projeto.....	56
5.2.3	Informações necessárias à determinação do Índice de Confiabilidade	64
5.2.4	Determinação das variáveis aleatórias.....	67
5.2.5	Aplicação da simulação de Monte Carlo e o Índice de Confiabilidade	70
5.3	ÍNDICES DE CONFIABILIDADE DE REFERÊNCIA PARA TOMADA DE DECISÃO	75
6	ESTUDO DE CASO	77
6.1	DESCRIÇÃO DAS PONTES	77
6.1.1	Objetivo das Pontes	77
6.1.2	Descrição Geral das Pontes.....	78
6.1.3	Cargas Acidentais	80
6.1.4	Especificação dos Materiais	81
6.1.5	Descrição da Ponte AA	81
6.1.6	Descrição da Ponte 8	82
6.1.7	Descrição da Ponte 2.5.3	82
6.1.8	Estudo de Caso 1 : Ponte AA.....	83
6.1.9	Estudo de Caso 2 : Ponte 8.....	89
6.1.10	Estudo de Caso 3 : Ponte 2.5.3.....	93
7	CONCLUSÕES	97
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102
	APÊNDICE 1 – CADERNOS DOS LEVANTAMENTOS DE INFORMAÇÕES....	109
	APÊNDICE 2 – VERIFICAÇÃO À FLEXÃO DA CAPACIDADE DAS PLACAS DE CONCRETO DAS PONTES SEGUNDO A NB 2/61	116
	APÊNDICE 3 – ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MODELOS DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA NBR 6118/80 COM OS MODELOS PROPOSTOS EM SUA REVISÃO.....	119
	ANEXO - PLANTAS DAS PONTES	126

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 2.1 -	CURVAS DE DETERIORAÇÃO : POSSÍVEIS CAUSAS DE INTERVENÇÕES EM ESTRUTURAS	7
FIGURA 2.2 -	CURVAS DE DETERIORAÇÃO – EFEITOS DAS INTERVENÇÕES EM ESTRUTURAS	8
GRÁFICO 3.1 -	POLÍGONO DE FREQUÊNCIA ACUMULADA.....	18
GRÁFICO 3.2 -	CURVA DE GAUSS	21
GRÁFICO 4.1 -	DEFINIÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE E DA PROBABILIDADE DE FALHA.....	26
FIGURA 4.1 -	MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS	33
FIGURA 4.2 -	MÉTODO DE CÁLCULO NO REGIME DE RUPTURA.....	34
FIGURA 4.3 -	MÉTODO PARCIALMENTE PROBABILISTA DOS ESTADOS-LIMITES	35
FIGURA 5.1.-	VISTA INFERIOR DA LAJE	40
FIGURA 5.2 -	ESQUEMA DE MEDIÇÃO	42
FIGURA 5.3 -	FISSURAÇÃO DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO HIPOTÉTICA	53
FIGURA 5.4 -	DIAGRAMA DE MOMENTO FLETORES PLACA DE (100X280X35 CM)	57
FIGURA 5.5 -	DIAGRAMA DE ESFORÇOS CORTANTES PLACA DE (100X280X35 CM)	57
FIGURA 5.6 -	DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES PLACA DE (100X280X35 CM).....	58
FIGURA 5.7 -	DIAGRAMA DE ESFORÇOS CORTANTES PLACA DE (100X280X35 CM)	58
FIGURA 5.8 -	DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES BARRA : SEÇÃO (100X35 CM)	59
FIGURA 5.9 -	DIAGRAMA DE ESFORÇOS CORTANTES BARRA : SEÇÃO (100X35 CM).....	59
GRÁFICO 5.1 -	CURVA DE GAUSS COM INDICAÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA	72
FIGURA 6.1 -	VISTA DA EXTREMIDADE DA PONTE AA.....	78
FIGURA 6.2. -	VISTA LATERAL DA PONTE AA.....	78
FIGURA 6.3. -	PONTE AA VISTA TRANSVERSAL	79
FIGURA 6.4 -	PONTE AA VISTA FRONTAL	79
FIGURA 6.5 -	VISTA DA MESO ESTRUTURA DAS PONTES	80
FIGURA 6.6 -	VISTA FRONTAL PONTE AA.....	81
FIGURA 6.7 -	VISTA FRONTAL DA PONTE 8.....	82
FIGURA 6.8 -	PLACAS DE CONCRETO DAS PONTES	83
FIGURA 6.9 -	INFORMAÇÕES DE PROJETO PONTE AA, PLACA TIPO B	84
FIGURA 6.10 -	INFORMAÇÕES DE ENSAIOS E COMPLEMENTARES	85
FIGURA 6.11 -	INFORMAÇÕES DA CONDIÇÃO ATUAL.....	86
FIGURA 6.12 -	ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 486 KN/EIXO (CARGA DE PROJETO).....	87
FIGURA 6.13 -	ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 150 KN/EIXO (CLASSE 45 DA NBR 7188).....	88
FIGURA 6.14 -	ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 235 KN/EIXO (CARGA DE GUINDASTE – LEVANTAMENTO DE CAMPO).....	88
FIGURA 6.15 -	INFORMAÇÕES DE PROJETO PONTE 8, PLACA TIPO D	89
FIGURA 6.16 -	INFORMAÇÕES DE ENSAIOS E COMPLEMENTARES	90
FIGURA 6.17 -	INFORMAÇÕES DA CONDIÇÃO ATUAL.....	91
FIGURA 6.18 -	ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 411 KN/EIXO (CARGA DE PROJETO).....	91
FIGURA 6.19 -	ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 150 KN/EIXO (CLASSE 45 DA NBR 7188).....	92
FIGURA 6.20 -	ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 235 KN/EIXO (CARGA DE GUINDASTE – LEVANTAMENTO DE CAMPO).....	92
FIGURA 6.21 -	INFORMAÇÕES DE PROJETO PONTE 2.5.3, PLACA TIPO M	93
FIGURA 6.22 -	INFORMAÇÕES DE ENSAIOS E COMPLEMENTARES	94
FIGURA 6.23 -	INFORMAÇÕES DA CONDIÇÃO ATUAL.....	95
FIGURA 6.24 -	ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 349 KN/EIXO (CARGA DE PROJETO).....	95
FIGURA 6.25 -	ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 150 KN/EIXO (CLASSE 45 DA NBR 7188).....	96
FIGURA 6.26 -	ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 235 KN/EIXO (CARGA DE GUINDASTE – LEVANTAMENTO DE CAMPO).....	96
GRÁFICO 4A - .	RESULTADO COMPARATIVO DOS MODELOS DE CÁLCULO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO NBR 6618	123

LISTA DE QUADROS E TABELAS

TABELA 4.1	- CARACTERÍSTICAS ESTATÍSTICAS DAS VARIÁVEIS.....	31
TABELA 4.2	- CARACTERÍSTICAS ESTATÍSTICAS DE CARGAS E RÉSISTÊNCIAS.	31
TABELA 4.3	- CARACTERÍSTICAS ESTATÍSTICAS DAS VARIÁVEIS	32
QUADRO 1	- FLUXOGRAMA DE PROCEDIMENTOS PARA AVALIAÇÃO DAS ESTRUTURAS DAS PONTES EM PLACAS	36
QUADRO 5.1	- CLASSIFICAÇÃO DE DADOS A SEREM COLETADOS.....	37
QUADRO 5.2	- MECANISMOS UTILIZADOS PARA DETECÇÃO DE BARRAS DE AÇO POR MEIO ELETROMAGNÉTICO	41
TABELA 5.1	- CLASSIFICAÇÃO DOS TIPOS DE FISSURAS	54
TABELA 5.2	- COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS INTERNOS ENTRE ELEMENTOS DE PLACAS E BARRAS	60
QUADRO 5.3	- MÉDIAS E VARIÂNCIAS PARA AÇÕES E RESISTÊNCIAS.....	74
QUADRO 5.4	- ÍNDICES DE CONFIABILIDADE DE REFERÊNCIA PARA TOMADA DE DECISÃO.....	76

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	-	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABC	-	Associação Brasileira de Concreto
CEB	-	Comité Euro-International du Béton
FORM	-	First Order Reliability Method
IBRACON	-	Instituto Brasileiro do Concreto
INMETRO	-	Instituto Nacional de Metrologia
NB	-	Norma Brasileira
NBR	-	Norma Brasileira Regulamentadora Registrada pelo INMETRO
SORM	-	Second Order Reliability Method

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

As	-	Área de armadura tracionada
As'	-	Área de armadura comprimida
As _e	-	Área de armadura longitudinal existente
Asw	-	Área de armadura transversal
Asw _e	-	Área de armadura transversal existente
\bar{b}	-	Largura média da seção
b	-	Largura da seção
bm	-	Largura média da seção
c	-	Cobrimento
d	-	Altura útil
d'	-	Distância da armadura comprimida à fibra superior
\bar{d}	-	Altura útil média da seção
\bar{d}'	-	Distância média da armadura comprimida à fibra superior
dx	-	Derivada da função em x.
e	-	Base de logaritmos neperianos
Ec	-	Módulo de elasticidade do concreto
Ev(x)	-	Evento da função de X
Fx	-	Função de distribuição de probabilidade acumulada da variável aleatória básica no espaço físico (fda)
f(x)	-	Função densidade de probabilidade de ligação da variável aleatória básica X (fdp)
\bar{f}_c	-	Resistência média do concreto
fct	-	Resistência à tração do concreto
fck	-	Resistência característica do concreto
fsd	-	Tensão de tração na armadura
fsd'	-	Tensão de compressão na armadura
fyd	-	Resistência de projeto do aço
fyk	-	Resistência característica do aço
h	-	Altura do elemento

h_m	-	Altura média do elemento
I_c	-	Intervalos de classe
K_{qv}	-	Coeficiente de correlação entre modelo de análise e o critério simplificado
I	-	Vão teórico
l_m	-	Vão médio entre apoios
\bar{M}_R	-	Momento fletor resistente médio
M_1	-	Momento fletor resistente médio no limite da armadura simples
M_2	-	Momento fletor resistente médio correspondente ao equilíbrio da armadura dupla
M_d	-	Momento fletor de projeto
M_g	-	Momento fletor devido às ações permanentes
M_q	-	Momento fletor devido às ações accidentais ou variáveis
n	-	Número de elementos da amostra.
n	-	Número total de elementos
P_f	-	Índice da probabilidade de falha
s	-	Espaçamento entre armaduras
s	-	Desvio padrão amostral
s^2	-	Variância
s_b	-	Desvio padrão da largura
s_h	-	Desvio padrão da altura
s_l	-	Desvio padrão do vão
V_d	-	Esforço cortante de projeto
$V_{máx}$	-	Valor máximo da amostra
$V_{mín}$	-	Valor mínimo da amostra
V_g	-	Esforço cortante devido às ações permanentes
\bar{V}_R	-	Esforço cortante resistente médio
V_q	-	Esforço cortante devido às ações accidentais ou variáveis
X	-	Variável aleatória no espaço físico ou variável de projeto ou ainda variável básica
x_i	-	Valor do elemento
β	-	Índice de confiabilidade

γ	-	Coeficiente parcial de segurança
γ_g	-	Coeficiente parcial de segurança para ações permanentes
γ_q	-	Coeficiente parcial de segurança para ações acidentais ou variáveis
ϕ	-	Coeficiente de impacto
$\bar{\mu}$	-	Momento fletor relativo médio
$\mu = \mu_x$	-	Valor médio da distribuição
ρ	-	Taxa de armadura longitudinal tracionada
ρ_w	-	Taxa de armadura transversal
ρ_{w_e}	-	Taxa de armadura transversal existente
$\sigma = \sigma_x$	-	Desvio padrão da distribuição do universo
τ_{wu}	-	Tensão última de cisalhamento
τ_{wu_e}	-	Tensão última de cisalhamento efetiva
τ_c	-	Tensão de cisalhamento resistente do concreto
ω	-	Taxa mecânica de armadura
∞	-	Limite infinito
Σ	-	Somatória

RESUMO

A análise de estruturas existentes, independente da sua idade e de seu estado físico, tem sido feita, de modo geral, por meio de inspeções visuais e ensaios amostrais para a avaliação dos materiais. Por outro lado, a determinação da capacidade de carga utiliza os coeficientes parciais de segurança, como feito nos projetos destas estruturas.

Esse modelo de análise determinística verifica se a estrutura é segura ou não, porém não permite o conhecimento do nível de segurança em que a estrutura efetivamente se encontra, bem como a consideração de danos presentes.

Este trabalho apresenta uma metodologia para avaliar as condições atuais de pontes de concreto em placas, a partir de um método probabilístico, prevendo a probabilidade de falha da estrutura nos estados limites últimos e considerando as informações adquiridas nas inspeções visuais e nos ensaios dos materiais . Nesse contexto, desenvolveu-se um algoritmo computacional para aplicação nos estudos de caso, a avaliação das placas de concreto que compõem o tabuleiro das Pontes da Refinaria Getúlio Vargas .

ABSTRACT

The analysis of existing structures, independent its lifetime and conditions, are carried out by visual inspections and material testing. However, the determination of the load capacity uses the load and resistance factors to introduce safety.

This deterministic model checks whether the structure is safe or not. However, the safety level is not evaluated, nor are, the effects of existing damage.

This work proposes a method for evaluating the current state of concrete bridges using a reliability method which estimates the probability of failure of the structure working at the limit states, and also materials testing and visual inspection.

The proposed method is applied at concrete bridges of the Getulio Vargas refinery.

INTRODUÇÃO

A aplicação dos estudos de confiabilidade das estruturas tem se ampliado a partir da década de noventa, tendo, porém, os seus primeiros estudos apresentados na década de setenta, quando do desenvolvimento das primeiras pesquisas para a adoção dos coeficientes parciais de segurança, usados, até hoje, na elaboração de projetos estruturais (MACGREGOR, 1970) . Atualmente, procura-se uma implementação mais precisa do conceito estatístico nas estruturas, que apresenta como grande dificuldade a escolha do modelo de cálculo mais adequado (SOARES, 2001).

A confiabilidade estrutural pode ser definida, de maneira simples, como a probabilidade de manutenção da estabilidade da estrutura, ou do elemento estrutural, considerando os parâmetros de incerteza e as formas de falha possíveis, ou ainda, como o complemento da probabilidade de falha.

A teoria da confiabilidade, além de referência para projetos mais adequados permite sua utilização para a definição de um parâmetro na **Tomada de Decisão**, isto é, permite o julgamento da estrutura a partir de um modelo matemático que considera a aleatoriedade das variáveis envolvidas e o risco de ocorrência de falha dessa estrutura.

Nos problemas de engenharia, a aplicação da análise estatística é possível, a partir da probabilidade anterior, baseada na experiência e vivência prática, e da probabilidade posterior, baseada em análises de medidas e observações de acordo com a teoria de Bayes citada por SOARES (2001).

Seguindo essa teoria e as condições anteriores, observa-se que as aplicações práticas da análise de confiabilidade estrutural dependem da escolha de modelos de análise que possam simular o comportamento da estrutura e da aquisição das informações que permitam a utilização dos conceitos probabilísticos.

Por outro lado, têm-se, nas estruturas existentes, a alteração da geometria

e a presença da deterioração, afetadas pelos processos construtivos e pela ação dos agentes externos, sejam ações solicitantes ou agentes do ambiente. Essas novas condições, exigem, portanto, que as informações coletadas nos projetos possam ser confrontadas com as informações encontradas no campo. Assim, há a necessidade de inspeções adequadamente programadas para levantamento dessas informações.

De posse dessas informações, é possível se avaliar a Confiabilidade das Estruturas na Condição de Projeto e nas Condições de Uso, considerando as alterações nas características dos materiais, das solicitações e a influência da presença de danos nessas estruturas. A partir dessa avaliação, pode o avaliador tomar a adequada decisão da necessidade de intervenção.

Em obras de arte especiais, com alto custo, em caso da ocorrência de falha, como as Pontes da Refinaria de Araucária estudadas neste trabalho, há uma preocupação com o desenvolvimento de metodologias que orientem as decisões de manutenção e que permitam avaliar o desempenho das estruturas, quando solicitadas por cargas superiores às projetadas.

A partir desses fatos, a presente pesquisa teve como objetivo desenvolver uma metodologia para a avaliação das placas dessas estruturas, utilizando a Teoria da Confiabilidade, estabelecendo critérios para a tomada de decisão, baseando-se em parâmetros que considerem as condições reais, as manifestações patológicas mais freqüentes e o monitoramento de sua evolução. A implantação desta metodologia poderá contribuir para a durabilidade das pontes, permitindo o estabelecimento de prioridades para as ações que garantam o cumprimento da vida útil prevista.

O capítulo dois apresenta uma conceituação de desempenho estrutural esperado, levantando as metodologias disponíveis para a avaliação de estruturas e uma revisão das aplicações da Teoria de Confiabilidade.

No capítulo três, são apresentados os conceitos estatísticos, utilizados nesta dissertação e que servem como embasamento para o entendimento da Teoria

de Confiabilidade.

O capítulo quatro apresenta uma breve revisão dos conceitos de Confiabilidade Estrutural e identifica os parâmetros necessários ao estabelecimento da metodologia de avaliação das placas das pontes.

O capítulo cinco mostra o desenvolvimento da metodologia proposta no presente trabalho, descrevendo os procedimentos para o levantamento das informações de campo, os procedimentos dos ensaios a serem realizados e a formulação que orientou a elaboração do programa computacional, utilizado nos estudos de caso.

No capítulo seis, são apresentados os estudos de caso, realizados nas placas das pontes da Refinaria Getúlio Vargas.

O capítulo sete resume os principais aspectos da metodologia proposta, apresenta as conclusões referentes às aplicações práticas e propõe algumas sugestões para futuros trabalhos.

2 DESEMPENHO ESTRUTURAL: METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO

2.1 DESEMPENHO ESTRUTURAL

Segundo BREITSCHAFT et al (1992), as estruturas e elementos estruturais, seguindo os critérios do Eurocode, deverão ser projetadas, construídas e mantidas de modo que, com adequados graus de confiabilidade :

- tenham desempenho adequado sobre todas as ações esperadas;
- considerem todas as ações e outras influências que possam ocorrer durante a execução e uso e ter adequada durabilidade em relação aos custos de manutenção;
- apresentem danos não proporcionais para causas excepcionais.

A interpretação de adequados graus de confiabilidade, significa que, tipos diferentes de estruturas podem aceitar níveis de confiabilidade diferentes, de acordo com as consequências das falhas.

Já, por desempenho, entende-se o comportamento de cada elemento ou estrutura, ao longo de sua vida útil (SOUZA e RIPPER, 1998). Esse conceito caracteriza-se pela alteração das propriedades dos materiais ao longo do tempo, em virtude da ação dos agentes ambientais, dos carregamentos a que estará sujeita a estrutura e do programa de manutenção aplicado.

Os elementos que promovem a perda das propriedades dos materiais são denominados, genericamente, de agentes de deterioração e o processo denominado apenas deterioração.

Assim, para se identificar a vida útil de uma estrutura ou elemento é necessário definir qual o limite da deterioração aceitável, ou seja, seu desempenho mínimo.

Esse limite pode ser identificado, comparando o custo inicial e o custo de reposição ou recuperação para cada nível de deterioração, considerando, ainda, o custo de uma possível falha da estrutura e suas consequências.

Deve-se destacar que esse limite também é influenciado pelo comportamento estrutural em serviço e pela condição estética.

É importante observar que a intensidade dessa deterioração é afetada pelas três fases de evolução da estrutura: o planejamento, a execução e a utilização. Portanto, o desempenho estrutural é dependente, além dos agentes de deterioração, da qualidade das metodologias e materiais empregados nessas três fases. As figuras 2.1 e 2.2, encontradas em CASTRO (1994), esclarecem as possíveis causas da variação do desempenho da estrutura ao longo do tempo.

A figura 2.1 apresenta três possíveis causas de intervenção nas estruturas, quais sejam, incertezas devido a erros no projeto, execução, materiais ou uso, a ocorrência de um acidente ou a mudança de uso da estrutura.

Por outro lado a figura 2.2 apresenta os efeitos das intervenções em estruturas, isto é, o efeito do diagnóstico da deterioração e a respectiva manutenção ou reparo, ou ainda, a possível mudança de uso.

Observa-se nos casos descritos a relação entre a vida útil e o desempenho mínimo aceitável pela estrutura.

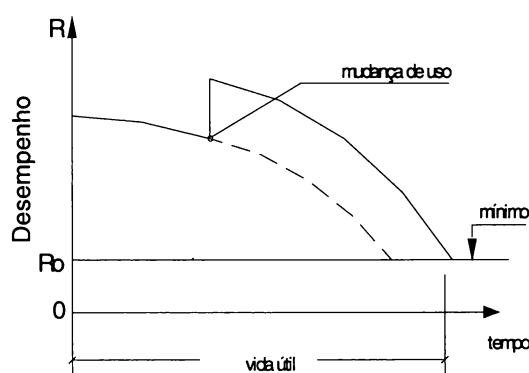
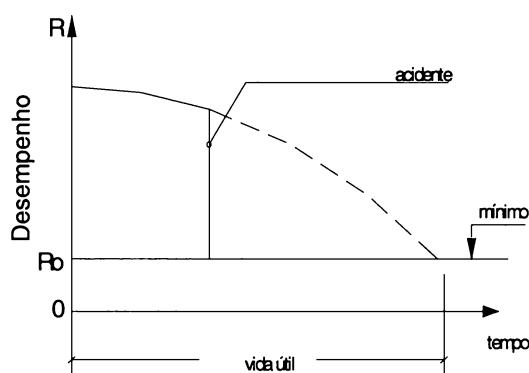
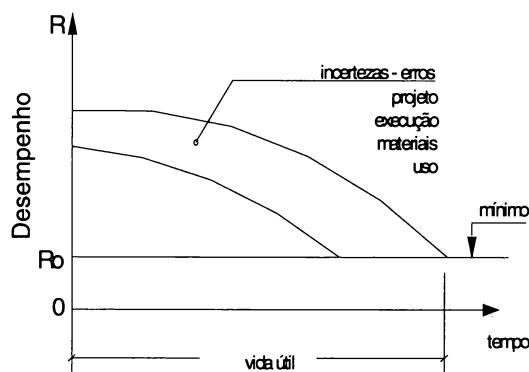
Dessa forma, como avalia ROSTAM (1992), para se garantir o desempenho de uma estrutura é necessário o envolvimento de quatro partes:

- O proprietário - define as necessidades presentes e futuras e as possíveis demandas;
- O projetista - elabora o projeto e inclui propostas de controle de qualidade;
- O construtor - deverá seguir as indicações anteriores na execução;

- O usuário - responsável pela manutenção da estrutura durante o período do uso.

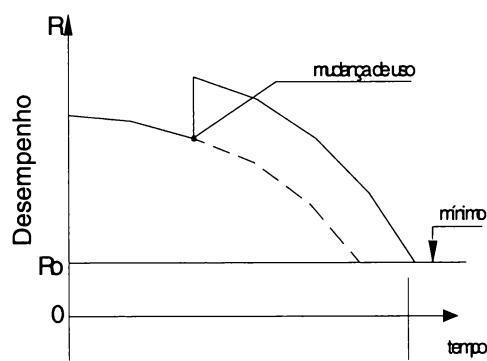
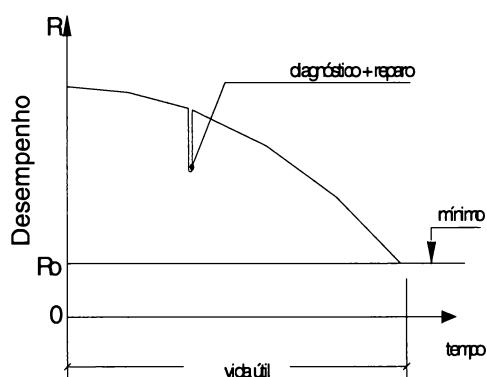
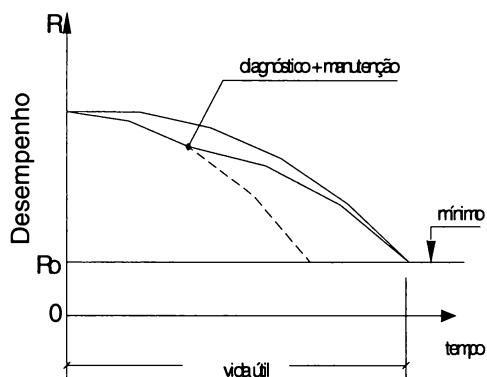
FRANGOPOL et al (2001), em recente estudo sobre a confiabilidade de pontes existentes, com projetos similares, destaca os diferentes níveis de confiabilidade, ao final da construção, e diferentes taxas de deterioração destas estruturas, devido aos diversos regimes de manutenção.

FIGURA 2.1-CURVAS DE DETERIORAÇÃO : POSSÍVEIS CAUSAS DE INTERVENÇÕES EM ESTRUTURAS



FONTE : CASTRO, E. K. DESENVOLVIMENTO DE METODOLOGIA PARA MANUTENÇÃO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO. BRASÍLIA, 1994.

FIGURA 2.2 – CURVAS DE DETERIORAÇÃO – EFEITOS DAS INTERVENÇÕES EM ESTRUTURAS



FONTE : CASTRO, E. K. *Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armado*. Brasília, 1994.

2.2 METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DE ESTRUTURAS

Considerando os aspectos de desempenho estrutural, várias metodologias foram desenvolvidas ao longo dos últimos anos para a avaliação das estruturas. Através das diversas metodologias estudadas, é possível criar a seguinte classificação em função do resultado fornecido da análise realizada:

- Métodos que fornecem apenas informações de cadastramento geométrico e de patologias;
- Métodos que fornecem índices indicativos dos graus de danos encontrados na estrutura;
- Métodos que apresentam simples estimativas de vida útil;
- Métodos que avaliam a confiabilidade da estrutura;
- Métodos baseados em ensaios de desempenho.

Os primeiros métodos da classificação baseiam-se nas informações do cadastramento da obra, a partir de um roteiro de inspeção, na condição atual. Recomendam, consequentemente, que sejam executados ensaios dos materiais ou das estruturas conforme a necessidade, porém não definem como devem ser tratadas as informações para a revisão da estrutura. A decisão de intervenção é tratada como um ato subjetivo, com base, na maioria dos casos, exclusivamente na experiência do especialista.

Destacam-se entre esses métodos o descrito no *Boletim no. 163 do CEB – Comportement en service, entretien et réparations* (1983), o estudo de GRIVAS et al (1994) sobre gerenciamento de pontes caracterizadas por seus vãos, a norma brasileira *NBR 9452 – Vistorias de pontes e viadutos de concreto – procedimento* (1986) e a *Norma do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem – Inspeções e vistorias em pontes e viadutos de concreto armado e protendido* (1986) que classificam os tipos de inspeção, em função da finalidade e do prazo de ocorrência, orientando os procedimentos necessários e a coleção das

informações. Outro trabalho que se destaca nesta classificação, é o publicado por CASCUDO (1994) que enfatiza a inspeção para o controle de corrosão.

Os métodos que utilizam índices e critérios para avaliação de danos de estruturas surgiram em 1990. No *Boletim no. 243 do CEB*, ZNIDARIC E PERUS (1998) fazem uma breve revisão dos Métodos dos Índices de Condições de Estruturas de Concreto aplicados na Áustria e na Eslovênia.

No Brasil, desenvolveram-se trabalhos similares, tais como de KLEIN et al (1991), Critérios Adotados na Vistoria e Avaliação de Obras de Arte, de BERINDELLI et al (1994), Manutenção: Critérios para Avaliação do Estado de Conservação das Estruturas Através da Análise de Decisão, o de CASTRO (1994) com aplicação específica a edificações. As características principais desses métodos são:

1. A inspeção visual para identificação de danos;
2. A definição da intensidade do dano;
3. A avaliação da gravidade do problema, do grau de risco e da extensão do dano, para os quais são atribuídos valores a partir da interpretação do especialista.

No caso dos métodos que estimam a vida útil, foram encontradas desde avaliações por simples modelos matemáticos até avaliações que simulam a deterioração da estrutura ao longo do tempo. Os modelos matemáticos que mais se destacam são modelos que empregam a Lei de Fick, que descrevem a penetração de íons cloreto citado por CASTRO (1994), GOMES e AWRUCH (2000) e pelo *Manual de Inspeção, Avaliação e Diagnóstico de Corrosão em Estruturas de Concreto Armado* (1997) e o modelo de Carbonatação ao Longo do Tempo, apresentados em HELENE et al (1995), SOUZA e RIPPER (1998) e nos *Boletins do CEB* nº 239 (1997) e nº 243 (1998). Baseiam-se no limite de vida útil, em serviço, pela iniciação da corrosão.

Para os modelos mais completos, estudos mais específicos foram desenvolvidos, destacando-se os seguintes trabalhos:

- Silos de Concreto, Bunkers, Reservatórios, Estruturas de Retenção, Tanques off-shore: Acumulação e Avaliação de Danos, POUKHONTO (1998).
- Previsão da Vida Útil de Sistemas de Reparo Utilizados em Estruturas de Concreto Armado Atacados por Cloretos, CABRAL et al (2000).

O maior número de estudos, dentre os que foram encontrados, utilizam o conceito de confiabilidade das estruturas. Alguns métodos baseiam-se nos modelos de deterioração anteriormente citados, avaliando a vida útil residual da estrutura ou prevendo a curva de deterioração da mesma e utilização desde métodos menos precisos, ditos de nível I, a métodos mais ajustados, chamados de nível III. Os algoritmos desenvolvidos, portanto, são classificados de acordo com este nível, ou seja, desde aplicações diretas dos conceitos estatísticos a simuladores mais ou menos complexos.

Destacam-se os seguintes trabalhos sobre a avaliação de estruturas por meio da Teoria de Confiabilidade, classificados de acordo com os métodos utilizados e que serão discutidos no capítulo 4:

Métodos de Primeira e Segunda Ordem (FORM/SORM) :

- Avaliação de Pontes Existentes: Experiências Obtidas em Casos Reais (CASAS, 1998) que apresenta estudos de casos aplicando e comparando o desempenho do método;
- Avaliação Probabilística da Durabilidade das Estruturas de Concreto (BOB, 2001), que considera os modelos matemáticos de deterioração por corrosão e carbonatação.
- Análise de Confiabilidade de Estruturas Deterioradas – a experiência e a necessidade de engenheiros especialistas (SARVESWARAM e

ROBERTS, 1999), que aplica os conceitos de perda de resistência por corrosão das armaduras.

Métodos de simulação:

- Modelos de Confiabilidade dependente da idade, considerando os efeitos de manutenção e condições de operação (MARTORELL et al, 1999), que apresenta a modelagem do efeito da manutenção na vida útil. Tratam-se de recomendações para avaliação de Usinas Nucleares.
- Análise da Confiabilidade de Estruturas de Concreto Armado, incluindo o efeito da Corrosão (GOMES E AWRUCH, 2000) que apresenta como resultado uma curva, descrevendo a probabilidade de falha com o tempo, considerando os conceitos de carbonatação e corrosão por cloretos (Lei de Fick). Utiliza a simulação de Monte Carlo para a geração das variáveis aleatórias.
- Estratégias para Recuperação de Tabuleiros de Pontes e Análise de Custos do Ciclo de Vida sobre Estados Limites Múltiplos (STEWART et al, 2002), que descreve o efeito da corrosão, de acordo com a segunda lei de Fick, utilizando a simulação de Monte Carlo para definir os custos dos ciclos de manutenção.
- Avaliação da Vida Residual de Estruturas de Concreto Existentes (CAPE e ENGSTROEM, 2001) que propõe uma função dependente do tempo para o estado limite de lascamento do cobrimento do concreto com aproximação probabilística de nível III.
- Confiabilidade – Avaliação Baseada na Taxa de Reabilitação de Grupos de Pontes (FRANGOPOL et al, 2001), que compara a taxa de deterioração de pontes similares sujeitas a diferentes regimes de manutenção.
- Aspectos de Segurança no Projeto e Avaliação de Estruturas

Deterioradas (FABER e MELCHERS, 2001), que sugere o uso de uma função de degradação em função do tempo, considerando diferentes níveis de deterioração como parâmetro.

- Níveis de Segurança de Referência para Avaliação de Pontes Existentes (BRÜHWILER e BAILEY, 2002) onde são apresentados e definidos cenários para os Riscos de Falha e os correspondentes Níveis Aceitáveis de Falha em função das consequências e Custos das Medidas de Segurança.
- Atualizando Estimativas da Confiabilidade de Pontes (ADEY et al, 2002) onde se investiga a influência dos coeficientes de variação nos modelos probabilísticos, considerando o carregamento e a influência da deterioração na resistência mecânica.

A avaliação, usando métodos de simulação, não se restringe à Análise de Confiabilidade. Métodos utilizando aproximação por redes neurais, como proposto por PERUS e ZNIDARIC (1998) e OKINE e APPEA (1999), podem ser utilizados. A aplicação da rede neural envolve o tratamento do fenômeno, de maneira empírica, ou introduzindo o conhecimento exato, e de um sistema inteligente para simular o processo de deterioração, envolvendo um grande número de variáveis. Além disso, é possível associar a deterioração à avaliação da confiabilidade da estrutura. O inconveniente é, em função do número das variáveis e fenômenos, a calibração adequada ao tratamento.

Outro método é descrito por LIU e ZHANG (2001) e por KUEZEVIC e ODOOM (2001), a respeito da Confiabilidade Estrutural Fuzzy. A diferença entre o método normal de confiabilidade é que, neste a falha é definida quando a solicitação simplesmente ultrapassa o valor da resistência e enquanto no método fuzzy considera-se a relação entre a resposta estrutural e o grau da falha, definindo o ponto mais provável de falha.

Os métodos baseados em ensaio de desempenho, de modo geral,

apresentam um custo elevado, comparados aos demais métodos e para as estruturas de pontes com fluxo importante gerariam inconvenientes como a necessidade de interdição da ponte, durante os ensaios, a necessidade de buscar caminhos alternativos, e o tempo limitado para procedimentos. Destacam-se nesse caso:

1. As provas de carga, que podem ser dinâmicas ou não, como orientadas pelo Guia para Teste de Campo de Pontes da ASCE (1977), pela norma brasileira NBR 9607/86, ou ainda, pelos trabalhos de FRYBA e PIRNES (1999), Testes de Carga e Análise Modal de Pontes, de SOARES (2000), Localização e Quantificação de Danos em Estruturas por Meio de Suas Características Dinâmicas, e de ALMEIDA e PENNER (2002) Avaliação de Desempenho Estrutural de Ponte com Base nos Testes Dinâmicos e Calibrados por Modelos Numéricos. Esses métodos baseiam-se na análise do desempenho da estrutura por meio da medição e controle dos efeitos causados pela aplicação de ações externas de natureza e intensidade previamente definidas.
2. Os ensaios acústicos, destacando-se o trabalho de OHTSU e WATANOKE (2001), Estimativa da Quantidade de Danos do Concreto pela Emissão Acústica. A base do método consiste na medição da alteração da velocidade de propagação das ondas acústicas devido a modificação das propriedades do material ou devido a presença de defeitos ou danos na estrutura.

A partir desse levantamento, foi possível orientar, de maneira adequada, o desenvolvimento da metodologia de avaliação das placas das pontes do estudo de caso deste trabalho. Orientou-se o desenvolvimento do trabalho para o uso da Teoria de Confiabilidade, considerando as condições reais da estrutura, obtidas nas inspeções visuais e ensaios de materiais, e os níveis aceitáveis da probabilidade de falha.

Assim, destacam-se ainda, os seguintes trabalhos na área de

confiabilidade de estruturas:

- Avaliação da Probabilidade pelo Método dos Pontos Estimados (CHANG et al, 1995) que sugere um modelo alternativo à Simulação de Monte Carlo, reduzindo o custo computacional.
- A análise do ponto crítico e da importância dos componentes de um sistema é apresentado por CAROT e SANZ (2000) que avaliam a importância do dano no componente, em presença do todo.
- Variação Estatística no Comportamento de Vigas e Pilares de Concreto Armado (REAL e CAMPOS FILHO, 2001) que efetuam o estudo da Confiabilidade de Estruturas em Condições de Projeto, segundo a Norma Brasileira NBR 6118/80. Utiliza o Método de Monte Carlo para avaliação das variáveis resistência e solicitação e, efetiva a determinação dos índices de confiabilidade a partir dos momentos de segunda ordem.
- SARANGA e KNEZEVIC (2001) Metodologia para predição da confiabilidade de sistemas, usando o modelo probabilista de Markov.
- Confiabilidade de pilares projetados de acordo com a NBR 6118/01, em fase de aprovação. Esse trabalho de ARAÚJO e REAL (2002) avalia os níveis de confiabilidade destes elementos estruturais na fase de projeto.
- O trabalho de SOARES (2001) apresenta os conceitos básicos da Teoria de Confiabilidade aplicada à engenharia de estruturas.

3 CONCEITOS ESTATÍSTICOS

Neste capítulo, estão apresentados os conceitos estatísticos, utilizados nesta dissertação de mestrado.

3.1 INTRODUÇÃO

A estatística é uma parte da matemática aplicada que fornece métodos para a coleta, organização, descrição, análise e interpretação de dados quantitativos e para a utilização dos mesmos na tomada de decisões mais adequadas.

3.1.1 Fases da análise estatística

Segundo FUSCO (1977, p. 11), "uma análise estatística pode ser decomposta, sempre, em cinco fases distintas", sendo elas :

- Amostragem: fase de obtenção dos dados para constituição das amostras. É muito importante que essas amostras sejam adequadas às finalidades desejadas, tanto quanto ao número de exemplares e à natureza das amostras.
- Especificação: fase em que se adota uma função matemática para representar a distribuição de probabilidades teóricas do universo do qual se constituem as amostras.
- Estimação: estimam-se os parâmetros da distribuição adotada, por meio de uma amostra conhecida.
- Verificação: verifica-se a concordância entre o modelo escolhido e os dados experimentais conhecidos, e é, nesta etapa, que se aprova a função matemática escolhida.
- Aplicação: com a obtenção dos resultados anteriores, a estatística é aplicada na resolução de problemas objetivos.

3.2. DISTRIBUIÇÃO DE FREQUÊNCIA

Os dados brutos são resumidos e distribuídos em classes ou categorias e o número de elementos pertencentes a cada uma das classes é denominado de freqüência de classe. Uma disposição tabular dos dados por classes, juntamente, com as freqüências correspondentes, é denominado distribuição de freqüência ou tabela de freqüência.

3.2.1 Intervalos e limites de classe

O intervalo de classe é a expressão que define uma classe, ou seja, o intervalo em que determinados valores de uma amostra podem estar localizados.

Para a construção de uma tabela de distribuição de freqüência, em classes, pode se utilizar a equação (3.1) :

$$I_c = \frac{v_{\max} - v_{\min}}{\sqrt{n}} \quad \text{onde:} \quad (3.1)$$

v_{\max} = valor máximo da amostra;

v_{\min} = valor mínimo da amostra;

n = número de elementos da amostra.

3.2.2 Amplitude total de dados

A amplitude total de dados é obtida através da diferença entre o valor máximo da amostra e o valor mínimo da amostra.

3.2.3 Amplitude do intervalo de classe

A amplitude do intervalo de classe é a divisão da amplitude total de dados pelo número de classes.

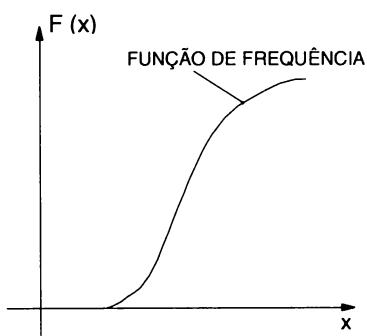
Com o intervalo de classe calculado, são definidos os limites de classe de cada amostra inferior e superior = (inferior + amplitude da classe), e posteriormente, calcula-se o número de observações contidas em cada classe, isto é, as freqüências das classes das amostras.

3.2.4 Distribuição de freqüência acumulada

A freqüência total de todos os valores inferiores ao limite superior de um dado intervalo de classe é denominado freqüência acumulada até e inclusive aquele intervalo.

O gráfico que apresenta a freqüência acumulada, abaixo de qualquer limite superior de classe, locada em relação a esse limite, é denominado polígono de freqüência acumulada ou ogiva.

GRÁFICO 3.1 – POLÍGONO DE FREQÜÊNCIA ACUMULADA



FONTE : AUTOR.

3.3 MÉDIA ARITMÉTICA

É obtida, dividindo o somatório dos valores de todos os elementos de um conjunto pelo número total de elementos desse conjunto, conforme (3.2).

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i) \quad \text{onde :} \quad (3.2)$$

x_i = valor do elemento, e

n = número total de elementos

3.4 VARIÂNCIA

É uma medida de dispersão dos dados de uma amostra, definida por (3.3). Para o universo das amostras seria representada por σ^2 .

$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (\mu_x - x_i)^2}{n-1} \quad (3.3)$$

3.5 DESVIO PADRÃO E DESVIO PADRÃO REDUZIDO

É uma medida de dispersão de uma amostra tomada em relação à média aritmética e pode ser obtido por meio da equação (3.4), em relação aos dados de uma amostra. Para o universo das variáveis o desvio padrão seria representado por σ .

O desvio padrão reduzido, por sua vez, corresponde a dispersão de dados

com valor da média igual a um.

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\mu_x - x_i)^2}{n-1}} \quad (3.4)$$

3.6 DISTRIBUIÇÃO NORMAL

Para a formulação de juízos probabilísticos é preciso conhecer a função de distribuição de uma variável aleatória contínua X , associada ao fenômeno considerado.

A função matemática que representa a freqüência de ocorrência da variável, usualmente é representada por $f(x)$, em que x é um evento da amostra da variável aleatória X . A partir do polígono de freqüência, determinamos a função matemática que melhor representa o polígono. Esta é a função de probabilidades da amostra.

A distribuição teórica de probabilidades que será utilizada nesta dissertação é a distribuição de Gauss, também dita distribuição normal, atendendo a recomendação do Boletim N.º 243 do CEB (1998), que tem sua curva representada no gráfico 3.1. Essa distribuição é definida pela seguinte função de densidade de probabilidade (3.5) :

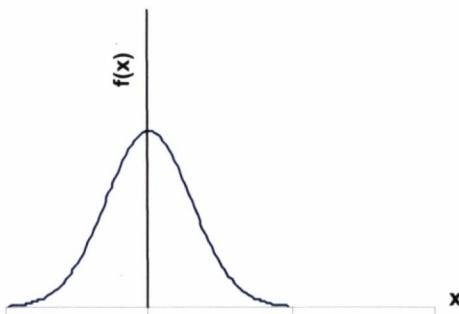
$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad \text{válida para } \sigma > 0 \text{ no intervalo } -\infty \leq x \leq +\infty, \text{ onde:} \quad (3.5)$$

$f(x)$ = densidade de probabilidade

$\mu = \mu_x$ = valor médio da distribuição

$\sigma = \sigma_x$ = desvio-padrão da distribuição

GRÁFICO 3.2 - CURVA DE GAUSS



FONTE : FUSCO, P. B. *Estruturas de Concreto : Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas.*
São Paulo, 1977.

NOTA : Adaptado pelo autor

Calculando-se as áreas, sob a curva, em intervalos definidos, obtêm-se as densidades de probabilidade da distribuição normal.

Quando for conveniente ressaltar que uma certa probabilidade corresponde a um intervalo restrito do campo de definição da variável aleatória considerada, essa probabilidade será indicada por P ($a \leq x \leq b$) e corresponderá à área sob a curva deste intervalo.

Por outro lado, quando necessitamos da probabilidade no intervalo $-\infty$ até determinado valor da variável aleatória, utilizamos a função de distribuição acumulada, fda . A fda é definida como a integral da função de densidade de probabilidade, de acordo com (3.6). Esta função terá o valor unitário no intervalo $-\infty$ até $+\infty$.

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(x) dx \quad \text{no intervalo } 0 \leq F(x) \leq 1 \quad (3.6)$$

3.7 PARÂMETROS PARA O DESENVOLVIMENTO DA ANÁLISE DE PROBABILIDADE

A seguir, citam-se alguns conceitos probabilísticos importantes para a compreensão da análise de probabilidade:

- Experiência aleatória: um experimento é dito aleatório quando pode ser reproduzido indeterminadamente, e os resultados podem ser descritos, embora sem definir exatamente qual ocorrerá.
- Variáveis de estado do sistema ou variáveis de projeto: variáveis aleatórias consideradas na análise.
- Amostra: subconjunto de uma população, que é o conjunto de todos os elementos que têm pelo menos uma característica em comum e que está sob investigação.
- Evento: um conjunto de pontos de campo amostral da experiência considerada. São compostos por uma ou mais realizações de uma amostra em um determinado cenário.

3.7.1 Regras básicas para a análise de probabilidade

Probabilidade de um evento $E_v(x)$ ocorrer (3.7):

$$0 \leq F_f(x) \leq 1 \quad (3.7)$$

Probabilidade de um evento $E_v(x)$ nunca ocorrer (3.8):

$$F_f(\bar{x}) = 1 - F_f(x) \quad (3.8)$$

Dois eventos x e y são mutuamente exclusivos quando (3.9):

$$F_f(x \cap y) = 0 \quad (3.9)$$

3.8 DISTRIBUIÇÃO POR AMOSTRAGEM. GRANDES E PEQUENAS AMOSTRAS

A determinação do tamanho da amostra decorre do estudo das distribuições, por amostragem, da média e da variância de amostras retiradas do mesmo universo. Em particular, a distribuição da média amostral tende para uma distribuição normal, mesmo quando o universo original do qual foram extraídas as amostras não tenha tal distribuição.

As amostras que possuem, no mínimo, trinta exemplares, são consideradas amostras grandes, e sua distribuição do desvio padrão é considerada normal.

Quando as amostras não têm esse tamanho, recai-se no chamado problema de pequenas amostras, e o obstáculo está em não se admitir a normalidade da distribuição, por amostragem, do desvio padrão. Para resolver esse problema, seria necessário o estudo de uma nova distribuição.

Com essa finalidade, considerando-se pequenas amostras retiradas de um universo normal, verifica-se que, em lugar do estudo da distribuição por amostragem do desvio padrão, é mais conveniente, por exemplo, o estudo direto da distribuição por amostragem da variância. Desse estudo, resulta uma nova variável, indicada por χ^2 (qui-quadrado), cuja distribuição permite a determinação do intervalo de confiança da variável.

4 CONCEITOS DE CONFIABILIDADE

Nas últimas três décadas pesquisadores têm procurado uma maneira de introduzir a segurança no desenvolvimento dos projetos estruturais. Conforme SOARES E VENTURINI (2001), o uso dos métodos probabilísticos permite a obtenção de soluções muito mais próximas da ótima, permitindo a previsão da probabilidade de falha e seu correspondente índice de confiabilidade SOARES e VENTURINI (2001).

A importância dessa metodologia se constata, principalmente, quando se aplicam os coeficientes parciais de segurança. Esses coeficientes levam os elementos estruturais e, portanto, as estruturas a diferentes níveis de confiabilidade, como constatado nos estudos de MAC GREGOR (1970 e 1976), de REAL e CAMPOS FILHO (2001) e de ARAÚJO e REAL (2002). Como exemplo, pode-se citar o estudo de Real e Campos Filho, que objetivou a determinação do índice de confiabilidade de vigas e pilares dimensionados seguindo os critérios da NBR 6118, obtendo para vigas o índice de confiabilidade igual a 9,14, enquanto para os pilares, o índice de confiabilidade igual a 5,81. Esses índices correspondem, à probabilidade de ocorrência de falha destes elementos de 1×10^{-18} e 1×10^{-8} , respectivamente.

Da mesma forma, no caso de verificação da capacidade de uma estrutura, o uso dos coeficientes parciais levam a uma interpretação que, muitas vezes, pode estar equivocada e, portanto, sem definir a situação real da estrutura. Nessa condição, pretende-se apresentar uma metodologia de análise mais adequada para a qual é necessário o conhecimento dos conceitos de confiabilidade que serão abordados a seguir.

4.1 PROBABILIDADE DE FALHA E CONFIABILIDADE

Uma definição simples de probabilidade de falha e aplicada à Engenharia de Estruturas pode ser dada como: a probabilidade de ocorrência de eventos em que a solicitação é maior que a resistência do elemento ou da estrutura, considerando os diversos parâmetros de incerteza e cada cenário de colapso (formas de falha da estrutura). A probabilidade de falha pode ser expressa quantitativamente por (4.1) (ZHAO e ONO, 2001):

$$P_f = P[G(x) \leq 0] = \int_{G(x) \leq 0} \dots \int f(x) dx \quad (4.1)$$

onde :

$G(x)$ é a função do estado limite da estrutura

$f(x)$ é a função de densidade de probabilidade de ligação de variável aleatória básica x , conforme definido no capítulo 3.

Por outro lado, a definição de confiabilidade pode ser dada pela probabilidade de manutenção da estabilidade do elemento ou da estrutura, ou seja, é o complemento da probabilidade de falha (4.2).

$$Rel = 1 - P_f \quad (4.2)$$

onde :

Rel = confiabilidade

P_f = probabilidade de falha

Para o índice de confiabilidade (β), a definição genérica pode ser dada pela mínima distância entre o centro de coordenadas do sistema e o ponto de falha mais provável no espaço reduzido que, de maneira particularizada no caso de variáveis

aleatórias gaussianas, corresponde ao número de desvios padrão entre o valor médio e o ponto de falha, ou seja, seu desvio padrão reduzido no ponto de falha, conforme descrito no gráfico 4.1.

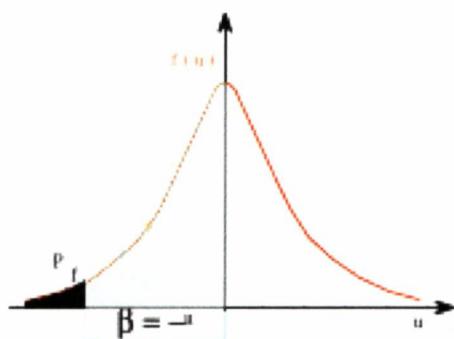
Relacionando-o à probabilidade de falha tem-se (4.4).

$$P_f = \text{Prob} (G(x) \leq 0) = \phi(-\beta) \quad (4.3)$$

$$\text{então, } \beta = -\phi^{-1}(P_f) \quad (4.4)$$

onde ϕ , é a função de distribuição de Gauss no espaço normal padrão.

GRÁFICO 4.1 – DEFINIÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE E DA PROBABILIDADE DE FALHA



FONTE : SOARES (2001)
NOTA : Adaptado pelo autor

4.2 MÉTODOS DE CÁLCULOS MAIS UTILIZADOS

De acordo com SOARES e VENTURINI (2001), são mencionados na literatura quatro níveis de confiabilidade, classificados de acordo com as informações obtidas da estrutura.

Nível I – Neste nível estão os métodos que utilizam valores que exprimem as condições de extremo probabilístico, isto é, usam apenas um valor característico para cada variável de incerteza. O critério de dimensionamento da NBR 6118 – *Projetos de Estruturas de Concreto Armado* (1980) enquadra-se neste nível, utilizando os coeficientes parciais de segurança.

Nível II – Os métodos que utilizam dois valores característicos para as variáveis de incerteza, normalmente, a média e o desvio padrão, são enquadrados neste nível. Este nível também é descrito como processo dos extremos funcionais (FUSCO, 1977) e a medida da confiabilidade é obtida sem descrição da função de probabilidade das variáveis.

Nível III – Neste nível estão os métodos que utilizam a probabilidade de falha como unidade de medida e necessitam da função de probabilidade das variáveis.

Nível IV – Para este nível estão descritos os métodos que consideram os custos e as condições éticas da vida, baseadas na análise econômica, e os compara com o desempenho estrutural. Seriam os métodos para otimização do dimensionamento.

Seguindo a classificação apresentada, a seguir, descrevem-se os métodos mais citados nas aplicações estudadas:

4.2.1 Cálculo Direto da Probabilidade de Falha

Neste método determina-se o número de ocorrências de falha para um dado número de eventos e, pela relação entre estes, da probabilidade de falha. Assim, o índice de confiabilidade pode ser obtido como descrito no item 4.1 pela equação (4.4).

4.2.2 Método de Confiabilidade de Primeira Ordem - FORM

Este método fornece a estimativa da probabilidade de falha, linearizando a superfície de estado limite no ponto de projeto no espaço normal padrão. Pode ser descrito, particularizando para apenas uma variável, pela aplicação da seguinte equação.

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{Var[R] + Var[S]}} \quad (4.5)$$

onde :

μ_R = média da variável de resistência

μ_S = média da variável de solicitação

$Var[R]$ = variância da variável de resistência

$Var[S]$ = variância da variável de solicitação

A probabilidade de falha, é dada pela equação 4.3.

Segundo SOARES e VENTURINI (2001), a maioria dos códigos e normas de projetos que incluíram métodos de aproximações de confiabilidade baseiam-se nesse método.

4.2.3 Método de Confiabilidade de Segunda Ordem – SORM

Este método foi introduzido para melhorar os resultados definidos pelo método anterior (FORM). Para isso, há a necessidade de informações complementares sobre a curvatura da superfície de falha, sendo sua aproximação realizada através de uma superfície quadrática.

4.2.4 Método de Simulação de Monte Carlo

Este método é o mais citado nas pesquisas aplicadas de confiabilidade e serviu de base para o desenvolvimento dos demais métodos de simulação existentes.

O método é chamado assim, devido à comparação com as roletas da cidade de Monte Carlo do principado de Mônaco, que são simples geradoras aleatórias de números. Este nome e o desenvolvimento datam de 1944, mas a grande evolução ocorreu a partir de 1970 com o uso das teorias computacionais (MC GREGOR, 1976).

A característica principal do método é a produção de uma estimativa única de probabilidade de falha (SOARES e VENTURINI, 2001), sendo o custo computacional alto, mas devido à precisão, é utilizado para calibrar os outros métodos de cálculo do índice de confiabilidade ou da probabilidade de falha.

Segundo REAL e CAMPOS FILHO (2001), o método consiste em desenvolver um modelo analítico que simulará o comportamento do sistema. Como os parâmetros do sistema são variáveis aleatórias, o procedimento deverá ser repetido diversas vezes, sendo denominada cada análise da simulação de ciclo de simulação. Em cada simulação, serão atribuídos às variáveis de entradas, valores tomados de maneira aleatória a partir da distribuição de probabilidades correspondentes.

Como este método será utilizado para a avaliação da confiabilidade no âmbito deste trabalho, a seguir descreve-se a seqüência de aplicação do método.

O primeiro passo consiste em gerar as amostras da análise correspondentes a cada variável. Para isto, conhecendo-se a função de distribuição e seus atributos, por exemplo, função normal, média e desvio padrão, geram-se valores correspondentes a cada percentil de probabilidade.

A seguir, inicia-se a simulação, tomando-se as variáveis aleatórias de resistência e solicitação, efetuando-se então, a verificação da ocorrência de falha ou não.

Após a repetição do processo, um determinado número de vezes, poderá ser calculada a probabilidade de falha pela relação entre o número de ocorrências e o número de simulações realizadas. Esta seria a probabilidade de falha direta do método.

Tomando-se, por exemplo, uma simulação com 1 milhão de ciclos e cinco ocorrências de falhas, a probabilidade de falha direta seria igual a 5×10^{-6} .

Na maioria dos casos, para a obtenção desse valor, com precisão

adequada, haveria a necessidade de um número de simulações extremamente elevado, da ordem de 10^{+18} SOARES e VENTURINI (2001), ou, em outras situações, a geração de valores correspondentes a décimos de percentil para que a simulação encontre eventos com ocorrência de falha.

Para contornar esse problema, utilizou-se a diferença entre os valores aleatórios de resistência e solicitação, descrevendo uma distribuição normal das ocorrências. Valores inferiores a zero caracterizam a ocorrência de falha.

Assim, conhecidos os parâmetros média e desvio padrão da distribuição, de ocorrência de falhas, é possível determinar o valor do desvio padrão reduzido correspondente no ponto de falha, ou seja, o valor do índice de confiabilidade (β), de acordo com sua definição.

Definindo-se a variável aleatória M dada por (4.6):

$$M = R - S \quad .(4.6)$$

onde : M = margem de segurança
 R = resistência
 S = solicitação

tem-se (4.7):

$$M_{(0)} = \mu_m - \sigma_m \cdot \beta \quad .(4.7)$$

sendo $M_{(0)}$ = valor correspondente ao limite de falha (igual a zero)

Portanto, o índice de confiabilidade será (4.8):

$$\beta = \frac{\mu_m}{\sigma_m} \quad .(4.8)$$

4.2.5 Características das Variáveis Aplicadas a Estruturas de Concreto

Nas tabelas abaixo (4.1, 4.2 e 4.3), estão apresentadas características estatísticas para as variáveis que poderão ser utilizadas na análise de confiabilidade e que serviram de referência para o presente trabalho.

TABELA 4.1. - CARACTERÍSTICAS ESTATÍSTICAS DAS VARIÁVEIS

Variável	Distribuição	Média μ	Desvio Padrão σ	Coeficiente de Variação (%)	X_k	Percentil %
f_c (MPa) $f_{ct} = 0,25 f_c^{2/3}$ $E_c = 9500 f_c^{1/3}$	Log-normal	$f_{ck} + 8$	5	--	f_{ck}	5
f_y (MPa)	Log-normal	$f_{yk} + 6$	3		f_{yk}	5
A_s (cm^2)	Normal	A_s	--	2,5	A_s	50
h, b (mm)	Normal	b	5	--	b	50
c (mm)	Normal	$c + 5$	5	--	G	50
G (kN/m^2)	Normal	G	--	10	G	50
Q (kN/m^2)	Normal	$Q_k/1,824$	--	40	Q_k	98

FONTE : SOARES, R. de C., VENTURINI, W.S. Introdução à análise de confiabilidade. *Universidade de São Carlos*. 2001.

NOTA : Adaptado pelo autor

TABELA 4.2. -CARACTERÍSTICAS ESTATÍSTICAS DE CARGAS E RESISTÊNCIAS.

Variável	Média μ	Coeficiente de variação	Distribuição
Resistência	$\beta = 2,5$	0,15	Log-normal
Carga permanente	μ_D	0,10	Log-normal
Carga não-permanente	$0,5\mu_D$	0,40	Log-normal
Ação do vento	$0,25 - 2,50 \mu_D$	0,47	Log-normal

FONTE : SOARES, R. de C., VENTURINI, W.S. Introdução à análise de confiabilidade. *Universidade de São Carlos*. 2001.

NOTA : Adaptado pelo autor

TABELA. 4.3. - CARACTERÍSTICAS ESTATÍSTICAS DAS VARIÁVEIS

Variável	Distribuição	Coeficiente de Variação	Percentil
Resistência em vigas	Normal	5 %	Resistência Média
Permanente	Normal	10 %	95 %
Acidental	Normal	40 %	95 %

FONTE : REAL, M. de V.; CAMPOS FILHO, A. *Variações estatísticas no comportamento de vigas e pilares de concreto armado.* 2001.

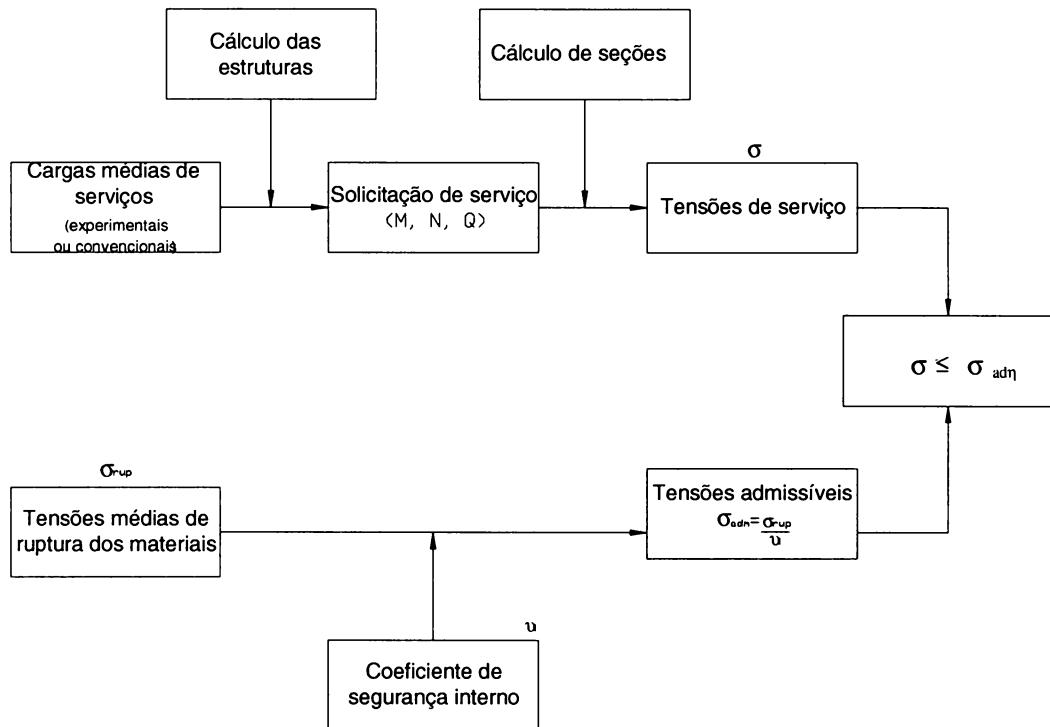
NOTA : Adaptado pelo autor

4.2.6 Evolução dos Métodos Brasileiros de Dimensionamento

Na verificação de estruturas de concreto existentes, torna-se importante o conhecimento da evolução dos métodos de dimensionamento e a relação com o índice de confiabilidade.

As primeiras recomendações para elaboração de projetos foram publicadas, segundo HELENE e TERZIAN (1992), pela Associação Brasileira de Concreto – ABC, em 1931, com o critério de dimensionamento denominado Método das Tensões Admissíveis. A característica principal do método era a adoção de um único coeficiente de segurança, considerando os valores médios de resistência dos materiais e das ações, sem distinção entre estes e, assim não havia qualquer controle sobre as variabilidades (FUSCO, 1977). A figura 4.1, apresenta o fluxograma para o dimensionamento por este método.

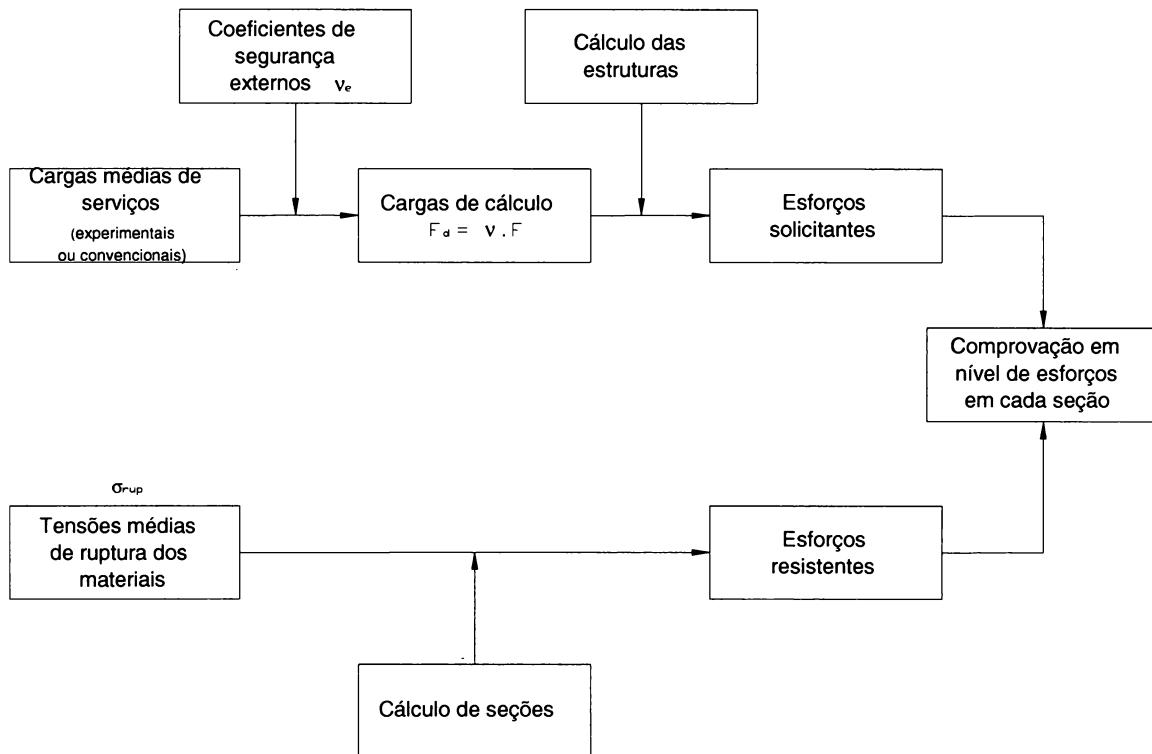
FIGURA 4.1 – MÉTODO DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS



FONTE : HELENE, P.; TERZIAN, P. *Manual de Dosagem e Controle do Concreto*, 1993.

A Associação Brasileira de Cimento Portland, em 1937, publicou o Método de Cálculo no Regime da Ruptura, sendo a primeira referência mundial (HELENE e TERZIAN, 1992), mantido , a seguir, na primeira edição da NB-1, publicada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT em 1940. Este critério introduziu o uso do coeficiente de segurança externo que englobava todas as incertezas através de um único valor. Porém, da mesma forma que o Método das Tensões Admissíveis, não permitia a consideração da variabilidade do processo de produção, conforme constata-se na figura 4.2.

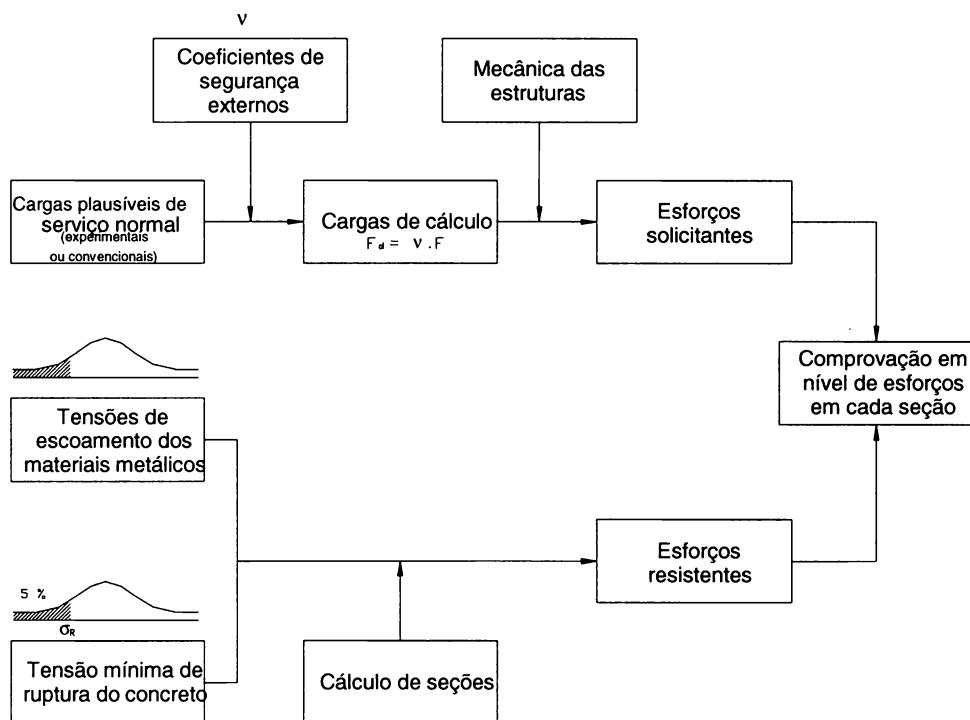
FIGURA 4.2 – MÉTODO DE CÁLCULO NO REGIME DE RUPTURA



FONTE : HELENE, P.; TERZIAN, P. *Manual de Dosagem e Controle do Concreto*. 1993.

Com a evolução dos conceitos de estatística e probabilidades aplicados ao controle de produção dos materiais, em 1960, a revisão da NB-1 apresentou o método parcialmente probabilístico dos estados limites, conforme figura 4.3, seguindo outros quatro países que adotaram o mesmo procedimento, que eram a União Soviética, a Alemanha, a Inglaterra e os Estados Unidos. A grande contribuição do método foi a consideração da variabilidade dos materiais que, além de permitir maior confiança, incentivava o construtor a melhorar o processo de produção.

FIGURA 4.3 – MÉTODO PARCIALMENTE PROBABILISTA DOS ESTADOS-LIMITES



A influência dos métodos de dimensionamento pode ser evidenciada nos estudos de caso. As pontes estudadas, como constatou-se e descreve-se no apêndice 3, foram projetadas no ano de 1974 e dimensionadas através do método das tensões admissíveis, em vigor na época.

Isso possibilitou às placas destas pontes atingirem elevados índices de confiabilidade em relação aos valores de referência atuais, indicados no capítulo 5.

5 METODOLOGIA

Seguindo os conceitos descritos nos capítulos anteriores e o objetivo do trabalho, no quadro abaixo, resumiu-se a seqüência de procedimentos que deverão orientar a avaliação das estruturas para a aplicação da metodologia a ser apresentada:

QUADRO 1 – FLUXOGRAMA DE PROCEDIMENTOS PARA AVALIAÇÃO DAS ESTRUTURAS DAS PONTES EM PLACAS

 <i>Situação de projeto</i>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Determinação de cargas atuantes de projeto ▪ Geometria dos elementos ▪ Características dos materiais
 <i>Situação real atual</i>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Cargas usuais ▪ Geometria dos elementos <ul style="list-style-type: none"> - Tamanho e forma das peças - Posição das armaduras - Intensidade de corrosão ▪ Características dos materiais : ensaios. ▪ Condições que afetam a corrosão <ul style="list-style-type: none"> - Fissuração <ul style="list-style-type: none"> 1. Devido à carga 2. Devido à reologia do concreto 3. Devido à expansão provocada por corrosão - Carbonatação - Presença de cloreto ▪ Processos de lixiviação
 <i>Evolução</i>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Verificação da probabilidade de falha → Índice de confiabilidade Modelo de cálculo : Simulação de Monte Carlo
 <i>Decisão</i>	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Determinação da urgência de intervenção

FONTE : AUTOR

5.1 RECOMENDAÇÕES PARA INSPEÇÃO E REALIZAÇÃO DE ENSAIOS DAS PLACAS DAS PONTES

Com o objetivo de facilitar o levantamento de informações necessárias à avaliação das placas das pontes, a seguir, descrevem-se as recomendações às inspeções e à realização de ensaios de caracterização dos materiais.

SLOWIK e KAPPHAHN (1997) em estudo sobre a determinação dos dados de Geometria e Propriedades dos Materiais de Estruturas existentes, apresenta o quadro 5.1, que define quais os dados imprescindíveis e quais os dados necessários, em certas circunstâncias, como por exemplo, no desconhecimento das dimensões dos elementos e das características dos materiais, como classe do aço e do concreto ou uso de aditivos.

QUADRO 5.1. CLASSIFICAÇÃO DE DADOS A SEREM COLETADOS

	continua	
	Concreto Armado	Concreto Protendido
Dados Geométricos		
dimensões externas	▽	▽
cobrimento / localização das armaduras	•	•
diâmetro das armaduras	▽	▽
Propriedades dos Materiais do Concreto		
Resistência à Compressão	•	•
Módulo de Elasticidade	▽	▽
Homogeneidade	▽	▽
Profundidade de Carbonatação	•	•
Porcentagem de cloro	▽	•
Outros Íons	▽	▽

QUADRO 5.1. CLASSIFICAÇÃO DE DADOS A SEREM COLETADOS

	conclusão	
	Concreto Armado	Concreto Protendido
Propriedades do Aço		
- Corrosão	•	•
- Condições de adesão		•
- Resistência à tração	▽	•
- Resistência à fadiga		•
Condições de Tensão		
- Tensão no concreto	▽	▽
- Tensão no Aço	▽	•

FONTE : CEB Bulletin d'Information n° 239

NOTA : • deverá sempre ser determinada

▽ deverá ser determinada em certas circunstâncias

Assim, orientou-se o desenvolvimento deste estudo nos parâmetros anteriormente definidos, quais sejam :

- dados geométricos, com levantamento das dimensões e da localização, cobrimento e diâmetro das armaduras;
- propriedades dos materiais, com determinação da resistência à compressão e da profundidade de carbonatação do concreto e da corrosão do aço.

5.1.1 Dados Geométricos

A rotina de inspeção de uma estrutura se caracteriza inicialmente pela inspeção visual. Essa inspeção pode necessitar, em algumas ocasiões, de pessoal especializado devido à existência de situação anômala em determinada peça estrutural ou em casos de danos que necessitem de decisões emergenciais. Nessas

situações, o mapeamento das anomalias deve ser mais completo e detalhado incluindo possivelmente a monitoração da estrutura ou a execução de ensaios de verificação de desempenho, como a prova de carga ou análise dinâmica, entre outros. Nas demais situações, em que a inspeção se caracteriza como periódica, basta uma equipe bem treinada com conhecimentos dos procedimentos necessários dos formulários a serem preenchidos e familiarizados com os instrumentos necessários (SOUZA e RIPPER, 1998).

Na inspeção visual, portanto, deverão ser reunidas as informações seguintes.

5.1.1.1 Dimensões Externas

Deverão ser levantadas as medidas externas das placas nas três dimensões, isto é, largura, espessura e comprimento. Recomenda-se, em função da dimensão dos elementos, que sejam efetuadas, no mínimo, três medidas na largura, duas no comprimento e seis na espessura, podendo estas serem realizadas nas quatro extremidades e duas na faces mais longas, a critério do inspetor, a fim de determinar os valores médios e os desvios.

5.1.1.2 Localização e Diâmetro das Barras de Aço

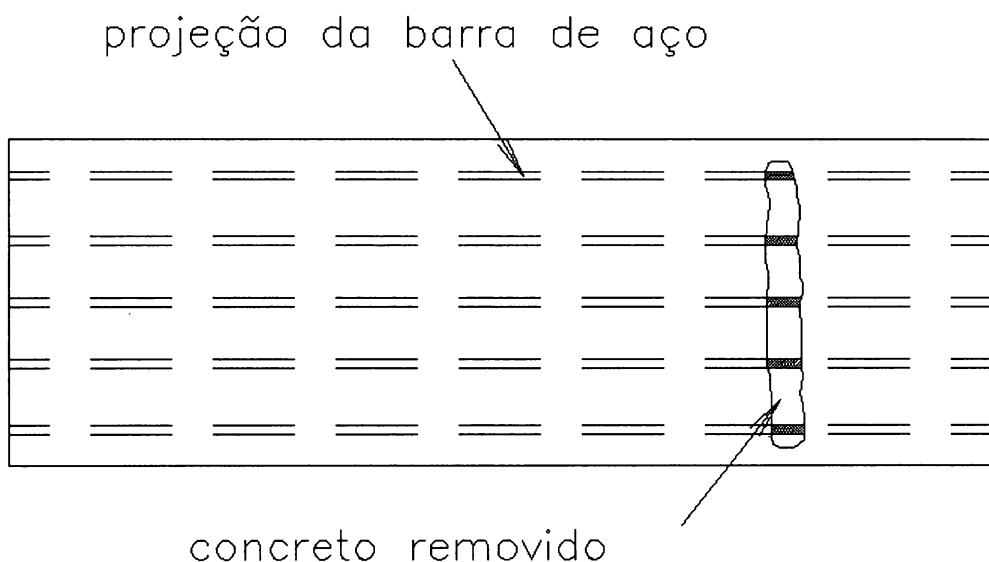
A localização das barras de aço pode ser determinada de maneira destrutiva ou não destrutiva. No primeiro caso, deverá ser removida uma faixa de concreto até atingir as armaduras com largura aproximada de 5 cm e extensão suficiente para determinar o espaçamento da armadura. Isto deverá ser aplicado à face inferior e à superior, além de uma face lateral, localizando as armaduras superiores, inferiores e transversais respectivamente, determinando o diâmetro, a distância do eixo da barra da face de concreto e o espaçamento (Figura 5.1).

O grau de corrosão pode ser determinado pela perda de área da seção transversal em relação à original, retirando a eventual camada de corrosão existente, tomando para o estudo a corrosão média obtida. Outros métodos podem ser utilizados para avaliar a corrosão, como o recomendado no *Boletim n° 192 do CEB* (1989), em que a perda da seção é a estimada por meio da Lei de Faraday, ou seja, através da densidade corrente de corrosão, medida por aparelhos como o GECOR 6.

A seleção da posição da abertura no concreto deve considerar a seção de máxima solicitação de cada armadura e possíveis pontos de ruptura do concreto por influência da expansão provocada pela corrosão das armaduras.

Seções, com presença de lixiviação, podem apresentar pontos críticos de resistência tanto do concreto quanto da armadura. Neste caso, independente da seção, as mesmas podem apresentar tensões normais, ainda não transferidas ao concreto. Consequentemente, as regiões alteradas devem ser recompostas com material adequado.

FIGURA 5.1.- VISTA INFERIOR DA LAJE



FONTE : CEB BULLETIN D'INFORMATION. Non linear analysis / Safety evaluation and monitoring.
Comite Euro International du Beton, n. 239, 1997.

NOTA : Exemplo de remoção do concreto para investigação das armaduras

Apesar do método ser simples, devido à necessidade de recomposição das regiões danificadas e a dificuldade de analisar toda a extensão da peça, recomenda-se a combinação com ensaios não destrutivos.

Os ensaios não destrutivos que podem ser empregados são os métodos baseados em campos eletro-magnéticos, método por radiação e o método por radar.

Segundo revisão elaborada por SLOWIK e KAPPHAHN (1997) os produtos comerciais mais utilizados para detecção de barras de aço, por meio eletromagnético, são descritos no quadro 5.2.

QUADRO 5.2. - MECANISMOS UTILIZADOS PARA DETECÇÃO DE BARRAS DE AÇO POR MEIO ELETROMAGNÉTICO

Efeito Físico	O que determina	Descrição
Magnetismo Permanente	Localização e cobrimento das barras	Mede-se a força de atração entre a barra de aço e magneto, colocado na superfície do concreto
Indução Eletromagnética	Localização, cobrimento e diâmetro das barras	O fluxo magnético é influenciado pelo material no campo eletromagnético.
Dispersão de um Campo Magnético	Localização, cobrimento e diâmetro das barras	Primeiramente, as barras são magnetizadas por um magnetismo permanente. Então, o campo magnético é medido pelo uso de uma sonda, que avalia a dispersão provocada pela barra de aço.

FONTE : Quadro feito pelo autor baseado em SLOWIK,Q.; KAPPHAHN, K. Determinacion of geometrical data and material properties. *CEB Bulletin d'information*, n. 239 – Non linear analysis safety evaluation and monitoring. 1997.

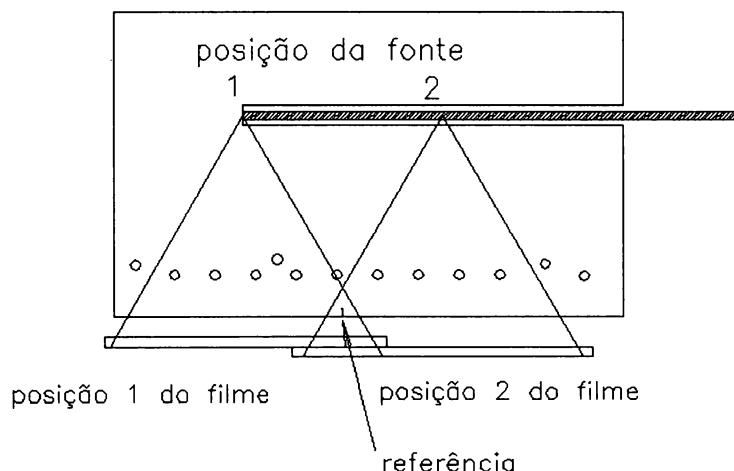
NOTA : As vantagens desses métodos são a rapidez e a confiabilidade, porém, sua limitação é o cobrimento do concreto, pois acima de 100 mm, perde-se a confiabilidade.

O uso da radiação, com o uso de ondas curtas, que penetram através dos

sólidos, utilizando Raios X, Gama ou de Nêutrons é descrito por MC CANN (2001). Parte da radiação que passa através do elemento é absorvida pelo meio, dependendo da densidade, espessura do material e das características das ondas. A radiação remanescente pode ser detectada e monitorada por equipamento eletrônico que registra o resultado. Pode-se ainda, apenas utilizar um filme, no lado oposto da peça, em relação à fonte de radiação, que fixará na mesma, a posição das barras de aço, de acordo com SLOWIK e KAPPHAHN (1997). A principal diferença entre os raios, é em relação às fontes geradoras. No caso dos Raios-X, necessita-se do emprego de uma força aceleradora linear elétrica que gera as ondas. No caso dos Raios Gama, há a necessidade de uma fonte nuclear. Apesar disso, é mais segura que o Raio X. Já, no uso da Radiografia de Nêutrons, o sistema necessita criar um fluxo de nêutrons com aplicação similar aos Raios-X, porém, de aplicação mais rápida segundo MC CANN (2001). Para o uso de qualquer dos três sistemas, deve-se comparar a capacidade da fonte para ultrapassar a espessura do material. Na figura 5.2, dá-se um exemplo de aplicação.

FIGURA 5.2 - ESQUEMA DE MEDIÇÃO

pelo lado da estrutura



FONTE : CEB BULLETIN D'INFORMATION. Non linear analysis / Safety evaluation and monitoring. Comite Euro International du Beton, n. 239, 1997.

A desvantagem desses sistemas, segundo SLOWIK e KAPPHAHN (1997),

são os altos custos para o trabalho, devido à necessidade de equipe altamente especializada.

O terceiro método trata-se do uso do Radar. Ondas eletromagnéticas são refletidas entre os materiais, tendo propriedades elétricas diferentes. A vantagem desse método é a profundidade de inspeção de, aproximadamente, 50 cm, bem maior que métodos eletromagnéticos comuns. Por outro lado, a interpretação dos dados obtidos é difícil, como por exemplo a posição do aço não é claramente identificada.

5.1.1.3 Outros fatores à inspecionar

Ainda, durante a inspeção visual, segundo o *Boletim n° 243 do CEB* (1998), especial atenção deve ser dada aos seguintes fatores :

- Verificação das informações reunidas no planejamento da inspeção, isto é, informações levantadas nos projetos nos diários da obra. Outros documentos como relatórios de ensaios de materiais, relatório de condições climáticas, memoriais de cálculo, normas adotadas, etc.;
- Presença de pinturas de proteção ou impregnação de produtos estranhos;
- Aparência da superfície de concreto original;
- Diferença de cores na superfície de concreto;
- Presença de fissuras, sem padrão e aparência;
- Deterioração do concreto propriamente dito;
- Barras de aço expostas;
- Deformações excessivas da estrutura;
- Presença de umidade.

5.1.2 Propriedades dos Materiais

As seguintes propriedades dos materiais deverão ser determinadas, experimentalmente, para posterior avaliação da estrutura.

- Resistência do Concreto
- Profundidade de Carbonatação

Em alguns casos, em que se constata a possível presença de clorídeos, os ensaios de determinação desses íons devem ser realizados. Nesse trabalho, esse valor não é preponderante, pois não afeta diretamente a resistência dos materiais.

5.1.2.1 Resistência do Concreto

Os métodos não destrutivos, como extração de testemunhos e esclerometria podem fornecer, segundo MEHTA e MONTEIRO (1994), um número considerável de dados preliminares, a um custo relativamente baixo. Esses dois métodos são os recomendados nesse trabalho e se complementam pois, enquanto a esclerometria fornece resultados rápidos e baratos, porém com menor precisão, a extração de testemunhos apresenta maior precisão e permite calibrar os valores dos índices esclerométricos, condição prevista também por SLOWIK e KAPPHAHN (1997).

Porém, se houver a possibilidade de execução de outros ensaios, MENEGHETTI (1999), EISINGER e LIMA (2000) e PALAZZO (2002) citam os seguintes :

- Ensaio de arrancamento;
- Ensaio de fratura interna;
- Ensaio de penetração de pinos;
- Ensaio de aderência;
- Ensaio de torque Stoll;
- Método da maturidade;
- Ultra-som.

5.1.2.1.1 Ensaios em Testemunhos

A execução do ensaio sobre testemunhos de concreto deve atender o descrito nas normas *NBR 7680 – Extração, Preparo, Ensaio e Análise de Testemunhos em Estruturas de Concreto* (1983) e *NBR 5739 – Ensaios de Compressão em Corpos de Prova Cilíndricos de Concreto* (1980).

O ensaio consiste, basicamente, na retirada, por meio de serra com coroa diamantada, de um ou mais testemunhos da estrutura estudada. Esses testemunhos serão capeados e ensaiados à compressão axial, seguindo o mesmo método utilizado nos corpos de prova moldados com concreto fresco.

As interferências nos resultados podem ocorrer, principalmente, por três motivos:

- Presença eventual de armadura no testemunho;
- Relação diâmetro x altura diferente de 2,0, para a qual a própria NBR 7680 apresenta coeficientes de correlação;
- Segundo MEHTA (1994) as resistências de testemunho são geralmente menores do que cilindros com cura úmida além, da possibilidade de microfissuração em peças com grande volume de concreto.

Segundo MOREIRA (2002) a dimensão do agregado, ainda pode afetar estes resultados.

Deve-se ter cuidado no posicionamento da extração, a fim de evitar danos estruturais e, deverá se recompor o local com graute ou outro material mais adequado.

Recomenda-se nesse trabalho, a extração de, no mínimo, dois testemunhos por obra para correlação com os ensaios esclerométricos, de modo a confirmar o valor obtido e observar possível variação de resistência do concreto em um mesmo elemento.

5.1.2.1.2 Esclerometria

A esclerometria, como qualquer ensaio não destrutivo, não causa danos ao concreto, podendo ser realizadas várias leituras do mesmo elemento com grande rapidez.

O método, baseado na determinação da dureza superficial, consiste, essencialmente, em aplicar um impacto na superfície do concreto de maneira padronizada, medindo a distância de reflexão da massa interna do esclerômetro, que ocorre devido a parte da energia que não é absorvida pelo concreto. No aparelho utilizado, a reflexão é expressa como a porcentagem da reflexão máxima (100 %) e seu valor é denominado de “índice esclerométrico”, segundo MEHTA e MONTEIRO (1994). Para cada aparelho, esse índice deverá ser corrigido, considerando a direção e sentido de aplicação através de curvas de correlação entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão axial.

A norma brasileira que descreve os procedimentos é a *NBR 7584: Concreto Endurecido – Avaliação de Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão* (1982). Segundo essa norma, a profundidade de referência é cerca de 20 mm, operando-se com esclerômetros de energia de percussão de 2,25 Nm. A mesma norma, no seu anexo A, ainda descreve as circunstâncias de emprego:

- Averiguação da uniformidade da dureza superficial do concreto;
- Comparação de concretos com um referencial: isso pode se aplicar a casos em que se deseja comparar a qualidade de peças de concreto;
- Estimativa da resistência à compressão do concreto: essa avaliação depende sempre de um número elevado de variáveis. Não se recomenda utilizar esse método na avaliação direta de resistência à compressão do concreto, a não ser que se disponha de uma correlação confiável efetuada com os materiais em questão.

Ainda, conforme ALCÂNTARA (2002), a exatidão da estimativa da resistência do concreto nos corpos de prova cilíndricos é de, aproximadamente, 20%, e, segundo METHA e MONTEIRO (1994), em uma estrutura é de 25%.

As variáveis que influem nos resultados são realçadas pelo *Manual do Aparelho da Proceq* (1977):

- Tipo de cimento;
- Tipo de agregado;
- Tipo de superfície e seu estado;
- Condições de umidade superficial;
- Influência da carbonatação, exigindo aplicação de fatores corretivos;
- Influência da idade;
- Influência de operação do aparelho;
- Outros fatores como: massa específica do concreto, esbeltez do elemento, proximidade da zona de falha, o estado de tensão do concreto, a temperatura do esclerômetro e do concreto, consumo de cimento, tipo de cura, presença de calcinação devido a temperaturas elevadas.

Para a situação das estruturas a avaliar destacou-se a condição superficial que fornece a maior variabilidade nos resultados e a influência da carbonatação. A primeira condição deverá ser controlada através dos procedimentos de preparo da superfície e a segunda por meio da avaliação da profundidade de carbonatação, a ser determinada através de ensaio a ser descrito adiante.

5.1.2.2 Correlações adotadas no estudo

- a) Correlação entre a resistência na condição atual e condição inicial :

Considerando a condição inicial como correspondente à idade de 28 dias, do lançamento do concreto, aplicamos o índice 1,35, valor médio, que relaciona a resistência do concreto fc_{28} com a resistência a ser alcançada a 360 dias, a partir de onde os acréscimos de resistência do concreto são desprezíveis, segundo MEHTA e MONTEIRO (1994) devido ao consumo de, praticamente, toda água disponível à reação de hidratação do cimento. Esse procedimento poderá ser mais rigoroso, se houver informações mais completas, considerando tipo de cimento, adições, relação a/c e as condições de cura aplicadas ao concreto. Como essas informações, em obras existentes, raramente estão disponíveis, optamos pelo valor conservador indicado, portanto (5.1):

$$fc_{28} = \frac{fcj}{1,35} \quad \text{onde :} \quad (5.1)$$

fcj – resistência mecânica do concreto, determinada na condição atual

- b) Valor da resistência na condição atual

Como o maior número de informações será fornecido pelo ensaio esclerométrico, esses valores, se possível, deverão ser corrigidos pela correlação direta com o resultado dos testemunhos, logo (5.2 e 5.3):

$$fc_{ec} = fcep \cdot IC \quad \text{onde :} \quad (5.2)$$

fc_{ec} - resistência do concreto obtida da esclerometria corrigida

$fcep$ - resistência do concreto padrão

IC - índice de correção

$$IC = \frac{fctest}{fcept} \quad \text{onde :} \quad (5.3)$$

$fctest$ - resistência média obtida nos ensaios de compressão axial dos testemunhos

$fcept$ - resistência média obtida no ensaio de esclerometria dos testemunhos

Observando que o ensaio esclerométrico poderá ser realizado sobre os testemunhos, dependendo de sua dimensão, selecionando a região não carbonatada do mesmo. Assim, esse índice poderá corrigir também as dispersões, provocadas pela carbonatação.

5.1.2.3 Profundidade de Carbonatação

O controle do processo de carbonatação é importante, considerando que o mesmo pode iniciar a corrosão das barras de aço atingidas pela frente carbonatada (NILSSON, 1996).

Segundo SLOWIK e KAPPHAHN (1997), o pH da água dos poros do concreto, após a hidratação do cimento está em torno de 12,5, isso devido à formação do hidróxido de cálcio ($Ca(OH)_2$). O mínimo valor necessário para a prevenção da corrosão do aço é 11,5. Esse decréscimo do pH ocorre devido à

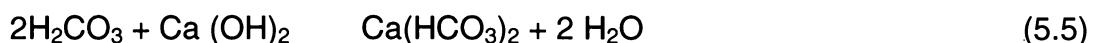
neutralização do hidróxido de cálcio devido ao ácido carbônico (H_2CO_3), convertendo-o em carbonato, podendo reduzir o valor a índices inferiores a nove.

A seqüência de reações apresentada por HELENE (1995) seria a seguinte:

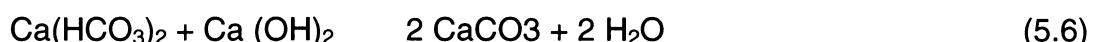
1º Reação de formação de ácido carbônico, que ocorre apenas em presença de água e, em ambiente de baixa umidade relativa, condição que permite a carbonatação, em níveis muito pequenos (5.4):



2º Reação que tem como produto uma fase instável, o bicarbonato de cálcio (5.5):



3º Reação que apresenta a forma estável ao carbonato de cálcio com liberação de água (5.6):



De modo geral, em concretos pouco porosos, há a tendência de redução decrescente da carbonatação por obturação dos poros pelo próprio carbonato, o que explica ainda o acréscimo de resistência na camada superficial do concreto (como descrito no ensaio esclerométrico), benéfico para a resistência à abrasão.

Por outro lado, se a profundidade de carbonatação atingir as barras de aço estas perderão sua proteção. Esta proteção é dada por uma ação física, representada pelo cobrimento do concreto, e por uma ação química, a alcalinidade acima de 11,5, capaz de formar uma película de óxidos protetores sobre a armadura.

Para a determinação da profundidade de carbonatação, há duas formas descritas por SLOWIK e KAPPHAHN (1997) que poderão ser utilizadas:

1. Efetua-se uma abertura, perpendicular à superfície externa do concreto e asperge-se um líquido indicador. Normalmente, utiliza-se como indicadores a fenolftaleína com viragem de incolor para vermelho ou rosa para pH acima da faixa entre 8,2 e 9,8 e timolftaleína com viragem

de incolor para azul, para pH acima da faixa entre 9,3 e 10,5. A linha que separa a superfície, sem coloração e a colorida, define a profundidade de carbonatação. A superfície do concreto a ser analisada pode ser obtida através de extração de testemunho porém, a superfície pode ser afetada pela coroa de extração.

2. Usando uma broca de furadeira comum, o material em pó que é removido pode ser separado em faixas de profundidade. Esse material deverá ser misturado com água e aí, avalia-se seu pH.

5.1.3 Informações Complementares

5.1.3.1 Lixiviação do Concreto

O concreto pode deteriorar-se, caso seus constituintes solúveis sejam dissolvidos e removidos através da percolação de água ou outro solvente. As investigações, conforme GONTIJO et al (1995), confirmam a redução da resistência do concreto e que o processo além de contínuo pode afetar seções com distância acima de 30 mm da seção afetada com perdas de resistência de 20% para uma perda de 15% de cal e destruição do concreto para perda de 50% de cal.

O mecanismo da lixiviação, devido à água, caracteriza-se pela redução do hidróxido de cálcio que, em consequência, pode gerar a decomposição dos silicatos hidratados de cálcio que se transformam em sílica-gel, material sem propriedade aglomerante. Outro efeito constatado pelo arraste da cal é a formação de calcita em contato com o ar e após a evaporação da água. Além disso, temos a redução do pH dos poros do concreto que permite a iniciação da corrosão das barras das armaduras.

As diretrizes propostas por GONTIJO et al (1995), indicam que a avaliação

da existência de lixiviação pode ser feita através da análise química da água antes e após a percolação, verificando-se o aumento do teor principalmente de cálcio, aumento do pH e da quantidade de sólidos totais, em suspensão ou dissolvidos na água.

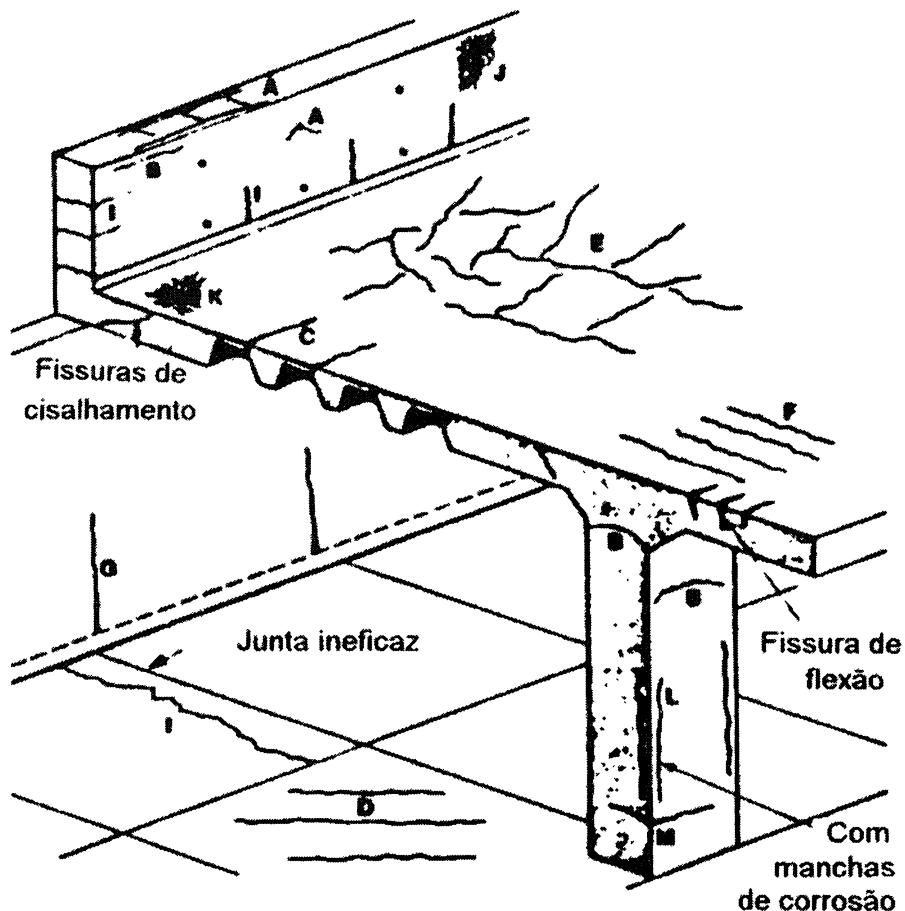
Quando em grau mais avançado, a lixiviação pode ser mapeada por levantamento de campo na inspeção visual.

5.1.3.2 Fissuração

Procurando orientar a decisão do especialista, faz-se levantamento do estado de fissuração das placas e, se possível, descrevendo a possível causa. Em determinados casos em que a fissuração apresenta alguma particularidade que não permita a identificação da causa, recomenda-se um mapeamento das fissuras encontradas.

Conforme MEHTA e MONTEIRO (1997) a tabela 5.1 e a figura 5.3, correspondente à mesma, auxiliam na identificação das causas da fissuração nos elementos estruturais.

FIGURA 5.3 – FISSURAÇÃO DE UMA ESTRUTURA DE CONCRETO HIPOTÉTICA



FONTE : MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J.M. *Concreto, estrutura, propriedades e materiais*. 1 ed. São Paulo. Editora Pini, 1994.

TABELA 5.1 - CLASSIFICAÇÃO DOS TIPOS DE FISSURAS

<i>Tipo de fissura</i>	<i>Figura 5.3</i>	<i>Subdivisão</i>	<i>Localização usual</i>	<i>Causa primária</i>	<i>Causas secundárias</i>	<i>Período de aparecimento</i>
Assentamento plástico	A	sobre a armadura	seções profundas	exsudação	secagem precoce	Dez minutos a 3 horas
	B	em arco	topo de pilares	-		
	C	mudança de profundidade	lajes tipo caixão perdido	-		
Retração plástica	D	diagonal	pisos e lajes	secagem precoce	baixa taxa de exsudação	trinta minutos a 6 horas
	E	aleatória	lajes armadas	secagem precoce		
	F	sobre armadura	lajes armadas	armadura próxima à superfície		
Contração térmica intrínseca	G	restrição externa	paredes grossas	excesso de calor de hidratação	aquecimento rápido	um dia a 2 a 3 semanas
	H	restrição interna	lajes espessas	gradiente de temperatura		
Retração hidráulica	I	-	lajes e paredes finas	juntas ineficazes	cura ineficaz	várias semanas ou meses
Mapeadas	J	contra fôrma	concreto aparente	fôrma impermeável	mistura rica	um a sete dias ou mais tarde
	K	nata porosa	lajes	excesso de desempenamento	cura inadequada	
Corrosão da armadura	L	por carbonatação	pilares e vigas	cobrimento insuficiente	concreto de qualidade baixa	mais do que 2 anos
	M	por cloretos	concreto pré-moldado	excesso de cloreto	-	

FONTE : MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J.M. **Concreto, estrutura, propriedades e materiais.** 1 ed. São Paulo. Editora Pini, 1994.

5.2 MÉTODO PARA DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE CONFIABILIDADE

Para a avaliação do elemento estrutural, em estudo, ou seja, a placa de concreto, foi desenvolvido um método para implementação computacional que fará a avaliação do índice de confiabilidade (β) e da probabilidade de falha (P_f) considerando duas condições, quais sejam:

- Primeira: imediatamente após a construção, com a solicitação das cargas usuais ou a verificar;
- Segunda: condição atual, considerando as alterações das características dos materiais componentes das placas.

Além disso, preliminarmente, será determinada a carga máxima prevista em projeto. Este último procedimento será importante na comparação com valores encontrados no projeto ou em situações em que este inexiste.

As informações necessárias ao processamento provêm da análise do projeto estrutural das respectivas pontes, da inspeção visual e dos ensaios de caracterização dos materiais nas condições iniciais, se existirem, e nas condições atuais.

Essas informações, além de alimentarem o processamento, auxiliarão o especialista na avaliação e definição das atitudes a serem tomadas, bem como, na urgência de qualquer intervenção, conforme o caso.

5.2.1 Informações necessárias à verificação da carga máxima prevista em projeto

Para a determinação da carga máxima prevista em projeto deverá ser feita a análise do projeto estrutural, de onde deverão ser extraídas as seguintes informações:

1. Referente à Geometria dos Elementos

- Largura do elemento (b)
- Altura do elemento (h)
- Altura útil (d)
- Distância da armadura comprimida à fibra superior (d')
- Vão teórico (l teórico)

2. Referente às armaduras

- Área de Armadura Inferior (A_s)
- Área de Armadura Superior (A'_s)
- Área de Armadura Transversal - Estripes ($A_{sw/s}$)

3. Referente à Especificação dos Materiais

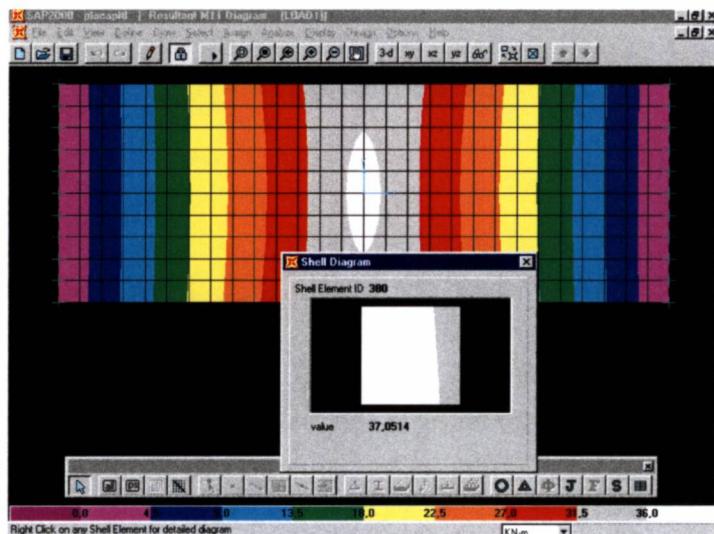
- Resistência Característica do Concreto (f_{ck})
- Resistência Característica do Aço (f_{yk})

5.2.2 Verificação da capacidade máxima prevista em projeto

Para esta análise foi adotada a formulação matemática apresentada pela *NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado* (1980) e *NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre* (1984), sendo a verificação dividida em duas partes : verificação da capacidade resistente à flexão e a capacidade resistente ao cisalhamento.

Na análise dos esforços internos solicitantes, foram comparados os modelos de cálculo, utilizando elementos de barra e os elementos de placa, analisados pelo método dos elementos finitos, considerando elementos de concreto com análise elástico linear. Tomou-se uma dimensão representativa entre as limitações previstas para as dimensões das placas a serem estudadas, isto é, largura próxima a 1 m e comprimento máximo 4,5 m (vide figura 5.4 a 5.9).

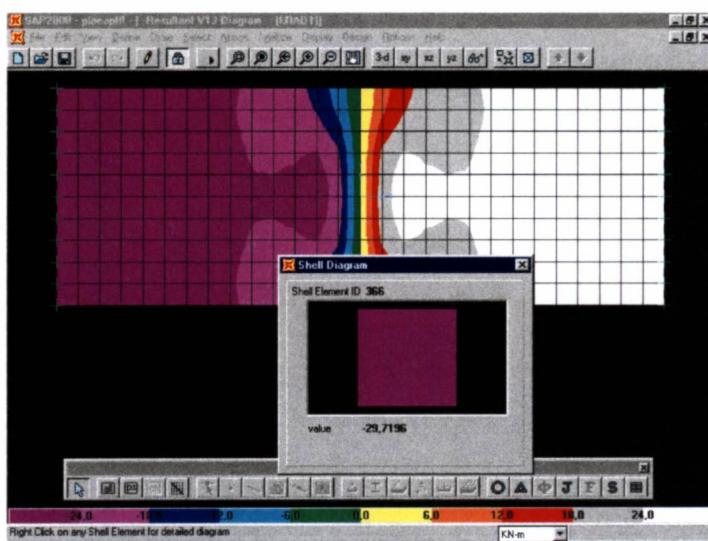
FIGURA 5.4 – DIAGRAMA DE MOMENTO FLETORES PLACA DE (100X280X35 CM)



FONTE : PROGRAMA SAP2000 VERSÃO 6.1

NOTA : CARGA CENTRADA

FIGURA 5.5 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS CORTANTES PLACA DE (100X280X35 CM)

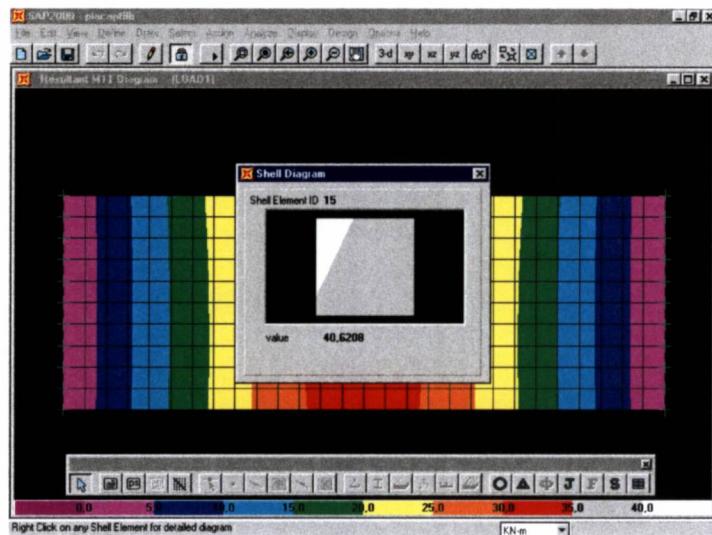


FONTE : PROGRAMA SAP2000 VERSÃO 6.1

NOTA : CARGA CENTRADA

Esforços internos utilizando elementos de placa

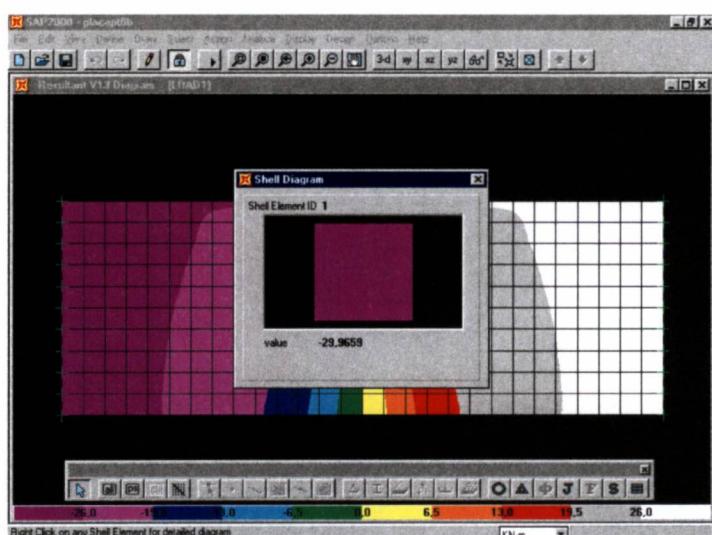
FIGURA 5.6 – DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES PLACA DE (100X280X35 CM)



FONTE : PROGRAMA SAP2000 VERSÃO 6.1

NOTA : CARGA CENTRADA

FIGURA 5.7 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS CORTANTES PLACA DE (100X280X35 CM)

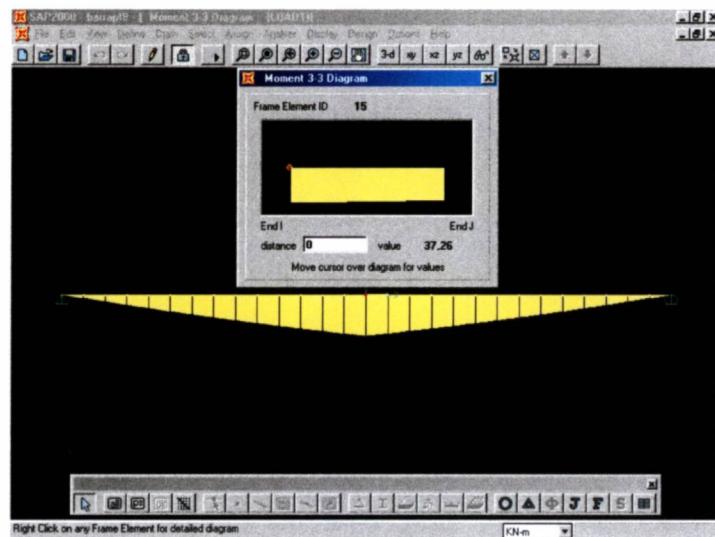


FONTE : PROGRAMA SAP2000 VERSÃO 6.1

NOTA : CARGA CENTRADA

Esforços internos, utilizando elementos de barra

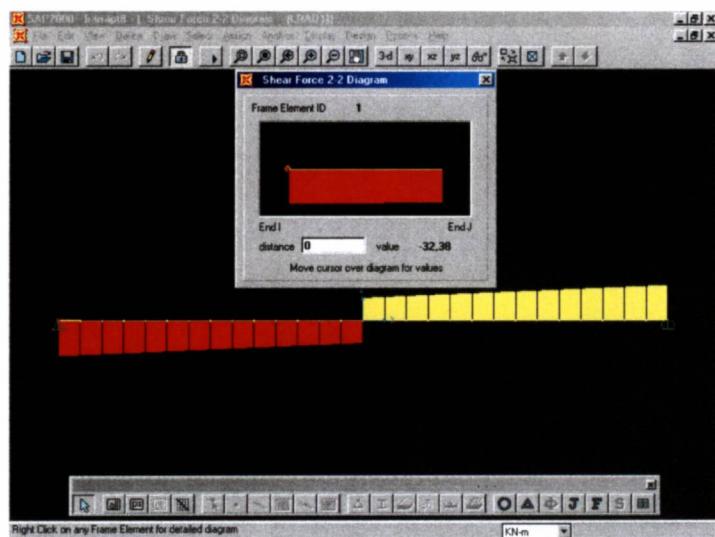
FIGURA 5.8 – DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES BARRA : SEÇÃO (100X35 CM)



FONTE : PROGRAMA SAP2000 VERSÃO 6.1

NOTA : CARGA EXCÊNTRICA

FIGURA 5.9 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS CORTANTES BARRA : SEÇÃO (100X35 CM)



FONTE : PROGRAMA SAP2000 VERSÃO 6.1

NOTA : CARGA EXCÊNTRICA

Esse procedimento avaliou a influência da rigidez à flexão e torcional do elemento analisado com o objetivo de simplificar a determinação dos esforços internos solicitantes. A tabela 5.2, permite a comparação dos resultados obtidos nos dois modelos.

TABELA 5.2. COMPARAÇÃO DOS ESFORÇOS INTERNOS ENTRE ELEMENTOS DE PLACAS E BARRAS

	Elemento Placa		Elemento de Barra	Correlação Placa / Barra
	<i>Carga Centrada</i>	<i>Carga Excêntrica (máx / mín)</i>		
M (KNm)	37,05	40,62 / 33,49	37,26	0,994
V (KN)	29,72	29,96	32,38	0,925

FONTE : AUTOR

5.2.2.1 Verificação da capacidade resistente à flexão

Partindo da taxa mecânica de armadura ω , dada por (5.7):

$$\omega = \rho \cdot \frac{f_y d}{f_c} \quad (5.7)$$

onde $\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$, $f_c = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma}$ e $\gamma = 1,5$

Ter-se-á duas considerações possíveis :

A primeira supõe o elemento com armadura simples, que ocorre quando a taxa mecânica de armadura (ω) é menor ou igual a 0,5 que corresponde a deformação limite do domínio 3 para o aço CA-50 e, assim, obtém-se o momento fletor de projeto, como a seguir em (5.8 e 5.9):

$$\mu = \left[\frac{-\omega^2 + 2\omega}{2} \right] \quad (\text{Momento Fletor Relativo}) \quad (5.8)$$

$$\text{e } M_d = \mu \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \quad (5.9)$$

A segunda supõe o elemento com armadura dupla, em que a taxa mecânica de armadura (ω) é superior a 0,5, obtendo-se o momento fletor de cálculo com (5.10 a 5.12). Para esta condição, fixou-se a taxa mecânica de armadura em 0,5, que corresponde a μ igual a 0,375, e determinou-se a parcela de armadura As_1 para o momento fletor no limite da armadura simples.

$$M_{d1} = 0,375 \cdot f_c \cdot b \cdot d^2 \quad (\text{Momento fletor relativo no limite da armadura simples}) \quad (5.10)$$

$$As_1 = \frac{M_{d1}}{fsd \left(d - \frac{0,5 \cdot d}{2} \right)} \quad (\text{Área de armadura correspondente ao limite da armadura simples}) \quad (5.11)$$

Onde fsd = tensão na armadura tracionada a partir da compatibilidade de deformações.

$$As_2 = As - As_1 \quad (\text{Área de armadura complementar para equilibrar com armadura dupla}) \quad (5.12)$$

Como não deverá se tomar valor de As_2 maior que a área de armadura existente na face superior da laje, temos (5.13 e 5.14):

$$Md_2 = As_2 \cdot fsd' \cdot (d - d') \quad (\text{Momento fletor relativo correspondente ao equilíbrio com armadura dupla}) \quad (5.13)$$

$$Md = Md_1 + Md_2 \quad (\text{Momento fletor de cálculo da seção principal}) \quad (5.14)$$

Considerando os efeitos de impacto (φ) e os coeficientes de ponderação das ações previstas na NBR 7197, teremos (5.15 a 5.17) :

$$Mg = g \cdot \ell^2 \cdot Kg_m \quad (\text{Momento fletor característico da carga permanente}) \quad (5.15)$$

$$Mdq = Md - \gamma_g \cdot Mg \quad (\text{Momento fletor de projeto da carga variável}) \quad (5.16)$$

com $\gamma_g = 1,35$

E, portanto,

$$Q_m = \frac{Kq_m \cdot Mdq}{\varphi \cdot \ell \cdot \gamma_q} \quad \text{com } \gamma_q = 1,50 \quad (5.17)$$

onde :

Kg_m = coeficiente de correlação do esforço permanente obtido do modelo de análise

Kq_m = coeficiente de correlação do esforço variável obtido do modelo de análise

Q_m = carga do eixo padrão, segundo a NBR 7188, para esforço de flexão.

5.2.2.2 Verificação da capacidade resistente ao cisalhamento

Para verificação da capacidade resistente ao cisalhamento, identifica-se, inicialmente, a taxa de armadura transversal ($\rho\omega$), definindo o comportamento do elemento, com ou sem a consideração dessa armadura. Deve-se observar que, segundo a NBR 6118, a relação entre l e h pode caracterizar o comportamento do elemento como viga ou laje, assim (vide 5.18).

$$\rho\omega = \frac{As\omega}{s} \cdot \frac{1}{b\omega} \quad (5.18)$$

Então, para $\rho\omega < 0,14$, em que não se considera a armadura transversal, obtém-se (5.19):

$$\tau\omega u = \varphi_4 \cdot \sqrt{fck} \quad (\text{MPa})$$

onde, $\varphi_4 = \left(\frac{195 - h}{135} \right) 0,45 \cdot \sqrt{\frac{As}{b.d}}$, com h em cm (5.19)

E o cálculo de Vd é dado por : $Vd = \tau\omega u \cdot b \cdot d$, onde Vd = Esforço Cortante de Projeto.

Caso $\rho\omega \geq 0,14$, tem-se duas tensões limites. A primeira referente à capacidade da armadura transversal e a segunda referente à capacidade das bielas comprimidas do concreto, assim (vide 5.20 e 5.21):

$$\tau\omega u_1 = \left[\frac{As\omega}{s} \cdot \frac{1}{100} \cdot \frac{fyd}{b} + \tau_c \right] 0,87 \quad \text{onde} \quad \tau_c = \left(\frac{0,013 + \frac{As}{b.d}}{0,014} \right) 0,07 \sqrt{fck} \quad (\text{MPa}) \quad (5.20)$$

(5.21)

$$\tau\omega u_2 = 0,25 \cdot \frac{fc}{\gamma_c}$$

Tomando-se o menor valor entre $\tau\omega u_1$ e $\tau\omega u_2$. Com as mesmas

considerações de esforços da flexão, chega-se a (5.22, 5.23, 5.24) :

$$Vg = g \cdot \ell \cdot Kgv \quad (\text{Esforço cortante característico de carga permanente}) \quad (5.22)$$

$$Vdq = Vd - \gamma_g \cdot Vg \quad (\text{Esforço cortante de projeto para carga variável}) \quad (5.23)$$

$$Qv = 2 \cdot \frac{Kqv \cdot Vdq}{\varphi \cdot \gamma_q} \quad (\text{Carga do eixo padrão segundo NBR 7198 para esforço cortante}) \quad (5.24)$$

5.2.2.3 Capacidade Máxima de Projeto

Comparando-se os valores obtidos na verificação à flexão e ao cisalhamento, tomar-se-á o menor entre os dois.

5.2.3 Informações necessárias à determinação do Índice de Confiabilidade

5.2.3.1 Condição Inicial

Para determinação do índice de confiabilidade na condição inicial de operação das pontes faz-se necessário o levantamento das seguintes informações:

1. Referente à Geometria dos Elementos

- Largura média do elemento (bm)
- Desvio padrão da largura (sb)
- Altura média do elemento (hm)
- Desvio padrão da altura (sh)
- Vôo médio entre eixo dos apoios (m)
- Desvio padrão do vôo (sl)

2. Referente as Armaduras

- Armadura Longitudinal Inferior
 - diâmetro da barra
 - espaçamento entre as barras
 - distância média do eixo da barra à face inferior da placa
- Armadura Longitudinal Superior
 - diâmetro da barra
 - espaçamento entre as barras
 - distância média do eixo da barra à face superior da placa
- Armadura Transversal - Estripos
 - diâmetro da barra
 - espaçamento entre estripos
 - número de ramos

Essas informações deverão ser obtidas através da inspeção visual, de acordo com a metodologia descrita no capítulo 5.

3. Referente aos Materiais Utilizados

- Resistência do Concreto (f_c)

Esta é a resistência à compressão axial do concreto e corresponde ao valor médio, podendo ser obtida a partir de informações dos laudos de controle tecnológico do concreto ou, ainda, a partir de ensaios do material na condição atual, conforme descrito no item 5.1 , fazendo a regressão dos resultados para a condição

inicial, tomando a idade do final da construção como o início de operação.

- Resistência Característica do Aço (f_y)

Esta informação pode ser obtida através de laudos, do ensaio do material retirado do local, ou ainda, devido à pequena variabilidade dos valores, tornando-o igual ao f_{yk} .

Todos os valores descritos nesse item, com exceção do f_{cj} , serão utilizados como determinísticos, sendo feita apenas uma verificação do coeficiente de variação como alerta ao avaliador da possível necessidade da consideração dessa variável como aleatória. O limite utilizado neste trabalho para o coeficiente de variação, é igual a 0,01, abaixo do qual serão aceitos automaticamente os valores como determinísticos, seguindo orientações do Boletim N.º 243 do CEB.

5.2.3.2 Condição Atual

Além das informações previstas na condição inicial, necessita-se das seguintes informações complementares :

- Referentes à degradação dos materiais; determinadas, conforme as metodologias apresentadas no capítulo 5 ;
- Valor médio da perda de seção das armaduras por corrosão, em % ;
- Profundidade média de carbonatação do concreto;
- Desvio padrão da profundidade de carbonatação;
- Resistência do Concreto à Compressão Axial na idade atual, obtido através de ensaios em testemunhos retirados da placa ou por meio de ensaios de esclerometria, preferencialmente, calibrados a partir de resultados de ensaios em alguns testemunhos.

5.2.4 Determinação das variáveis aleatórias

Para a determinação do índice de confiabilidade e, portanto, da probabilidade de falha do elemento, em estudo, são necessárias duas fases distintas, aplicadas da mesma maneira à condição inicial e à condição atual, quais sejam.

1^a fase : Avaliação da Resistência Média do Elemento e da Solicitação Interna Média para Ações Permanentes e Acidentais na Seção Principal , ou seja, na Seção de Máximo Esforço Interno Solicitante.

2^a fase : Simulação da Probabilidade de Ocorrência de eventos onde a Solicitação será superior à Resistência (Ocorrências de Falha).

Assim, passa-se a descrever a obtenção das informações da 1^a fase.

5.2.4.1 Avaliação da Resistência Média do Elemento

Utilizando-se os mesmos critérios do equilíbrio, na fase de projeto, avalia-se a Resistência do Elemento à Flexão e ao Cisalhamento.

5.2.4.1.1 Resistência Média à Flexão

A taxa mecânica de armadura será :

$$\omega = \frac{\overline{Ase}}{\overline{bd}} \cdot \frac{\overline{fs}}{\overline{fc}} \quad (5.25)$$

onde :

\overline{Ase} - Área de Armadura Existente

\overline{fc} - Resistência média do concreto

\overline{b} - largura média da seção

\overline{d} - altura útil média da seção

Para $\omega \leq 0,5$, tem-se :

$$\bar{\mu} = \left(\frac{-\omega^2 + 2\omega}{2} \right) \quad (\text{Momento fletor relativo médio}) \quad (5.26)$$

$$\bar{M}_R = \mu \cdot 0,85 \cdot \bar{f}_c \cdot \bar{b} \cdot \bar{d}^2 \quad (\text{Momento fletor resistente médio na seção}). \quad (5.27)$$

Para $\omega > 0,5$, tem-se :

$$\bar{M}_1 = 0,375 \cdot 0,85 \cdot \bar{f}_c \cdot \bar{b} \cdot \bar{d}^2 \quad (\text{Momento fletor resistente médio no limite de armadura simples}). \quad (5.28)$$

$$\bar{A}_{s1} = \frac{\bar{M}_1}{fsd \cdot \left(\bar{d} - \frac{0,5 \cdot \bar{d}}{2} \right)} \quad (\text{Área de armadura média correspondente ao limite de armadura simples}) \quad (5.29)$$

$$\bar{A}s_2 = As_e - As_1$$

Com As_e nunca maior que As'_e , assim :

$$\bar{M}_2 = \bar{A}s_2 \cdot fsd' \cdot (\bar{d} - \bar{d}) \quad (\text{Momento fletor correspondente ao equilíbrio de armadura dupla}) \quad (5.30)$$

$$\bar{M}_R = \bar{M}_1 + \bar{M}_2 \quad (\text{Momento fletor resistente médio na seção}) \quad (5.31)$$

5.2.4.1.2 Resistência Média ao Cisalhamento

$$\rho\omega_e = \frac{As\omega_e}{s} \cdot \frac{1}{b\omega}$$

Se $\rho\omega < 0,14$, obtém - se :

$$\tau\omega_{1e} = \left(\frac{195-h}{135} \right) \cdot 0,45 \cdot \sqrt[4]{\frac{As_e}{b \cdot d}} \cdot \sqrt{fc} \quad (\text{MPa}) \quad (5.32)$$

Caso $\rho\omega \geq 0,14$

(5.33)

$$\tau\omega_e = \left[\frac{As\omega_e}{s} \cdot \frac{1}{100} \cdot \frac{fyd}{b} + \tau_c \right] \cdot 0,87$$

$$\text{onde } \tau_c = \left(\frac{0,013 + \frac{As}{b \cdot d}}{0,014} \right) \cdot 0,07 \sqrt{fc} \quad (5.34)$$

$$\text{e } \tau\omega_{2e} = 0,25 \cdot \sqrt{fc} \quad (5.35)$$

(5.36)

Neste caso, toma-se o menor valor entre $\tau\omega_{1e}$ e $\tau\omega_{2e}$, assim, tem-se (5.37):

$$\bar{V}_R = \tau\omega \cdot \bar{b} \cdot \bar{d} \quad (\text{Esforço cortante resistente médio na seção}) \quad (5.37)$$

5.2.4.2 Avaliação da Solicitação Média do Elemento

Utilizam-se os mesmos critérios do equilíbrio dos esforços solicitantes de

projeto do item 5.2.4.1, assim :

Momento fletor médio devido às ações permanentes (5.38) :

$$Mg \text{ médio} = \bar{g} \cdot l^2 \cdot Kg \quad \text{com:} \quad (5.38)$$

\bar{g} = carga permanente média por metro de laje

Nos casos estudados, essa carga caracteriza-se, exclusivamente, pelo peso próprio dos elementos.

Momento fletor médio devido às ações acidentais (5.39) :

$$Mq = \frac{\overline{Qm} \cdot \varphi \cdot l \cdot \gamma_g}{2 \cdot Kqm} \quad \text{com:} \quad (5.39)$$

\overline{Qm} = carga do eixo padrão médio a ser considerado na verificação

Para esforços cortantes, tem-se :

Esforço cortante médio devido às ações permanentes (5.40) :

$$Vg \text{ médio} = \bar{g} \cdot l \cdot Kg \quad (5.40)$$

E, o esforço cortante médio devido às ações acidentais, será (5.41):

$$Vq \text{ médio} = \frac{\overline{Qv} \cdot \varphi \cdot \gamma_g}{2 \cdot Kqv} \quad (5.41)$$

5.2.5 Aplicação da simulação de Monte Carlo e o Índice de Confiabilidade

Para aplicação da simulação de Monte Carlo, que caracteriza a segunda

fase do processo, assumiram-se as três variáveis aleatórias, determinadas no item anterior (vide item 5.2.4), para verificação da estabilidade:

- Esforço Solicitante Interno Permanente (SG),
- Esforço Solicitante Interno Acidental ou Variável (SQ);
- Esforço Resistente Interno (R).

Como se trata de elementos em forma de placas, verificou-se, exclusivamente, a estabilidade ao cisalhamento e à flexão nas seções de esforços solicitantes máximos, isto é, no apoio e no meio do vão, respectivamente.

Desta maneira, foram criadas três matrizes, correspondentes às variáveis aleatórias, compostas por cem elementos, de acordo com as recomendações de SOARES e VENTURINI (2001).

Cada elemento da matriz é caracterizado pela Probabilidade de Ocorrência de 1%, ou seja, pela Área Total sob a Curva de Distribuição Normal dividida por 100. Estes valores são obtidos a partir do valor da média e do desvio padrão de cada variável, relacionado ao desvio padrão reduzido da Curva de Gauss.

O processo de simulação consiste, então, em selecionar, randomicamente, um valor de cada variável aleatória descrita anteriormente e verificar a condição de estabilidade ou probabilidade de falha. Assim, poderão ser contados os números de ocorrências de falhas dada pela diferença entre resistência e solicitação. Como esta ocorrência no processo de simulação pode não acontecer, optou-se por criar uma matriz com os valores desta diferença (ver equação 5.40), sobre a qual se faz, a determinação do Índice de Confiabilidade (β) e a Correspondente Probabilidade de Falha (P_f).

$$[VE] = [R]_{\text{randômico}} - [SG]_{\text{randômico}} - [SQ]_{\text{randômico}} \quad (5.42)$$

onde VE é a matriz de verificação de estabilidade.

De maneira direta, o número de falhas seria obtido somando-se ás ocorrências de resultados negativos. Por sua vez, a probabilidade de falha seria obtida, dividindo-se o número de falhas pelo número total de simulações realizadas.

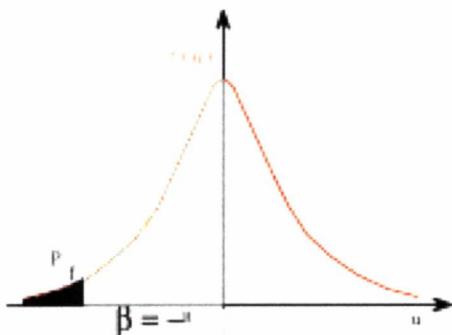
$$PFD = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Falhas}}{n} \quad (5.43)$$

onde : PFD = Probabilidade de Falha Direta

n = número de simulações

O Índice de Confiabilidade (β), como definido anteriormente, corresponde ao número de desvios padrão reduzido da curva de Gauss que relaciona o valor médio de VE e o valor de VE igual a zero, limite para ocorrência de falhas (gráfico 5.1).

GRÁFICO 5.1 - CURVA DE GAUSS COM INDICAÇÃO DA PROBABILIDADE DE FALHA



FONTE : SOARES (2001)

NOTA : Adaptado pelo autor

Para isto, determina-se a média da distribuição de VE e seu desvio padrão e, teremos (5.44 e 5.45):

$$\overline{VE} = 0 + \beta \cdot \sigma_{VE} \quad (5.44)$$

Portanto,

$$\beta = \frac{\overline{VE}}{\sigma_{VE}} \quad (5.45)$$

Já, a probabilidade de falha pode ser correlacionada a este valor pela variável reduzida ou determinando-se a área sob a curva de Gauss para os valores menores que zero. Este valor ainda pode ser obtido pela diferença com a Probabilidade de Estabilidade e, portanto, a partir da equação geral vista no capítulo 3, pode-se escrever (5.46) :

$$P_f = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \left(\beta - \frac{\beta^3}{2!3} + \frac{\beta^5}{2!5} - \frac{\beta^7}{3!7} + \frac{\beta^9}{4!9} - \frac{\beta^{11}}{5!11} + \dots \right) \quad (5.46)$$

Para o número de simulações, de acordo com recomendações de SOARES (2001), arbitrou-se o valor de 1 milhão.

Para cada análise da estrutura, são executadas quatro simulações : duas para a condição inicial , ou idade da estrutura igual a zero, e duas para a condição atual, correspondente à verificação da estabilidade à flexão e ao cisalhamento.

No processamento, verificou-se a necessidade da calibração do modelo, com adoção de valores de coeficientes de variação que permitissem representar o desempenho esperado, em nível de projeto e, também , na condição real da estrutura.

A maior influência nos resultados foi constatada no coeficiente de variação utilizado na resistência interna.

Para esta calibração tomou-se como referência as condições de projeto, que podem atingir valores do índice de confiabilidade (β) da ordem de cinco ou superior (FRANGOPOL et al ,2001; ESTES, 2002; REAL e CAMPOS FILHO,2002). Além deste, considerou-se o efeito pela previsão da perda de resistência por corrosão das armaduras que atingem o limite dos coeficientes de ponderação de esforços e resistência para uma perda média de 20% da seção, correspondendo a

valores inferiores ao limite do índice de Confiabilidade Aceitável igual a 4,6, (FRANGOPOL et al, 2001; REAL e CAMPOS FILHO, 2002; SARVESWARAN, 1999).

Isto resultou nos seguintes valores de médias e variância utilizados neste estudo (Quadro 5.3), e que estão de acordo com as características apresentadas no ítem 4.2.5:

QUADRO 5.3 - MÉDIAS E VARIÂNCIAS PARA AÇÕES E RESISTÊNCIAS

Variável	Média	Coeficiente de Variação
Ações Permanentes	g	0,05
Ações Acidentais	Qk/1,82	0,40
Resistência	R	0,05

FONTE : AUTOR

O valor da média das Ações Acidentais foi obtido a partir do coeficiente de variação, usado no modelo e considerando o valor da carga característica, representada pelo percentual de 98% da distribuição normal, assim :

$$\bar{Q} = Q_k - 2,05\sigma q$$

$$\text{como } \sigma q = 0,40 \cdot \bar{Q}$$

$$\text{teremos } \bar{Q} = \frac{Q_k}{1,82} \quad (5.47)$$

5.3 ÍNDICES DE CONFIABILIDADE DE REFERÊNCIA PARA TOMADA DE DECISÃO

Um dos objetivos da aplicação do método de avaliação de pontes existentes é permitir a tomada de decisão adequada em relação à necessidade de intervenções e a emergência desse procedimento. Deste modo, os índices de confiabilidade podem ser utilizados para definir essa emergência, já que os mesmos caracterizam o risco de falha da estrutura.

Outro objetivo é permitir a verificação do efeito de Cargas Móveis Superiores aos limites especificados no projeto que, eventualmente, necessitem percorrer as pontes. Pode-se determinar o risco associado a esta situação e se o mesmo está dentro de níveis aceitáveis.

Para estas situações foram propostos índices limites que possam servir de parâmetro. Estes índices sugeridos estão baseados nos estudos de BERGMESTER (1997), FRANGOPOL et al (2001), BRÜHMILER e BAILEY (2002) e nos limites adotados pelo *Nordic Committe on Buildings Regulations*¹ (apud SARVESWARAN e ROBERTS, 1999).

Como nosso elemento estrutural é solicitado à flexão que apresenta falha dúctil, o menor valor limite para o índice β aceitável é 3,7 que corresponde à probabilidade de falha de 10^{-4} . Segundo BRÜHMILER e BAILEY (2002), se a magnitude do dano fosse descrita em termos de número de mortos devido à falha para condições médias de tráfego corresponderia à probabilidade de cinco casos/ano. Caracterizou-se esse nível de risco como inaceitável com consequências muito sérias como descrito no *Boletin do Nordic Committe on Buildings Regulations*¹ de acordo com SARVESWARAN e ROBERTS (1999), e, com necessidade de intervenção emergencial.

¹ NORDIC COMMITTEE ON BUILDING REGULATIONS : Recommendations for loading and safety regulations for structural design : NKB, n.º 36, 1978.¹

O segundo nível caracterizado corresponde ao valor de referência de β aplicado como limite de projeto, isto é, 4,6. A probabilidade de falha deste nível é aproximadamente de 2×10^{-6} que, por sua vez, é avaliada como falha de consequência séria e com necessidade de intervenção urgente.

Acima do valor de β igual a 4,6 a estrutura é dita aceitável. Caracterizou-se ainda, seguindo critério de avaliação de FRANGOPOL et al (2001), o limite do índice de confiabilidade igual a 9,0 acima do qual a condição da ponte seria excelente e a probabilidade de falha próxima a 1×10^{-18} , portanto, muito baixa comparada ao limite aceitável.

No quadro 5.4 estão dispostos os limites de referência, a condição, a consequência de falha e procedimento recomendado.

QUADRO 5.4 ÍNDICES DE CONFIABILIDADE DE REFERÊNCIA PARA TOMADA DE DECISÃO

β	P_f	Condição	Consequência de Falha	Intervenção
$< 3,7$	$> 10^{-4}$	Inaceitável	Muito Séria	Emergencial
$3,7 < \beta < 4,6$	$2 \times 10^{-6} < P_f < 10^{-4}$	Inaceitável	Séria	Urgente
$4,6 < \beta < 9,0$	$10^{-18} < P_f < 2 \times 10^{-6}$	Aceitável	Não Séria	Manutenção Preventiva
$\beta > 9,0$	$P_f < 10^{-18}$	Aceitável	Mínima	Manutenção Periódica

FONTE : AUTOR

Esses valores são apenas orientativos para que um especialista, no caso das pontes do estudo e baseado nas informações complementares, possa tomar a decisão adequada.

6 ESTUDO DE CASO

Para o desenvolvimento do estudo de caso, como citado anteriormente, foram feitas inspeções nas pontes da Refinaria Getúlio Vargas, em Araucária, de propriedade da Empresa Petrobrás, a fim de se levantar as informações necessárias à avaliação, utilizando o Método da Confiabilidade.

A que se destaca a importância do estudo em virtude da existência de, aproximadamente, 76 pontes nesta refinaria com o mesmo sistema estrutural e construídas no ano de 1974.

Antes do início da avaliação será feita a descrição das pontes estudadas.

6.1 DESCRIÇÃO DAS PONTES

Foram estudadas as placas de três pontes com as mesmas características geométricas, a saber :

- Ponte AA
- Ponte 8
- Ponte 2.5.3.

6.1.1 Objetivo das Pontes

As pontes têm por objetivo, como pode ser observado na figura 8.1 e 8.2, a transposição da via destinada à passagem das tubulações com os subprodutos do processamento do Petróleo que serão armazenados em tanques para posterior distribuição ou reprocessamento.

FIGURA 6.1 – VISTA DA EXTREMIDADE DA PONTE AA



FIGURA 6.2. - VISTA LATERAL DA PONTE AA



6.1.2 Descrição Geral das Pontes

Como se observa na figuras 6.3 e 6.4, trata-se de pontes rodoviárias em trecho em tangente, sem esconsidate e sem declividade.

FIGURA 6.3. - PONTE AA VISTA TRANSVERSAL



FIGURA 6.4 – PONTE AA VISTA FRONTAL



A superestrutura está definida com placas de um metro de largura simplesmente apoiadas nas extremidades sobre a mesoestrutura através de junta seca. As placas possuem seção transversal retangular, tendo em suas bordas superiores cantoneiras metálicas $1'' \times 3/16''$ para proteção dos cantos contra choques entre placas (juntas horizontais).

O comprimento dessas placas varia de 2,60 m a 3,20 m. A superestrutura apresenta ainda, guarda corpo lateral com 0,90 m de altura composto de pilares e duas viguetas horizontais.

Não há sistema de escoamento de águas pluviais, sendo essas escoadas pelas juntas entre as placas.

A meso e infra-estruturas compõem-se de cortinas de contenção de aterro nas extremidades, e por pórticos transversais apoiados sobre blocos de coroamento de estacas nos apoios intermediários, vide figura 6.5 e 6.6. As estacas utilizadas são pré-moldadas.

FIGURA 6.5 – VISTA DA MESO ESTRUTURA DAS PONTES



6.1.3 Cargas Acidentais

Para o dimensionamento, como consta do projeto (anexo 1), foram adotados o trem tipo Classe 36 da norma NB6/60 e a carga eventual de guindastes, para os quais não há qualquer especificação.

6.1.4 Especificação dos Materiais

Da análise do Projeto Estrutural foram encontradas as seguintes especificações :

- Concreto :

$$f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

- Aço :

$$CA - 50$$

6.1.5 Descrição da Ponte AA

Trata-se de uma ponte de 61 m de comprimento e 7,5 m de largura total, com seção composta por 5 placas de 1 m e 2 placas de bordo com 1,25 m de largura e 0,35 m de altura, apoiadas sobre pórticos a cada 3,05 m, situada na Rua AA entre as Ruas 4 e 5 (vide figura 6.6). Esta ponte é a que apresenta tráfego mais intenso .

FIGURA 6.6 – VISTA FRONTAL PONTE AA



6.1.6 Descrição da Ponte 8

Trata-se de uma ponte de 26 m de comprimento e 7,5 m de largura total, com seção composta por 5 placas de 1 m e 2 placas de bordo com 1,25 m de largura e 0,35 m de altura, apoiadas sobre pórticos a cada 2,9 m, situada na Rua 8 entre as Ruas N e M (figura 6.7).

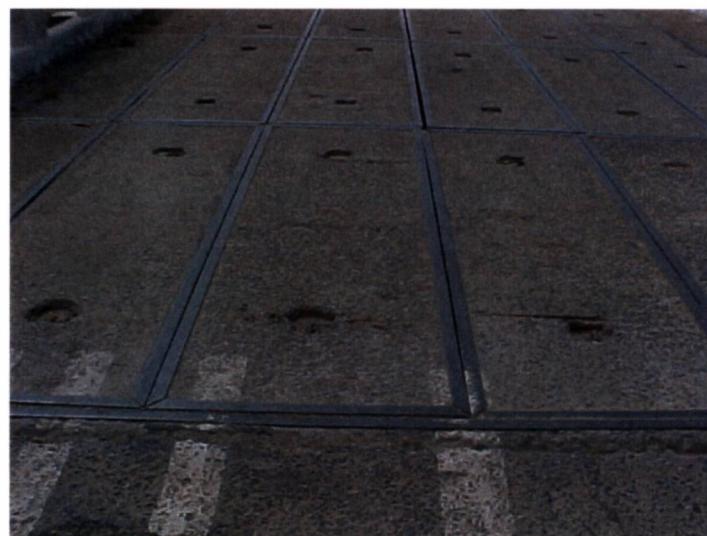
FIGURA 6.7 – VISTA FRONTAL DA PONTE 8



6.1.7 Descrição da Ponte 2.5.3

Trata-se de uma ponte de 6 m de comprimento e 7,3 m de largura total, com seção composta por 5 placas de 0,98 m e 2 placas de bordo com 1,2 m de largura e 0,3 m de altura (vide figura 6.8), apoiadas sobre pórticos a cada 3 m, situada na Rua SS próxima à esquina da Rua 27.

FIGURA 6.8 – PLACAS DE CONCRETO DAS PONTES



6.1.8 Estudo de Caso 1 : Ponte AA

Para o estudo de caso, foram feitos os levantamentos de informações de campo, utilizando como roteiro o Caderno de Levantamento de Informações, vide apêndice 1, e as orientações do capítulo 5.

As informações relativas aos ensaios já estavam disponíveis pois a empresa Bianco Tecnologia do Concreto havia emitido relatório com o levantamento da qualidade do material, (*Bianco Tecnologia do Concreto, 2001*).

A seguir, serão apresentadas as telas da análise, após o processamento computacional, para a placa tipo B, apresentada nas plantas das pontes, vide anexo - planta das pontes.

A figura 6.9 apresenta a tela que permite a avaliação da capacidade da ponte AA seguindo o critério da norma vigente, NBR 6118:80. Os valores de entrada permitem tanto a determinação da capacidade prevista em projeto quanto, na ausência destas informações, a capacidade de projeto a partir da informações levantadas no campo. São solicitados os valores da geometria das seções de concreto e aço e os valores característicos das resistências dos materiais fornecendo como resultado da análise a carga máxima por eixo do veículo tipo para os esforços de flexão e cisalhamento, conforme visto no capítulo 5. No rodapé da tela, ainda são apresentados os valores dos esforços limites obtidos.

FIGURA 6.9 – INFORMAÇÕES DE PROJETO PONTE AA, PLACA TIPO B

Avaliação de Pontes em Placas Pré-Moldadas - Método da Confiabilidade

Arquivo Opções Ajuda

Geometria dos elementos

b = 95 [cm]	As inf = 37,05 [cm ²]
h = 35 [cm]	As sup = 4,26 [cm ²]
d = 32 [cm]	As w /s = 25,4 [cm ² /m]
d' = 3 [cm]	E teórico = 290 [cm]

Materiais

Aço	Concreto
f _{yk} = 500 [MPa]	f _{ck} = 15 [MPa]

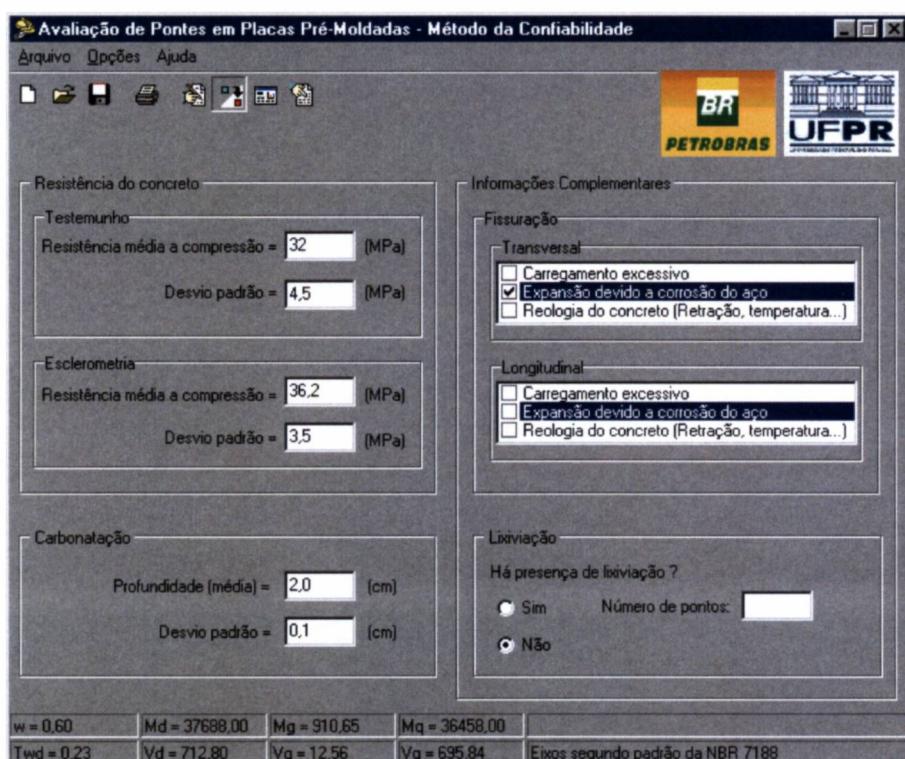
Capacidade da ponte

Q = 485.97 KN/eixo

w = 0,60	M _d = 37689,00	M _g = 910,65	M _q = 36458,00
T _{wd} = 0,23	V _d = 712,80	V _g = 12,56	V _q = 695,84
Eixos segundo padrão da NBR 7188			

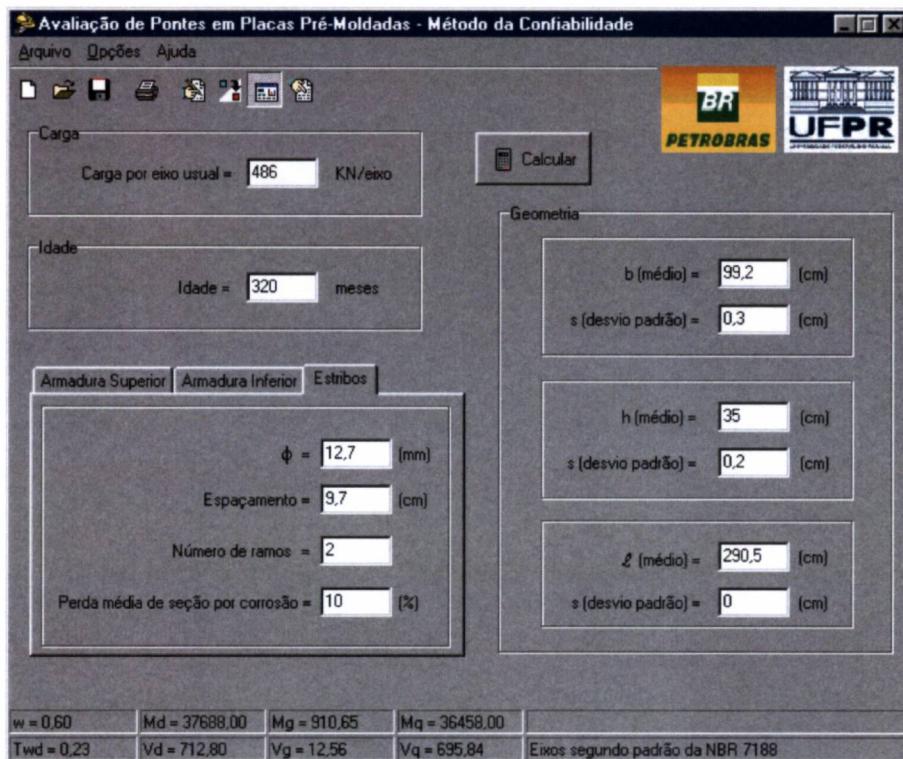
Na figura 6.10, a tela solicita as informações relativas a ensaios realizados na estrutura, não sendo obrigatório o preenchimento de todos os campos. Ainda, é possível a descrição dos estados de fissuração e lixiviação, informações estas que auxiliarão a análise dos resultados pelo especialista e permitirão a criação do cadastro histórico do estado da estrutura.

FIGURA 6.10 – INFORMAÇÕES DE ENSAIOS E COMPLEMENTARES



A tela seguinte, apresenta na figura 6.11, permite a inserção das informações geométricas, da idade e a carga do eixo do veículo para a qual será feita a análise da confiabilidade da estrutura. As informações geométricas, na medida do possível, devem estar de acordo com as condições reais da estrutura, para quais, a inspeção preliminar é recomendável mas não obrigatória.

FIGURA 6.11 – INFORMAÇÕES DA CONDIÇÃO ATUAL



As figuras 6.12 a 6.14, apresentam os resultados dos índices de confiabilidade para três situações de carga. A primeira corresponde a utilização de carga de projeto, a segunda carga da classe 45 da NBR 7185, ou seja, 150 KN/eixo e a terceira corresponde a carga especial de um guindaste com 235 KN/eixo.

No primeiro caso observa-se a grande diferença entre o índice de confiabilidade a flexão e ao cisalhamento, como característica própria das incertezas envolvidas nos critérios de dimensionamento ao cisalhamento, vistos no capítulo 5, bem como, a influência da grande quantidade de concreto na seção transversal. Por outro lado, verifica-se que para o valor da carga de projeto o valor do índice de confiabilidade se aproxima do limite de aceitabilidade.

Nos outros casos, inclusive para carga especial de guindaste, observa-se

pequeno incremento no índice de confiabilidade ao cisalhamento, que já estava bem elevado no primeiro caso, e índices de confiabilidade acima de 9,0 que caracterizam uma probabilidade de falha muito pequena se comparadas com as do primeiro caso, atingindo o chamado nível excepcional tanto na condição inicial, quanto na condição atual, ou seja mesmo após as perdas de seção por corrosão do aço das armaduras resistentes.

FIGURA 6.12 – ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 486 KN/EIXO (CARGA DE PROJETO)

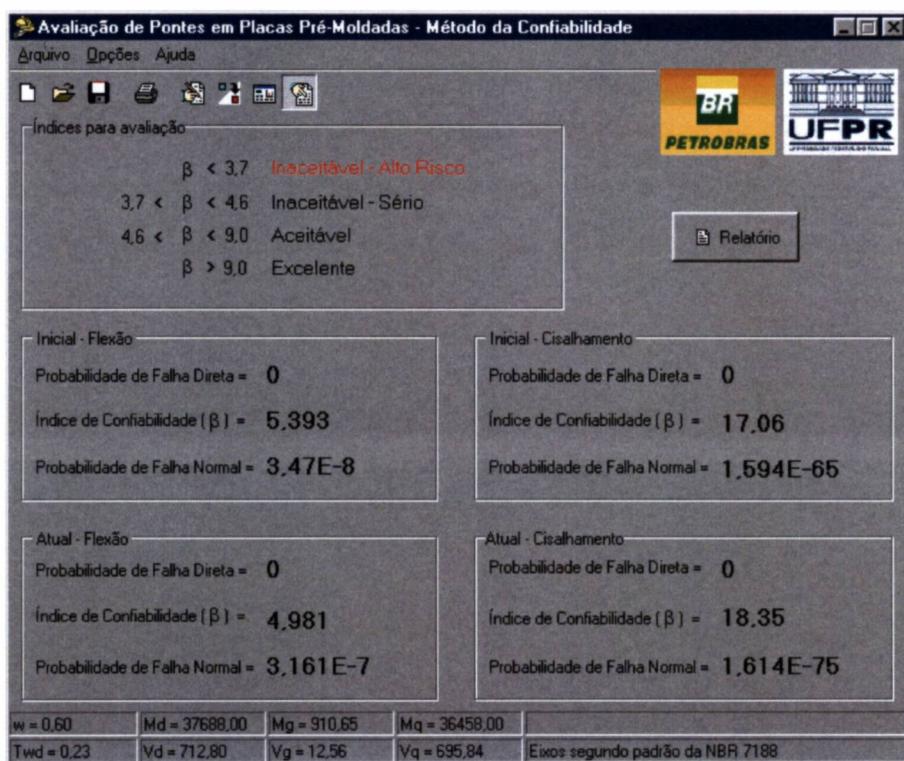


FIGURA 6.13 – ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 150 KN/EIXO (CLASSE 45 DA NBR 7188)

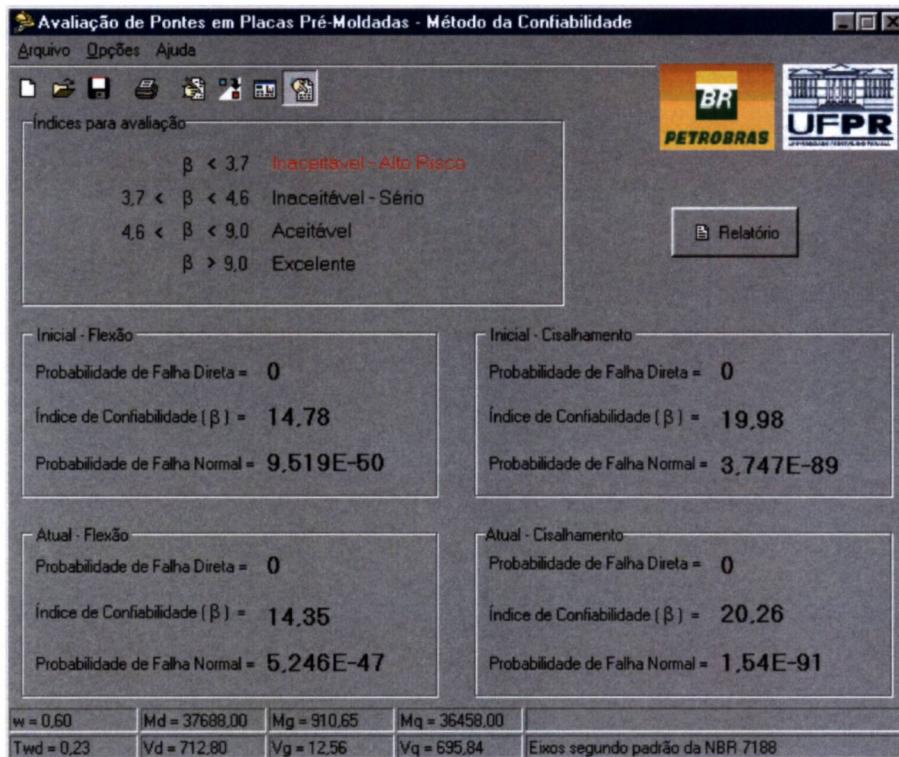
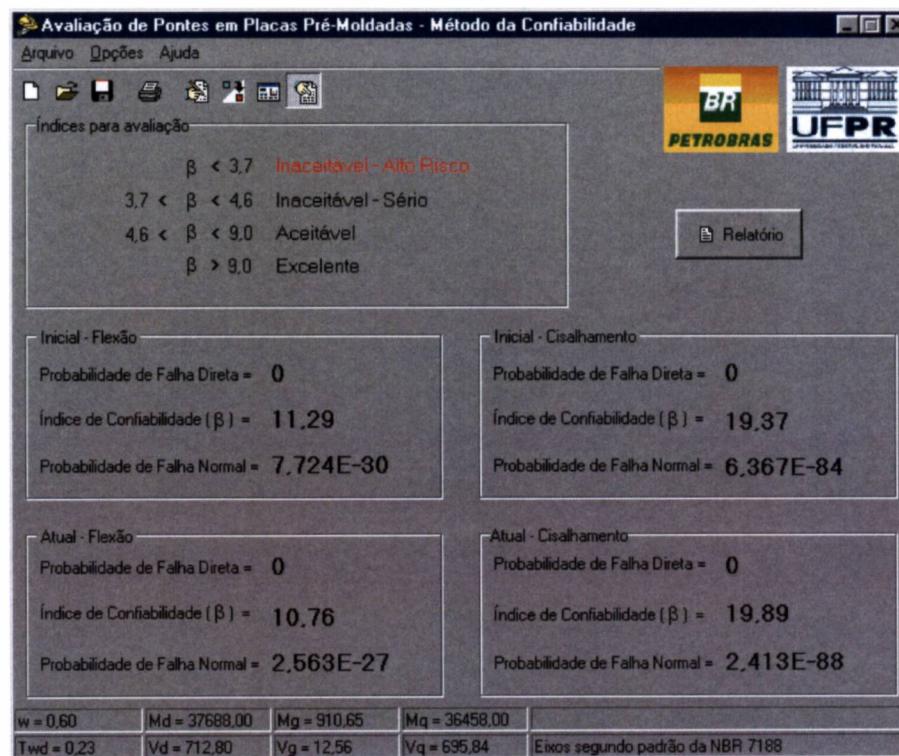


FIGURA 6.14 – ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 235 KN/EIXO (CARGA DE GUINDASTE – LEVANTAMENTO DE CAMPO)



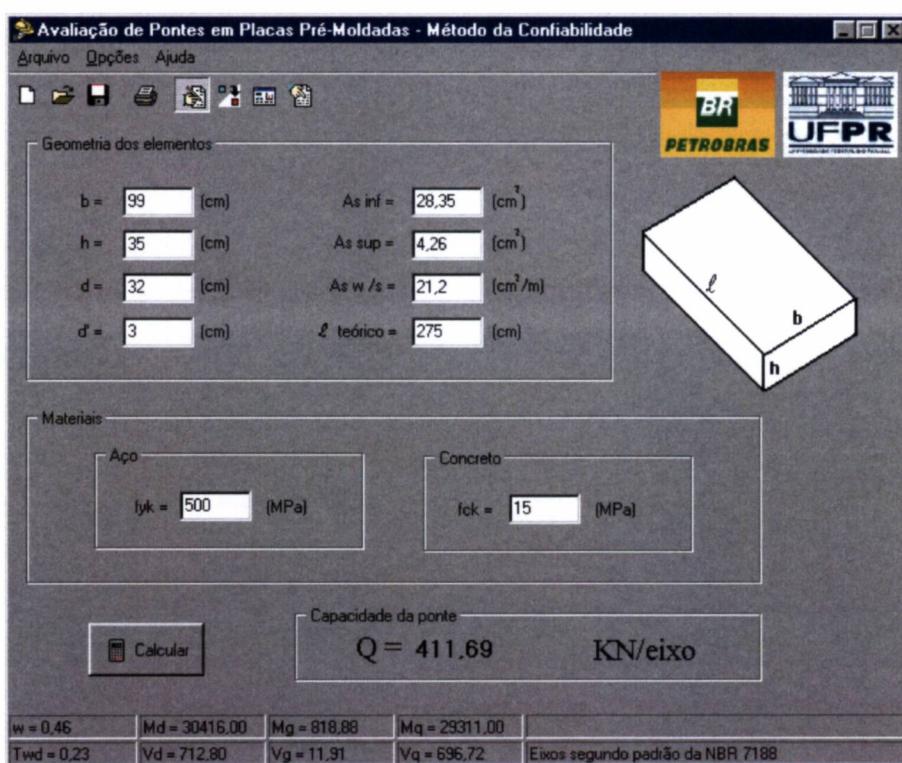
6.1.9 Estudo de Caso 2 : Ponte 8

Para a Ponte 8, foram levantadas as informações para as placas tipo D (vide anexo), as quais foram analisadas como segue.

A figura 6.15 apresenta as informações geométricas se distinguindo da ponte AA pelo menor vão e pela menor quantidade de armadura. Nas condições apresentadas no projeto a capacidade de carga de projeto desta ponte seria inferior a da ponte AA, com 411,69 KN/eixo contra 485,97 KN/eixo.

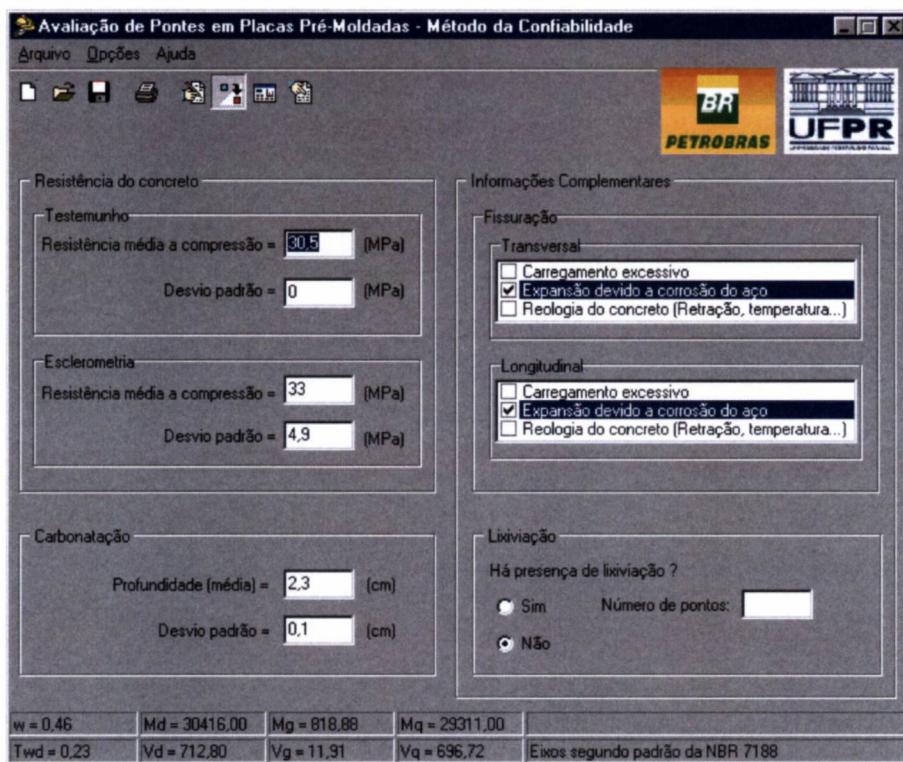
FIGURA 6.15 – INFORMAÇÕES DE PROJETO PONTE 8, PLACA TIPO D

Quanto a resistência do concreto desta ponte em relação a ponte AA,



verifica-se valores pouco inferiores entre si, porém, muito superiores ao valor solicitado no projeto, ou seja, a 15 Mpa, como pode-se constatar na figura 6.16.

FIGURA 6.16 – INFORMAÇÕES DE ENSAIOS E COMPLEMENTARES



A figura 6.17 apresenta as condições geométricas desta ponte no estado atual, sendo que os índices de confiabilidade encontrados para as mesmas situações de cargas previstas na ponte AA mantiveram a mesma relação de grandeza.

Verifica-se, no entanto, que a Ponte 8 apresenta valores de índice de confiabilidade pouco inferiores aos obtidos na Ponte AA, figuras 6.18 a 6.20, devido as variações na condições geométricas e na deterioração dos materiais.

FIGURA 6.17 – INFORMAÇÕES DA CONDIÇÃO ATUAL

The screenshot shows the software interface for bridge evaluation. The main window title is 'Avaliação de Pontes em Placas Pré-Moldadas - Método da Confiabilidade'. The menu bar includes 'Arquivo', 'Opções', and 'Ajuda'. The interface is divided into several sections:

- Carga:** Carga por eixo usual = 411 KN/eixo.
- Geometria:** b (médio) = 98,35 [cm], s (desvio padrão) = 0,2 [cm]; h (médio) = 34,6 [cm], s (desvio padrão) = 0,53 [cm]; e (médio) = 275,5 [cm], s (desvio padrão) = 0,71 [cm].
- Idade:** Idade = 320 meses.
- Armadura Superior / Armadura Inferior / Estríbos:**
 - ϕ = 12.7 [mm]
 - Espaçamento = 12 [cm]
 - Número de ramos = 2
 - Perda média de seção por corrosão = 15 [%]
- Valores calculados:** w = 0,46, Md = 30416,00, Mg = 818,88, Mq = 29311,00; Twd = 0,23, Vd = 712,80, Vg = 11,91, Vq = 696,72. Nota: Eixos segundo padrão da NBR 7188.

FIGURA 6.18 – ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 411 KN/EIXO (CARGA DE PROJETO)

The screenshot shows the software interface for bridge evaluation, similar to Figure 6.17 but focusing on evaluation indices. The main window title is 'Avaliação de Pontes em Placas Pré-Moldadas - Método da Confiabilidade'. The menu bar includes 'Arquivo', 'Opções', and 'Ajuda'. The interface is divided into several sections:

- Índices para avaliação:**
 - $\beta < 3,7$ Inaceitável - Alto Risco
 - $3,7 < \beta < 4,6$ Inaceitável - Sério
 - $4,6 < \beta < 9,0$ Aceitável
 - $\beta > 9,0$ Excelente
- Inicial - Flexão:** Probabilidade de Falha Direta = 0, Índice de Confiabilidade (β) = 4,971, Probabilidade de Falha Normal = 3,33E-7.
- Inicial - Cisalhamento:** Probabilidade de Falha Direta = 0, Índice de Confiabilidade (β) = 17,42, Probabilidade de Falha Normal = 2,742E-68.
- Atual - Flexão:** Probabilidade de Falha Direta = 0, Índice de Confiabilidade (β) = 4,837, Probabilidade de Falha Normal = 6,679E-7.
- Atual - Cisalhamento:** Probabilidade de Falha Direta = 0, Índice de Confiabilidade (β) = 18,58, Probabilidade de Falha Normal = 2,495E-77.
- Valores calculados:** w = 0,46, Md = 30416,00, Mg = 818,88, Mq = 29311,00; Twd = 0,23, Vd = 712,80, Vg = 11,91, Vq = 696,72. Nota: Eixos segundo padrão da NBR 7188.

FIGURA 6.19 – ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 150 KN/EIXO (CLASSE 45 DA NBR 7188)

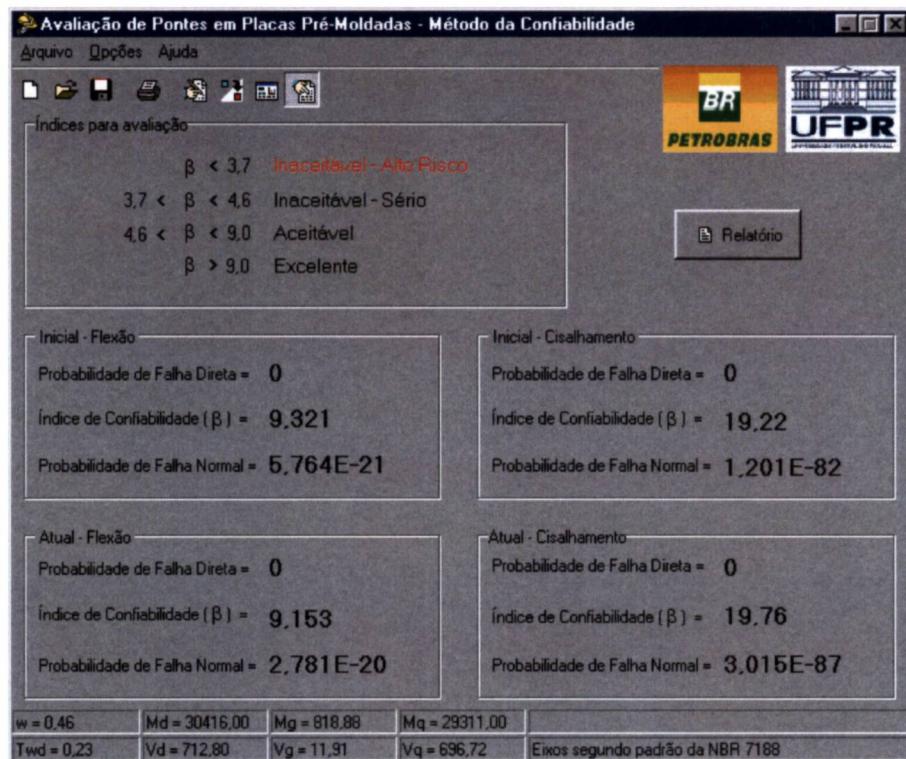
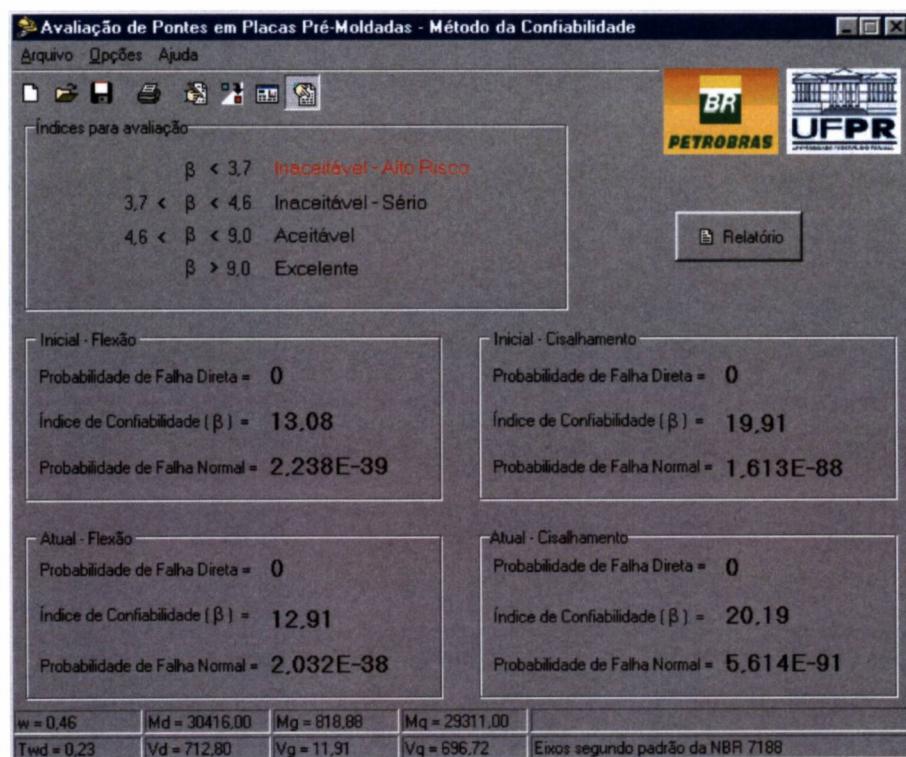


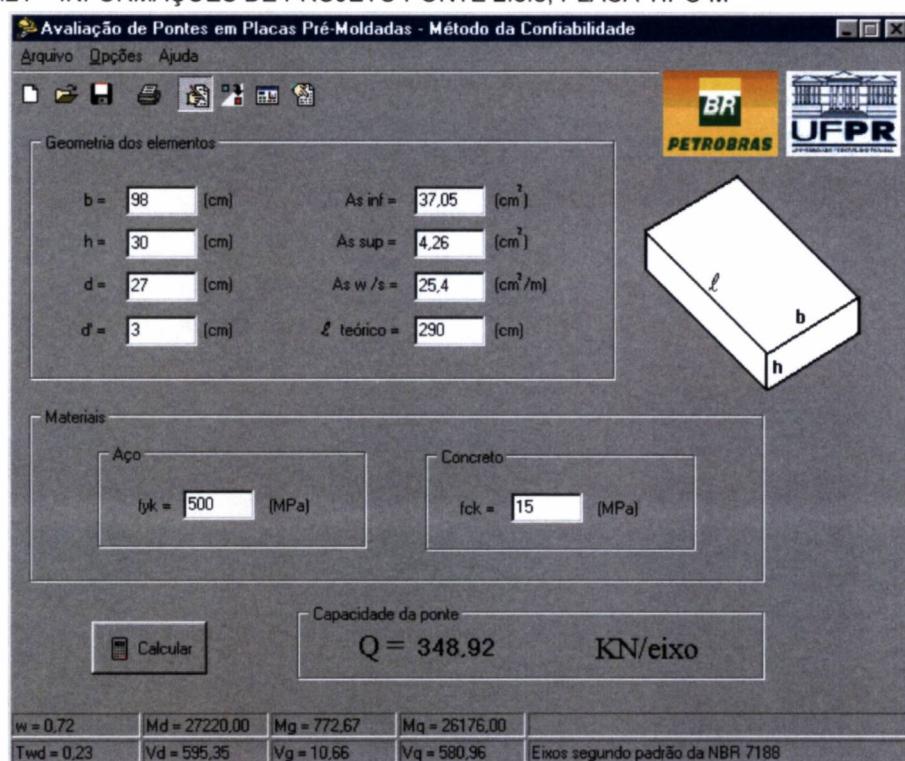
FIGURA 6.20 – ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 235 KN/EIXO (CARGA DE GUINDASTE – LEVANTAMENTO DE CAMPO)



6.1.10 Estudo de Caso 3 : Ponte 2.5.3

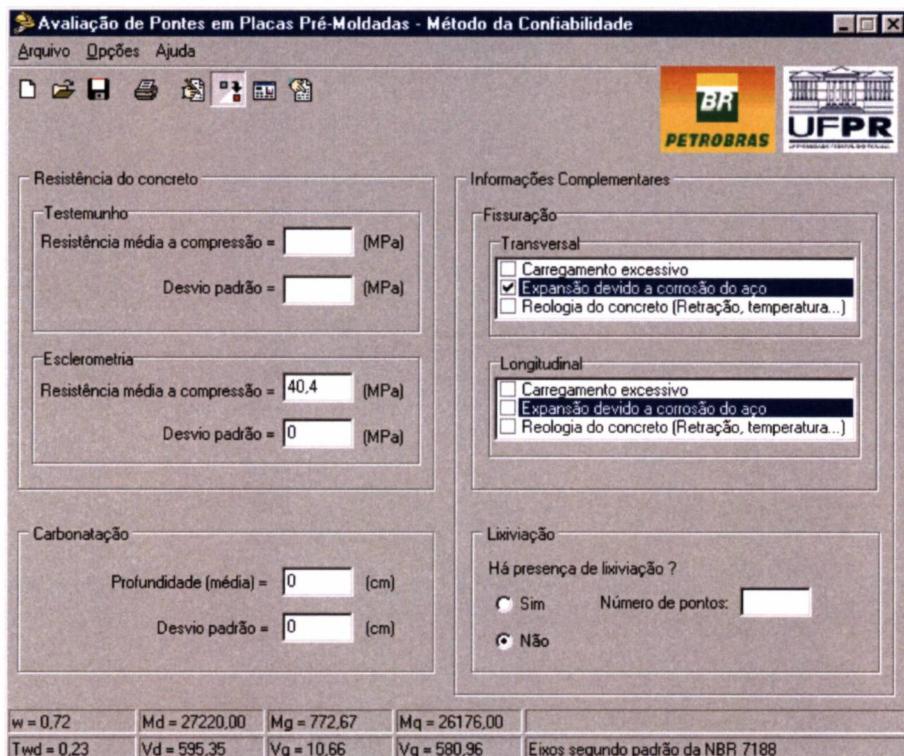
No estudo da ponte 2.5.3, foram estudadas as placas tipo M. Os resultados da avaliação são os que seguem, de acordo com as informações coletadas para este caso, conforme observa-se na figura 6.21. A carga de projeto destas placas apresenta valor inferior as anteriores atingindo 348,92 KN/eixo. Apesar desta apresentar o mesmo vão da Ponte AA a sua espessura é menor, isto é, 30 cm contra 35 cm da citada.

FIGURA 6.21 – INFORMAÇÕES DE PROJETO PONTE 2.5.3, PLACA TIPO M



Na figura 6.22 destaca-se a avaliação da resistência do concreto apenas por esclerometria. A finalidade dessa simulação é demonstrar a não obrigatoriedade da realização de todos ensaios, lembrando que recomenda-se a celebração dos ensaios de esclerometrias a partir de ensaios em testemunhos de concreto similares ao analisado.

FIGURA 6.22 – INFORMAÇÕES DE ENSAIOS E COMPLEMENTARES



Para as condições encontradas e descritas na figura 6.23, foram realizadas as análises para os mesmos carregamentos descritos para as Pontes AA e 8. Neste caso, nota-se que o índice de confiabilidade para a carga de projeto é a maioria dos três casos analisados. Entretanto, comparado aos dois outros casos, o desempenho desta ponte se aproxima ao das anteriores para as cargas da classe 45 e do guindaste devido a relação entre altura da seção e a proporção de armadura longitudinal da placa.

FIGURA 6.23 – INFORMAÇÕES DA CONDIÇÃO ATUAL

Avaliação de Pontes em Placas Pré-Moldadas - Método da Confiabilidade

Arquivo Opções Ajuda

Carga
Carga por eixo usual = 349 KN/eixo

Idade
Idade = 320 meses

Calcular

PETROBRAS UFPR

Geometria

b (médio) = 98 (cm)
s (desvio padrão) = 0.13 (cm)

h (médio) = 30,1 (cm)
s (desvio padrão) = 0.21 (cm)

δ (médio) = 291 (cm)
s (desvio padrão) = 0 (cm)

Armadura Superior Armadura Inferior Estríbos

$\phi = 19$ (mm)
Espaçamento = 7,6 (cm)
Distância média do eixo da barra à face do concreto = 3,1 (cm)
Perda média de seção por corrosão = 10 (%)

w = 0,72 Md = 27220,00 Mg = 772,67 Mq = 26176,00
 Twd = 0,23 Vd = 595,35 Vg = 10,66 Vq = 580,96 Eixos segundo padrão da NBR 7188

FIGURA 6.24 – ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 349 KN/EIXO (CARGA DE PROJETO)

Avaliação de Pontes em Placas Pré-Moldadas - Método da Confiabilidade

Arquivo Opções Ajuda

Índices para avaliação

$\beta < 3,7$ Inaceitável - Alto Risco
$3,7 < \beta < 4,6$ Inaceitável - Sério
$4,6 < \beta < 9,0$ Aceitável
$\beta > 9,0$ Excelente

Relatório

Inicial - Flexão

Probabilidade de Falha Direta = 0
 Índice de Confiabilidade (β) = 6,532
 Probabilidade de Falha Normal = 3,238E-11

Inicial - Cisalhamento

Probabilidade de Falha Direta = 0
 Índice de Confiabilidade (β) = 18,63
 Probabilidade de Falha Normal = 8,721E-78

Atual - Flexão

Probabilidade de Falha Direta = 0
 Índice de Confiabilidade (β) = 6,038
 Probabilidade de Falha Normal = 7,791E-10

Atual - Cisalhamento

Probabilidade de Falha Direta = 0
 Índice de Confiabilidade (β) = 18,91
 Probabilidade de Falha Normal = 4,422E-80

w = 0,72 Md = 27220,00 Mg = 772,67 Mq = 26176,00
 Twd = 0,23 Vd = 595,35 Vg = 10,66 Vq = 580,96 Eixos segundo padrão da NBR 7188

FIGURA 6.25 – ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 150 KN/EIXO (CLASSE 45 DA NBR 7188)

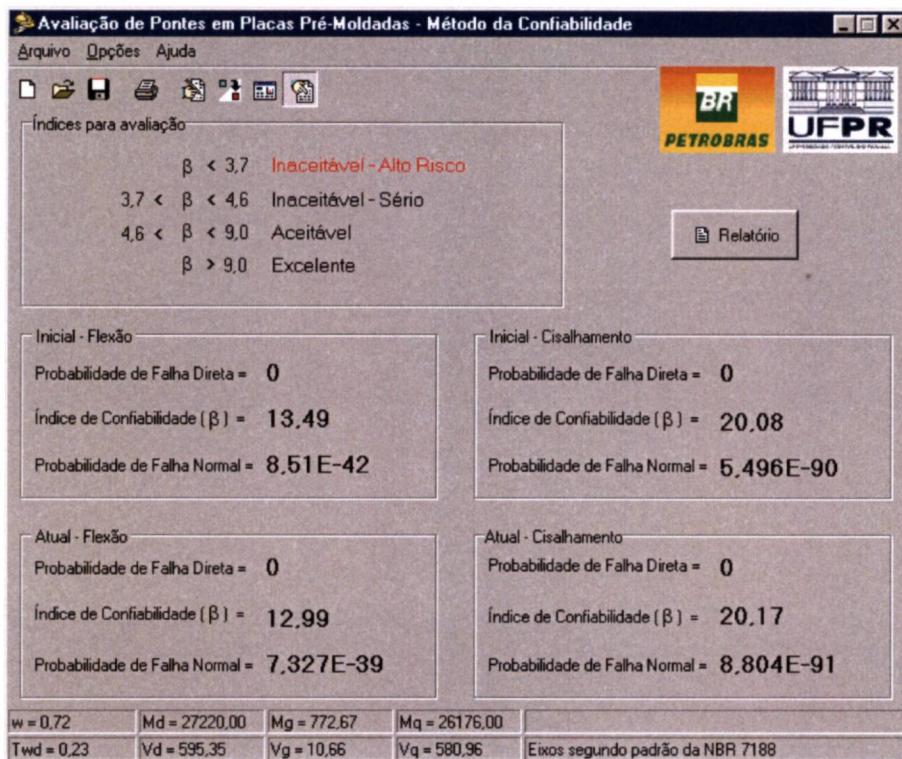
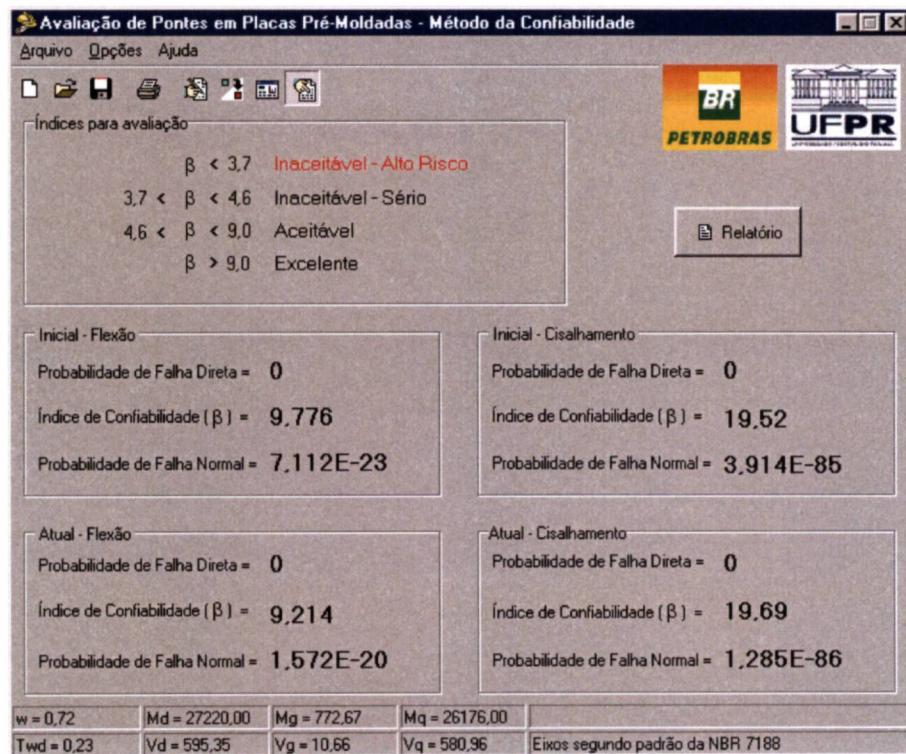


FIGURA 6.26 – ÍNDICES DE AVALIAÇÃO PARA CARGA USUAL DE 235 KN/EIXO (CARGA DE GUINDASTE – LEVANTAMENTO DE CAMPO)



Como avaliação final, observou-se que em todas as situações de carga, tanto na condição inicial quanto na atual, os índices de confiabilidade atendem os limites recomendados.

Os níveis atingidos pelos índices de confiabilidade podem ser explicados pelos critérios de projeto utilizados no dimensionamento das placas dessas pontes, elaborados segundo a NB2/61 e descritos no apêndice 3.

CONCLUSÕES

1. INTRODUÇÃO

A evolução dos conceitos de durabilidade e vida útil tem provocado uma grande revolução nas recomendações encontradas nos códigos e normas para projetos de estruturas de concreto mais recentes. Porém, observa-se que, há também, a necessidade da inclusão dos conceitos de manutenção das estruturas, de maneira que se possa garantir o desempenho da mesma ao longo de toda sua vida útil.

Este trabalho teve como objetivo principal o desenvolvimento de uma metodologia de avaliação da superestrutura de pontes em placas de concreto, com o fim de avaliar o desempenho dos elementos e orientar a decisão de intervenções nestas, baseando-se no método de análise de confiabilidade e nas informações levantadas no campo por meio de inspeções e ensaios dos materiais.

Além disso, procurou-se estabelecer os procedimentos necessários para a obtenção das informações mínimas para que a análise da estrutura possa, efetivamente, representar o seu desempenho nas condições atuais, ou seja, considerando os efeitos da deterioração dos materiais.

2. SOBRE O USO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

A ampliação dos estudos das variáveis envolvidas e dos métodos de cálculo, deverá permitir que o projeto das novas estruturas utilize os conceitos probabilísticos de maneira adequada, propiciando estruturas mais econômicas devido à otimização de seu dimensionamento.

A análise das recomendações de diferentes pesquisas e comissões de estudo aponta para o uso da confiabilidade estrutural como parâmetro de decisão, destacando-se as comissões do CEB que estudam as estratégias para ensaios e avaliação de estruturas.

Conforme descrito no capítulo quatro, a avaliação da confiabilidade permite uma interpretação mais correta da condição de estabilidade da estrutura e, consequentemente, a definição da urgência de intervenções em casos críticos.

O uso do método de Monte Carlo, demonstrou que a técnica a ser aplicada é de simples desenvolvimento e implementação, podendo ser estendido à análise de qualquer elemento ou tipo de estrutura.

3. SOBRE AS METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DISPONÍVEIS

Embora a preocupação seja crescente com estes procedimentos, o que se observou foi a ausência de metodologias mais completas que auxiliem o especialista a tomar as devidas decisões e que façam o adequado aproveitamento das informações disponíveis.

A maioria das metodologias de avaliação apresenta preocupação acentuada para a avaliação dos danos e em proporção menor em relação à avaliação do desempenho do elemento estrutural ou da estrutura como um todo. Em outros casos as recomendações apresentam apenas critérios para classificação, cadastramento e classificação dos danos encontrados.

Constata-se, nos trabalhos de confiabilidade das estruturas, o grande potencial para que esse método possa suprir a lacuna existente na consideração de danos, para a avaliação das estruturas existentes.

4. SOBRE A METODOLOGIA PROPOSTA

A metodologia desenvolvida neste trabalho teve como objetivo principal a apresentação dos procedimentos necessários para a avaliação de superestrutura de pontes em placas de concreto, baseando-se no método de análise de confiabilidade e nas informações levantadas no campo por meio de inspeções e ensaios dos materiais.

O uso específico de placas de concreto das pontes da Refinaria Getúlio Vargas permitiu demonstrar como podem ser organizadas e processadas as informações para a obtenção do parâmetro de decisão, o índice de confiabilidade. Para outras aplicações, dentro da metodologia proposta, a única alteração a se efetuar, diz respeito à avaliação da resposta mecânica da estrutura.

Os resultados obtidos nos estudos de caso permitem afirmar que os valores obtidos correspondem à condição de segurança dos elementos e que a condição de deterioração, ainda não afetou os níveis de confiabilidade aceitáveis. Recomenda-se, portanto, que, em virtude da existência de patologias em evolução, faça-se a manutenção preventiva das pontes para que se mantenham os níveis de confiabilidade e, consequentemente, o desempenho, ou seja, atinja-se a vida útil prevista.

5. SUGESTÕES PARA TRABALHOS POSTERIORES

São apresentadas, a seguir, algumas sugestões para pesquisas que poderão contribuir com a avaliação das estruturas, utilizando o Método de Confiabilidade:

- a) Utilização da metodologia por outros pesquisadores e especialistas a fim de avaliar a necessidade de calibração dos resultados.
- b) Ampliação do número de variáveis aleatórias, que possam melhor representar a capacidade resistente das seções.
- c) Introdução no procedimento de avaliação da Análise dos Estados Limites de Serviço, em que poderão ser consideradas as condições de fissuração e deformação excessiva.
- d) Extensão a outros elementos estruturais de pontes e a edificações.
- e) Introdução dos mecanismos de deterioração para a previsão da vida útil residual.
- f) Estudo dos índices de confiabilidade, considerando a fase de construção, a partir das condições de cura, desforma e das cargas de execução.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADEY, B. T. et al . Updating estimates of bridge reliability. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MAINTENANCE, SAFETY AND MANAGEMENT, 1., 2002, Barcelona. **Anais...** Barcelona : IABMAS, 2002.

ALCÂNTARA, P. A. Avaliação da resistência à compressão de um concreto pelo esclerômetro de reflexão . In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 44, 2002, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte , Ibracon, 2002.

ALMEIDA, P.A. de O.;PENNER, E. Evaluation of the structural behavior of concrete bridges with basis on dynamic testings and calibrated numerical models. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MAINTENANCE, SAFETY AND MANAGEMENT, 1., 2002, Barcelona. **Anais...** Barcelona : IABMAS, 2002.

ARAÚJO, J.M.; REAL, M. V. Confiabilidade de pilares projetados de acordo com a nova NBR 6118. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 44, 2002, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte , Ibracon, 2002.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB6** : Cargas móveis em pontes rodoviárias. Rio de Janeiro, 1960.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-2** : Cálculo e execução de pontes em concreto armado. Rio de Janeiro, 1961.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739** : Ensaios de compressão em corpos de prova cilíndricos de concreto. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118** : Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118** : Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 2001. (em fase de aprovação).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7187**: Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188**: Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7584**: Concreto endurecido - avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Rio de Janeiro, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7680** : Extração,

preparo, ensaio e análise de testemunhos em estruturas de concreto. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9452** : Vistoria de pontes e viadutos de concreto. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9607** : Prova de carga em estruturas de concreto armado e protendido. Rio de Janeiro, 1986.

BAKHT, B. et al A guide for the field testing of bridges. **American Society of Civil Engineers** . 1978.

BERGMESTER, Konrad. Assessment procedures and safety evaluation of concrete bridges. **CEB Bulletin d'information**, n. 239, p.143-167. 1997.

BERINDELLI et al. Manutenção : critério para avaliação do estado de conservação das estruturas através de análise de decisão. In : REUNIÃO DO IBRACON, 36, 1994, Porto Alegre . **Anais...** Porto Alegre : Ibracon, 1994.

BIANCO TECNOLOGIA DO CONCRETO. **Laudo Técnico de Avaliação das Condições de Funcionamento e Especificação para Recuperação**. Curitiba, 2001.

BOB, C. Probabilistic assessment of concrete structures durability. **Safety, risk, reliability - trends in engineering**, Malta, 2001.

BREITSCHAFT, G; OESTLUND, L.; KERSKEN-BRADLEY, M. The structural eurocodes – conceptual approach. **IABSE Conference**, Davos, 1992.

BRÜHWILER, E.; BAILEY, S. F. Target safety levels for the evaluation of existing bridges. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MAINTENANCE, SAFETY AND MANAGEMENT, 1., 2002, Barcelona. **Anais...** Barcelona : IABMAS, 2002.

CABRAL, A. E. B.; ANDRADE, J. J. O.; DAL MOLIN, D. C. C. Previsão da vida útil de sistemas de reparo utilizados em estruturas de concreto armado atacadas por cloretos. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS, 2., 2000, Damstruc. **Anais...** Damstruc , 2000.

CAPE, M.; ENGSTROEM, B. Evaluation of the residual life of existing concrete structures. **Safety, risk, reliability - trends in engineering**,. 2001.

CAROT, V.; SANZ, J. Criticality and sensitivity analysis of the components of a system . **Reliability engineering and system safety**, n. 68, p. 147-152. 2000.

CASAS, J. R. Evaluación de puentes existentes : Experiencia obtenidas de casos reales. **Hormigón y Acero**, n.210, p.110-119. 1998.

CASCUDO, Oswaldo. Inspeção de estruturas de concreto com vistas ao controle de corrosão de armaduras : técnicas e parâmetros. In : REUNIÃO DO IBRACON, 36, 1994, Porto Alegre . **Anais...** Porto Alegre : Ibracon, 1994.

CASTRO, E. K. **Desenvolvimento de metodologia para manutenção de estruturas de concreto armado.** Brasília, 1994.185 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Brasília.

CEB BULLETIN D'INFORMATION. Comportement en service, entretien et réparations : Comite Euro International du Beton, n. 163, Praga, 1983.

CEB BULLETIN D'INFORMATION. Diagnosis and assessment of concrete structures. Copenhagen : Comite Euro International du Beton, n. 192, 1989.

CEB BULLETIN D'INFORMATION. Non linear analysis / Safety evaluation and monitoring. Comite Euro International du Beton, n. 239, 1997.

CEB BULLETIN D'INFORMATION. Strategies for testing and assessment of concrete structures. Stuttgart : Comite Euro International du Beton, n. 243, 1998.

CHANG, C.; TUNG, Y.; YANG, J. Evaluation of probability point estimate methods. Elsevier Scienc Inc., n. 19, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Inspeções e vistorias em pontes e viadutos de concreto armado e protendido :** Procedimento. Rio de Janeiro, 1987.

EISINGER, M. B.; LIMA M. G. de. Metodologias para inspeção de estruturas de concreto armado - um estado da arte. In: CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE O COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DANIFICADAS, 2., 2000, Damstruc . **Anais...** Damstruc, 2000.

ESTES, A. C.; FRANGOPOL, D. M. Minimum expected cost-oriented maintenance planning for deteriorating structures : application to concrete bridge decks. **Reliability engineering and system safety**, n. 73, p. 281-291. 2001.

FABER, M. H.; MELCHERS, R. E.. Aspects of Safety in Design and Assessment of Deteriorating Structures. **Safety, risk, reliability - trends in engineering**, Malta. 2001.

FRANGOPOL, D. M.; GHARAIBCH, E. S.; KONG, J. S.; MIYAKE, M. Reliability - based evaluation of rehabilitation rates of bridge groups. **Safety, risk, reliability - trends in engineering**, Malta. 2001.

FRÝBA, L.; PIRNES, M. Load tests and modal analysis of bridges. **Engineering structures**, n. 23, p. 102-109. 1999.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de Concreto** : Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas. São Paulo : Editora da Universidade de São Paulo, 1977. 274 p.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de Concreto** : Fundamentos do projeto estrutural. São Paulo : Editora da Universidade de São Paulo, 1977. 241 p.

GRIVAS. D. A; SCHULTZ, B. C.; ELWELL, D. J.; DALTO, A. E. Span-based network characterization for bridge management. **Transportation research record**, n. 1442, p. 123-127. 1994.

GONTIJO, M. C.; et al. Efeitos da lixiviação sobre a durabilidade do concreto. In : REUNIÃO DO IBRACON, 37, 1995, Goiânia . **Anais...** Goiânia : Ibracon, 1995. p. 15-26.

GOMES, H.M.; AWRUCH, A..M. Análise da confiabilidade de estruturas de concreto armado incluindo o efeito da corrosão. **Universidade Federal do Rio Grande do Sul**. 2000.

HEGER, Frank J. Public safety – Is it compromised by new LRFD design standards? **Journal of Structural Engineering**, vol.119, n. 4, p. 1251-1265. 1993.

HELENE, P.; MITIDIERI FILHO; CLÁUDIO V.; THOMAZ, E. Influência do tipo de cimento e da relação a/c na carbonatação do concreto : estimativa da vida útil de projeto . In : REUNIÃO DO IBRACON, 37, 1995, Goiânia . **Anais...** Goiânia : Ibracon, 1995. p. 169-182.

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**.1.ed. São Paulo : Editora Pini, 1993.

KLEIN, D. L.; GASTAL, F. P. S. L.;CAMPAGNOLO, J. L.; SILVA FILHO, L.C.P. Critérios adotados na vistoria e avaliação de obras de arte. In.: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 25, 1991, Porto Alegre . **Anais...**Porto Alegre : Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1991. p. 185-196.

KUEZEVIC, J.; ODOOM, E. R. Reliability modeling of repairable systems using Petrinets and fuzzy Lambda-Tau methodology. **Reliability engineering and system safety**, n. 73, p. 1-A. 2001.

LIU, Y.; ZHANG. J. Structural fuzzy reliability analysis using an annealing genetic algorithm. **Safety, risk, reliability - trends in engineering**, Malta. 2001.

MAC GREGOR, J. G.; HAGE, S. E. Stability analysis and design of concrete frames. **Journal of the structural division – Asce**. N. 103. 1970.

MAC GREGOR, J. G. Safety and limit states design for reinforced concrete. **Canadian journal of civil engineering**, vol. 3, p. 484-513. 1976.

MARTORELL, S.; SANCHEZ, A.; SERRADELL, V. Age-dependent reliability mode

considering effects of maintenance and working conditions. **Reliability engineering and system safety**, n. 64, p. 19-31. 1999.

MC CANN, D. M.; FORDE, M. C. Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures. **NDT&E International** , n. 34, p. 71-84. 2001

MENEGHETTI, L. C. Avaliação de resistência à compressão de concretos nas primeiras idades através da velocidade de propagação de ondas ultra-sônicas. **Universidade Federal de Santa Catarina**. Florianópolis, 1999.,.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J.M. **Concreto, estrutura, propriedades e materiais**. 1 ed. São Paulo. Editora Pini, 1994. p. 119-383

MOREIRA, B. P; GUIMARÃES, A.T.C.; RECENA, F.A .P. Metodologia da extração de testemunhos de concreto armado para avaliação da resistência à compressão simples em estruturas existentes . In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CONCRETO, 44, 2002, Belo Horizonte. **Anais**...Belo Horizonte , Ibracon, 2002.

NILSSON, L. Interaction between microclimate and concrete – a prerequisite for deterioration. **Construction and Building Material**, n. 5, p. 301-308. 1996.

NOWAK, Andrzej S. Effect of human error on structural safety. **ACI Journal Technical Paper**, n. 348, p. 959-973. 1979.

OHTSU, M.; WATANOKE, H. Quantitative damage estimation of concrete by acoustic emission. **Construction and Building Materials** , n. 15, p. 217-224. 2001.

OKINE, N. O. A.; APPEA, A. K. Comparative analysis of artificial neural network and evolutionary programming in roof deteriorating modeling. **Construction and building materials**, n. 13, p. 311-320. 1999.

PALAZZO, D. **Monitoramento de pontes por meio de ensaios não destrutivos : Um estudo de caso**. Curitiba, 2002. f.178. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná. (trabalho em fase de conclusão)

PARK, D. H.; JUNG, G. M.; YUM, J. K. Cost minimization for periodic maintenance policy of a system subject to slow degradation. **Reliability engineering and system safety**, n. 68, p. 105-112. 2000.

POUKHONTO, L. M. Concrete silo, bunkers, reservoirs, retaining structures, off-shore tanks : cumulation and assessment of damages. **Moscow State University of Civil Engineering**, Moscow 1998.

PROCEQ S.A. **Modo de empiso – Esclerômetro para hormigón**. Zurich, 1977. Manual.

REAL, M. de V.; CAMPOS FILHO, A. Variações estatísticas no comportamento de vigas e pilares de concreto armado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO

CONCRETO, 43., 2001, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu : Ibracon, 2001. p.107.

REGATTIERI, C. E. X.; SILVA, M. G.; HELENE, P.; ABREU, J. V. Contribuição ao estudo das propriedades do concreto com vista a sua durabilidade. In : REUNIÃO DO IBRACON, 36, 1994, Porto Alegre . **Anais...** Porto Alegre : Ibracon, 1994.

ROCHA, Anderson Moreira da. **Concreto Armado.** vol 1.São Paulo. Editora Globo.

ROSTAM, Steen. Serviceability and durability. In : IABSE CONFERENCE, 1992, Davos. **Anais....**Zürich : IABSE, p. 145-158. 1992.

SARANGA, H; KNEZEVIC, J. Reliability prediction for condition based maintained systems . **Reliability engineering and system safety**, n. 71, p. 219-224. 2001.

SARVESWARAN, V.; ROBERTS, M. B. Reliability analysis of deteriorating structures - the experience and needs of practising engineers. **Structural safety**, n. 21, p. 357-372. 1999.

SLOWIK, Q.; KAPPHAHN, K. Determinacion of geometrical data and material properties. **CEB Bulletin d'information – Non linear analysis safety evaluation and monitoring**, n. 239. 1997.

SOARES, M. E. G. **Localização e quantificação de danos em estruturas por meio das suas características dinâmicas.** Brasília, 2000. 130 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília.

SOARES, R. de C., VENTURINI, W.S. Introdução à análise de confiabilidade. **Universidade de São Carlos.** 2001.

SOHN, S. Y.; CHOI, I. S. Fuzzy QFD for supply chain management with reliability consideration. **Reliability engineering and system safety**, n. 72, p. 327-334. 2001.

SOUZA, V.C.M. de; RIPPER, T. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** 1 ed. São Paulo. Editora Pini, 1998. p. 14-78.

STEWART, M. G.; ESTES, A. C.; FRANGOPOL, D. M.. Bridge deck replacement strategies and life-cycle cost analyses under multiple limite states. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON BRIDGE MAINTENANCE, SAFETY AND MANAGEMENT, 1., 2002, Barcelona. **Anais...** Barcelona : IABMAS, 2002.

STEWART, Mark G. Reliability - based assessment of being bridges using risk ranking life cycle cost decision analyses. **Reliability engineering and system safety**, n. 74, p. 263-273. 2001.

ZHAO, Y.G.; ONO, T. Moment methods or structural reliability. **Structural Safety**, n. 23, p. 47-75. 2001.

ZNIDARIC, J; PERUS, I. Condition rating methods for concrete structure. **CEB Bulletin d'information** – Strategies for testing and assessment of concrete structures, n. 243. 1998.

APÊNDICE 1 – CADERNOS DOS LEVANTAMENTOS DE INFORMAÇÕES

Caderno de Levantamento de Informações

Identificação :	Ponte	AA
Elemento	PLACA 1-A, TIPO B	

1º - Informações de Projeto :

b	99	cm
h	35	cm
d	32	cm
d'	43	cm
I teórico	290	cm

As inf	37,05	cm ²
As sup	4,26	cm ²
Asw/s	25,4	cm ² /m
Aço	500	f _{yk} (MPa)
Concreto	15	f _{ck} (MPa)

Idade da Obra :	320 meses
-----------------	-----------

2º - Informações de Campo

Geometria dos Elementos

Medições em cm							
b1	98,7	b2	99	b3	99,2	b4	99,4
b5	99,5	b6				b médio	99,16 cm
s (desvio padrão)						s (desvio padrão)	0,32 cm
h1	34,8	h2	34,6	h3	35,0	h4	35,1
h5	35,2	h6	35,2			h (médio)	34,98 cm
						s (desvio padrão)	0,24 cm
I1	290,5	I2	290,5	I3		I4	
I5		I6				I (médio)	290,5 cm
						s (desvio padrão)	cm

Carga por eixo usual	-	Classe 45 NBR 7188	150	KN/eixo
Carga por eixo usual	-	Carga de guindaste	235	KN/eixo

Armaduras

	Armadura superior	Armadura inferior	Estríbos
	0,95ø (mm)	19ø (mm)	12,7ø (mm)
Espaçamento (cm)	16	7,5	9,7
Distância média do eixo da barra à face do concreto (cm)	2	3,3	
Perda média de seção por corrosão (%)	~ 5%	~10%	~10%

Informações Complementares

Fissuração

	Transversal	Longitudinal
Carregamento excessivo	-	-
Reologia do concreto (retração, temperatura,...)	-	-
Expansão devido a corrosão do aço	superior/inferior	-

Lixiviação

Presença de lixiviação ?	Sim		nº de pontos	-
	Não	x		

3º - Informações de Ensaios

Resistência do Concreto

Testemunhos			
Resistência média à compressão	32	MPa	
Desvio Padrão	4,5	MPa	

Esclerometria			
Resistência média à compressão	36,2	MPa	
Desvio Padrão	3,5	MPa	

Carbonatação

Profundidade (média)	2	cm
Desvio Padrão	0,1	cm

Data	25/06/2002
------	------------

Caderno de Levantamento de Informações

Identificação :	Ponte	8
	Elemento	PLACA 1-A, TIPO D

1º - Informações de Projeto :

b	99	cm
h	35	cm
d	32	cm
d'	3	cm
I teórico	275	cm

As inf	28,35	cm ²
As sup	4,26	cm ²
Asw/s	21,1	cm ² /m
Aço	500	fyk (MPa)
Concreto	15	fck (MPa)

Idade da Obra :	320 meses
-----------------	-----------

2º - Informações de Campo

Geometria dos Elementos

Medições em cm									
b1	98	b2	98,2	b3	98,5	b4	98,5	b5	98,5
b6	98,4								b médio
									98,35 cm
h1	34,0	h2	34,0	h3	34,5	h4	35,0	h5	35,0
h6	35,2								h (médio)
									34,6 cm
I1	275	I2	276	I3		I4		I5	I6
									I(médio)
									275,5 cm
									s (desvio padrão)
									0,71 cm

Carga por eixo usual - Primeiro estudo	150	KN/eixo
Carga por eixo usual - Segundo estudo	235	KN/eixo

Armaduras

	Armadura superior	Armadura inferior	Estríbos
	9,5ø (mm)	19ø (mm)	12,7ø (mm)
Espaçamento (cm)	16	10	12
Distância média do eixo da barra à face do concreto (cm)	0,9	3,2	
Perda média de seção por corrosão (%)	15%	5%	15%
<i>Informações Complementares</i>			

Fissuração

	Transversal	Longitudinal
Carregamento excessivo	-	-
Reologia do concreto (retração, temperatura,...)	-	-
Expansão devido a corrosão do aço	superior	inferior (bordas)

Lixiviação

Presença de lixiviação ?	Sim	-	nº de pontos	-
	Não	x		

3º - Informações de Ensaios

Resistência do Concreto

Testemunhos			
Resistência média à compressão	30,5	MPa	
Desvio Padrão	0	MPa	

Esclerometria			
Resistência média à compressão	33	MPa	
Desvio Padrão	4,9	MPa	

Carbonatação

Profundidade (média)	2,3	cm
Desvio Padrão	0,1	cm

Data	25/06/2002
------	------------

Caderno de Levantamento de Informações

Identificação :	Ponte	2.5.3
	Elemento	PLACA 1, TIPO M

1º - Informações de Projeto :

b	98	cm
h	30	cm
d	26	cm
d'	3	cm
I teórico	290	cm

As inf	37,05	cm ²
As sup	4,26	cm ²
Asw/s	25,40	cm ² /m
Aço	500	f _{yk} (MPa)
Concreto	15	f _{ck} (MPa)

Idade da Obra :	320 meses
-----------------	-----------

2º - Informações de Campo

Geometria dos Elementos

Medições em cm											
b1	98	b2	98,2	b3	98	b4	97,8	b5	98	b6	98
										b médio	98 cm
										s (desvio padrão)	0,13 cm
h1	30,2	h2	30,4	h3	29,8	h4	30	h5	30,2	h6	30,2
										h (médio)	30,1 cm
										s (desvio padrão)	0,21 cm
I1	291	I2	291	I3		I4		I5		I6	
										I (médio)	291 cm
										s (desvio padrão)	0 cm

Carga por eixo usual - Primeiro estudo	150	KN/eixo
Carga por eixo usual - Segundo estudo	235	KN/eixo

Armaduras

	Armadura superior	Armadura inferior	Estríbos
	9,5ø (mm)	19ø (mm)	12,7ø (mm)
Espaçamento (cm)	16,5	7,6	10
Distância média do eixo da barra à face do concreto (cm)	1	3,1	
Perda média de seção por corrosão (%)	10%	10%	15%

Informações Complementares

Fissuração

	Transversal	Longitudinal
Carregamento excessivo	-	-
Reologia do concreto (retração, temperatura,...)	-	-
Expansão devido a corrosão do aço	superior/inferior	-

Lixiviação

Presença de lixiviação ?	Sim		nº de pontos	-
	Não	x		

3º - Informações de Ensaios

Resistência do Concreto

Testemunhos

Resistência média à compressão	-	MPa
Desvio Padrão	-	MPa

Esclerometria

Resistência média à compressão	40,4	MPa
Desvio Padrão	0	MPa

Carbonatação

Profundidade (média)	-	cm
Desvio Padrão	-	cm

* Ensaio não realizado

Data

25/06/2002

**APÊNDICE 2 – VERIFICAÇÃO À FLEXÃO DA CAPACIDADE DAS PLACAS DE
CONCRETO DAS PONTES SEGUNDO A NB 2/61**

VERIFICAÇÃO À FLEXÃO DA CAPACIDADE DAS PLACAS DE CONCRETO DAS PONTES SEGUNDO A NB 2/61

Devido aos altos valores obtidos para o índice da confiabilidade, efetuou-se a verificação do dimensionamento das placas de concreto utilizando-se dos critérios da norma brasileira *NB 2/61 – Cálculo e Execução de Pontes em Concreto Armado*. Esta norma estava em vigência na época da elaboração dos projetos destas pontes, isto é, no ano de 1974, e, permitia o dimensionamento no Estádio II.

Neste apêndice demonstra-se os resultados obtidos nesta análise para as placas tipo *M*, usadas na ponte 2.5.3.

Partindo da taxa de armadura (ρ) :

$$\rho = \frac{37,05}{100 \times 26} \times 100 = 1,425\%$$

Obtém-se da Tabela 15 do livro *Concreto Armado volume 1*, de autoria de Aderson Moreira da Rocha, os seguintes índices :

$$m \approx 17,5$$

$$r' = 9,20$$

$$r'' = 2,20$$

Aplicando-os as equações de tensões atuantes no aço e concreto, respectivamente, obtém-se :

$$\tau_s = \frac{r'^2 \cdot M}{b \cdot d^2} = \frac{9,2^2 \cdot 1068811}{100 \cdot 26^2} = 1338 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\tau_c = \frac{r''^2 \cdot M}{b \cdot d^2} = \frac{2,20^2 \cdot 1068811}{100 \cdot 26^2} = 76,52 \text{ Kgf/cm}^2$$

M = Momento fletor devido a carga de guindaste com 235 KN/eixo

Tensões Admissíveis

$$\overline{\sigma_f} = 1800 \text{Kgf/cm}^2 (\text{Aço CA - 50})$$

$$\overline{\sigma_c} = \frac{f_{ck}}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{Kgf/cm}^2$$

Deste modo justifica-se a quantidade existente de armadura em função do método de cálculo utilizado.

**APÊNDICE 3 – ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MODELOS DE CÁLCULO
DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA NBR 6118/80 COM OS
MODELOS PROPOSTOS EM SUA REVISÃO.**

ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MODELOS DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DA NBR 6118/80 COM OS MODELOS PROPOSTOS EM SUA REVISÃO.

Para a verificação estrutural, utilizou-se neste trabalho o modelo de cálculo da norma NBR 6118/80. Em virtude da revisão, em andamento, desta norma e as alterações nos modelos de cálculo da resistência ao cisalhamento dos elementos solicitados à flexão, efetuou-se uma análise comparativa do modelo atual com os novos modelos propostos.

Abaixo, estão transcritas as equações destes modelos, para uso com armadura transversal composta por estribos a 90°.

Modelo da NBR 6118/80 :

$$Vrd_2 = 0,25 \cdot fcd \cdot bw \cdot d$$

$$Vsd = Vc + Vsw, \text{ portanto :}$$

$$Vsw = Vsd - Vc$$

onde,

$$Vc = \varphi_1 \cdot \sqrt{fck} \cdot bw \cdot d$$

com

$$\varphi_1 = 0,07 \text{ para } \rho_1 \geq 0,001$$

$$\varphi_1 = 0,14 \text{ para } \rho_1 \geq 0,015$$

interpolando - se para valores intermediários de ρ_1

$$\frac{Asw}{s} = \frac{Vsw \cdot 1,15}{d \cdot fywd (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Modelos Propostos pela Revisão da NBR 6118

Modelo I :

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot fcd \cdot bw \cdot d$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{fck}{250} \right)$$

$$Vsw = \left(\frac{Asw}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot fywd (\operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha)$$

$$Vc = 0,6 fctd \cdot bw \cdot d$$

$$fctd = fctk_{\text{inf}} / \gamma_c$$

Modelo II :

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_v \cdot fcd \cdot bw \cdot d \cdot \operatorname{sen}^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta)$$

$$Vsw = \left(\frac{Asw}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot fywd \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

$$V_{cl} = 0,6 \cdot fctd \cdot bw \cdot d \quad \text{quando } Vsd \leq 0,6 \cdot fctd \cdot bwd$$

$$V_{cl} = 0 \quad \text{quando } Vsd = V_{Rd2}$$

Utilizou-se o ângulo $\theta = 45^\circ$ para compatibilidade com o Modelo I.

Aplicando a placa exemplo da ponte 2.5.3, do estudo de caso, tem-se :

Dados	Concreto
fck =	15 Mpa
av =	0,94
fctd=	0,91 Mpa

Geometria
bw = 1,00 m
d= 0,26 m

Modelo NBR6118/80

Vrd2= 83,57 tf

NBR6118/01

Vsd	Vc	Vsw	Asw/s	NBR6118/01	
				Modelo I	Modelo II
7,07	15,10	0,00	0,00	0,00	0,00
14,14	15,10	1,16	1,02	0,00	0,00
21,21	15,10	9,29	8,21	-16,52	4,44
28,28	15,10	17,42	15,40	-10,39	12,11
35,35	15,10	25,55	22,59	-8,16	14,90
42,42	15,10	33,68	29,78	-7,00	16,34
49,49	15,10	41,81	36,97	-6,30	17,22
56,56	15,10	49,94	44,16	-5,82	17,82
63,63	15,10	58,07	51,35	-5,48	18,25
70,70	15,10	66,20	58,53	-5,22	18,57

Modelo I (NBR6118/01)

Vrd2= 70,70 tf

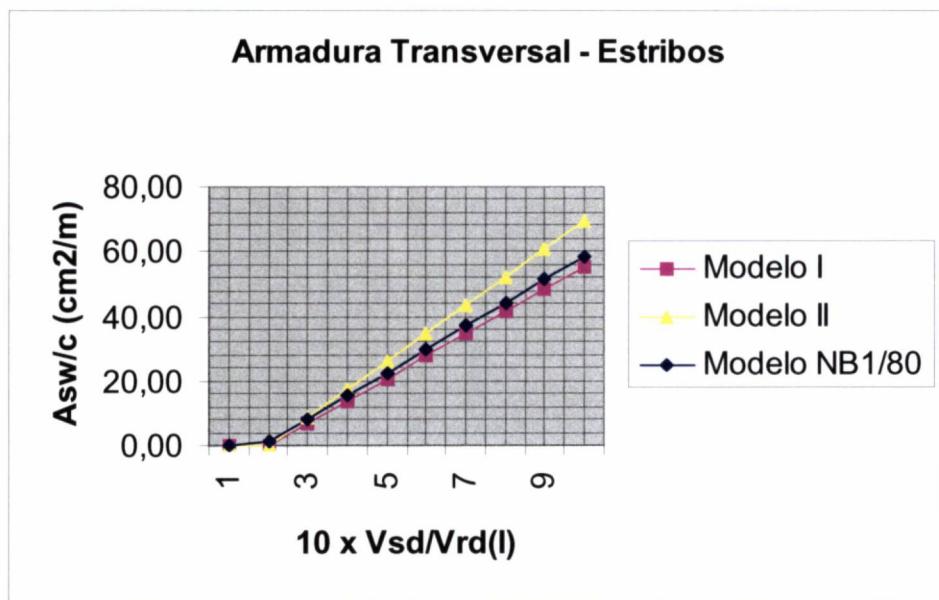
Vsd/Vrd2	Vsd	Vc	Vsw	Asw/s
0,1	7,07	14,23	0,00	0,00
0,2	14,14	14,23	0,00	0,00
0,3	21,21	14,23	6,98	6,86
0,4	28,28	14,23	14,05	13,80
0,5	35,35	14,23	21,12	20,75
0,6	42,42	14,23	28,19	27,69
0,7	49,49	14,23	35,26	34,64
0,8	56,56	14,23	42,33	41,58
0,9	63,63	14,23	49,40	48,53
1,0	70,70	14,23	56,47	55,48

Modelo II (NBR6118/01)

teta	45	graus
Vrd2=	70,70	tf

Vsd/Vrd2	Vsd	Vc	Vsw	Asw/s
0,1	7,07	14,23	0,00	0,00
0,2	14,14	14,23	0,00	0,00
0,3	21,21	12,47	8,74	8,58
0,4	28,28	10,69	17,59	17,27
0,5	35,35	8,91	26,44	25,96
0,6	42,42	7,13	35,29	34,64
0,7	49,49	5,35	44,15	43,33
0,8	56,56	3,56	53,00	52,02
0,9	63,63	1,78	61,85	60,71
1,0	70,70	0,00	70,70	69,40

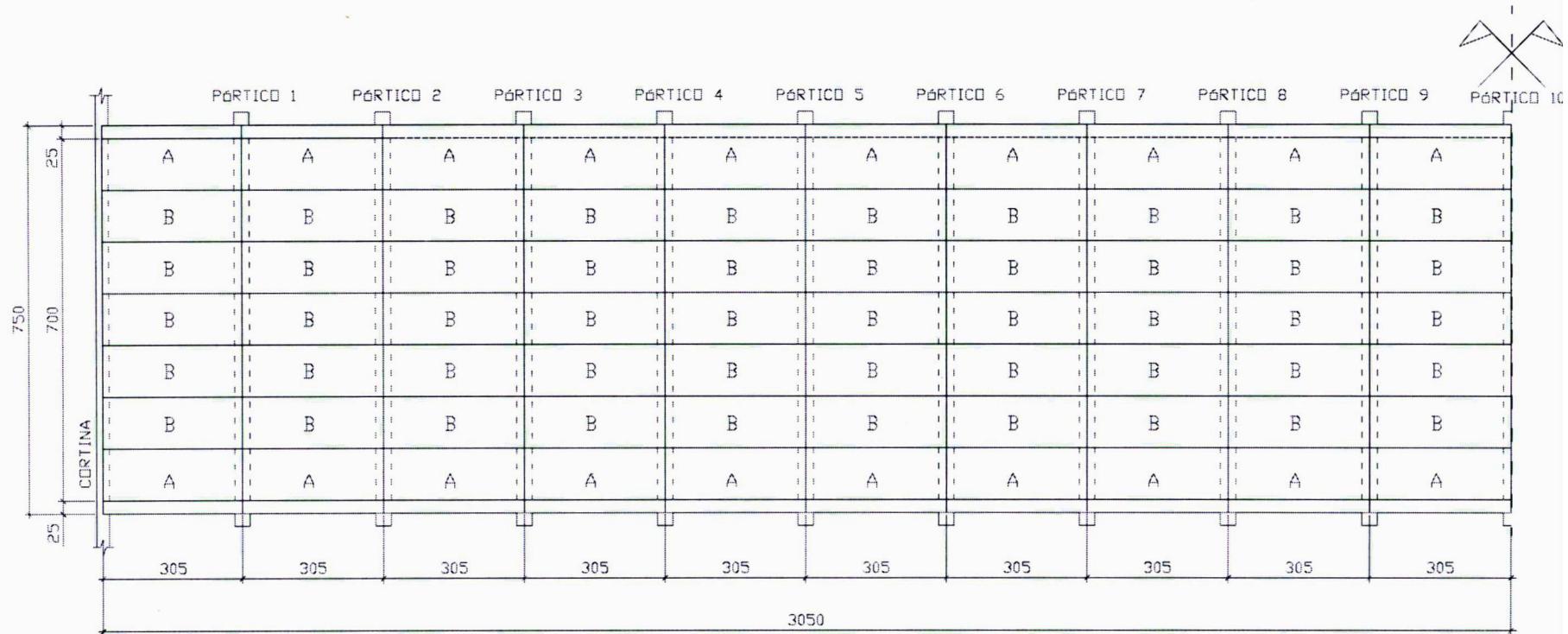
GRÁFICO 4A - RESULTADO COMPARATIVO DOS MODELOS DE CÁLCULO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO NBR 6618



ANEXO – PLANTAS DAS PONTES

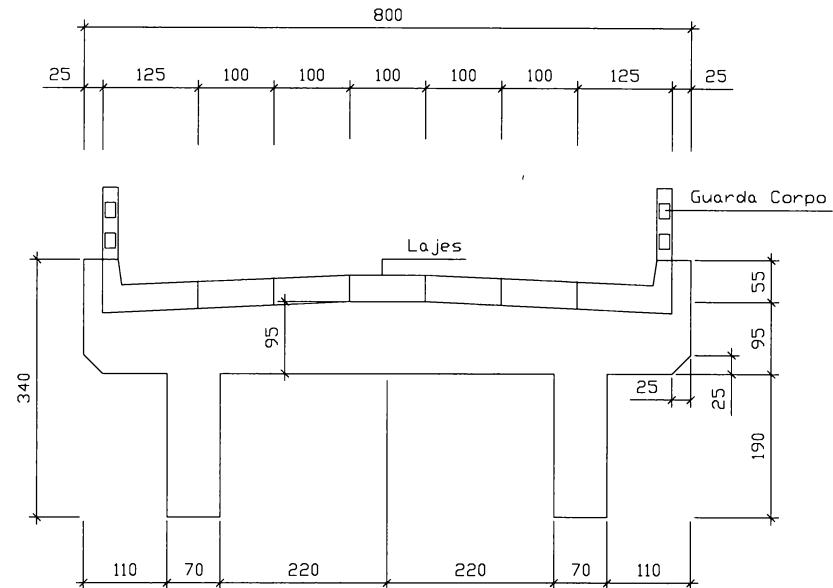
ANEXO – PLANTAS DAS PONTES

FIGURA 1 ANEXO – VISTA EM PLANTA DA PONTE AA



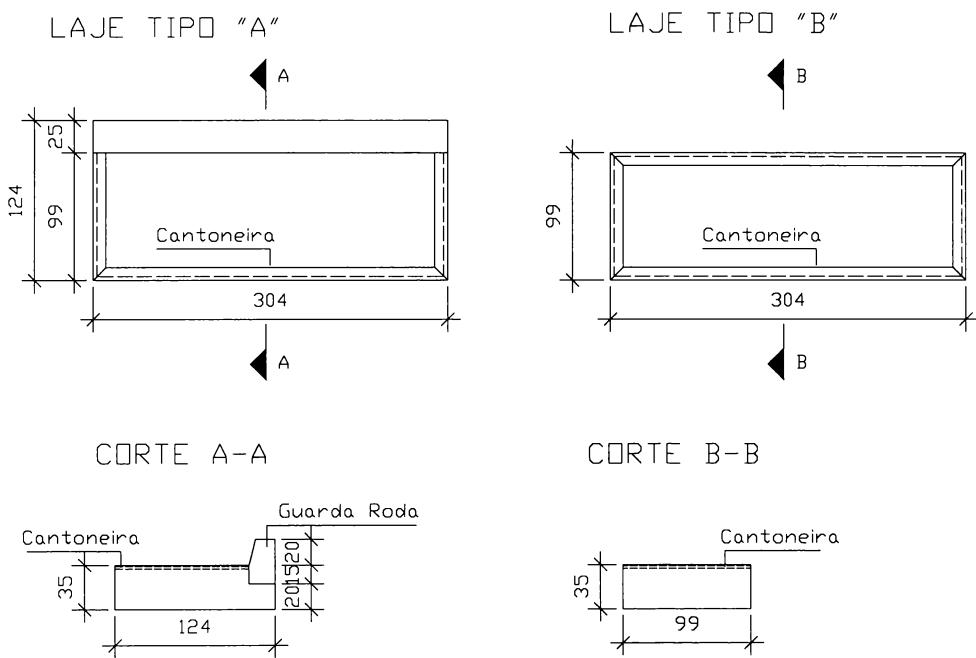
FONTE: Extraído do projeto executivo

FIGURA 2 ANEXO – CORTE TRANSVERSAL DA PONTE AA

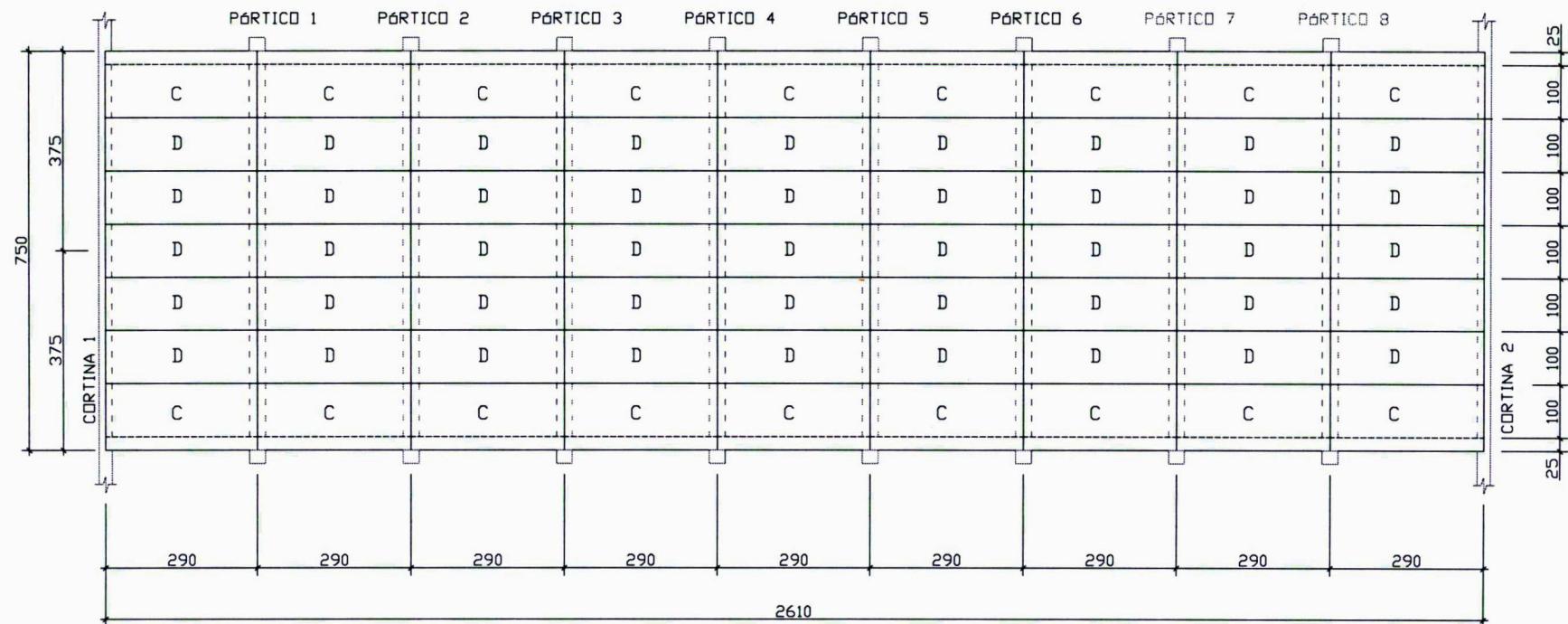


FONTE: Extraído do projeto executivo

FIGURA 3 ANEXO – LAJES DA PONTE AA



FONTE: Extraído do projeto executivo

FIGURA 4 ANEXO – VISTA EM PLANTA DA PONTE 8

FONTE: Extraído do projeto executivo

FIGURA 5 ANEXO – CORTE TRANSVERSAL DA PONTE 8 FONTE: Extraído do projeto executivo

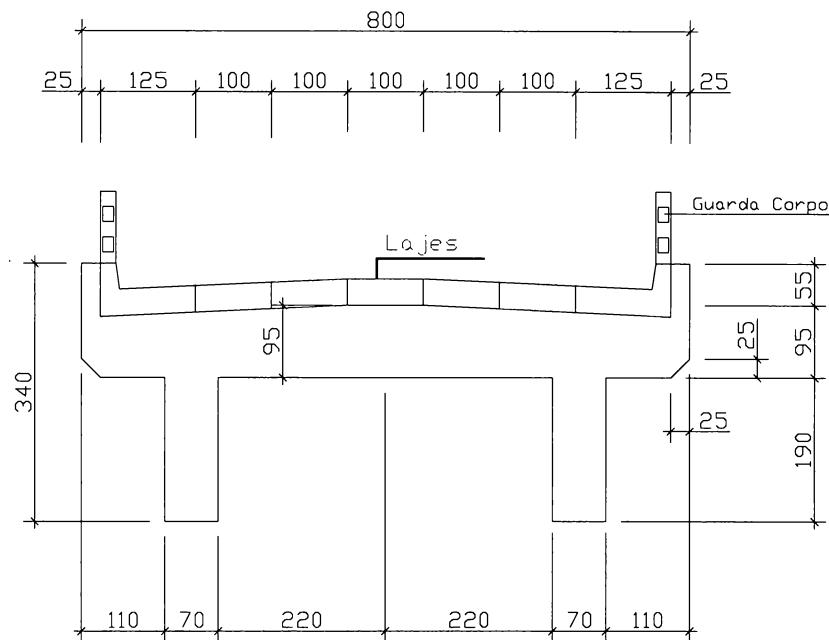


FIGURA 6 ANEXO – LAJES DA PONTE 8 FONTE: Extraído do projeto executivo

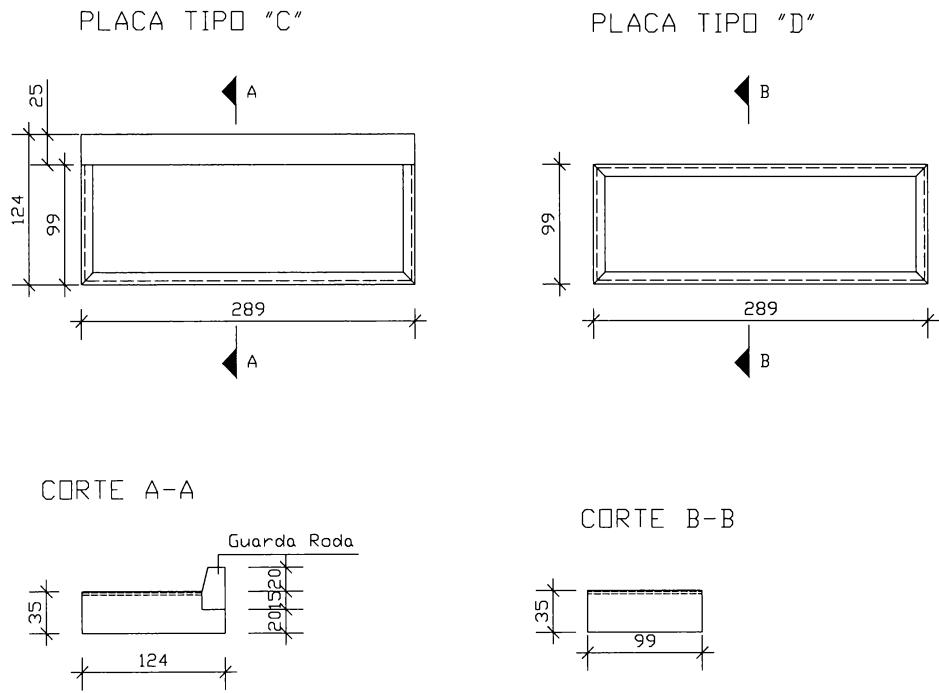


FIGURA 7 ANEXO – VISTA EM PLANTA DA PONTE 2.5.3 FONTE: Extraído do projeto executivo

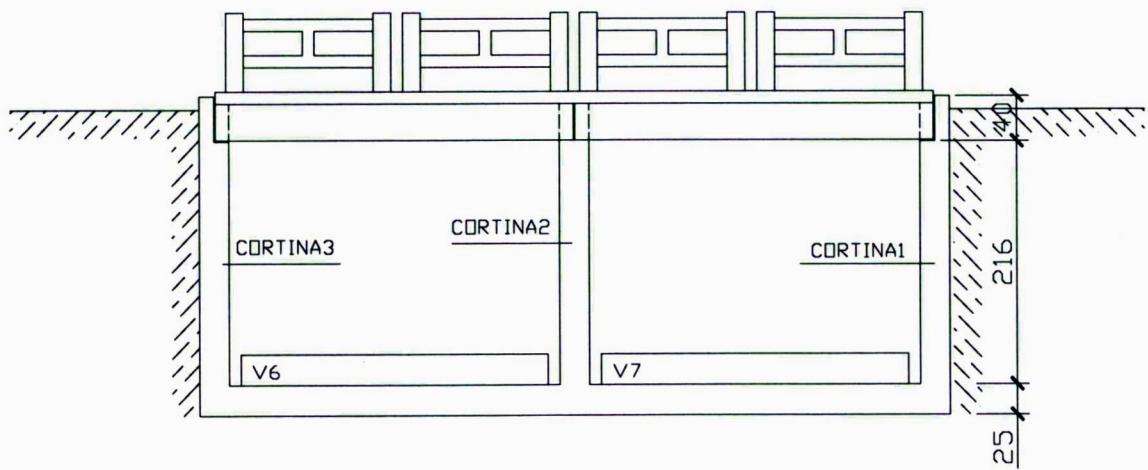
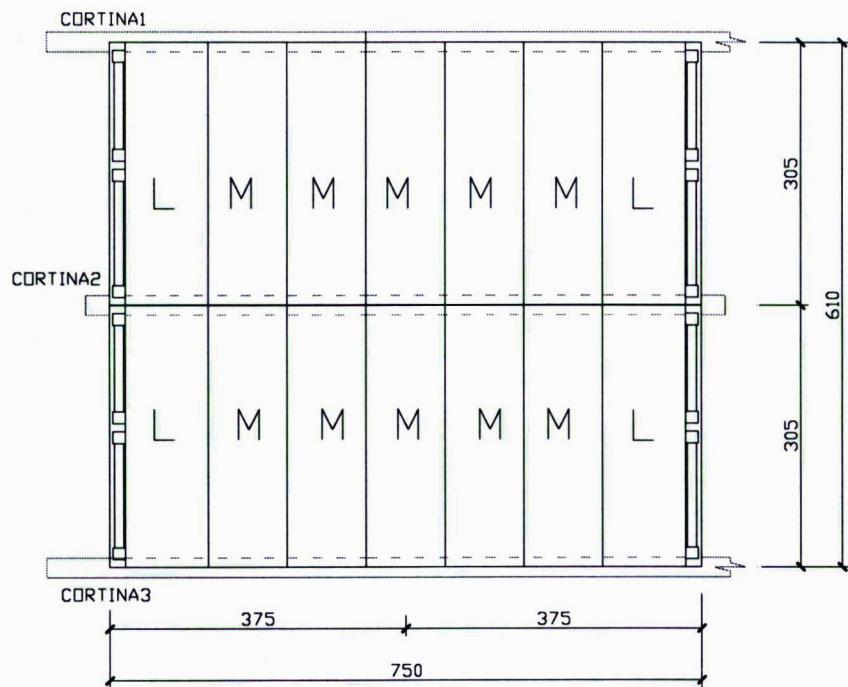
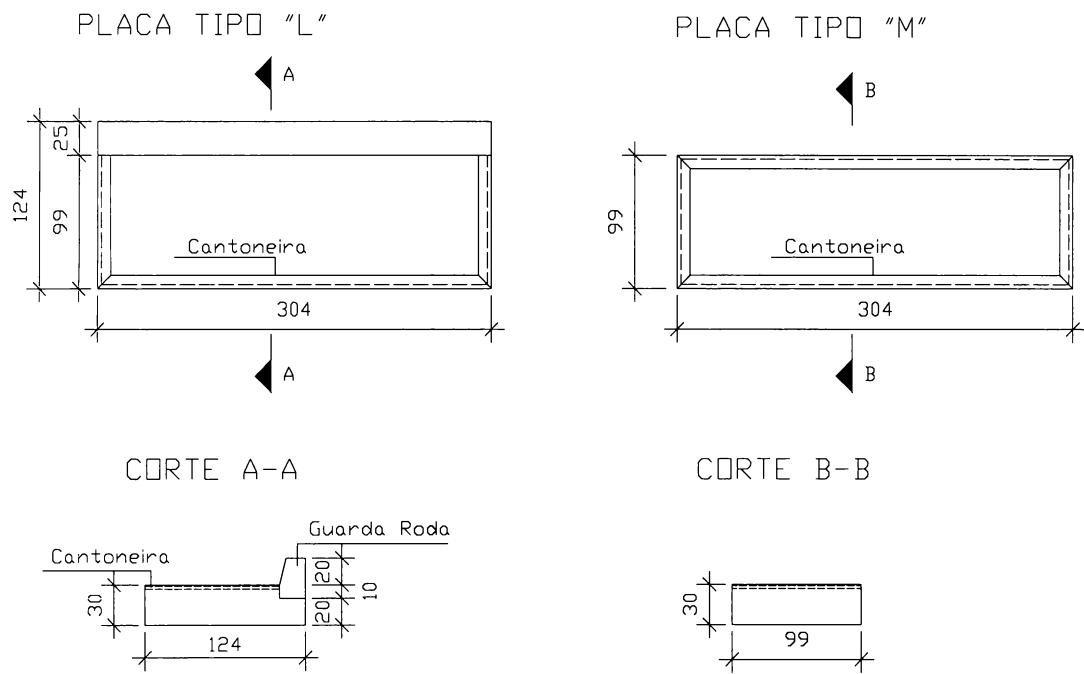


FIGURA 8 ANEXO – CORTE LONGITUDINAL DA PONTE 2.5.3 FONTE: Extraído do projeto executivo

FIGURA 9 ANEXO – LAJES DA PONTE 2.5.3



FONTE: Extraído do projeto executivo