

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

KAROLINNE OLIVEIRA COELHO

Modelos numéricos aplicados à modelagem probabilística da degradação
mecânica do concreto e corrosão de armaduras

São Carlos
2017

KAROLINNE OLIVEIRA COELHO

Modelos numéricos aplicados à modelagem probabilística da degradação
mecânica do concreto e corrosão de armaduras

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Dissertação apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, como parte dos quesitos para a obtenção do título de Mestre em Ciências, Programa: Engenharia Civil (Estruturas).

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Edson Denner Leonel

São Carlos

2017

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL, DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

018m Oliveira Coelho, Karolinne
Modelos numéricos aplicados à modelagem probabilística da degradação mecânica do concreto e corrosão de armaduras / Karolinne Oliveira Coelho; orientador Edson Denner Leonel. São Carlos, 2017.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo,

1. Corrosão de armaduras. 2. Cloretos. 3. Carbonatação. 4. Mecânica do dano. 5. Teoria do dano concentrado. 6. Confiabilidade estrutural. 7. Concreto armado. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **KAROLINNE OLIVEIRA COELHO**.

Título da dissertação: "Modelos numéricos aplicados à modelagem probabilística da degradação mecânica do concreto e corrosão de armaduras".

Data da defesa: 06/04/2017.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Edson Denner Leonel (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Prof. Dr. **Julio Flórez-Lopez**
(Universidade da Integração Latino-Americana/UNILA)

APROVADA

Prof. Dr. **Luiz Carlos Marcos Vieira Junior**
(Universidade Estadual de Campinas/UNICAMP)

APROVADA

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
(Engenharia de Estruturas):
Prof. Titular **Humberto Breves Coda**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**

Dedico à minha família:
meus pais, Edilson e Raimunda
e minha irmã, Karinne

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço à Deus, que guia o meu caminho, me protege e concede tantas bênçãos.

Aos meus pais, Edilson e Raimunda, por todo amor e por sempre fazerem de tudo para que eu pudesse realizar meus sonhos. À minha irmã, Karinne, minha grande inspiração na dedicação ao ensino. À minha família, em especial à minha tia de coração, Silvia.

Ao meu orientador, prof. Edson Denner Leonel, que sempre esteve presente, atencioso e dedicado, passando toda a tranquilidade, experiência e conhecimento necessários ao desenvolvimento desse trabalho.

É impossível falar em orientação sem falar do prof. Julio Flórez-López, que foi essencial para o desenvolvimento desse trabalho. Expresso aqui minha enorme gratidão pelas importantes contribuições, por toda disponibilidade e atenção.

Agradeço ao prof. André Beck pelas contribuições na confiabilidade. Ao prof. Vladimir Haach e prof. Rogério Carrazedo pelas sugestões no exame de qualificação. Aos demais professores do SET e aos funcionários por todo o suporte, em especial: Dorival, à Rosi e à Nadir. Ao CNPq pela bolsa de estudos.

À UFAL, e aos professores Eduardo Nobre Lages, Michele Agra e Wayne Assis, pela importante contribuição no início da minha formação acadêmica, despertando a vontade de pesquisar quando ainda nem sonhava que podia fazer um mestrado.

A todos de São Carlos que ajudaram a diminuir a saudades de Maceió. Ao Lucas Buffon, obrigada por todo carinho, apoio e por tornar mais felizes até os meus dias mais estressantes. À Mari (minha quase-mãe-são-carlense), à Maíra e à Gra pela amizade. À ME-08, em especial: Delfino, Lícia e Paulinho. Aos colegas de turma, em especial: Heider, Pinto, Rafael, Rodrigo e Túlio. Aos amigos do doutorado: Arthur, Fernando, Geovanne, Jeferson, Lisiane, Morkis, Rodolfo, Serjão. Aos demais que já foram embora: David, Júlio, Margot, Matheus e Victor. Ao Giovanni pelo auxílio na continuidade da pesquisa. Ao projeto Quebra-Cabeças, pela oportunidade de me mostrar o quanto ensinar é gratificante e um importante instrumento transformador da vida ao nosso redor (e de nós mesmos).

Aos amigos de Maceió, que apesar de estarem longe, sempre se fizeram presentes. À Beatriz, Luíza, e Tânia com quem sempre dividi tantos momentos importantes. Aos amigos da UFAL: Ana Luísa, Bruna, Celso, Dani, Isadora, Jonas, Lucian, Marcel, Renata e Ricardo.

Minhas sinceras desculpas caso tenha esquecido alguém e reforço minha gratidão a todos que de alguma forma me ajudaram a chegar até aqui. Muito obrigada!

RESUMO

COELHO, K. O. **Modelos numéricos aplicados à modelagem probabilística da degradação mecânica do concreto e corrosão de armaduras**. 2017. 189 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

A corrosão de armaduras é uma das causas mais comuns de degradação mecânica em estruturas em concreto armado. Esse processo leva à redução da vida útil e, conseqüentemente, a prejuízos econômicos. Desse modo, o presente trabalho visa contribuir com a análise dos fenômenos associados à degradação mecânica do concreto armado sujeito a processos corrosivos devido à carbonatação e à ação de cloretos. Para tal finalidade, modelos analíticos baseados na segunda lei de Fick são usados para quantificar a difusão de CO₂ e de íons cloreto no concreto, os quais permitem determinar o tempo de início da corrosão. A degradação mecânica de estruturas em concreto armado é considerada por meio de um modelo em dano concentrado que contempla perda da rigidez, redução da área de aço e da tensão de escoamento de armaduras devido ao processo corrosivo. A formulação de dano concentrado foi modificada de forma a incluir uma variável de estado de corrosão e uma lei de evolução da corrosão, baseada em equações semi-empíricas disponíveis na literatura. Essas equações determinam a redução no diâmetro das armaduras e a perda da capacidade resistente do aço. O problema da corrosão é formulado como um processo estocástico sendo resolvido por meio do método de simulação de Monte Carlo para dois exemplos: uma viga isostática e um pórtico plano com grau de hiperestaticidade igual a três. A formulação da equação de estado limite é baseada em um valor de dano aceitável. Curvas de probabilidade de início da corrosão e de probabilidade de falha da estrutura são obtidas ao longo de 50 anos. No caso da estrutura hiperestática, o caminho mais provável de falha, também chamado de caminho crítico, é determinado. Observa-se que o processo corrosivo provoca mudanças no caminho crítico, e portanto, deve ser considerado nas análises de reparo estrutural. Mapas de dano e de probabilidade de falha foram desenvolvidos para mostrar as mudanças no comportamento estrutural devido à corrosão.

Palavras-chave: Corrosão de armaduras. Cloretos. Carbonatação. Mecânica do dano. Teoria do dano concentrado. Confiabilidade estrutural. Concreto armado.

ABSTRACT

COELHO, K. O. **Numerical models applied to the probabilistic modelling of the mechanical degradation of concrete and reinforcement corrosion.** 2017. 189 p. Dissertation (M. Sc. in Civil Engineering (Structures)) – Department of Structural Engineering, São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2017.

The reinforcement's corrosion is one of the most common causes of mechanical degradation in reinforced concrete structures. This process leads to the reduction of the service life and, consequently, economic loss. Thereby, this study aims to contribute with the analysis of the phenomena associated to the mechanical degradation of reinforced concrete, due to the carbonation and the chloride ions. For this purpose, analytical models based on second Fick's law are used to quantify CO₂ and chloride ions diffusion, which enables to determine the corrosion time initiation. The mechanical degradation of reinforced concrete structures is modeled by the lumped damage model which accounts for stiffness loss, reinforcement mass loss and yield stress reduction due to the corrosive process. The lumped damage formulation was modified to include the state corrosion variable and the corrosion evolution law based on semi-empirical equations available in the literature. These equations determine the reinforcement's diameter reduction and the loss of resistant capacity of the reinforcement's bar. The corrosion problem is formulated as a stochastic process and solved by the Monte Carlo simulation for two examples: an isostatic beam and a hyperstatic frame. The limit state functions are based on the acceptable damage value. Curves of probability of corrosion initiation and probability of failure are obtained over a range of 50 years. In the hyperstatic case, the most probable failure path, also named the critical path, is determined. It is observed that the corrosive process causes changes on the critical path and, therefore, it must be accounted on structural repair analysis. Damage and probability of failure maps were developed to show the changes on the structural behavior due to the corrosion.

Keywords: Reinforcement corrosion. Chlorides. Carbonation. Damage mechanics. Lumped damage theory. Structural reliability. Reinforced concrete.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Corrosão devido à carbonatação.	30
Figura 1.2 - Corrosão devido à ação de cloretos.	31
Figura 1.3 – Poste deteriorado devido processo de corrosão na cidade de São Carlos/SP.	31
Figura 2.1 - Modelo Tuutti (1982) para a determinação da vida útil do concreto armado sob corrosão.	39
Figura 2.2 - Modificação do modelo de Tuutti (1982) proposta por Figueiredo e Meira (2013).	39
Figura 2.3 - Modelo de Li (2004) para o determinação da vida útil do concreto armado sob corrosão.	40
Figura 3.1 - Mecanismo da carbonatação no concreto.	60
Figura 3.2 - Mecanismo de ruptura do filme óxido.	66
Figura 3.3 - Mecanismo de adsorção.	66
Figura 3.4 - Mecanismo de penetração.	67
Figura 3.5 – Geometria do pite.	70
Figura 4.1 – Função conjunta de densidade de probabilidades e seus respectivos domínios de falha.	74
Figura 4.2 – Sistema em série (a) e em paralelo (b). Enquanto a falha do evento 2 gera falha da estrutura no sistema em série, a mesma não provoca falha da estrutura no sistema em paralelo.	78
Figura 4.3 – Árvore de falhas para um evento G0.	79
Figura 4.4 – Ultrapassagem da barreira (realização da resistência) pela realização da solicitação.	80
Figura 4.5 – Problema geral de confiabilidade de processos estocásticos.	82
Figura 4.6 – Problema estocástico de redução da resistência com solicitação constante.	83
Figura 4.7 – Sequência da análise de falha para uma simulação i.	85
Figura 4.8 – Probabilidade que a corrosão se inicie devido carbonatação (à esquerda por carbonatação, e à direita por cloretos).	89
Figura 4.9 – Esquema estático - Viga isostática: esquema com carregamentos e diagrama de momento fletor.	90
Figura 4.10 – Dimensionamento do exemplo 1 - Viga Isostática.	91
Figura 4.11 – Curvas de perda de área de aço para a corrosão: viga isostática.	92

Figura 4.12 – Probabilidade de falha: viga isostática.....	94
Figura 4.13 – Esquema estático - Viga hiperestática simétrica: esquema com carregamentos, diagrama de momento fletor e cortante.....	95
Figura 4.14 – Dimensionamento da viga hiperestática simétrica.....	95
Figura 4.15 – Árvore de falhas: viga hiperestática simétrica	96
Figura 4.16 – Curvas de perda de área de aço para a corrosão por carbonatação: viga hiperestática simétrica.	97
Figura 4.17 – Curva de perda de área de aço para a corrosão por cloretos: viga hiperestática simétrica.	98
Figura 4.18 – Probabilidade de falha: viga hiperestática simétrica.....	99
Figura 4.19 – Probabilidade de falha individuais e caminhos de falha para a corrosão por carbonatação: viga hiperestática simétrica.	100
Figura 4.20 – Probabilidade de falha individuais e caminhos de falha para a corrosão por ação de íons cloreto: viga hiperestática simétrica.....	100
Figura 4.21 – Esquema estático - Viga hiperestática com trecho em balanço: esquema com carregamentos, diagrama de momento fletor e cortante.....	102
Figura 4.22 – Dimensionamento da viga hiperestática com trecho em balanço.	102
Figura 4.23 – Árvore de falhas para o exemplo da viga hiperestática com balanço.	103
Figura 4.24 – Probabilidade de falha: viga hiperestática com trecho em balanço.	105
Figura 4.25 – Caminhos de falha devido corrosão por carbonatação: viga hiperestática com trecho em balanço.....	105
Figura 4.26 – Caminhos de falha devido corrosão por cloretos: viga hiperestática com trecho em balanço.....	106
Figura 5.1 – Elemento finito de concreto armado e respectivo modelo de dano concentrado.	111
Figura 5.2 – Deformações generalizadas do elemento finito.	112
Figura 5.3 – Fluxograma das etapas de análise do modelo de dano concentrado.	113
Figura 5.4 – Deslocamentos generalizados do elemento finito.....	114
Figura 5.5 – Carregamentos nodais do elemento finito.....	115
Figura 5.6 – Tensões generalizadas do elemento finito.....	115
Figura 5.7 – Ilustração do ajuste da curva da resistência à fissuração do concreto (em cinza), baseada na taxa de liberação de energia G (pontos em preto).....	118
Figura 5.8 – Curva do momento fletor em função do dano.....	119

Figura 5.9 – Viga biapoiada com dano contínuo (dimensões em metros, bitola da armadura em milímetros).	123
Figura 5.10 – Malha de elementos finitos para o modelo de dano concentrado: viga biapoiada com dano distribuído.	125
Figura 5.11 – Trajetória de equilíbrio: viga biapoiada com dano distribuído.	125
Figura 5.12 – Pórtico em concreto armado (dimensões em metro, bitolas da armadura em milímetros).	126
Figura 5.13 – Malha de elementos finitos do pórtico em concreto armado (dimensões em metros).	127
Figura 5.14 – Trajetória de equilíbrio do nó 3: pórtico plano.	128
Figura 5.15 – Trajetória de equilíbrio do nó 2: pórtico plano.	128
Figura 5.16 – Modelagem da corrosão por meio do modelo de dano concentrado.	130
Figura 5.17 – Curva da resistência à fissuração do concreto armado sob processo de corrosão (em vermelho), baseada na taxa de liberação de energia (pontos em vermelho).	131
Figura 5.18 – Diagrama momento curvatura para uma estrutura com diferentes graus de corrosão.	133
Figura 5.19 – Diagrama momento-dano para diferentes graus de corrosão.	133
Figura 5.20 – Curva força-deslocamento vertical no meio do vão para a situação sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: viga isostática com dano distribuído.	135
Figura 5.21 – Curva força-dano para a situação sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: viga isostática com dano distribuído.	136
Figura 5.22 – Curva do deslocamento no meio do vão, nas situações sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: viga isostática com dano distribuído e carregamento constante.	137
Figura 5.23 – Evolução do dano nas situações sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: viga isostática com dano distribuído e carregamento constante. ...	137
Figura 5.24 – Análise de curva força-deslocamento quanto ao grau de danificação.	138
Figura 5.25 – Curva força-deslocamento horizontal (nó 3) para a situação sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: pórtico plano.	139
Figura 5.26 – Curva força-dano para a situação sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: pórtico plano.	139
Figura 5.27 – Mapa de dano do pórtico para a situação de colapso: carregamento variável.	140

Figura 5.28 – Curva do deslocamento no meio do vão, nas situações sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: pórtico plano com carregamento constante.....	141
Figura 5.29 – Evolução do dano nas situações sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: pórtico plano com carregamento constante.....	141
Figura 5.30 – Mapa de dano do pórtico para a situação de colapso: carregamento constante.	142
Figura 6.1 – Fluxograma de funcionamento do programa de análise probabilística inelástica implementado.	143
Figura 6.2 – Fluxograma de funcionamento do programa de análise inelástica.	144
Figura 6.3 – Viga biapoiada analisada probabilisticamente (dimensões em metros, bitolas das armaduras em milímetros).....	146
Figura 6.4 – Malha de elementos finitos utilizada para a viga biapoiada.	146
Figura 6.5 – Curva de evolução da probabilidade de falha com o incremento médio de força: viga biapoiada com dano distribuído.....	149
Figura 6.6 – Curva de evolução da probabilidade de falha com aplicação de força constante: viga biapoiada com dano distribuído.....	149
Figura 6.7 – Pórtico analisado probabilisticamente (dimensões em metros).	150
Figura 6.8 – Malha de elementos finitos utilizada para a viga biapoiada.	151
Figura 6.9 – Comparação do mapa de dano das situações sem corrosão e com corrosão por ação de cloretos para dois valores médios de carregamento.....	152
Figura 6.10 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão por cloretos e sem corrosão, com o aumento da corrosão e do carregamento: rótulas inelásticas 1 e 10.	153
Figura 6.11 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão por cloretos e sem corrosão, com o aumento da corrosão e do carregamento: (a) rótulas inelásticas 4 e 7; (b) rótulas inelásticas 11 e 12.....	154
Figura 6.12 – Comparação do mapa de dano das situações sem corrosão e com corrosão por ação de cloretos para dois valores médios de carregamento.	155
Figura 6.13 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão por carbonatação e sem corrosão, com o aumento da corrosão e do carregamento: rótulas inelásticas 1 e 10.....	156
Figura 6.14 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão por cloretos e sem corrosão, com o aumento da corrosão e do carregamento: (a) rótulas inelásticas 4 e 7; (b) rótulas inelásticas 11 e 12.....	157

Figura 6.15 – Curva de evolução da probabilidade de falha com o incremento médio de força: pórtico plano.	158
Figura 6.16 – Comparação do mapa de dano das situações sem corrosão e com corrosão por ação de cloretos para dois valores médios de carregamento.	159
Figura 6.17 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão e sem corrosão para as rótulas inelásticas 1 e 10: (a) carbonatação; (b) cloretos.	159
Figura 6.18 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão e sem corrosão para as rótulas inelásticas 11 e 12: (a) carbonatação; (b) cloretos.	160
Figura 6.19 – Curva de evolução da probabilidade de falha mantendo força constante.	160
Figura A.1 – CDF de uma variável discreta.	178
Figura A.2 – PDF de uma variável aleatória discreta.	179
Figura B.1 – Distribuições das tensões e deformações limites em uma seção transversal para concretos até a classe C50.	184
Figura B.2 – Distribuição das deformações em domínios.	184
Figura B.3 – Distribuição de tensões e deformações na seção transversal de uma viga de concreto armado.	185
Figura B.4 – Analogia de treliça clássica.	187

LISTA DE SÍMBOLOS

O significado dos símbolos usados no presente trabalho está descrito nos locais do texto os quais estes aparecem pela primeira vez.

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Custos de corrosão por País ao ano	37
Tabela 3.1 – Classificação do processo corrosivo segundo a taxa de corrosão.....	63
Tabela 3.2 – Dados estatísticos do $i_{\text{corr-20}}$ ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$).	64
Tabela 4.1 – Determinação das probabilidades de falha pelo método de simulação de Monte Carlo.	86
Tabela 4.2 – Variação do cobrimento, resistência à compressão e fator água/cimento para análise do início da corrosão.	87
Tabela 4.3 – Dados das variáveis aleatórias usadas na análise das vigas.....	88
Tabela 4.4 – Variáveis aleatórias de carregamento: viga isostática	90
Tabela 4.5 – Perda percentual de área de aço após 50 anos: viga isostática.	92
Tabela 4.6 – Perda percentual de área de aço após 50 anos: viga hiperestática simétrica.	98
Tabela 4.7 – Variáveis aleatórias de carregamento: viga hiperestática simétrica.	101
Tabela 5.1 – Dados de entrada da viga analisada	122
Tabela 5.2 – Tabela com dados do pórtico analisado.....	127
Tabela 6.1 – Dados de variáveis aleatórias da análise probabilística: viga biapoiada com dano distribuído.....	147
Tabela 6.2 – Dados de variáveis aleatórias do problema determinístico.....	147
Tabela 6.3 – Dados de variáveis aleatórias do problema determinístico.....	148
Tabela 6.4 – Dados de variáveis aleatórias do problema determinístico.....	151
Tabela A.1 – Funções de probabilidade e seus parâmetros.....	180

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	29
1.1	Objetivos.....	34
1.2	Justificativa.....	34
1.3	Metodologia.....	35
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	37
2.1	Análise da vida útil de estruturas sob corrosão	38
2.2	Modelagem da difusão dos agentes agressores	40
2.2.1	Corrosão por carbonatação	41
2.2.2	Corrosão por ação de íons cloreto	44
2.3	Parâmetros que influenciam a corrosão de armaduras	47
2.3.1	Umidade relativa	48
2.3.2	Temperatura.....	49
2.3.3	Fator água/cimento	50
2.3.4	Adições minerais	51
2.3.5	Outros fatores	53
2.4	Modelagem numérica da falha de estruturas sob corrosão.....	54
2.4.1	Tempo de início probabilístico.....	55
2.4.2	Probabilidade de falha de estruturas sob corrosão	56
3	MECANISMOS DE CORROSÃO.....	59
3.1	Corrosão por carbonatação	59
3.1.1	Reações devido à carbonatação	59
3.1.2	Difusão do CO ₂ no concreto.....	62
3.1.3	Redução da área de aço devido a corrosão uniforme	63
3.2	Corrosão por ação de íons cloreto	65
3.2.1	Reações devido à presença de cloretos.....	65
3.2.2	Modelos representativos da difusão dos íons cloreto	67

3.2.3	Redução da área de aço devido corrosão por pites.....	69
3.3	Penalização da tensão de escoamento do aço.....	71
3.4	Aspectos eletroquímicos.....	71
4	CONFIABILIDADE ESTRUTURAL.....	73
4.1	Probabilidade de Falha	73
4.2	Teoria de valores extremos.....	75
4.3	Simulação de Monte Carlo	76
4.4	Confiabilidade de sistemas	77
4.5	Teoria de processos estocásticos	79
4.5.1	Solicitação variando ao longo do tempo	80
4.5.2	Resistência variando no tempo.....	81
4.6	Exemplos: Análise probabilística da corrosão.....	86
4.6.1	Tempo de início da corrosão	87
4.6.2	Viga isostática	90
4.6.3	Viga hiperestática simétrica	94
4.6.4	Viga hiperestática com trecho em balanço.....	101
5	MECÂNICA DO DANO CONCENTRADO.....	108
5.1	Teoria do dano concentrado	110
5.1.1	Conceitos iniciais.....	111
5.1.2	Cinemática de pórticos planos.....	113
5.1.3	Equação de equilíbrio	114
5.1.4	Lei constitutiva	115
5.2	Validação do programa de análise inelástica.....	121
5.2.1	Viga isostática com dano distribuído	122
5.2.2	Pórtico plano.....	126
5.3	Acoplamento do modelo de dano concentrado com a formulação de corrosão.....	129
5.3.1	Lei de evolução da corrosão	129

5.3.2	Incorporação da corrosão na teoria do dano concentrado	130
5.4	Aplicações da teoria do dano concentrado com corrosão.....	134
5.4.1	Viga isostática com dano contínuo e corrosão de armaduras.....	135
5.4.2	Pórtico plano com corrosão de armaduras.....	138
6	APLICAÇÕES NUMÉRICAS E RESULTADOS	143
6.1	Análise inelástica probabilística de viga isostática	146
6.2	Análise inelástica probabilística de um pórtico plano	150
7	CONCLUSÕES	162
7.1	Sugestões para trabalhos futuros	164
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	167
	APÊNDICE A – DEFINIÇÕES E CONCEITOS BÁSICOS DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL.....	177
A.1.	Variável aleatória.....	177
A.2.	Função de distribuição acumulada de probabilidades	177
A.3.	Função de densidade de probabilidades.....	178
A.4.	Distribuições de variáveis aleatórias.....	179
A.4.	Valor esperado	181
A.5.	Variância.....	181
	APÊNDICE B – CÁLCULO DOS ESFORÇOS RESISTENTES DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014	183
B.1.	Armadura de Flexão.....	183
B.2.	Armadura de Cisalhamento.....	186

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é um dos materiais mais utilizados na engenharia de estruturas. Isso se deve a diversas vantagens apresentadas por esse sistema tais como adequada resistência mecânica, facilidade de moldagem a vários tipos de fôrmas, permitir uma estrutura monolítica, adequada durabilidade – desde que bem executado – e adequada resistência ao fogo (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2012).

A ABNT NBR 6118:2014, prevê que o projeto de estruturas em concreto deva atender a requisitos de qualidade, os quais são: capacidade resistente, durabilidade e desempenho em serviço. A capacidade resistente está relacionada com a segurança ao colapso mecânico da estrutura. A durabilidade pode ser entendida como a capacidade de desempenho das funções previstas (ABNT NBR 15575:2013). Esse requisito refere-se à capacidade da estrutura de desempenhar as funções para a qual foi projetada, considerando limites de degradações mecânica, ambientais, visuais e de conforto ao usuário. Já o desempenho é conceituado por Souza e Ripper (2009) como o comportamento em serviço ao longo da vida útil, que por sua vez consiste no período no qual a estrutura permanece acima de limites mínimos especificados. Alguns dos limites aos quais uma edificação deve atender (como critérios mínimos de fissuração, deformações e de impacto) são estabelecidos nas normas ABNT NBR 15575:2013 e ABNT NBR 6118:2014.

Os requisitos anteriormente citados, previstos em norma, devem ser atendidos ao longo da vida útil da estrutura. No entanto, a estrutura inevitavelmente se deteriora ao longo do tempo devido a efeitos mecânicos, químicos e ambientais. A alteração das propriedades físicas e químicas do concreto armado ocorrem tanto em função do desgaste natural de seus componentes, quanto à presença de agentes agressores no ambiente e à má execução da estrutura. No entanto, alguns desses mecanismos de deterioração afetam o concreto armado, gerando redução de sua vida útil. No caso das armaduras, uma das causas mais comuns é a despassivação por carbonatação ou por cloretos, dando início ao processo de corrosão (BERTOLINI et al., 2004).

A corrosão consiste na deterioração do material devido a uma ação química ou eletroquímica de um agente presente no meio ambiente. Esse é um processo que, geralmente, acontece em materiais metálicos e que provoca variações químicas, desgaste ou modificações estruturais que tornam o material inadequado para o uso (GENTIL, 2006). Portanto, tal

fenômeno pode afetar as armaduras das estruturas em concreto, com conseqüente redução da área de aço, fissuração, e diminuição da capacidade resistente.

No concreto armado, a fase inicial da corrosão consiste na desestabilização da camada passivadora ao redor do aço (FIGUEIREDO; MEIRA, 2013). Essa fina camada, aderente às armaduras, é composta por óxidos e se mantém estável em condições de alta alcalinidade somadas a um adequado potencial eletroquímico. Em tais condições, a corrosão na armadura não é nula, mas ocorre a uma taxa tão lenta que se torna praticamente imperceptível.

A alta alcalinidade do concreto, com pH que varia em torno de 13, proporciona as condições adequadas de passivação (CASCUDO; CASASEK, 2011). O elevado pH é devido, principalmente, às substâncias como hidróxido de sódio (NaOH), hidróxido de potássio (KOH) e hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) presentes nos poros do concreto. Contudo, alguns mecanismos, como a carbonatação do concreto e a presença de cloretos, promovem a perda da estabilidade da película passivadora e aceleram o processo de corrosão de armaduras.

Na corrosão por carbonatação (Figura 1.1), íons alcalinos, como cátions de sódio, de potássio e, principalmente, de cálcio, se transformam em sais carbonatados, por meio da ação do dióxido de carbono (CO_2). Com isso, há uma redução do pH do concreto, que quando atinge a profundidade das armaduras gera as condições para que o processo corrosivo se inicie (CASCUDO; CASASEK, 2011).

Figura 1.1 - Corrosão devido à carbonatação.



FONTE: Figueiredo (2011).

Já a corrosão devido à ação de cloretos (Figura 1.2) ocorre quando uma certa concentração de íons Cl^- alcança a superfície da armadura, gerando desestabilizações pontuais na camada passivadora (FIGUEIREDO, 2011).

Figura 1.2 - Corrosão devido à ação de cloretos.



FONTE: Figueiredo (2011).

Alguns fatores aceleram o ataque do concreto pelos agentes agressores e, conseqüentemente, aumentam a velocidade do processo de corrosão. A difusão do CO_2 e dos cloretos se eleva com o aumento da permeabilidade do concreto. Dessa forma, a existência de fissuras ou concretos mal executados, com maior porosidade, por exemplo, provocam a aceleração do ataque dos agentes agressores à armadura. Além disso, a utilização de valores baixos de cobertura, principalmente em regiões com elevado grau de agressividade ambiental, também pode elevar a taxa de corrosão (Figura 1.3).

Figura 1.3 – Poste deteriorado devido processo de corrosão na cidade de São Carlos/SP.



FONTE: Site de notícias.¹

¹ Disponível em: <http://www.saocarlosagora.com.br/cidade/noticia/2016/03/26/72950/moradores-temem-por-queda-de-poste-no-santa-monica/> Acesso em: dez. 2016.

Uma vez que o processo corrosivo está relacionado com o transporte de líquidos e gases nos poros do concreto, é necessária a correta compreensão dos seus mecanismos para a determinação tanto do tempo necessário para a despassivação da armadura, quanto da taxa de corrosão. Os fluidos podem ser transportados nos poros do concreto por três formas distintas, a saber: difusão, absorção e permeabilidade. A difusão é o fenômeno mais frequente para os casos de íons cloreto e CO₂ no concreto, sendo um processo descrito pela primeira lei de Fick, para os casos de difusão estacionária, e pela segunda lei de Fick, para a difusão não-estacionária (BERTOLINI et al., 2004).

Diversos modelos analíticos presentes na literatura visam a determinação do tempo de início da corrosão tendo como parâmetro principal o coeficiente de difusão dos agentes agressores no concreto. As expressões para o cálculo do coeficiente de difusão podem ter como parâmetros atributos relativos à dosagem, como fator água/cimento (a/c) e fator agregado/cimento (ag/c); produtos da hidratação do concreto, como C-H, C-S-H, C₃S e C₂S²; e fatores ambientais, como umidade relativa e temperatura. No presente trabalho são utilizados apenas modelos que consideram parâmetros ambientais e de dosagem. Tal escolha é atribuída ao fato de dados estatísticos para essas variáveis estarem disponível em bases de dados na literatura. Assim, os modelos de Papadakis et al. (1992) para a corrosão por carbonatação e Papadakis et al. (1996) para a corrosão por cloretos são os adotados para a determinação do tempo de início da corrosão.

O modelo mecânico para o concreto segue a abordagem da teoria do dano concentrado por meio do acoplamento com uma plataforma numérica baseada no método dos elementos finitos. Essa teoria visa a simplificação do cálculo do dano clássico por meio da consideração de rótulas plásticas contendo a variável de dano, sendo chamada genericamente de rótula inelástica (FLÓREZ-LÓPEZ et al., 2015). reduzindo assim o custo computacional da análise. Essa simplificação reduz o custo computacional da análise, viabilizando sua aplicação em diversos exemplos numéricos presentes na literatura. A teoria do dano concentrado possui aplicações de sucesso em pórticos planos em concreto armado e aço (CIPOLLINA et al., 1993; FLÓREZ-LÓPEZ, 1998; FEBRES et al., 2003; RAJASANKAR et al., 2009) e em arcos ou anéis de concreto armado (AMORIM et al., 2014), por exemplo. Essa teoria também apresenta aplicações bem-sucedidas para as solicitações cíclicas, fadiga de alto ciclo, cargas de impacto ou explosões (MARANTE; FLÓREZ-LÓPEZ, 2003).

² Notação química do cimento: C=CaO, H=H₂O, S=SiO₂.

As armaduras são modeladas considerando o aço como um material elastoplástico com encruamento. O processo corrosivo é incorporado ao modelo por meio da redução da área de aço e consequente penalização de sua tensão de escoamento. Para a perda de área de aço, o modelo de Vu e Stewart (2000) é adotado no caso de carbonatação, e o modelo de Stewart (2004) para a corrosão por cloretos. Para ambos os casos de corrosão, a formulação de Du et al. (2005) é utilizada para a determinação da redução da tensão de escoamento da armadura. Dessa forma, os valores da rigidez axial e à flexão são penalizados, assim como ocorre a redução dos momentos fletores plástico e último da seção transversal em concreto armado. Esses valores são utilizados pelo algoritmo de dano concentrado para a determinação do grau de danificação da estrutura, e, desse modo, o efeito da corrosão fica acoplado diretamente no modelo mecânico.

Os parâmetros que regem o início e a propagação da corrosão apresentam incertezas que são intrínsecas ao próprio processo corrosivo. Considerando tais incertezas, não é possível determinar uma medida de segurança da estrutura apenas com base em parâmetros determinísticos. Com isso, a confiabilidade surge como uma alternativa para a estimativa da probabilidade de falha de estruturas. A confiabilidade estrutural pode ser definida como o nível de confiança para que uma estrutura não falhe em um determinado intervalo de tempo especificado, desde que as condições de operação sejam respeitadas (BECK, 2015).

Como o processo corrosivo é dependente do tempo, a confiabilidade é modelada como um processo estocástico e resolvida pelo método de simulação de Monte Carlo. Em cada simulação de Monte Carlo, é determinado o tempo de início da corrosão de acordo com o conjunto de variáveis aleatórias obtidas. Ainda com base em tais variáveis e no tempo de início, é analisado o comportamento da estrutura ao longo de 50 anos em intervalos de tempo discretos, utilizando para isso a equação de estado limite do problema mecânico. Nesta equação, a resistência é um parâmetro de variação estocástica e a solicitação máxima de cada ano é obtida via aplicação da teoria de Valores Extremos. A equação de estado limite é montada em função do momento fletor resistente utilizando equações da ABNT NBR 6118:2014 e em função do dano último da estrutura, quando considerada a degradação mecânica do concreto. Curvas de probabilidade de início da corrosão e de probabilidade de falha no tempo são obtidas ao longo dos 50 anos. São analisadas uma viga e um pórtico plano em concreto armado, e determinado o caminho crítico de carga para a estrutura com ou sem corrosão, considerando, além da perda da área de aço, os efeitos da fissuração do concreto na perda da capacidade resistente. Mapas de evolução do dano e das probabilidades de falha das rótulas inelásticas são montados para a análise da estrutura hiperestática.

1.1 Objetivos

O presente trabalho tem como objetivo a avaliação da degradação mecânica de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão de armadura devido à carbonatação e à penetração de íons cloretos por meio de formulações mecano-probabilísticas e modelos numéricos. É verificada a segurança de estruturas em concreto armado com o cálculo da probabilidade de falha, verificação dos mecanismos de colapso predominantes e a determinação dos caminhos mais prováveis de falha.

A partir das finalidades gerais destacadas, objetivos específicos foram cumpridos ao longo do mestrado. Uma extensa revisão bibliográfica sobre os mecanismos de corrosão devido a carbonatação e cloretos foi realizada de forma a determinar os parâmetros de maior importância no estudo da corrosão. Dentro da revisão bibliográfica, buscou-se ainda estudar o processo de difusão dos agentes agressores no concreto e sua influência na degradação mecânica da armadura. Um modelo de dano concentrado foi desenvolvido e validado para a representação da deterioração do concreto armado. Os efeitos corrosivos foram incorporados ao algoritmo de dano concentrado de forma a contemplar a deterioração da estrutura devido à corrosão.

Destaca-se ainda que um dos objetivos específicos do trabalho foi a incorporação de incertezas ao modelo de dano concentrado, permitindo a realização de análises inelásticas probabilísticas. Dessa forma, desenvolveu-se um código computacional para a análise inelástica probabilística de estruturas em concreto armado que podem estar sujeitas, ou não, a processo de corrosivos.

1.2 Justificativa

Uma das manifestações patológicas mais comuns em estruturas e que causa maiores prejuízos econômicos é a corrosão (FONTANA, 1986; SAMPLES; RAMIREZ, 1999; BERTOLINI, 2004; CARMONA; HELENE, 2006; GENTIL, 2006), afetando diretamente a durabilidade e o desempenho de estruturas.

Esse é um tema de grande relevância no cenário científico internacional atual e de vasta aplicação prática em virtude dos custos gerados pela reparação, reforço e colapso das estruturas.

Conforme o *World Corrosion Organization*³, o custo da corrosão no mundo alcança valores acima de 3% do Produto Interno Bruto. Segundo o *NACE International*⁴, uma em cada três pontes encontram-se em processo de corrosão nos Estados Unidos. Com isso, ressalta-se a importância do estudo na previsão da vida útil das estruturas em concreto armado.

Os fenômenos físicos possuem incertezas intrínsecas. Dessa forma, a análise estrutural apresenta incertezas relacionadas a diversos parâmetros, tanto referentes à solicitação, quanto à resistência dos materiais. O uso da confiabilidade aliado à análise inelástica permite uma avaliação da falha de estruturas com maior realismo, uma vez que os cenários são mais precisamente descritos por modelos mecânicos robustos. No presente trabalho, tais análises são realizadas considerando efeitos elastoplásticos e de dano no modelo numérico. Além disso, é considerado também a deterioração mecânica do concreto e a perda de resistência devido à corrosão. Com isso, o programa computacional desenvolvido é capaz de realizar análise estrutural inelástica de estruturas sujeitas a corrosão por meio de modelos mecano-probabilísticos, sendo uma ferramenta que auxilia na tomada de decisões na intervenção estrutural.

Por fim, destaca-se a importância do trabalho nesse ramo da engenharia com carência de profissionais e procedimentos normativos para a determinação da vida útil de estruturas expostas ao processo de corrosão. As normas brasileiras abordam o assunto de forma generalista, não apresentando diretrizes que permitam analisar de forma adequada a propagação da corrosão. Diante disso, o presente estudo auxilia na formação do aluno em um tema de demanda social no Brasil, além de contribuir para continuidade das linhas de pesquisas do Departamento de Engenharia de Estruturas da USP São Carlos (SET).

1.3 Metodologia

É realizada uma revisão bibliográfica sobre o início e a propagação da corrosão nas estruturas em concreto armado devido à ação de cloretos e da carbonatação. Modelos matemáticos que representam a difusão do CO₂ e de cloretos no concreto utilizados na literatura

³ Disponível em: <http://corrosion.org/wco_media/nowisthetime.pdf>. Acesso em: 21 nov. 2016.

⁴ Disponível em: <<https://www.nace.org/Corrosion-Central/Industries/Highways-and-Bridges/>>. Acesso em: 21 nov. 2016.

são selecionados como base. Os modelos escolhidos são baseados na lei de Fick e apresentam como parâmetros fatores ambientais e/ou relacionados à dosagem do concreto. Com a utilização de tais formulações, é determinado o tempo de início probabilístico necessário para a despassivação das armaduras. As diferenças entre os mecanismos de deterioração por carbonatação e por ação de íons cloretos são avaliadas, analisando-se as reações químicas envolvidas, os produtos gerados por tais reações, e como ocorre o início e a propagação da corrosão.

A abordagem probabilística é formulada utilizando-se da confiabilidade estrutural, via método de simulação de Monte Carlo para a determinação do tempo de início de corrosão e da probabilidade de falha. A solicitação é modelada com a teoria de Valores Extremos para a determinação dos máximos carregamentos anuais. Já a resistência é determinada considerando a deterioração do aço pelo processo corrosivo, penalizando a rigidez do elemento.

O modelo mecânico para o concreto é escolhido considerando o material com comportamento não-linear conforme ACI 318:2008, sendo utilizado, ainda, o modelo de dano concentrado para a análise numérica. O aço é adotado como material elastoplástico com encruamento cinemático. Esses dois modelos representam o comportamento do aço e do concreto acoplados a uma formulação do método dos elementos finitos para pórtico plano, implementado em Fortran. O modelo mecânico é acoplado ao algoritmo de simulação de Monte Carlo desenvolvido, calculando a probabilidade de falha por meio de uma equação de estado limite que avalia o dano na estrutura em comparação com um valor de dano aceitável.

Por fim, foram analisados dois exemplos de estruturas em concreto armado, sendo o primeiro de uma viga isostática, e o segundo de um pórtico plano com grau de hiperestaticidade igual a três. Curvas de probabilidade de falha foram obtidas para os dois exemplos, considerando tanto os efeitos corrosivos devido à carbonatação, quanto pela ação de íons cloreto. Para o exemplo do pórtico é avaliado também o caminho mais provável de falha.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O fenômeno da corrosão tem gerado grandes custos em recuperação e reforço de estruturas nas últimas décadas (BERTOLINI et al., 2004). Estima-se que, em vários países, o custo anual de corrosão varie de 1 a 5% do Produto Interno Bruto (PIB). Segundo Fontana (1986) cerca de 30 bilhões de dólares seriam economizados caso as medidas preventivas de combate a corrosão fossem tomadas. Na Tabela 2.1, Gentil (2006) apresenta o custo estimado devido à corrosão para diversos países. No cálculo realizado pelo autor, considera-se a intervenção para o reparo e a prevenção da ocorrência de novos processos corrosivos nas estruturas.

Tabela 2.1 - Custos de corrosão por País ao ano

País	PIB (US\$ bilhões)	Corrosão (US\$ bilhões)
EUA	9.896,40	346,37
Japão	4.749,60	166,23
Alemanha	1.873,00	65,55
Reino Unido	1.414,60	49,51
França	1.294,20	45,29
China	1.100,00	38,50
Itália	1.074,00	37,59
Canadá	688,80	24,10
Brasil	594,20	20,79
México	574,50	20,10
Espanha	558,60	19,55
Índia	479,40	16,77
Coreia do Sul	457,20	16,00
Austrália	392,30	13,73
Argentina	285,50	9,99
Tailândia	121,60	4,26

FONTE: Gentil (2006).

Outro estudo realizado pelo *World Corrosion Organization*⁵, estima que os custos de prevenção, reparo e reforço de estruturas sob corrosão ultrapasse US\$ 1,8 trilhões no mundo, ou cerca de 3 a 4% do PIB de países industrializados. No caso dos Estados Unidos, Koch et al. (2002) verificou que o custo direto da corrosão é de US\$ 137,9 bilhões. Quando esse valor é extrapolado para o valor do PIB (US\$ 8,79 trilhões), o custo (direto e indireto) total de corrosão alcança US\$ 276 bilhões ao ano. Analisando apenas a infraestrutura, os valores chegam a US\$ 22,6 bilhões, sendo 37% desse valor (US\$ 8,3 bilhões) apenas relacionado à corrosão em pontes.

Apesar dos valores representarem o cenário econômico da década passada, percebe-se o significativo prejuízo que o processo corrosivo em estruturas tem causado. Por esse motivo, esse assunto tem sido muito pesquisado pelos centros de excelência no mundo todo. As pesquisas buscam, principalmente, a determinação da vida útil e da probabilidade de falha de estruturas sob corrosão, ou que se encontram em regiões de alta agressividade ambiental

Diversos modelos numéricos e analíticos para a descrição do processo de difusão no concreto dos agentes agressores encontram-se disponíveis na literatura (PAPADAKIS et al., 1989,1991a, 1991b, 1992, 1996; SAETTA; VITALIANI, 2004; SONG et al., 2006; SAMSON; MARCHAND, 2007; VAL E TRAPPER, 2008). Um grande número de estudos busca a determinação dos parâmetros de maior importância na corrosão por meio de ensaios experimentais e análises de sensibilidade de variáveis. Adicionalmente, como os parâmetros envolvidos no processo corrosivo apresentam incertezas, a confiabilidade de estruturas é aplicada como uma forma de resolver o problema de maneira mais realista. Dessa forma, a revisão bibliográfica buscou estudar a difusão, a análise dos parâmetros corrosivos e a análise de confiabilidade na corrosão, para servir como base na formulação e resolução dos modelos propostos na dissertação.

2.1 Análise da vida útil de estruturas sob corrosão

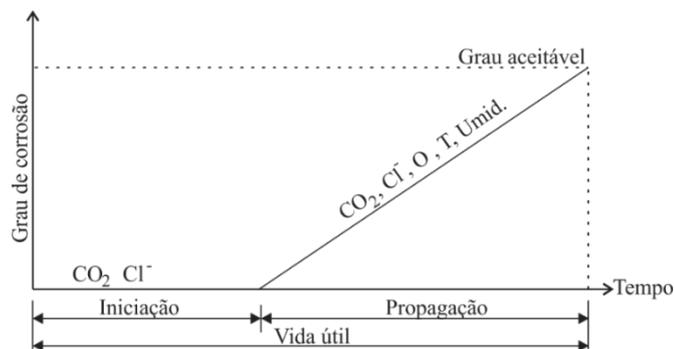
Alguns métodos foram desenvolvidos para a avaliação da vida útil de estruturas de concreto sujeitas a processos corrosivos. Tuutti (1982) foi um dos primeiros a propor um

⁵ Disponível em: <http://corrosion.org/wco_media/nowisthetime.pdf>. Acesso em: 21 nov. 2016.

modelo, mostrado na Figura 2.1. O processo da corrosão é dividido em duas etapas, sendo a primeira chamada de etapa de iniciação, e a segunda de propagação.

A etapa de iniciação compreende o intervalo de tempo definido entre a execução da estrutura em concreto armado e a despassivação da armadura. Nessa fase ocorre a penetração de CO_2 ou Cl^- devido à porosidade e ao grau de exposição aos agentes agressores, por exemplo. A segunda parte consiste no desenvolvimento da corrosão na armadura, até o momento em que seja alcançado o estado limite, caracterizando o fim da vida útil da estrutura, e a necessidade de reparo da mesma.

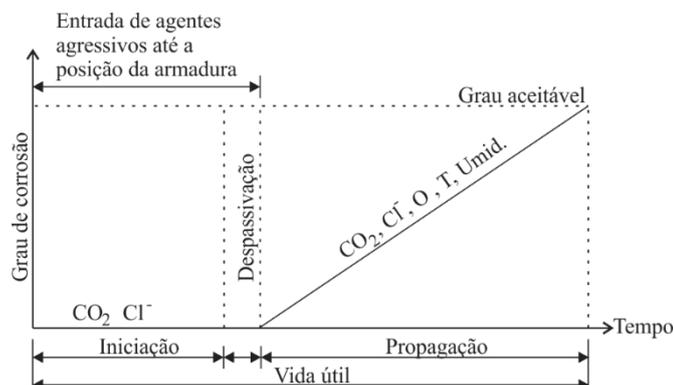
Figura 2.1 - Modelo Tuutti (1982) para a determinação da vida útil do concreto armado sob corrosão.



FONTE: Adaptado de Tuutti (1982).

Figueiredo e Meira (2013), propuseram uma alteração no modelo de Tuutti (1982), como mostra a Figura 2.2, acrescentando a fase de despassivação da armadura entre as fases de iniciação e propagação. A modificação é justificada pelo processo de despassivação envolver uma série de reações químicas que levam um considerável intervalo de tempo para ocorrer.

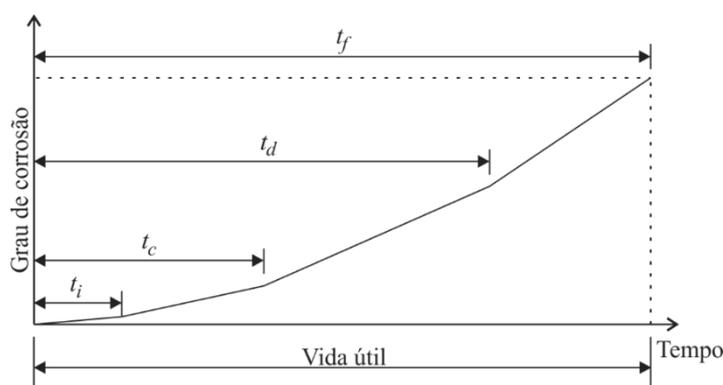
Figura 2.2 - Modificação do modelo de Tuutti (1982) proposta por Figueiredo e Meira (2013).



FONTE: Adaptado de Figueiredo e Meira (2013).

Por outro lado, Li (2004) propôs um modelo que divide a vida útil da estrutura em quatro fases (Figura 2.3). A primeira consiste no período que compreende o fim da construção da estrutura até o início da corrosão (t_i). A segunda contempla o início da corrosão até o início da fissuração devido ao processo corrosivo. Na terceira etapa, o concreto começa a sofrer consideráveis deformações, alcançando o tempo t_d , iniciando a quarta e última fase, na qual a estrutura começa a sofrer perda de operacionalidade, até a completa ruptura no tempo t_f .

Figura 2.3 - Modelo de Li (2004) para o determinação da vida útil do concreto armado sob corrosão.



FONTE: Adaptado de Li (2004)

2.2 Modelagem da difusão dos agentes agressores

O tempo necessário para o início da despassivação da armadura está relacionado à difusão dos agentes agressores nos poros do concreto. Usualmente, essa modelagem é realizada tomando como base a segunda lei de Fick, que apresenta várias aplicações na literatura com bons resultados. Essa é uma expressão simplificada e sua utilização sugere a adoção de hipóteses, como concentração de agentes agressores na superfície constante e o meio consistindo de material homogêneo, isotrópico, inerte e completamente saturado (SCHIEBL; LAY, 2006).

A lei de Fick depende do coeficiente de difusão, em geral determinado com base em calibração empírica ou semi-empírica. Outras abordagens também podem ser adotadas na determinação do coeficiente de difusão, como análises eletroquímicas e quantificação dos produtos das reações químicas. É importante ressaltar que, como se tratam de agentes

agressores diferentes, os valores do coeficiente de difusão são calculados de forma distinta para a carbonatação e para os cloretos.

2.2.1 Corrosão por carbonatação

O estudo da corrosão de armaduras ocasionada pela redução do pH nos poros do concreto provocada pelas reações de carbonatação datam do fim da década de 1960, com os trabalhos de Hamada (1968) e Meyer (1968)⁶. Outros trabalhos surgiram nas décadas seguintes, baseados na importante contribuição de Tuutti (1982), que observou que o tempo de início da corrosão aumenta de forma quadrática com relação à redução do cobrimento. Apesar de serem modelos simplificados, tais trabalhos foram precursores de estudos mais abrangentes.

2.2.1.1 Formulações empíricas e semi-empíricas

Papadakis et al. (1989,1991a, 1991b, 1992) desenvolveram uma série de trabalhos para a determinação de uma formulação semi-empírica para o cálculo da profundidade de carbonatação. No primeiro (PAPADAKIS et al., 1989), os processos físico-químicos são representados matematicamente considerando as equações de balanço de massa para o CO₂, Ca(OH)₂, CSH e silicatos não-hidratados presentes no cimento. Também é considerada a redução da porosidade devido às reações de carbonatação. Essa formulação foi aprimorada nos anos seguintes, de forma que em Papadakis et al. (1991a) foi acrescentado o efeito da umidade relativa no coeficiente de difusão e em Papadakis et al. (1991b) foi contabilizada também a concentração do CaO. Contudo, a aferição de concentração de produtos químicos da reação de hidratação do concreto é de considerável complexidade. Papadakis et al. (1992) observaram a utilização de variáveis de mais fácil medição. Neste último trabalho, os autores desenvolveram um modelo, também baseado nos mesmos processos físico-químicos, descrito por parâmetros de dosagem do concreto, como fator a/c e densidade do cimento e dos agregados.

⁶ Hamada, M. Neutralization (Carbonation) of Concrete and Corrosion of Reinforcing Steel, In: Proceedings of the 5th International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo, 1968, pp. 343-369.

Meyer, A. Investigations on the carbonation of concrete. In: Proceedings of the 5th International Symposium on the Chemistry of Cement, Tokyo, 1968, pp. 394-401.

No âmbito nacional destaca-se a formulação de Helene (1997), baseada na observação experimental da influência da resistência característica a compressão do concreto no processo de carbonatação. Esse é um parâmetro prático relacionado com a qualidade do concreto, e conseqüentemente com aplicação relativamente menos complexa se comparada com formulações envolvendo parâmetros químicos. No entanto, é bem menos realista considerar apenas um parâmetro para a modelagem analítica de um mecanismo complexo como a carbonatação.

No mesmo ano, o CEB Bulletin 238 (1997) determinou uma expressão para o cálculo da profundidade de carbonatação. Porém essa expressão é também simplificada, sendo baseada em calibrações empíricas. A influência de parâmetros como fator a/c , fatores ambientais e procedimentos de cura são considerados por meio da utilização de coeficientes tabelados.

2.2.1.2 Formulações para concretos com adições minerais

Alguns dos trabalhos que sucederam a série de estudos de Papadakis et al. (1989, 1991a, 1991b, 1992) abordaram o estudo de durabilidade de concretos com adição mineral. Jiang et al. (2000) criaram um modelo adaptado para concreto com alta taxa de cinzas volantes, baseado no modelo de Jiang et al. (1996)⁷. A influência das cinzas volantes na carbonatação foi considerada no coeficiente de reatividade e na modificação do fator a/c . Outros parâmetros importantes no modelo são a umidade relativa e o grau de hidratação do cimento. Papadakis et al. (2000), além de estudar cinzas volantes, também analisaram o efeito da sílica ativa na carbonatação. Dessa forma, novos parâmetros foram adicionados ao modelo de Papadakis et al. (1992) de forma a contemplar dosagens com adições minerais.

2.2.1.3 Modelagem físico-química da difusão e balanço de massa

A descrição da carbonatação como um processo matemático físico-químico, baseado em equações químicas de balanço de massa e equações diferenciais de difusão, é estudada por

⁷ Jiang, L. X.; Zhang, Y.; Liu, Y. Q.; Zhang, X.; Xie, H. F; Wang, J. Experimental study and calculation formula of carbonation depth, Concrete, n. 4, pp. 12-17, 1996. (em chinês)

Ishida e Maewaka (2000), Ueki et al. (2002), Bary e Sellier (2004), Saetta e Vitaliani (2004) e Song et al. (2006). Ishida e Maekawa (2000) e Ueki et al. (2002) utilizaram a constante de Henry para a determinação do equilíbrio entre as fases gasosa e líquida do CO₂. Suas formulações foram baseadas na modelagem da estrutura porosa do concreto. No entanto, enquanto Ishida e Maekawa (2000) definiram uma lei para a mudança de porosidade devido a carbonatação, Ueki et al. (2000) basearam-se na função de distribuição de poros de Shimomura⁸. Ambos utilizaram a segunda lei de Fick na modelagem da difusão, contudo, Ishida e Maekawa (2000) também considerou outro processo, chamado de difusão de Knudsen. Esse é um fenômeno que ocorre quando a umidade relativa nos poros diminui e as moléculas da fase gasosa passam a colidir com maior frequência contra as paredes dos poros.

Barry e Sellier (2004) analisaram o processo de carbonatação no concreto baseando-se no equacionamento de balanço de massa da água, do CO₂ na fase gasosa e do cálcio presente nos poros do concreto (Ca(OH)₂). Com base nesse estudo, foi definindo um modelo de difusão e de permeabilidade do CO₂ com três variáveis: grau de saturação, pressão parcial de CO₂ e concentração de cálcio na solução aquosa dos poros. A dissolução de produtos da hidratação da pasta de cimento e a formação de calcita são considerados na variação da porosidade.

O modelo desenvolvido por Saetta e Vitaliani (2004) também considera numericamente os fenômenos físico-químicos de fluxo de umidade, de calor e dos agentes agressores e a taxa de ocorrência das reações de carbonatação. No entanto, para ser utilizado, o modelo precisa da calibração com dados experimentais de forma a obter parâmetros como o coeficiente de difusão da água no concreto e o coeficiente de condutividade térmica de forma mais realista.

Por fim, outra abordagem para a determinação da profundidade de carbonatação foi estudada por Song et al. (2006). Os autores desenvolveram um modelo numérico em elementos finitos considerando a influência dos microporos do concreto e do calor de hidratação nas reações com o CO₂. Os autores realizaram comparações do modelo com os resultados obtidos nos ensaios experimentais. Tal formulação serve para os concretos previamente fissurados ou não, utilizando como base as equações de porosidade e do modelo do fluxo do CO₂ de Ishida e Maewaka (2000). Contudo, foram feitas modificações no coeficiente de difusão do CO₂ para acrescentar a consideração dos poros capilares e das fissuras pré-existentes no concreto. A

⁸ Shimomura, T.; Maekawa, K. Drying shrinkage model of concrete based on micromechanisms in concrete, *Proceedings of JSCE*, v. 28, n. 250, pp. 35-45, 1995.

consideração da influência da temperatura também foi realizada por meio da incorporação da lei de Arrhenius.

2.2.2 Corrosão por ação de íons cloreto

Na modelagem da corrosão de armaduras desencadeada por cloretos, além do coeficiente de difusão, o teor crítico de cloretos é de grande importância na determinação do tempo de início. Esse parâmetro consiste na concentração de íons necessária para que ocorra uma desestabilização pontual na camada passivadora localizada ao redor das armaduras. Primeiramente, alguns estudos sobre esse assunto são apresentados, e nos tópicos seguintes são comentadas formulações para a determinação da difusão de íons cloreto.

2.2.2.1 Teor crítico de cloretos

Como o teor crítico de cloretos depende de diversos parâmetros, uma variedade de resultados diferentes foram encontrados na literatura (ANGST et al., 2009). As divergências já se iniciam na forma de medir o teor crítico de cloretos (C_{crit}). Um método relativamente simples de contabilizar esse valor consiste em determinar o total de íons cloreto por quantidade de cimento ou de concreto (ANDRADE; CASTELLOTE, 2002). No entanto, essa forma de determinar o C_{crit} não considera que parte do Cl^- se liga ao cimento, e apenas parte dos íons estão livres na solução aquosa dos poros.

Outra forma de medida é considerar o teor crítico como sendo a razão entre íons cloreto e íons hidroxila, $[Cl^-]/[OH^-]$. Esse valor aumenta com o aumento do pH, ou seja, com o aumento dos íons $[OH^-]$ na solução aquosa dos poros, não sendo um valor constante. Essa forma de medida é considerada de boa acurácia por Angst et al. (2009), entretanto alguns autores discordam, como Glass e Buenfeld (1997) e Ann e Song (2007).

Glass e Buenfeld (1997) sugeriram uma metodologia de medida do teor crítico de cloretos baseada na quantidade total de Cl^- em relação à resistência do concreto na redução do pH (ou seja, capacidade de neutralização de ácidos no concreto). A nova razão seria dada, então, por $[Cl^-]/[H^+]$, ou seja, a quantidade de ácido, representada por $[H^+]$, necessária para a redução do pH.

Uma vez definidos valores para o teor crítico de cloretos, é escolhido o modelo para a determinação do tempo de início com base na modelagem da difusão do Cl^- . As leis que modelam a difusão por cloretos no concreto podem ser divididas em dois grandes grupos. O primeiro grupo de equações utiliza a resposta analítica da segunda lei de Fick e apenas determina expressões para o coeficiente de difusão equivalente D . Os outros modelam a difusão em função do tempo por meio de equações diferenciais. As duas formas levam em consideração o teor crítico de cloretos, que consiste na concentração de íons cloretos necessária para o início do processo de despassivação da armadura.

2.2.2.2 Expressões analíticas para o cálculo do coeficiente de difusão

O modelo de Saetta et al. (1993) é um dos primeiros modelos disseminados que modificam o coeficiente D de acordo com parâmetros de importância na corrosão. Os autores fazem uma analogia da difusão de íons com a difusão da água, tendo como variáveis a umidade relativa e o coeficiente de difusão de cloretos no ambiente. Com o desenvolvimento de mais estudos experimentais, foi observado que o fator a/c é um parâmetro de grande importância na modelagem da difusão, como relatam os trabalhos desenvolvidos por Papadakis et al. (1996) e Thoft-Christensen (2002).

Papadakis et al. (1996) apresentam um equacionamento relativamente simples para a modelagem do transporte de íons cloreto no concreto. Os autores consideraram tanto os fenômenos de dissolução e difusão dos íons nos poros, quanto a reação do Cl^- com os compostos hidratados do cimento como C_3A e C_4AF . Além disso, também foi ponderada a adsorção dos íons na fase sólida do concreto. Ao fim, foi determinado um coeficiente de difusão efetivo tendo como variáveis diversos parâmetros relativos a dosagem do concreto, como fator a/c e fator agregado/cimento (ag/c).

Thoft-Christensen (2002) também determinaram uma equação para o coeficiente de difusão D baseada no fator a/c . O autor acrescentou como parâmetro de importância o valor da temperatura ambiente, baseado em calibrações experimentais e em análise de sensibilidade das variáveis.

2.2.2.3 Modelagem da difusão de cloretos por equações diferenciais

Quando o coeficiente de difusão de íons cloreto varia no tempo, a segunda lei de Fick não pode ser resolvida analiticamente. Nesse caso torna-se necessária a aplicação de métodos numéricos para a resolução da equação diferencial. Xi e Bazant (1999) desenvolveram um modelo de penetração e difusão dos íons cloreto no concreto levando em consideração diversos parâmetros, como fator a/c , tempo de cura, tipo de cimento e de agregado utilizado. O coeficiente de difusão foi modelado considerando o concreto como um material com duas fases, sendo uma relativa à pasta de cimento e outra com relação ao agregado. Como os íons cloreto podem ficar adsorvidos no agregado e na pasta de cimento, os autores sugerem que para o cálculo do coeficiente de difusão D , deva ser utilizado o teor de cloretos livre, e não o teor de cloretos totais.

Já o modelo de Chen e Mahavedan (2008) destaca-se por formular o processo de difusão dos íons cloretos com o uso de elementos finitos nos quais as condições ambientais e de contorno são aplicadas em cada nó. A modelagem é baseada em uma análise termal transiente que considera, além da concentração de cloretos, outros fatores como a idade da estrutura e a variação de temperatura.

Outros autores não utilizaram a lei de Fick para a representação da difusão, realizando a modelagem da mesma com outras expressões do fluxo de íons no concreto. Samson e Marchand (2007) estudaram a difusão de cloretos no concreto por meio da modelagem do transporte de íons em ambientes não-saturados. Para isso, a parcela da difusão foi somada à parcela de atividade química, acoplamento elétrico e advecção (que consiste em um mecanismo de transporte de fluidos por meio do movimento de calor na horizontal). Val e Trapper (2008) consideraram dois mecanismos diferentes na modelagem da corrosão por cloretos: a difusão e a convecção dos íons nos poros do concreto. Para isso, a equação diferencial do transporte de íons cloreto no concreto foi determinada considerando duas parcelas. A primeira está relacionada ao gradiente de concentração dos íons (difusão), enquanto a segunda é relativa ao gradiente de umidade (convecção). O modelo é formulado para problemas uni e bidimensionais, sendo baseado nos parâmetros de teor crítico de cloretos, temperatura e umidade relativa. No entanto, trata-se de um modelo complexo, no qual o coeficiente de difusão é variável no tempo, sendo necessária a resolução de equações diferenciais para a determinação da curva de probabilidade de início da corrosão.

2.3 Parâmetros que influenciam a corrosão de armaduras

Conforme apresentado nos modelos de análise de vida útil no início desse capítulo, após o início da corrosão tem-se a etapa de propagação da mesma nas armaduras. O processo corrosivo acontece a uma velocidade denominada de taxa de corrosão (i_{corr}). Essa taxa depende tanto de parâmetros ambientais, como de parâmetros relativos ao próprio concreto, pois para a propagação da corrosão é necessário a presença de água e de oxigênio na armadura despassivada.

Como o mecanismo de corrosão por carbonatação é diferente do causado por íons cloreto, os dois serão abordados separadamente. A carbonatação gera corrosão do tipo uniforme, enquanto por cloretos ocorre corrosão por pites (localizada). Cada um desses mecanismos tem taxas diferentes, bem como os parâmetros de maior influência podem variar.

Casos em que uma estrutura esteja sujeita a ação simultânea de cloretos e de carbonatação, embora raros, podem ocorrer. Alguns autores se dedicaram a esse estudo. Glass e Buenfeld (2000) mostrou que a redução do pH pode contribuir para a aceleração da corrosão por cloretos. Como a carbonatação gera redução do pH, a ação dos dois mecanismos simultaneamente pode potencializar a corrosão. Moreno et al. (2004) verificou que, nesses casos, há uma redução do valor do teor crítico de cloretos. Ou seja, em um concreto em processo de carbonatação, é necessário uma menor quantidade de íons cloreto para se iniciar o processo corrosivo.

Os parâmetros relacionados com a corrosão foram classificados por Ahmad (2003) em duas grandes categorias: fatores interno e externos. Como fatores internos o autor citou a composição do cimento, impurezas nos agregados, na produção do concreto e no processo de cura, presença de adições e fator água cimento. Já para os fatores externos foi avaliado que a presença de oxigênio e de agentes agressores, a umidade relativa, a temperatura e a ação de bactérias exercem influência no processo corrosivo.

A maioria dos estudos buscaram compreender a influência de parâmetros realizando avaliações experimentais dos mecanismos separadamente (ou só corrosão por cloretos, ou apenas carbonatação). Com isso, alguns parâmetros de influência serão comentados nos tópicos a seguir de acordo com cada tipo de corrosão.

2.3.1 Umidade relativa

A umidade relativa tem influência na corrosão por carbonatação em dois aspectos. O primeiro envolve a difusão dos agentes agressores nos poros do concreto e o segundo está relacionado à fase de propagação propriamente dita, na qual só ocorre na presença de água e oxigênio.

- Carbonatação

Quanto à influência da umidade no processo de difusão da carbonatação, Papadakis et al. (1989) estudaram experimentalmente a difusão do CO₂. Observou-se que quanto maior a umidade, menor o coeficiente de difusão efetivo do CO₂, uma vez que o interior dos poros estará mais preenchido com água, dificultando a difusão do gás. Em seus experimentos, Saetta et al. (1993) também observaram a redução na difusão do CO₂ nos poros com o aumento da umidade relativa. Papadakis et al. (1991) observaram um pico na profundidade de carbonatação para valores de umidade entre 50 e 60%. Isso implica que baixos valores de umidade também ocasionam a redução na velocidade de carbonatação, indicando que existe um valor de umidade para o qual o processo é acelerado.

Uma vez despassivada a armadura, o aumento da umidade relativa provoca o efeito contrário, ou seja, gera grande aumento na taxa de corrosão. Diversos estudos, como os realizados por Tuutti (1982), Glass et al. (1991), Ghods et al. (2008), Dangla e Dridi (2009) e Yu et al. (2014), mostram que a velocidade da corrosão da armadura despassivada cresce significativamente com o aumento a umidade. No entanto, para valores muito próximos de 100%, a taxa de corrosão tende a valores próximos a zero, uma vez que há dificuldade em ter oxigênio disponível para a ocorrência das reações corrosivas.

- Cloretos

Um fator que gera influência negativa na corrosão por cloretos é a elevada variação de umidade, como o caso de estruturas em regiões que sofrem variação de maré (TUUTTI, 1982). Observou-se que a umidade afeta principalmente a taxa de corrosão. Assim como verificado nos estudos de carbonatação, valores de umidade relativa muito próximos ou igual a 100% tendem a reduzir a velocidade de corrosão (BERTOLINI, 2004; SCHIESSL; LAY, 2005).

Valores muito baixos de umidade também reduzem a taxa de corrosão, uma vez que há um aumento da resistividade do concreto. Com o aumento da umidade, há um aumento da velocidade de corrosão, atingindo o pico para valores entre 90 e 95%.

2.3.2 Temperatura

A influência da temperatura foi observada por Tuutti (1982), que verificou um aumento linear da taxa de corrosão com o aumento da temperatura. O acréscimo da temperatura implica em maior mobilidade das moléculas e em maior solubilidade de diversas substâncias. Então, as reações de corrosão podem acontecer de forma mais acelerada. Tal fato foi verificado pelo autor para os dois mecanismos de corrosão.

- Carbonatação

A maior mobilidade das moléculas contribui no processo de difusão do CO₂ nos poros do concreto, e conseqüentemente no aumento da velocidade de carbonatação. Dessa forma, Sietta et al. (1993) destacou que nas equações para o cálculo do tempo de início de uma estrutura sob carbonatação é necessária a consideração da temperatura, uma vez que esse mecanismo é governado por equações de fluxo de massa e calor. Apesar do observado por outros pesquisadores, Ahmad (2003) comenta que, com o aumento da temperatura, pode também acontecer uma redução da taxa de corrosão devido ao decréscimo da solubilidade do oxigênio.

- Cloretos

Hussain et al. (1995) verificaram que um aumento da temperatura de 20° a 70°C gera uma redução no teor crítico de cloretos de até 5 vezes, ou seja, é necessária menor quantidade de cloretos para ser iniciado o processo corrosivo. Os autores destacaram a redução da resistência do concreto à corrosão tanto devido ao aumento da difusão de íons cloreto nos poros do concreto, quanto devido à aceleração das reações de corrosão.

Liu e Weyers (1998) analisaram o efeito da temperatura na taxa de corrosão, observando um acréscimo dessa taxa com o aumento da temperatura. No entanto, em caso de ambientes

com baixa umidade, o aumento da temperatura não provoca alterações significativas nos valores de taxa de corrosão. Isso ocorre devido à baixa umidade, que gera um aumento na resistividade do concreto.

2.3.3 Fator água/cimento

Goto e Roy (1981) observaram que o aumento do fator água/cimento (*a/c*) afeta a permeabilidade da pasta de cimento. Observou-se um grande aumento nessa propriedade com pequenas elevações no valor do fator *a/c*. Com maior permeabilidade, ocorre maior difusão do CO₂ e oxigênio, acelerando a corrosão. Tuutti (1982) observou em seu trabalho a influência do fator *a/c* no processo de carbonatação, verificando que o seu aumento reduz o tempo de início de despassivação e aumenta a velocidade de corrosão da armadura despassivada. Essa observação ampliou os estudos de pesquisadores sobre a qualidade dos concretos utilizados, principalmente em regiões de alta agressividade ambiental.

- Carbonatação

Ho e Lewis (1987) relataram que concretos de baixo f_{ck} (20-25 MPa, característico de dosagens com elevado fator *a/c*) e menores cobrimento estão mais desprotegidos e apresentam taxas elevadas de carbonatação quando expostos à presença de CO₂. A frente de carbonatação, além de maior, fica mais visualmente definida com o aumento do fator *a/c*, conforme verificado experimentalmente por Houst e Wittmann (2002). Para argamassas com alto fator *a/c* (maior ou igual que 0,6), foi possível observar uma visível e profunda frente de carbonatação. Já para baixo fator *a/c* (0,4 e 0,5), não foi possível observar uma frente de carbonatação definida, havendo regiões isoladas não carbonatadas. Conforme verificado por Meier et al. (2007), concretos mais porosos de baixa qualidade e maior fator *a/c*, ou que apresentam fissuras, por exemplo, tendem a ter um processo de carbonatação mais acelerado.

- Cloretos

Morris et al. (2004) verificaram que o fator *a/c* tem considerável influência na resistividade. A resistividade do concreto é reduzida com o aumento do fator *a/c*, aumentando a possibilidade de corrosão. Poupard et al. (2004) destacou a redução do teor crítico de cloretos

com o aumento do fator a/c , ou seja, torna-se necessária uma menor concentração de íons para que o processo corrosivo seja iniciado.

Ann e Song (2007) ressaltaram que a redução do tempo de início da corrosão devido ao aumento do fator a/c é devido a um incremento da proporção de vazios. Há mais regiões propensas à despassivação, uma vez que há maior tendência a ocorrer vazios ou defeitos na interface concreto/aço. Dessa forma, pode ocorrer uma redução do valor do teor crítico de cloretos, sendo necessária uma menor quantidade destes íons para o início da corrosão.

2.3.4 Adições minerais

Com o surgimento dos concretos com adições minerais, aditivos químicos e a utilização de concretos especiais, tornou-se necessário avaliar se as mudanças das propriedades do concreto afetariam a sua durabilidade. No entanto, os efeitos da carbonatação e da penetração de íons cloreto podem ser diferentes para cada tipo de adição mineral.

- Carbonatação

Diversos trabalhos foram desenvolvidos visando compreender o efeito das adições minerais no processo de carbonatação. Os estudos previram que a adição de materiais pozolânicos aumenta a velocidade de carbonatação, assim como concretos especiais também estão mais expostos aos efeitos negativos das reações de carbonatação. Ainda no final da década de 80, os primeiros estudos sobre a carbonatação nesses tipos de concreto começaram a ser realizados. Ho e Lewis (1987) estudaram o fenômeno incorporando cinzas volantes na dosagem do concreto, verificando a diminuição da resistência à carbonatação de tais concretos.

Papadakis (2000) além de analisar a incorporação de cinzas volantes, também observou a adição de sílica ativa (microsílica). O autor ensaiou a substituição do cimento pelas adições, verificando aumento da profundidade de carbonatação. No entanto, para a substituição dos agregados pelas adições, houve redução da velocidade de carbonatação. Por esse motivo o autor modificou a expressão de Papadakis et al. (1992) para o cálculo de tempo de início da corrosão, adaptando para os casos de adições pozolânicas.

Khan e Lysdale (2002) avaliaram o processo de carbonatação em concretos de alto desempenho (resistência a compressão por volta de 100 MPa), contendo cinzas volantes, sílica

ativa ou os dois. Observou-se que o acréscimo de sílica ativa provoca um pequeno aumento da profundidade de carbonatação. De forma semelhante, o uso de cinzas volantes também acelerou o processo de carbonatação, porém de forma mais significativa, observando-se um crescimento linear com a adição das cinzas volantes.

Sisomphon e Franke (2007) usaram cimentos com adição de cinzas volantes ou escória de alto forno. Nos resultados, observou-se a necessidade de aumentar o cobrimento das armaduras em casos de concreto com adições de materiais pozolânicos. Contudo, os autores também relataram que estendendo o período de cura do concreto, a velocidade de carbonatação dos concretos analisados se iguala a velocidade do concreto convencional. A mesma redução de resistência à carbonatação nos concretos foi verificada por Song e Saraswathy (2006).

- Cloretos

Os resultados envolvendo o estudo da corrosão por cloretos em concretos com adições minerais é contraditório. No caso da adição de sílica ativa, uma taxa de corrosão ligeiramente maior foi encontrada por Page e Havdahl (1985). Dois fatores negativos devem ser considerados em decorrência do uso da sílica ativa. O primeiro é devido à redução do pH, e o segundo a menor capacidade de ligação dos íons com o concreto devido à redução na quantidade de aluminatos (ARYA et al., 1990). Em consequência, Manera et al. (2008) relatou que um menor teor crítico de cloretos foi encontrado se comparado com os concretos convencionais.

Assim como para a sílica ativa, Diamond (1981) e Byfors (1987) verificaram que há uma redução do pH em concretos com adições de escória de cinzas volantes. Entretanto, há maior adsorção dos íons cloretos (acúmulo na superfície dos poros), uma vez que mais géis são produzidos no processo de hidratação do cimento, (KAYYALI; HAQUE, 1995). Além disso, Arya et al. (1990) afirmam que há uma maior adesão dos íons cloreto devido ao aumento na proporção de aluminatos.

Os estudos de cinzas volantes também divergem entre si. Alonso et al. (2002) menciona que esse teor é igual ao dos concretos convencionais. Por outro lado, Oh et al. (2003) relata que é necessário um menor teor crítico de cloretos. A mesma contradição é observada nos estudos de teor crítico de cloretos em concretos com adição de escória de alto forno. Gouda (1970) afirma que há uma redução no C_{crit} , e Oh et al. (2003) cita que é o mesmo valor que concretos convencionais. Assim como nos demais casos de adições minerais, há uma redução do pH que

pode ser prejudicial, contudo, há um aumento da capacidade de ligação dos íons com o concreto (LUO et al., 2003).

2.3.5 Outros fatores

2.3.5.1 Agregado reciclado

Agregados reciclados consistem em restos de alvenaria ou estruturas de concreto demolidas, que são utilizados na fabricação de novos concretos. Otsuki et al. (2003) e Levy e Helene (2004) estudaram a carbonatação em concretos com esse tipo de agregado.

- Carbonatação

Otsuki et al. (2003) analisou diferentes tipos de dosagem, variando o tipo de agregado e o fator a/c. Observou-se que os resultados da profundidade de carbonatação foram ligeiramente menores que os do concreto com agregado convencional. No entanto, esse não foi o mesmo resultado encontrado por Levy e Helene (2004), que para todos os diferentes percentuais de substituição dos agregados, incluindo substituição total, a profundidade de carbonatação reduziu se comparada ao concreto convencional. Contudo, o aumento ou redução da profundidade de carbonatação depende da composição do agregado reciclado.

- Cloretos

No mesmo estudo de Otsuki et al. (2003) para a carbonatação e diferentes dosagens, foi realizada a análise relacionada ao estudo de penetração de cloretos. Verificou-se uma redução da resistência à penetração dos íons Cl⁻ com o uso de agregados reciclados.

2.3.5.2 Tempo de cura

- Carbonatação

Fattuhi (1988) verificou que o tempo de cura tem grande influência na velocidade de carbonatação do concreto em ensaios de corrosão acelerada. Quanto maior o tempo de cura dos

corpos de prova, maior a resistência à carbonatação. Para um tempo de cura de um dia, a taxa de carbonatação foi de 66%, enquanto que para um tempo de cura de 28 dias esse valor foi reduzido para 17%. Segundo Kobayashi e Shuttoh (1991), as condições de cura afetam bastante a difusividade do oxigênio, e em consequência, as reações de corrosão. Se a cura não for realizada de forma adequada, esse coeficiente de difusividade se eleva significativamente, aumentando a velocidade do processo de corrosão.

- Cloretos

Thomaz e Matthews (2004) observou que o tempo de cura exerceu pouca influência nos ensaios de corrosão natural, em que prismas de concreto armado ficaram 10 anos expostos em uma atmosfera marinha. Dessa forma, as condições de cura podem ser atribuídas como de maior influência em ensaios de corrosão acelerada.

2.3.5.3 Aquecimento global

Yoon et al. (2007) utilizaram o cenário climático do IS92a, recomendado pelo IPCC (*Intergovernmental Panel on Climate Change*), para a avaliação do efeito do aquecimento global no aumento da carbonatação, e consequente redução da vida útil em estruturas de concreto, por meio de ensaios e análise de modelos analíticos. Os autores verificaram a necessidade do acréscimo de uma tolerância no cobrimento de estruturas para a prevenção da carbonatação em regiões que apresentam considerável aumento de CO₂ previsto para os próximos anos.

2.4 Modelagem numérica da falha de estruturas sob corrosão

A maior parte dos trabalhos envolvendo modelos numéricos abordam análises probabilísticas da corrosão com equações analíticas ou modelos em MEF para a determinação de modelos de difusão e cálculo do tempo de início (SONG et al., 2006; CHEN; MAHEVEDAN, 2008). Alguns autores usaram o MEF para estudos do processo de evolução da fissuração devido à geração de produtos expansivos, como em Isgor e Razaqpur (2006),

Chen e Mahevedan (2008) e Guzmán et al. (2011). Poucos trabalhos dedicaram-se a avaliar a redução da capacidade resistente de estruturas sob corrosão utilizando modelos em MEF. Liberati et al. (2014) realizaram estudos sobre a redução da carga última em estruturas em concreto armado sujeitas a processos corrosivos por ação de íons cloreto. Os autores utilizaram um modelo numérico em MEF no qual a não-linearidade do concreto é representada pelo modelo de dano de Mazars e o aço por um modelo elastoplástico.

A análise numérica probabilística da corrosão tem duas vertentes principais. A primeira relacionada ao tempo de início da corrosão e a segunda referente à perda de resistência, com a determinação de índices de confiabilidade e probabilidade de falha da estrutura. As principais aplicações da confiabilidade na corrosão envolvem o estudo da capacidade resistente de pontes em concreto armado, abordando a corrosão no tabuleiro e em suas vigas, principalmente devido à ação de íons cloretos. A literatura tem explorado, em tais exemplos, estruturas isostáticas onde as cargas podem ser consideradas estáticas por meio da multiplicação da carga real por um fator de impacto. Também há estudos que adotam uma distribuição de probabilidades variável no tempo. As equações de estado limite em sua maioria consideram limites de resistência última relacionados à flexão. Como se verifica, o estudo desse importante problema mecânico por meio de modelos numéricos robustos ainda é incipiente na literatura. Dessa forma, tal lacuna justifica o desenvolvimento dos modelos propostos na presente dissertação.

2.4.1 Tempo de início probabilístico

- Carbonatação

A profundidade de carbonatação também foi analisada probabilisticamente, como mostram os trabalhos de Duprat e Sellier (2006), Vořechovská et al. (2010) e Ann et al. (2010). Duprat e Sellier (2006) sugeriram uma forma de determinar a probabilidade de início da corrosão por carbonatação com base no índice de confiabilidade calculado com o algoritmo de Rackwitz-Fiessler, e aplicaram em um modelo em MEF. O tempo de início também foi avaliado por Vořechovská et al. (2010) por FORM e simulação de Monte Carlo, por meio da análise da profundidade de carbonatação. Ann et al. (2010) também calculou a probabilidade de início da corrosão via método de simulação de Monte Carlo. Os autores avaliaram a influência da fissuração ou presença de juntas no concretos, bem como o efeito do cobrimento e do coeficiente de carbonatação no aumento da probabilidade de falha.

- Cloretos

Engelund e Soresen (1998) e Saassouh e Lounis (2012) resolveram a equação de difusão baseada na segunda lei de Fick por meio dos métodos FORM e SORM (*First e Second Order Reliability Method*, respectivamente) para a determinação do tempo de início probabilístico. Para isso, é utilizado um modelo estocástico para a descrição da penetração de cloretos. Parâmetros como coeficiente de difusão, concentração de cloretos na superfície, cobrimento e teor crítico de cloretos são considerados como funções probabilísticas. O modelo de tempo de início foi utilizado como ferramenta para a determinação do tempo ótimo de reparo e planejamento de manutenção.

O tempo de início também foi analisado por Enright e Frangopol (2008) e posteriormente por Val e Trapper (2008), com o método de simulação de Monte Carlo. Enright e Frangopol (2008) observaram a influência probabilística de quatro variáveis (cobrimento de armaduras, coeficiente de difusão de cloretos, concentração de cloretos na superfície da estrutura e teor crítico de estruturas) no tempo de início da corrosão. Por outro lado, Val e Trapper (2008) avaliaram a umidade relativa e o teor total de cloretos.

Foi observado por Enright e Frangopol (2008) que o tempo de início da corrosão tende a seguir uma distribuição lognormal considerando que as quatro variáveis de análise possuem distribuição do mesmo tipo. Além disso, quanto maior o coeficiente de variação (CV) das variáveis, maiores as médias e CV do tempo de início. A despassivação da armadura se mostrou mais sensível à variação da concentração de cloretos na superfície da estrutura.

Marsch e Frangopol (2008) desenvolveram um modelo para a determinação da função de densidade de probabilidade do tempo de início da corrosão por ação de íons cloreto, utilizando para isso simulação de Monte Carlo. Dessa forma é possível visualizar qual é o período do tempo de vida útil com maior probabilidade de início da corrosão.

2.4.2 Probabilidade de falha de estruturas sob corrosão

- Carbonatação

Val e Melchers (1997) desenvolveram uma metodologia para a análise de lajes de pontes sujeitas a corrosão uniforme. Para isso, foi desenvolvido um modelo para a representação do

carregamento devido aos veículos, um modelo de corrosão e um modelo de análise não linear de estruturas em elementos finitos. A análise em MEF foi realizada com elementos finitos de barra (viga), e 2D de interface, considerando também análise não linear geométrica. Para a resolução do problema foi utilizado o método FORM, adotando como critério de falha a singularidade na matriz de rigidez. O modelo foi aplicado para a análise de uma viga simplesmente apoiada.

Por outro lado, a metodologia de Sudret (2008) de avaliação de falha em estruturas baseou-se na determinação da extensão do dano nas estruturas. Foi montada uma equação de estado limite baseada na taxa de corrosão, e a mesma foi resolvida utilizando o método de simulação de Monte Carlo. Šomodíková et al. (2016) também analisou a falha, porém em uma viga de concreto armado de uma ponte com base em processos estocásticos. A viga foi modelada utilizando MEF, e o índice de confiabilidade foi calculado tanto para o estado limite de serviço e estado limite último.

Duprat e Sellier (2006) usaram o método de superfície de resposta para a determinação da probabilidade de falha da corrosão por carbonatação. Os autores avaliaram a falha da estrutura considerando um modelo em MEF para a determinação da profundidade de carbonatação. As equações de estado limite propostas foram resolvidas com base no método da superfície de resposta, utilizando uma função polinomial quadrática baseada na equação de difusão do CO₂.

- Cloretos

A probabilidade de falha em pontes de concreto armado tem sido alvo de diversos estudos, como Val e Melchers (1997), Frangopol et al. (1997), Enright e Frangopol (1998), Stewart e Rosowsky (1998), Marsh e Frangopol (2008). O mesmo modelo desenvolvido por Val e Melchers (1997) para a corrosão por carbonatação foi aplicado para a corrosão por pites. Isso mostra que modelos desenvolvidos para a corrosão por carbonatação podem ser modificados para a inclusão de outros mecanismos, como ação de íons cloreto.

Frangopol et al. (1997) realizaram estudos de dimensionamento de vigas de pontes, onde a perda da resistência foi contabilizada pela redução do momento fletor e do esforço cortante resistente ao longo do tempo, considerando a redução da área de aço. As configurações ótimas da viga obtidas por RBDO (*Reliability-Based Design Optimization*) foram determinadas para as situações com ou sem corrosão. Foi determinado, com isso, um fator de capacidade residual,

dado pela razão da resistência na situação íntegra e deteriorada, servindo como base para as curvas do índice de confiabilidade.

Enright e Frangopol (1998) também consideraram a perda da área de aço variando ao longo do tempo devido à propagação da corrosão. Tal perda se reflete em uma variação da resistência da viga ao longo do tempo. Essa variação foi formulada por meio da multiplicação da resistência inicial por uma função de degradação da resistência. A função de degradação de resistência é utilizada na função cumulativa de distribuição de probabilidades de falha. O modelo é utilizado para a análise da falha por flexão de uma viga em concreto armado simplesmente apoiada.

Fissuras devido à retração também foram consideradas no modelo de Stewart e Rosowsky (1998), os quais avaliaram tabuleiros de pontes. Os estudos envolveram estado limite último e de serviço, sendo o primeiro relacionado à resistência última e o segundo a limite de tamanho de fissuras. Os autores observaram grande sensibilidade dos parâmetros de cobrimento e resistência a compressão do concreto no cálculo da probabilidade de falha de uma ponte com três vãos.

Marsh e Frangopol (2008) também desenvolveram um modelo para a análise de confiabilidade de um tabuleiro de uma ponte. Mas, diferentemente de Stewart e Rosowsky (1998), Marsh e Frangopol (2008) adotaram como equação de estado limite uma relação entre capacidade e demanda baseada nas especificações da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), resolvida com o método de simulação de Monte Carlo. O modelo tem dados probabilísticos da taxa de corrosão como um dos seus parâmetros de entrada, valores estes que são obtidos experimentalmente por meio de medições para análise da integridade estrutural de pontes. Foi observado pelos autores que o estabelecimento de correlação espacial e temporal entre tais medições auxilia na obtenção de valores de probabilidade de falha mais realistas.

Outros trabalhos de análise probabilística da corrosão foram desenvolvidos sem abordar o estudo de pontes, como Choe et al. (2008) que estudou colunas em concreto armado sujeitas a corrosão e ações sísmicas, e Kwon et al. (2009), que avaliou a vida útil de serviço de cais em concreto armado. Estudos sobre a probabilidade de falha de estruturas sujeitas à corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto considerando a propagação do dano ainda são incipientes.

3 MECANISMOS DE CORROSÃO

3.1 Corrosão por carbonatação

O concreto possui elevada alcalinidade devido à presença de hidróxido de sódio (NaOH), de potássio (KOH) e de cálcio (Ca(OH)₂). O alto pH, que varia em torno de 13, pode ser reduzido devido à ação de dióxido de carbono (CO₂), de enxofre (SO₂) e do ácido sulfídrico (H₂S). Esse elevado valor de pH estabiliza a camada passivadora ao redor das armaduras, protegendo-as quimicamente contra a corrosão.

A carbonatação é um processo que ocorre com a penetração de CO₂ nos poros do concreto, que desencadeia reações com íons alcalinos presentes na solução aquosa dos poros, que geram sais carbonatados. Tais produtos fazem decrescer a alcalinidade, conduzindo o pH para níveis próximos de 8 (TUUTTI, 1982). Com essa redução há um comprometimento da estabilidade da camada passivadora, o que promove o início do processo de corrosão. Por esse motivo, é gerada corrosão do tipo uniforme ao longo de toda a interface entre a armadura e a frente de carbonatação.

Esse é um processo que é observado em estacionamentos de subsolo de edifícios, em obras de arte em rodovias, túneis, dentre outras estruturas. Em grandes cidades, o teor de CO₂ pode chegar a 0,3%, atingindo 1% em casos excepcionais (como regiões industriais), gerando maior intensidade na carbonatação e maior tendência a processos corrosivos em estruturas (NEVILLE, 1997).

3.1.1 Reações devido à carbonatação

O principal produto gerado no processo é o carbonato de cálcio (CaCO₃). No entanto, outros compostos podem ser gerados, como sulfato de cálcio, géis de sílica e de alumina. A primeira etapa da carbonatação consiste na dissolução do CO₂ na fase aquosa do poro da pasta de cimento, conforme Eq. 3.1. (TAYLOR, 1997).

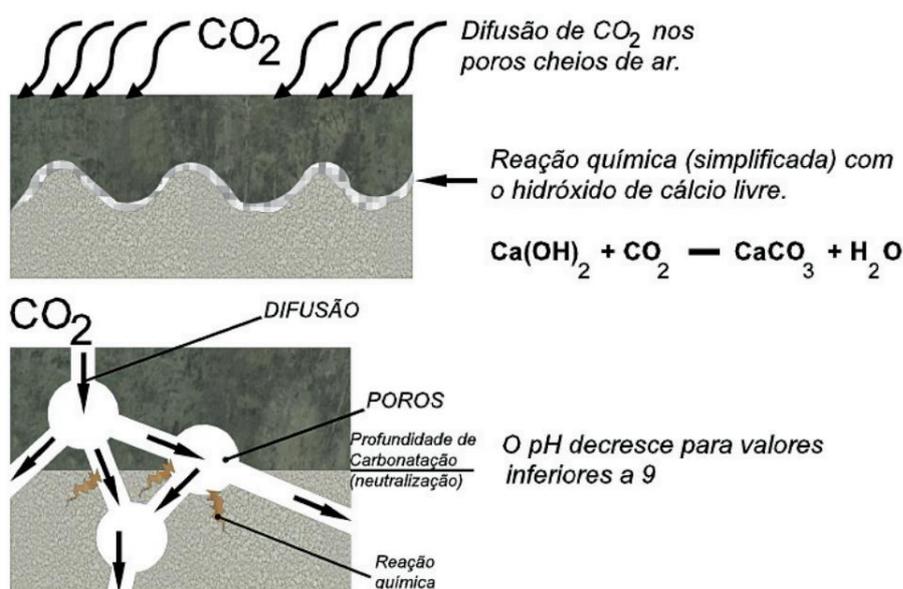


A decomposição do silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e das fases aluminato formam hidróxido de cálcio. A dissolução desse composto, representado pela Eq. 3.2, libera íons OH^- e Ca^{2+} . Por fim, o cátion Ca^{2+} junta-se ao CO_3^{2-} , formando o carbonato de cálcio (Eq. 3.3).



A Figura 3.1 ilustra como ocorrem as reações de carbonatação descritas na Eq. 3.2 e 3.3. A carbonatação ocorre ao longo da profundidade da superfície, e quando atinge a armadura, admite-se que ocorra a despassivação do aço e início da corrosão.

Figura 3.1 - Mecanismo da carbonatação no concreto.



FONTE: CEB (2003) apud Cascudo e Carasek (2011)

Também ocorrem reações secundárias devido ao processo de carbonatação, como as que ocorrem com o aluminato cúbico (C_4AH_x), monossulfato (AF_m) e etringita (AF_t), que formam novos sais carbonatados. O C_4AH_x transforma-se em $\text{C}_4\text{A}\underline{\text{C}}\text{H}_{11}$, que se converte para CaCO_3 e gel de alumina. Já o monossulfato e etringita geram também CaCO_3 , gel de alumina e silicato de cálcio.

Outro composto da pasta de cimento que passa pelo processo de carbonatação é o C-S-H, gerando como produto o gel de sílica por meio de processo de descalcificação. O gel de

sílica é uma estrutura altamente porosa, podendo aumentar as fissuras pré-existentes no concreto (TAYLOR, 1997). Além do C-S-H, há a carbonatação dos silicatos não hidratados C_3S e C_2S , que também geram carbonato de cálcio (PAPADAKIS et al., 1991b).

Os compostos alcalinos presentes no poro, $NaOH$ e $Ca(OH)_2$, reagem conforme a Eq. 3.4 e 3.5, respectivamente. No entanto, a carbonatação do hidróxido de sódio não forma um composto instável, pois o carbonato de sódio (Na_2CO_3) gerado durante a carbonatação é um sal solúvel que se dissocia facilmente. Com isso, conforme mostra a Eq. 3.5, há liberação do íon carbonatado para a reação com o $Ca(OH)_2$, formando carbonato de cálcio e voltando a produzir $NaOH$.



Por fim, os álcalis de potássio presentes no concreto também reagem com o CO_2 . Contudo, o sal carbonatado formado (K_2CO_3), assim como no caso da reação com o $NaOH$ não forma compostos estáveis, como é possível verificar na Eq. 3.6 e 3.7.



Os álcalis do cimento e o hidróxido de sódio são os compostos que reagem mais rápido com o CO_2 . No entanto, como se tratam de reações que não são estáveis, a reação do hidróxido de cálcio é a mais relevante. Se o pH da solução do poro reduzir a níveis menores ou iguais que 8,5, pode ocorrer ainda a liberação de ácido carbônico devido a diminuição de cátions alcalinos.

A carbonatação no concreto ocorre a taxas mais elevadas durante o início, reduzindo a velocidade com o decorrer do processo. Como o $CaCO_3$ precipitado possui cerca de 11% de volume a mais que os compostos que o geraram, ocorre um fenômeno de colmatção (ou preenchimento dos poros), reduzindo a difusão do CO_2 no concreto. Por outro lado, quando a carbonatação é significativa, como em locais com elevada exposição ao CO_2 , ou quando a mesma acontece de forma prolongada, ocorre um aumento dos poros capilares devido a decomposição do C-S-H (NGALA; PAGE, 1997).

A redução da água presente nos poros, juntamente com a diminuição de volume da pasta de cimento endurecida em razão da dissolução do $Ca(OH)_2$ em regiões sob tensão (com precipitação de $CaCO_3$ em locais não sujeitos a concentração de tensões) gera uma

reorganização dos espaços no concreto endurecido. Tais mecanismos promovem o fenômeno de retração no concreto, que quando somados à parcela de retração irreversível pode provocar uma significativa fissuração na superfície.

As reações de carbonatação descritas geram ainda mudanças na microestrutura do concreto relacionadas ao aumento de massa, aumento da dureza superficial, preenchimento dos poros e fissuração do concreto (NEVILLE, 1997).

3.1.2 Difusão do CO₂ no concreto

Diversos modelos analíticos disponíveis na literatura visam a representação da profundidade de carbonatação. Tuutti (1982) verificou que o tempo de início da corrosão é reduzido quadraticamente com a diminuição do cobrimento. Com isso, grande parte dos modelos tem como base a Eq. 3.8.

$$x_c = D\sqrt{t} \quad (3.8)$$

onde x_c é a profundidade de carbonatação, D é o coeficiente de carbonatação relacionado à difusão do CO₂, e t é o tempo.

A maior parte dos métodos diferem-se na forma como é calculado o coeficiente de difusão D , sendo considerado como parâmetros os produtos da hidratação da pasta de concreto, relativos à dosagem (como fator água/cimento, fator agregado/cimento), e fatores ambientais, como concentração de CO₂ e umidade relativa.

No presente trabalho é adotada a formulação de Papadakis et al. (1992). Esse é um modelo matemático semi-empírico que necessita apenas de parâmetros de dosagem e ambientais para a determinação da profundidade de carbonatação. Outros modelos apresentados na literatura precisam de dados de concentrações de componentes da pasta de cimento hidratada e de substâncias químicas, sendo mais complexos para aplicações práticas.

O modelo analítico utiliza características do concreto, como tipo do cimento e composição química da pasta, umidade relativa e temperatura do ambiente. Equações foram formuladas para estimar a concentração molar de componentes sujeitos a carbonatação na pasta de cimento, a porosidade do concreto, a distribuição dos tamanhos dos poros e a área superficial, o grau de saturação e a difusividade efetiva de gases no concreto. Essas equações foram

organizadas matematicamente em uma única expressão, sendo função de parâmetros relacionados à dosagem do concreto, umidade relativa e concentração de CO₂. Dessa forma, validando com resultados experimentais, os autores obtiveram a Eq. 3.9.

$$x_c = 0.35\rho_c \frac{a/c}{\left(1 + \frac{\rho_c a/c}{1000}\right)} + RH \sqrt{\left(1 + \frac{\rho_c a/c}{1000} + \frac{\rho_c ag/c}{\rho_{ag}}\right)} C_{CO_2} \frac{22.4}{44} 10^6 t_{ini} \quad (3.9)$$

onde ρ_c é a densidade do cimento, ρ_{ag} é a densidade dos agregados (ambos em g/cm³), a/c é o fator água/cimento, ag/c é o fator agregados/cimento e C_{CO_2} é a concentração percentual de CO₂ no ambiente.

3.1.3 Redução da área de aço devido a corrosão uniforme

Uma vez que é alcançado o tempo de início o processo corrosivo é iniciado. A corrosão ocorre em toda a região em que a frente de carbonatação atinge a armadura, gerando reações de oxidação e redução ao longo desse trecho da barra (corrosão uniforme).

A corrosão gera degradação química e mecânica das armaduras, com conseqüente redução do seu diâmetro. Essa redução ocorre a uma velocidade denominada taxa de corrosão (i_{corr}), sendo importante a determinação desse valor para que seja calculado o diâmetro efetivo da armadura corroída. Esse parâmetro é geralmente expresso em unidades de $\mu\text{m}/\text{ano}$, ou em unidades eletroquímicas, como $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

Tabela 3.1 – Classificação do processo corrosivo segundo a taxa de corrosão.

	Taxa de corrosão ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)
Desprezível	Até 0,2
Baixa	Entre 0,2 e 1,1
Moderada	Entre 1,1 e 11
Alta	Acima de 11

FONTE: Otieno et al., 2012.

Para as armaduras, $10 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ equivale a uma perda de massa de $90 \text{ g}/\text{m}^2$ ano, e uma profundidade de corrosão de $11,7 \mu\text{m}/\text{ano}$ (BERTOLINI et al., 2004), valores que são considerados moderados para Otieno et al. (2012). Esses mesmos autores consideram que o processo corrosivo ocorre de forma acelerada quando a taxa de corrosão atinge valores acima de $11 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. A classificação da velocidade da corrosão de acordo com o i_{corr} é mostrada na Tabela 3.1.

A corrosão uniforme atinge taxas menores que a corrosão por pites, para ambientes com grau de agressividade similar (BERTOLINI et al., 2004). Concretos com alto grau de exposição a íons cloreto e umidade entre 95-98%, podem apresentar taxa de corrosão até $1000 \mu\text{m}/\text{ano}$, enquanto concretos carbonatados com umidade na mesma faixa de variação apresentam taxa de corrosão de no máximo $100 \mu\text{m}/\text{ano}$. Dessa forma é necessária a abordagem por formulações diferentes para cada mecanismo de corrosão.

No presente trabalho foi escolhida a equação de DuraCrete (2000) apud Wang et al. (2011), que sugerem o cálculo da perda da área de aço pela Eq. 3.10.

$$i_{corr} = i_{corr-20} (1 + K_C (T - 20)) \quad (3.10)$$

onde T é a temperatura em graus Celsius, $i_{corr-20}$ é a taxa de corrosão para uma temperatura de 20°C , e K é um coeficiente, igual a $0,025$ se $T < 20^\circ\text{C}$; e igual a $0,073$ se $T > 20^\circ\text{C}$.

Nessa formulação, o valor de $i_{corr-20}$ é dado por uma distribuição lognormal, conforme mostra a Tabela 3.2, e está relacionado com a umidade no concreto.

Tabela 3.2 – Dados estatísticos do $i_{corr-20}$ ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$).

	Média	Desvio-padrão
Concreto seco	0	0
Concreto com umidade moderada	0,172	0,086
Concreto úmido	0,345	0,259
Concreto com ciclos de alta e baixa umidade	0,431	0,259

FONTE: Stewart et al. (2011)

Sabe-se que para cada $1,0 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, há uma redução de $0,0232 \text{ mm}$ por ano para o caso de corrosão uniforme (ANDRADE et al., 1993). Dessa forma, para o cálculo da penalização do diâmetro é usada a Eq. 3.11.

$$\Delta\phi = 0,0232i_{corr}(t - t_{ini}) \quad (3.11)$$

onde ϕ é o diâmetro, t é a idade da estrutura, t_{ini} é o tempo de início da corrosão.

3.2 Corrosão por ação de íons cloreto

A corrosão por cloretos ocorre após um certo nível de íons Cl^- penetrarem no concreto. Tais íons, juntamente com a água dos poros e oxigênio, geram desestabilizações pontuais na película passivadora das armaduras, e consequentes pontos de corrosão na armadura. Por esse motivo, diferentemente da corrosão por carbonatação, os cloretos provocam corrosão por pites.

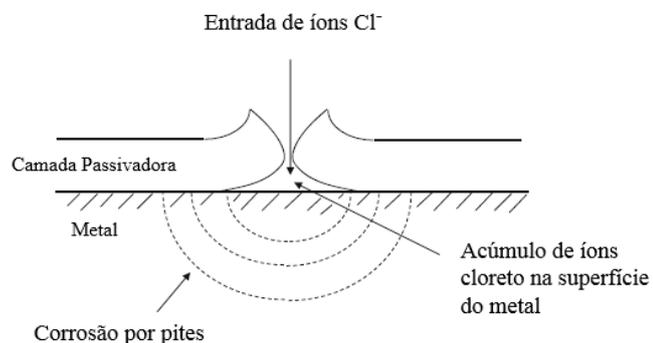
Esse tipo de corrosão é característica de regiões próximas ou em contato direto com o mar. Algumas cidades brasileiras já apresentam estudos sobre o mapeamento de cloretos, como Maceió, Fortaleza e João Pessoa (ALVES, 2007; ALBUQUERQUE; OTOCH, 2005; MEIRA; PADARATZ, 2002). Por exemplo, a taxa de deposição de cloretos em regiões de respingos de maré em Fortaleza chega a valores de 1,278 kg/m²ano, em Maceió 0,372 kg/m²ano e João Pessoa 0,197 kg/m²ano.

3.2.1 Reações devido à presença de cloretos

Ao contrário do processo de carbonatação, as reações químicas na microestrutura do concreto que leva à despassivação do aço ainda são incertas. Isso ocorre, principalmente, devido à dificuldade de observar as reações químicas em nível atômico em uma película tão fina quanto a camada passivadora das armaduras.

Nos últimos anos alguns trabalhos buscaram elaborar teorias para explicar a despassivação por ação de cloretos, como o mecanismo de ruptura do filme óxido, de adsorção e o de penetração (MCCAFFERTY, 2010). O mecanismo da ruptura do filme óxido (ou teoria do filme óxido) admite que as desestabilizações começam por pequenas fissuras ou outras falhas existentes na camada passivadora (Figura 3.2). Dentre os agentes agressores presentes nos poros do concreto, os cloretos são os que tem maior facilidade de penetrar em tais fissuras, provocando o início da corrosão.

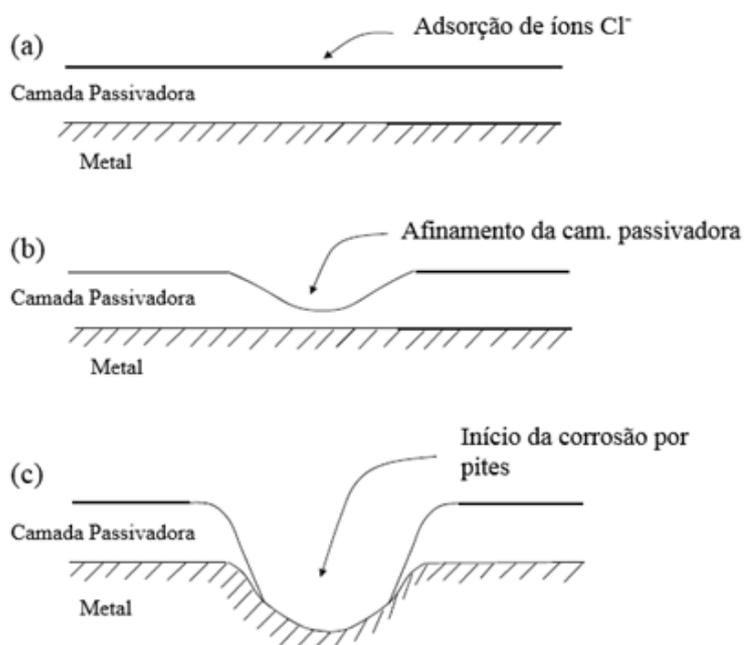
Figura 3.2 - Mecanismo de ruptura do filme óxido.



FONTE: McCafferty (2010)

Já a teoria da adsorção (MCCAFFERTY, 2010) considera que os íons cloreto são adsorvidos na camada passivadora e formam compostos que reduzem a espessura dessa camada passivadora até atingir a armadura, iniciando a corrosão por pites (Figura 3.3).

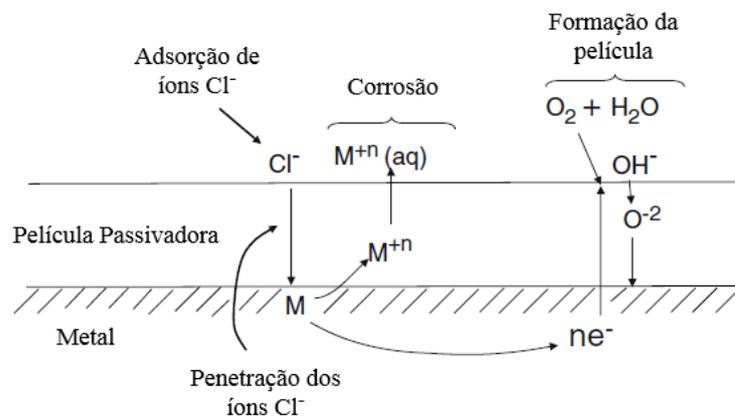
Figura 3.3 - Mecanismo de adsorção



FONTE: McCafferty (2010).

Por fim, o mecanismo de penetração admite que os cloretos são transportados pela película passivadora para a superfície metal. Eles promovem a dissolução localizada da camada de óxidos que protegem a armadura, iniciando desse modo a corrosão (Figura 3.4). Baseado nesse mecanismo, autores como MacDonald. (1992) e Bockris e Minevski (1993) desenvolveram trabalhos que sugerem formas de transporte dos íons cloretos na película passivadora.

Figura 3.4 - Mecanismo de penetração.



FONTE: McCafferty (2010).

Os três mecanismos descritos anteriormente não ocorrem necessariamente de forma isolada. Alguns autores, como Yu et al. (2000) sugerem que duas ou três formas de ruptura da película passivadora podem ocorrer de forma simultânea.

3.2.2 Modelos representativos da difusão dos íons cloreto

O cálculo do tempo de início da corrosão por cloretos pode ser realizado por meio da segunda lei de Fick, para um processo de difusão não-estacionário. A utilização dessa expressão admite a adoção de algumas hipóteses simplificadoras, como o concreto ser um material homogêneo, isotrópico, inerte, que a concentração de cloretos seja constante na superfície da estrutura e o meio ser totalmente saturado (SCHIEßL; LAY, 2006). Também é considerado que o problema é unidirecional em um espaço semi-infinito, e dessa forma a segunda lei de Fick é dada pela Eq. 3.12.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-D \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (3.12)$$

Os modelos mais simplificados consideram que o coeficiente de difusão D seja independente do tempo t , da distância à superfície exposta x e da concentração de cloretos C . Com isso, pode-se resolver analiticamente a Eq. 3.12, obtendo um tempo de início t_{ini} na corrosão dado pela Eq. 3.13.

$$t_{ini} = \frac{1}{D} \left\{ \frac{cob}{2 \operatorname{erfc}^{-1} \left[\frac{C_{lim}}{C_0} \right]} \right\}^2 \quad (3.13)$$

onde erfc^{-1} é a inversa da função erro complementar de Gauss, C_{lim} é a concentração de cloretos crítica e C_0 é a quantidade de cloretos na superfície da estrutura.

Vários autores sugerem formas de calcular o coeficiente D , como mostrado na revisão bibliográfica. Alguns trabalhos sugerem formulações matemáticas baseadas em ajustes experimentais, enquanto outros consideram parâmetros de dosagem, como em Papadakis et al. (1996). Modelos mais recentes e mais complexos, levam em consideração a dependência do tempo no cálculo do coeficiente de difusão de cloretos D . Com isso, não é possível obter o tempo de início de forma direta, como na fórmula dada pela Eq. 3.13.

No presente trabalho é adotado o modelo de Papadakis et al. (1996) para o cálculo do coeficiente de difusão (D), em conjunto com a segunda lei de Fick, uma vez que é uma formulação ao mesmo tempo simples de ser compreendida e implementada. Esse modelo equaciona parâmetros de relevante influência na difusão dos cloretos relacionados à dosagem do concreto, como fator a/c e ag/c , conforme mostra a Eq. 3.14.

$$D = D_{H_2O} 0.15 \frac{1 + \rho_c \left(\frac{a}{c} \right)}{1 + \rho_c \left(\frac{a}{c} \right) + \frac{\rho_c}{\rho_{ag}} \left(\frac{ag}{c} \right)} \left(\frac{\rho_c \left(\frac{a}{c} \right) - 0.85}{1 + \rho_c \left(\frac{a}{c} \right)} \right)^3 \quad (3.14)$$

onde D_{H_2O} é o coeficiente de difusão de cloretos em uma solução infinita, de valor igual a $1,6 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$ para o NaCl.

Apesar dessa formulação ser baseada em um ajuste de dados experimentais, é uma equação mais completa por adotar variáveis relacionadas ao material como parâmetros de

influência na difusão. Uma limitação da formulação é a não consideração de parâmetros ambientais, como umidade e temperatura.

3.2.3 Redução da área de aço devido corrosão por pites

Como o mecanismo de despassivação de cloretos, gera um tipo de corrosão diferente da corrosão por carbonatação, o valor da taxa de corrosão também apresenta diferenças. A corrosão pela ação de íons cloreto tende a acontecer em taxas inicialmente mais elevadas, uma vez que as reações de oxidação e redução ocorrem em uma região limitada do aço (despassivação localizada).

Dessa forma, é utilizada uma formulação diferente da carbonatação para o cálculo da taxa de corrosão. No trabalho, foi adotado o modelo de Vu e Stewart (2000), que tem como parâmetros o fator a/c e o cobrimento. Apesar de ser um modelo bem aceito na literatura, há limitações, uma vez que deve ser utilizado para valores de umidade relativa próximos à 75% e temperatura ambiente próxima a 20°C. O cálculo da taxa de corrosão é mostrado na Eq. 3.15.

$$i_{corr} = \frac{37.8 \left(1 - \frac{a}{c}\right)^{-1.64}}{cob} 0,85 (t - t_{ini})^{-0.29} \quad (3.15)$$

onde cob é o cobrimento em milímetros e t o tempo em anos. A taxa de corrosão é dada em $\mu A/cm^2$.

No modelo, Vu e Stewart (2000) consideram o estudo realizado por Liu e Weyers (1998), no qual afirmaram que a taxa de corrosão decresce exponencialmente com o tempo. Ou seja, a corrosão tende a ocorrer em velocidades maiores nos primeiros anos do processo corrosivo. O modelo da perda da área de aço foi calculada com base na profundidade do pite segundo Val et al. (1998), conforme mostra a Eq. 3.16.

$$p = 0,0116 i_{corr} R (t - t_{ini}) \quad (3.16)$$

onde p é a profundidade do pite em milímetro e R é a relação entre a profundidade do pite máximo e a profundidade média. Esse é um parâmetro probabilístico, contudo é adotado, por simplificação, o valor médio em todos os exemplos, sendo igual a 5,08 (STEWART, 2004). A área de aço é calculada de acordo com a Eq. 3.17.

$$A = \begin{cases} \frac{\pi\phi^2}{4} - A_1 - A_2, & p \leq \frac{\sqrt{2}}{2}\phi \\ A_1 - A_2, & \frac{\sqrt{2}}{2}\phi < p \leq \phi \\ 0, & p > \phi \end{cases} \quad (3.17)$$

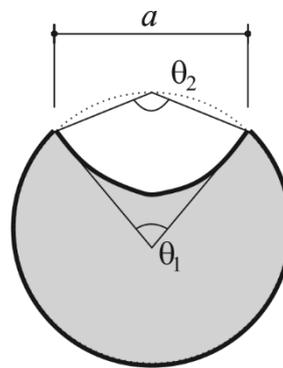
onde A_1 e A_2 são calculados pelas Eqs. 3.18 e 3.19, respectivamente.

$$A_1 = \frac{1}{2} \left[\theta_1 \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 - a \left| \frac{\phi}{2} - \frac{p^2}{\phi} \right| \right] \quad (3.18)$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \left[\theta_2 p^2 - a \frac{p^2}{\phi} \right] \quad (3.19)$$

onde a , θ_1 e θ_2 são parâmetros geométricos do pite mostrados na Figura 3.5, e são dados pelas Eqs. 3.20, 3.21 e 3.23, respectivamente.

Figura 3.5 – Geometria do pite.



FONTE: A autora.

$$a = 2p \sqrt{1 - \left(\frac{p}{\phi} \right)^2} \quad (3.20)$$

$$\theta_1 = 2 \arcsin \left(\frac{2a}{\phi} \right) \quad (3.21)$$

$$\theta_2 = 2 \arcsin \left(\frac{a}{\phi} \right) \quad (3.22)$$

3.3 Penalização da tensão de escoamento do aço

A redução da seção transversal das armaduras provoca deterioração mecânica do aço, reduzindo sua capacidade resistente e alterando suas propriedades mecânicas. Isso implica em uma redução na tensão de escoamento da armadura, verificada por Du et al. (2005) por meio diversos ensaios de resistência de barras corroídas. Os autores observaram que a tensão de escoamento penalizada (\bar{f}_y) pode ser prevista pela quantificação da corrosão na armadura (Q_{corr} , em %), conforme mostra a Eq. 3.23.

$$\bar{f}_y = [1 - 0,005Q_{corr}] f_y \quad (3.23)$$

A quantidade de corrosão, por sua vez, pode ser calculada pela taxa de corrosão e do diâmetro penalizado pela Eq. 3.24.

$$Q_{corr} = \frac{0,046i_{corr}(t - t_{ini})}{\phi} \quad (3.24)$$

Os ensaios realizados por Du et al. (2005) tiveram como foco o estudo de barras corroídas por ação de íons cloreto. No entanto, foi admitido no trabalho que, como a redução depende da taxa de corrosão, a modificação desse valor é o suficiente para a diferenciação do valor da tensão de escoamento penalizada para cada mecanismo.

3.4 Aspectos eletroquímicos

As equações do processo corrosivo propriamente dito (oxidação do ferro) são as mesmas para ambos os mecanismos de corrosão no concreto armado – carbonatação e cloretos. Para que seja iniciado o processo, a armadura deve estar despassivada, e dessa forma desprotegida quimicamente, permitindo que o ferro presente no aço possa reagir na presença de oxigênio e água.

A corrosão trata de um processo eletroquímico, na qual é formada uma pilha eletroquímica, com reações anódicas e catódicas. A taxa de corrosão, portanto, consiste em uma corrente elétrica, geralmente medida em termos da reação anódica, onde o valor da corrente

torna-se maior a medida em que as reações de oxirredução ocorrem mais rapidamente (BERTOLINI et al., 2004).

O processo anódico da corrosão consiste em oxidação do ferro, dada pela Eq. 3.25.



Por outro lado, o processo catódico consiste na reação de redução do oxigênio, que produz alcalinidade, conforme mostra a Eq. 3.26.



Observa-se que tanto a água quanto o oxigênio são essenciais para que as reações de corrosão ocorram. Dessa forma, ainda que a armadura esteja despassivada, há duas situações na qual a taxa de corrosão é desprezível. A primeira consiste em casos nos quais o oxigênio não chega até a armadura, que acontece em regiões onde o concreto está saturado, e dessa forma não ocorre a reação catódica. Isso explica porque estruturas submersas (desde que não sejam trechos sujeitos à variação de maré), não apresentam armadura corroída. O segundo caso consiste em concretos muito secos ou com baixa umidade relativa. Para essa situação, não há água para a ocorrência das reações de oxirredução, caracterizando um aumento da resistência elétrica do concreto.

Com isso, permite-se concluir que a condição mais desfavorável para o concreto armado quanto à corrosão consiste um conjunto de situações que envolvam armadura despassivada, presença de oxigênio alcançando o aço (estruturas com maior porosidade ou fissuração), e menor resistividade do concreto (dado por aumento da umidade relativa).

4 CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

O problema central da confiabilidade de estruturas consiste em incorporar as incertezas a um modelo representativo da realidade. Essas incertezas são incorporadas por meio de dados estatísticos, como média, desvio-padrão e funções de distribuições de probabilidade. Dessa forma, os parâmetros analisados estatisticamente deixam de ser determinísticos e passam a ser modelados como variáveis aleatórias. Conceitos básicos relativos à variáveis aleatórias, valor esperado, variância, funções de densidade de probabilidades e de distribuição acumulada de probabilidade são apresentados no Apêndice A.

4.1 Probabilidade de Falha

Probabilidade de falha pode ser definida como a medida estatística de que uma estrutura não atenda suas especificações de projeto, ou seja, que ocorra falha, e pode ser calculada pela Eq. 4.1.

$$P_f = P[\mathbf{X} \in D_f] = P[g(\mathbf{X}) \leq 0] \quad (4.1)$$

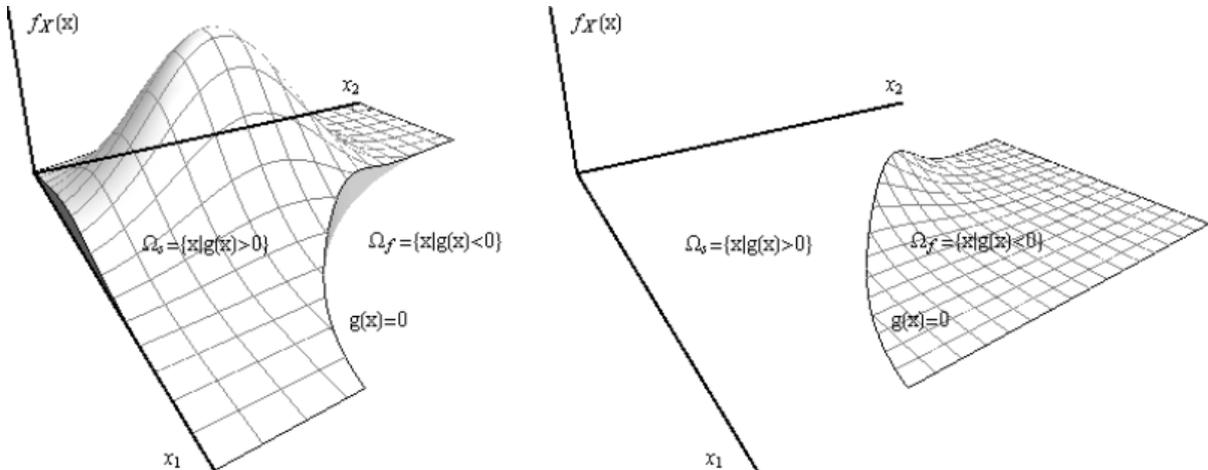
onde D_f é o domínio de falha do sistema e $g(\mathbf{X})$ é a equação de estado limite, função de um vetor de \mathbf{X} variáveis aleatórias e/ou determinísticas. Geralmente a equação de estado limite é dado em termos de resistência menos solicitação.

Para uma função conjunta de densidade de probabilidades de um vetor de variáveis aleatórias \mathbf{X} , pode-se encontrar a probabilidade de falha pela Eq. 4.2.

$$P_f = \int_{\Omega_f} f_{\mathbf{X}}(x) dx \quad (4.2)$$

A Figura 4.1 representa a função conjunta de densidade de probabilidades cortada pelo domínio de falha. Ao lado direito, é possível verificar o domínio de sobrevivência, enquanto ao lado esquerdo é representado o domínio de falha. A integração dessa função de densidade de probabilidades no domínio de falha permite mensurar a probabilidade de falha do sistema. Por outro lado, a integração dessa função no domínio de segurança permite a determinação da confiabilidade da estrutura.

Figura 4.1 – Função conjunta de densidade de probabilidades e seus respectivos domínios de falha.



FONTE: Beck (2015)

Para as variáveis normal padrão, a probabilidade de falha pode ser mensurada por meio do índice de confiabilidade de Cornell β , conforme mostra a Eq. 4.3 (JCSS, 2001). Esse índice corresponde a menor distância entre a equação de estado limite descrita no espaço normal padrão e a origem. Quando a equação de estado limite é formada por variáveis aleatórias normais, o índice de confiabilidade pode ser calculado pela Eq. 4.4.

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.3)$$

$$\beta \equiv \frac{\mu_G}{\sigma_G} = \frac{E[g(X)]}{\sqrt{\text{Var}[g(X)]}} \quad (4.4)$$

O índice de confiabilidade de Cornell está associado também com o ponto de projeto (Eq. 4.5), que representa o ponto no domínio de falha com maior probabilidade de ocorrência. No espaço normal padrão, esse ponto consiste no ponto de menor distância entre a equação de estado limite e a origem.

$$\beta = \|\mathbf{y}^*\| \quad (4.5)$$

4.2 Teoria de valores extremos

Na análise de estruturas via confiabilidade é de grande importância a determinação de regiões pertencentes à estrutura que possuem máxima solicitação. Essa informação permite a correta avaliação da probabilidade de falha. Tal condição é especialmente importante se o carregamento ao qual a estrutura está sujeita varia ao longo do tempo. Nesse contexto, torna-se importante o conhecimento da distribuição de probabilidades do máximo carregamento.

Segundo Cristensen e Baker (2012), a função de distribuição cumulativa de valores extremos pode ser calculada com a Eq. 4.6, para um conjunto de variáveis aleatórias \mathbf{X} de tamanho n e uma distribuição original $F_X(\mathbf{y})$.

$$F_{Y_n}(\mathbf{x}) = [F_X(\mathbf{y})]^n \quad (4.6)$$

Na medida que a amostra de n variáveis aleatórias se torna suficientemente grande, as distribuições de extremos tendem a formas limitantes, que variam em função do tipo de cauda da distribuição original (BEIRLANT et al., 2006). Essas formas limitantes são chamadas de distribuições de extremos assintóticas. As distribuições assintóticas apresentam três tipos, a saber: Tipo I – Gumbel, Tipo II – Frechet, Tipo III – Weibull.

As solicitações que uma estrutura está submetida, em geral, apresentam distribuição do tipo Gumbel para máximos. A distribuição Gumbel tem como parâmetros o máximo característico u_n e o parâmetro de forma ω . Segundo Beck (2015), o máximo característico é definido como um valor de \mathbf{X} em uma amostra de n valores, no qual o número esperado de valores maiores do que u_n é igual a um (Eq. 4.7).

$$F_X(u_n) = P[\{\mathbf{X} \leq u_n\}] = 1 - \frac{1}{n} \quad (4.7)$$

Igualando a expressão mostrada na Eq. 4.7 com a CDF da distribuição Gumbel⁹, é possível calcular o máximo característico para um tempo n específico (TESSARI, 2016). Por exemplo, sabendo o valor de carregamento máximo para a estrutura em um tempo de 50 anos (vida útil adotada), obtém-se o máximo característico para um ano seguindo a Eq. 4.8.

⁹ A CDF da distribuição Gumbel é apresentada no Apêndice A.

$$u_1 = u_{50} + \ln \left(-\ln \left(\frac{(50-1)}{50} \right) \right)^{1/\omega} \quad (4.8)$$

As análises de confiabilidade são realizadas, de forma discreta, a cada intervalo de tempo adotado. Dessa forma, o máximo relativo ao período de análise da solicitação é comparado com a resistência específica do mesmo período.

4.3 Simulação de Monte Carlo

O FORM (*First Order Reliability Method*) e outros métodos de transformação, como o SORM (*Second Order Reliability Method*), não são eficientes para problemas que envolvem equações de estado limite altamente não lineares e que possuem um razoável número de variáveis. Esses métodos realizam uma aproximação da equação de estado limite, que podem ser de forma linear (FORM) ou de forma quadrática (SORM), que podem fornecer estimativas grosseiras da probabilidade de falha da estrutura (SANTOS; BECK, 2015). Além disso, esses métodos não são robustos na análise de problemas que apresentam múltiplos modos de falha, já que o conceito de ponto de projeto torna-se não definido. Para tais problemas, métodos de simulação fornecem soluções mais precisas. Nesse contexto, o método de simulação de Monte Carlo (*Monte Carlo Simulation – MCS*) surgiu como uma alternativa ao FORM/SORM na resolução de problemas confiabilidade.

Dado um vetor de variáveis aleatórias \mathbf{X} e a função de estado limite $g(\mathbf{X})$, é possível subdividir o problema em dois domínios, sendo um de falha (Ω_f), e outro de sobrevivência (Ω_s), conforme mostram as Eq. 4.9 e 4.10, respectivamente (MELCHERS, 1999).

$$\Omega_f = \{\mathbf{x} \mid g(\mathbf{x}) \leq 0\} \quad (4.9)$$

$$\Omega_s = \{\mathbf{x} \mid g(\mathbf{x}) > 0\} \quad (4.10)$$

Considerando uma função indicadora $I[\mathbf{x}]$ (igual a um se \mathbf{x} pertencer ao domínio de falha e a zero se pertencer ao domínio de sobrevivência) a probabilidade de falha de um problema, com base em uma amostra de tamanho finito, pode ser calculada pela Eq. 4.11.

$$P_f = \int_{\Omega} I[\mathbf{x}] f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x} \equiv E[I[\mathbf{x}]] = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n I[\mathbf{x}_j] = \frac{n_f}{n} \quad (4.11)$$

onde n_f é o número de pontos no domínio de falha, e n é o número total de simulações.

O erro estatístico associado ao resultado da probabilidade de falha do MCS é dado pela variância da P_f , que é calculada pela Eq. 4.12.

$$\text{Var}[\overline{P}_f] = \frac{1}{n-1} \sum_{j=1}^n (I[\mathbf{x}_j] - \overline{P}_f)^2 \quad (4.12)$$

Apesar da maior facilidade na resolução do problema, o MCS clássico apresenta elevado custo computacional, principalmente em problemas com baixa probabilidade de falha e grande número de variáveis aleatórias (JCSS, 2001). Com isso, estratégias de amostragem inteligente e redução da variância foram desenvolvidas para que as variáveis aleatórias sejam deslocadas para os pontos importantes do domínio de falha. Desse modo, há uma expressiva redução no número de simulações necessários, viabilizando o uso de MCS.

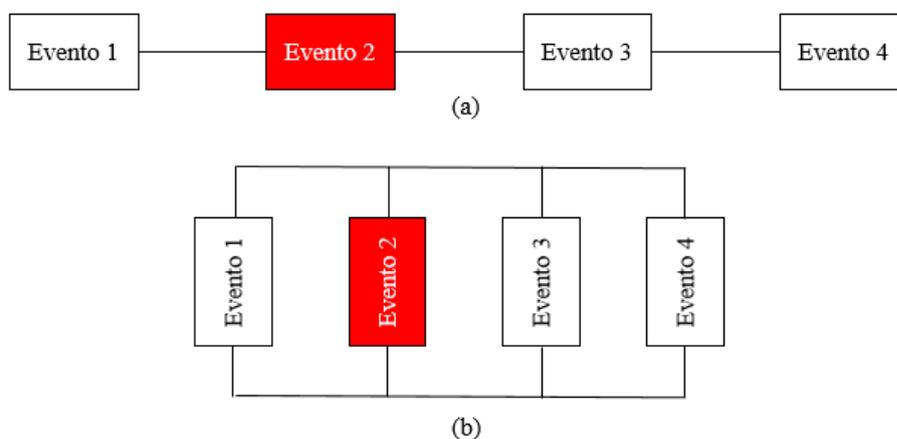
Técnicas de amostragem inteligente tratam de uma melhor escolha das variáveis aleatórias, de forma a deslocá-las para as regiões importantes do domínio de falha (SANTOS; BECK, 2012). Dentre as técnicas destaca-se o uso de Amostragem por Importância Adaptativa, Amostragem Assintótica (*Asymptotic Simulation*), Hipercubo Latino (*Latin Hypercube Sampling* - LHS) e Amostragem por Sub-Conjunto (*Subset Simulation*). No presente trabalho, optou-se por utilizar apenas o MCS, sem técnicas de amostragem inteligente, contudo, realizando paralelização do código computacional com OpenMP.

4.4 Confiabilidade de sistemas

Normalmente, as estruturas de engenharia possuem mais de um modo de falha, como formação de rótula plástica, deformação excessiva e acúmulo de dano, entre outros. Conseqüentemente, a falha de um desses modos pode conduzir ou não à falha do sistema estrutural (VERZENHASSI, 2008).

Um sistema estrutural pode ser classificado em série ou em paralelo (BECK, 2015). Um sistema é considerado em série quando a falha de um componente caracteriza a falha da estrutura. Já em um sistema em paralelo, apenas a falha de todos os componentes em paralelo caracteriza a falha da estrutura (Figura 4.2).

Figura 4.2 – Sistema em série (a) e em paralelo (b). Enquanto a falha do evento 2 gera falha da estrutura no sistema em série, a mesma não provoca falha da estrutura no sistema em paralelo.



FONTE: A autora.

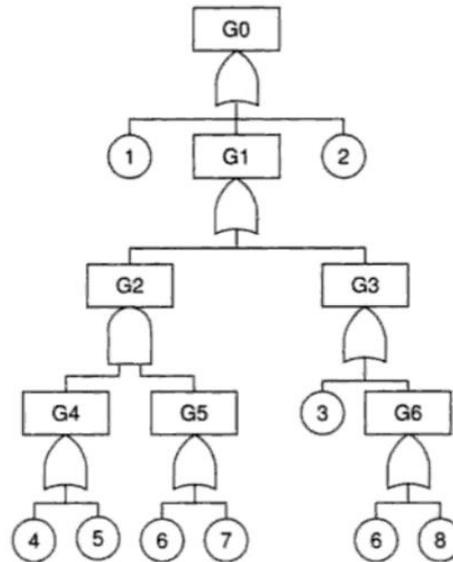
O sistema em paralelo pode ser subdividido em sistema com redundância ativa ou passiva. A redundância ativa ocorre quando todos os componentes dividem uma mesma tarefa, Na redundância passiva, alguns componentes só são acionados caso haja falha de outro.

Estruturas como vigas hiperestáticas usualmente são consideradas como sistemas em paralelo, pois a falha só ocorre após a ocorrência de todos os modos de falha (PELLIZER et al., 2015). Esse número de falhas é equivalente ao número de graus de hiperestaticidade mais um.

A determinação da probabilidade de falha de estrutura complexas, como o caso de estruturas hiperestáticas, pode ser efetuada utilizando árvore de falhas. Essa é uma estratégia que visa decompor um evento principal em eventos secundários com probabilidades de falha individuais conhecidas (LEE et al., 1985). Com isso, é possível contabilizar a probabilidade de falha de um sistema estrutural, por meio de eventos secundários, como a probabilidade de ocorrência de um modo de falha específico.

A Figura 4.3 mostra um exemplo da construção de uma árvore de falhas de um evento G0. Os retângulos identificam um evento originário da combinação de dois outros eventos e o círculo representa um evento básico. A ligação entre os eventos é feita por uma barreira lógica (LEE et al., 1985).

Figura 4.3 – Árvore de falhas para um evento G0.



FONTE: Rausand e Høyland (2004)

4.5 Teoria de processos estocásticos

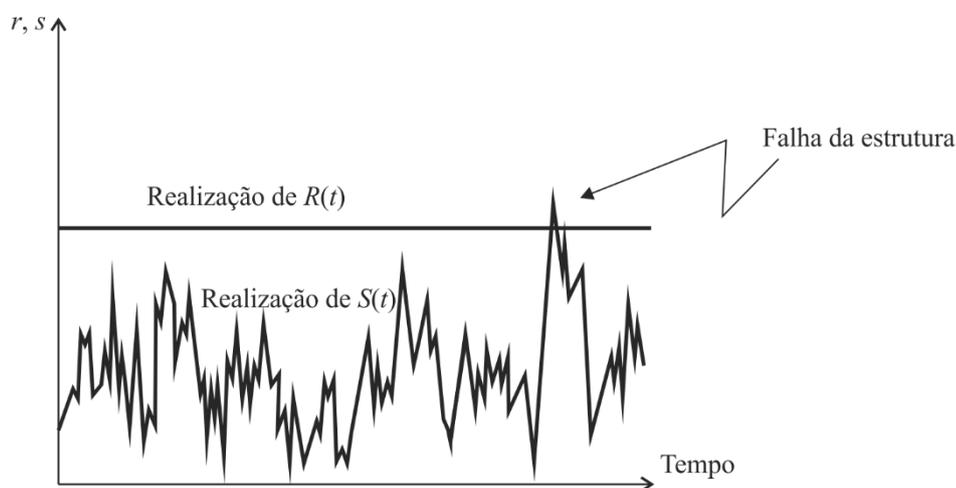
Seja Ω o espaço amostral, e w um ponto amostral pertencente a Ω . Define-se processo estocástico $X(w, t)$ como uma família de funções que atribui uma função do tempo $x(w, t)$ a cada ponto w (BECK, 2015).

Conforme anteriormente mencionado, um problema estrutural de confiabilidade, em geral, é formulado compondo a equação de estado limite em termos de resistência e solicitação. Entende-se aqui como resistência o desempenho em serviço ao qual uma estrutura deve atender, podendo ser capacidade resistente propriamente dita, ou mesmo limitação no deslocamento ou deformação de estruturas. Tanto a resistência quanto a solicitação podem variar ao longo do tempo. No caso de solicitação variando ao longo do tempo, podem-se citar análises dinâmicas de sismos, vibração em estruturas e ação do vento. Por outro lado, a variação da resistência no tempo pode ser, por exemplo, devido a processos de deterioração, como corrosão, reação álcali-agregado, fadiga e fluência.

4.5.1 Solicitação variando ao longo do tempo

Parte da formulação dos modelos de confiabilidade estrutural por meio de processos estocásticos tratam a resistência como constante no tempo e a solicitação variável (Figura 4.4). Existem diversas formas de formular esses tipos de problemas, mas as principais estão relacionadas a estatísticas de barreira e a conversão do problema para independente no tempo.

Figura 4.4 – Ultrapassagem da barreira (realização da resistência) pela realização da solicitação.



FONTE: A autora.

As soluções por estatísticas de barreira estão baseadas no modelo de falha à primeira sobrecarga. Isso significa que o método visa determinar o primeiro momento no qual a solicitação ultrapassa a resistência. Esse instante, denominado tempo de falha à primeira sobrecarga, consiste em uma variável aleatória, sendo caracterizado como um problema de passagem pela barreira. Ditlevsen (1986) determinou uma fórmula para o cálculo do tempo da falha à primeira sobrecarga no caso de processos em que a ultrapassagem pela barreira leva um longo tempo.

Para a resolução do problema de falha à primeira sobrecarga, admite-se que há independência entre os eventos de sobrecarga (ou seja, a solicitação máxima em um instante é independente da solicitação em um outro instante). Dessa forma, a taxa de chegada de sobrecargas pode ser representada por um processo de Poisson, que consiste em considerar que

o tempo entre ocorrências de um evento é uma variável aleatória do problema. Observou-se que essa variável aleatória assume uma distribuição exponencial. Portanto, a função que representa a taxa de chegada de sobrecarga pode ser calculada pela aproximação de Poisson, considerando que trata-se de processo de banda larga (processos que apresentam baixa regularidade) e com níveis elevados de barreira.

Outra técnica de solução consiste na conversão do problema para um formato independente do tempo, sendo uma forma mais simples de resolver comparativamente aos métodos de passagem pela barreira. Nesse método, a solicitação é descrita como uma distribuição de valores extremos, e a probabilidade de falha consiste na probabilidade em que algum valor dessa função seja maior que a resistência.

As equações que envolvem o cálculo do tempo de falha à primeira sobrecarga, a fórmula da aproximação de Poisson e a equação de passagem pela barreira podem ser encontradas em Beck (2015). Nessa dissertação optou-se por não desenvolver as equações, visto que essas técnicas de solução não são aplicáveis ao problema de corrosão.

4.5.2 Resistência variando no tempo

Os métodos anteriormente descritos envolvem resistência constante ao longo do tempo. Isso significa que não podem ser aplicados a casos nos quais há deterioração mecânica da estrutura, como nos casos de corrosão de armaduras. A modelagem da variação da resistência pode ser efetuada por duas formas: variação paramétrica ou estocástica.

Na variação paramétrica, a cada realização da resistência $\mathbf{R}=\mathbf{r}$, é obtida uma curva determinística da resistência em função do tempo e uma função de distribuição de probabilidades. Um exemplo desse tipo de variação é dado na Eq. 4.13, onde R_0 é a variável aleatória da resistência inicial e A pode ser uma variável aleatória ou determinística que representa o ganho ou a perda de resistência no tempo.

$$R(t) = R_0 (1 + At) \quad (4.13)$$

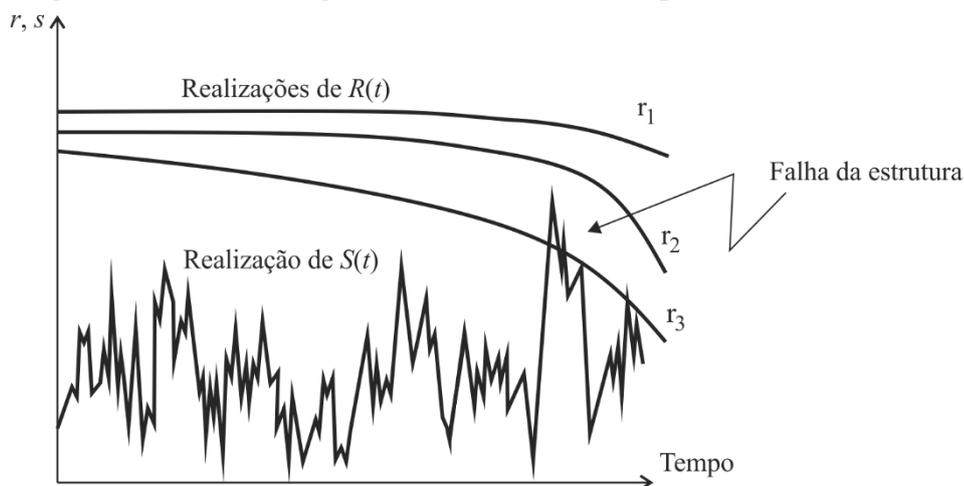
Por outro lado, a variação estocástica admite que a função de resistência $R(t)$ também varie no tempo, gerando uma função de distribuição de probabilidades transitória. O exemplo

anterior seria transformado em uma função de variação estocástica se $A(t)$, a taxa de variação da resistência se altera no tempo, como é possível observar na Eq. 4.14.

$$R(t) = R_0(1 + A(t)t) \quad (4.14)$$

No presente trabalho é utilizada a variação estocástica da resistência, uma vez iniciada a corrosão, já que a taxa de decréscimo da resistência ($A(t)$) também varia com o tempo. Os casos nos quais a solicitação e a resistência variam no tempo (Figura 4.5) são formulados por meio do teorema da probabilidade total e pode ser resolvido pelo método de simulação de Monte Carlo. Outra estratégia consiste na integração rápida de probabilidades, que faz a minimização da equação de estado limite e verifica se o mínimo é menor que zero. Entretanto, ambas as estratégias exigem que a resistência possua variação paramétrica e não podem ser aplicadas para a formulação probabilística de corrosão desenvolvida na dissertação, uma vez que a mesma é baseada em variação estocástica.

Figura 4.5 – Problema geral de confiabilidade de processos estocásticos.



FONTE: Adaptado de Beck (2015)

A estratégia utilizada para a solução dos problemas propostos na dissertação foi utilizar o método de simulação de Monte Carlo. Em cada simulação é determinado um vetor de realizações das variáveis aleatórias, de acordo com a média, o desvio-padrão e o tipo de distribuição adotados, e, em seguida, verificada as equações de estado limite.

No problema existem duas equações de estado limite, onde a primeira, dada pela Eq. 4.15, determina se o tempo de análise é menor que o tempo de início da corrosão. Isso permite a determinação da curva de probabilidade de despassivação da armadura.

$$g_1(t) = t - t_{ini}(\mathbf{X}) \quad (4.15)$$

onde \mathbf{X} é o vetor de variáveis aleatórias e/ou determinísticas utilizado para a determinação do tempo de início por meio das leis de difusão mostradas no capítulo anterior.

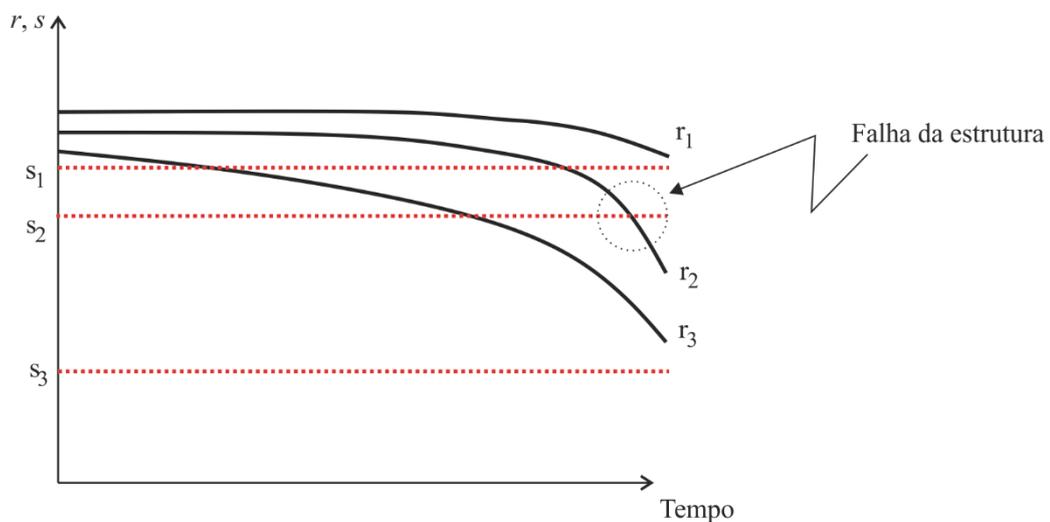
Caso o tempo de análise seja maior que o tempo de início, admite-se que o processo corrosivo teve início e a segunda equação de estado limite é avaliada, dada pela Eq. 4.16. Tanto a resistência quanto a sollicitação são calculadas por meio do vetor de variáveis aleatórias do problema \mathbf{X} e do tempo de análise t .

$$g_2(R(\mathbf{X}, t), S(\mathbf{X}, t), t) = R(\mathbf{X}, t) - S(\mathbf{X}, t) \quad (4.16)$$

Com o início da corrosão, admite-se que resistência seja reduzida de acordo com a sua variação estocástica. Esse valor é comparado à realização da sollicitação s , e caso seja ultrapassada, admite-se a falha desse instante de tempo, até o final do tempo total de análise.

A Figura 4.6 exemplifica graficamente três simulações de Monte Carlo, considerando sollicitação constante ao longo do tempo. Observa-se que na segunda simulação a queda da resistência é grande o suficiente para que a sollicitação a ultrapasse.

Figura 4.6 – Problema estocástico de redução da resistência com sollicitação constante.



FONTE: A autora.

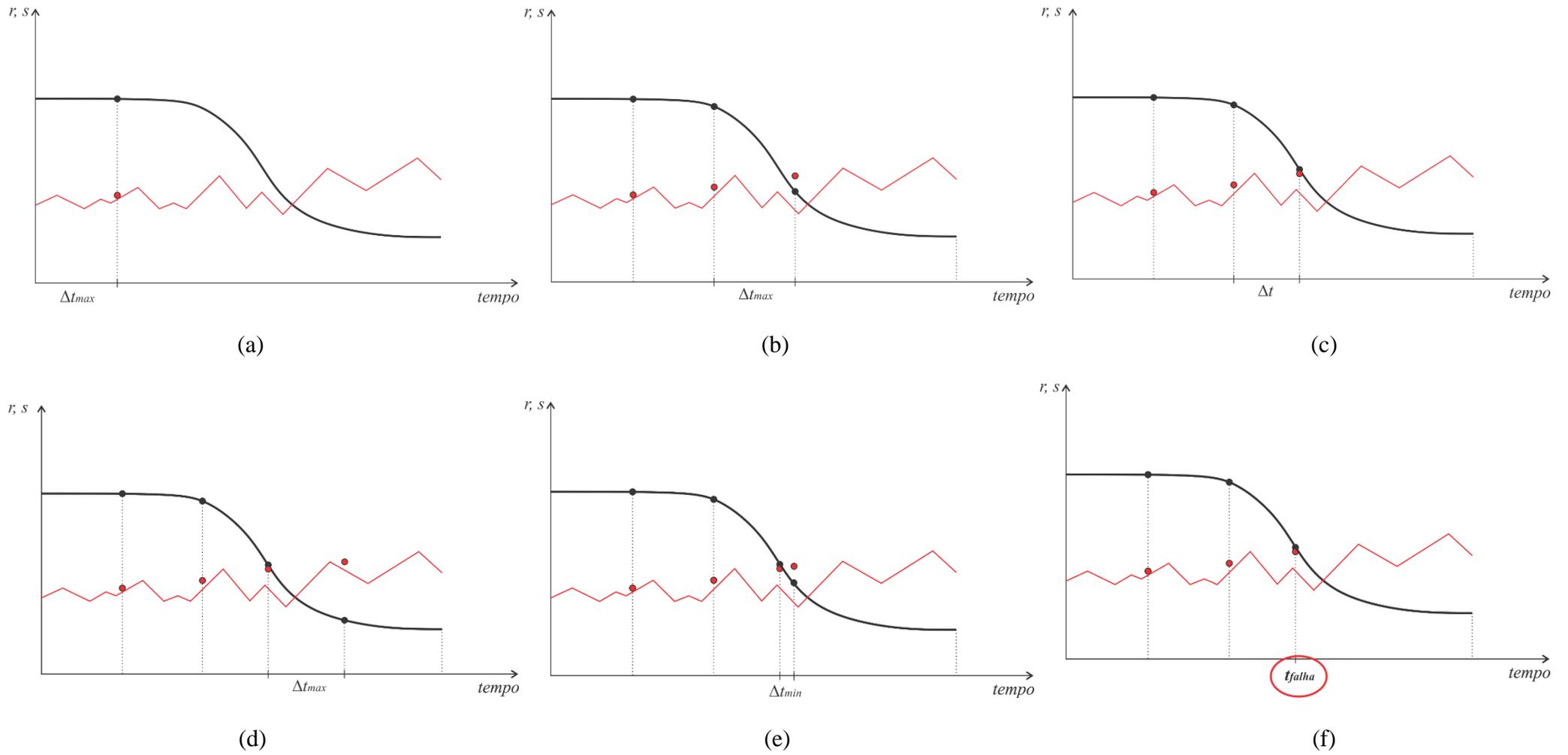
Um dos desafios do trabalho foi determinar uma forma de resolução do problema estocástico de corrosão. Optou-se por fazer a análise discretizando o problema em intervalos de tempo, onde para cada período de análise é calculada a resistência é penalizada.

A solicitação foi modelada segundo uma distribuição de Gumbel para máximos, cujos parâmetros são calculados segundo a teoria de valores extremos. Essa teoria é aplicada para a determinação do máximo característico no período de análise. Usualmente, os dados de carregamento adotados são para uma vida útil de 50 anos. Dessa forma, caso o intervalo de análise seja de 2 anos é convertido o valor do máximo característico de 50 anos para 2 anos, e calculada a solicitação para esse parâmetro por meio da distribuição de Gumbel para máximos. Tal medida foi adotada, uma vez que adotar o máximo característico de 50 anos na análise das primeiras idades consiste em uma medida conservadora.

Para cada simulação de Monte Carlo, é verificado se o tempo de análise é maior que o tempo de início da corrosão. Caso seja, admite-se que a corrosão iniciou, sendo penalizada a resistência por meio da redução da área de aço e da tensão de escoamento da armadura. A resistência é comparada com a solicitação determinada para o intervalo de tempo de interesse. Em cada simulação, caso a solicitação seja maior que a resistência em um determinado tempo, admite-se que ocorreu a falha.

Para exemplificar a metodologia de resolução do problema proposta na presente dissertação, a Figura 4.7 ilustra a análise da falha para uma simulação i . Após a determinação do vetor de variáveis aleatórias e determinísticas, aplica-se um intervalo Δt_{max} de análise, calcula-se o valor da resistência (ponto em preto) e o valor da solicitação (ponto em vermelho), conforme mostra Figura 4.7 (a). A solicitação é calculada determinando o máximo característico do intervalo de tempo Δt_{max} e comparada com a resistência para verificar falha (solicitação > resistência). Caso não ocorra falha, é aplicado um novo intervalo Δt_{max} , calculado os novos valores de resistência e de solicitação e feita uma nova análise da equação de estado limite, até chegar a situação de falha (Figura 4.7 (b)). No entanto, no caso de falha, para melhor precisão do resultado, reduz-se o intervalo de tempo e verifica novamente a equação de estado limite (Figura 4.7 (c)). Não ocorrendo a falha, aplica-se novo Δt_{max} (Figura 4.7 (d)), que é reduzido até um Δt_{min} . (Figura 4.7 (e)). Caso ocorra falha mesmo aplicando o intervalo de tempo mínimo considerado, admite-se falha local (Figura 4.7 (f)).

Figura 4.7 – Sequência da análise de falha para uma simulação i .



FONTE: A Autora.

Com a obtenção do tempo de falha, soma-se uma unidade ao trecho do vetor de falhas que compreende desde o instante da falha até o tempo final de análise (no caso da presente dissertação foi considerado 50 anos). Ao final, é realizado um somatório das falhas para cada ano (soma da coluna na Tabela 4.1) e após dividido pelo número total de simulações, obtém-se a curva de probabilidade de falha integrada ao longo do tempo discretizado.

Tabela 4.1 – Determinação das probabilidades de falha pelo método de simulação de Monte Carlo.

Discretização do tempo em anos	1	2	3	4	5	6	7	8	...	45	46	47	48	49	50
Simulação 1	0	0	0	0	0	0	0	1	...	1	1	1	1	1	1
Simulação 2	0	0	0	0	0	0	1	1	...	1	1	1	1	1	1
...									...						
Simulação n	0	0	0	0	0	0	0	0	...	0	1	1	1	1	1
Somatório das falhas	n_{f1}	n_{f2}	n_{f3}	n_{f4}	n_{f5}	n_{f6}	n_{f7}	n_{f8}	...	n_{f45}	n_{f46}	n_{f47}	n_{f48}	n_{f49}	n_{f50}

FONTE: A autora.

4.6 Exemplos: Análise probabilística da corrosão

Três exemplos envolvendo vigas de concreto armado sujeitas a processos corrosivos na armadura devido ação do CO₂ e cloretos são analisados. A primeira viga refere-se a uma isostática biapoiada, enquanto a segunda e a terceira a vigas hiperestáticas.

A equação de estado limite do problema de confiabilidade é formulada de acordo com as Eqs. 4.15 e 4.16. A solicitação é convertida para independente do tempo aplicando a teoria de valores extremos. Por outro lado, a resistência é variável ao longo do tempo, sendo calculada conforme as equações de estado limite último da ABNT NBR 6118:2014, mostradas no Apêndice B. É considerado o decréscimo da resistência ao longo do tempo devido à perda da área de aço e redução da tensão de escoamento da armadura.

Os exemplos são resolvidos utilizando o MCS, implementado usando linguagem de programação FORTRAN. Curvas relativas à probabilidade de início da despassivação da

armadura, redução da área de aço ao longo do tempo e de probabilidade de falha da estrutura são geradas considerando vida útil de 50 anos.

4.6.1 Tempo de início da corrosão

No presente trabalho são usadas catorze variáveis aleatórias para a descrição das características ambientais, mecânicas e geométricas. Para cada viga analisada, são utilizados três valores médios da resistência à compressão do concreto, cobrimento e fator a/c, conforme mostra a Tabela 4.2, mantendo o coeficiente de variação de cada variável aleatória constante em todos os casos (10% para cobrimento, 15% para resistência a compressão e 20% para fator a/c – valores adotados pela autora).

Tabela 4.2 – Variação do cobrimento, resistência à compressão e fator água/cimento para análise do início da corrosão.¹⁰

	Variável	Média	Desvio-Padrão
Caso (a)	Cobrimento (cm)	5,0	0,5
	f_c (MPa)	45	6,75
	Fator a/c	0,45	0,09
Caso (b)	Cobrimento (cm)	4,5	0,45
	f_c (MPa)	40	6
	Fator a/c	0,5	0,1
Caso (c)	Cobrimento (cm)	4,0	0,4
	f_c (MPa)	35	5,25
	Fator a/c	0,6	0,12

FONTE: Autoria própria.

As demais variáveis aleatórias usadas nas análises das três vigas são mostradas na Tabela 4.3. Para esse exemplo e para os dois seguintes, foram adotados valores de taxa de deposição e quantidade de cloretos para uma região de respingos de maré (ALBUQUERQUE; OTOCH, 2005); e a concentração de cloretos limites foi determinada por meio do trabalho de

¹⁰ Todas as variáveis apresentam distribuição normal.

Vu e Stewart (2010). Já para a carbonatação, a concentração de CO₂ considerada é de uma região com alta atividade industrial, ou seja, acima de 1%, considerada característico de ambientes urbanos-industriais (CASCUDO; CARASEK, 2011).

Tabela 4.3 – Dados das variáveis aleatórias usadas na análise das vigas.

Variável	Distribuição	Média	Desvio-Padrão
f_y (MPa)	Lognormal	500	50
Umidade (%)	Normal	60	12
Temperatura (°C)	Uniforme	30	10
$i_{corr-20}$ ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Lognormal	0,431	0,259
Concentração de CO ₂ (%)	Lognormal	5	1
C_{lim} (kg/m^3)	Lognormal	0,900	0,171
C_0 (kg/m^3)	Lognormal	1.930	1.150

FONTE: A autora.

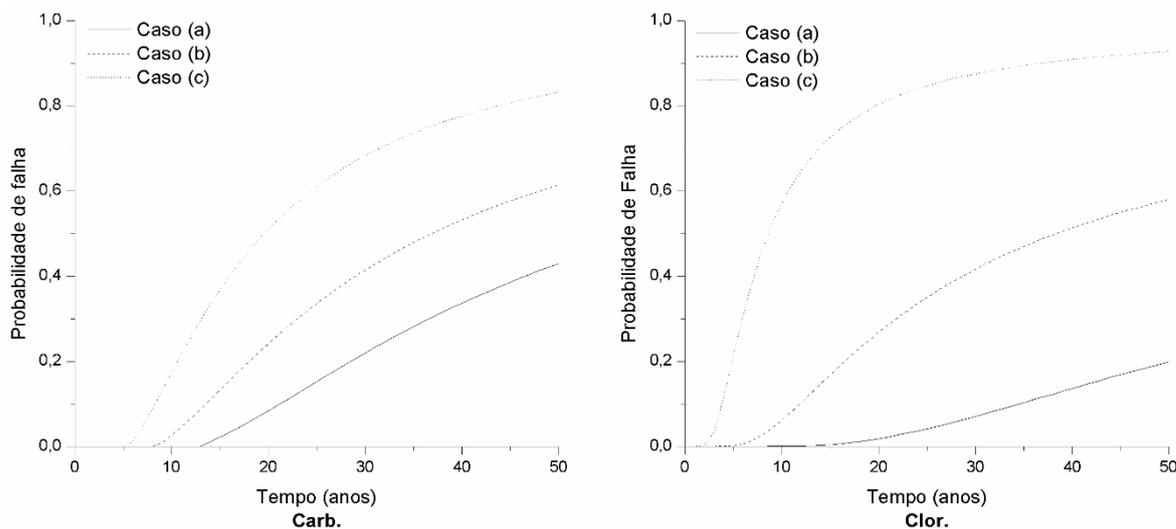
A tensão de escoamento adotada e o desvio-padrão são relativos ao trabalho de Pellizzer et al. (2015). A média e desvio-padrão de $i_{corr-20}$ adotada é a mesma sugerida por Stewart et al. (2011). Por outro lado, a umidade e a temperatura são parâmetros ambientais que foram estimados e que necessitam análise de dados estatísticos de uma região de interesse. A densidade dos agregados e o fator agregado cimento são considerados parâmetros determinísticos na análise, com valores iguais a 2560 kg/m³ e 5, respectivamente.

A curva de probabilidade de despassivação da armadura devido à carbonatação é mostrada na Figura 4.8 para as três situações. Para o caso (a), mesmo adotando valores recomendados pela ABNT NBR 6118:2014 para as regiões com alta agressividade ambiental (classe IV), há grande probabilidade que as armaduras sejam despassivadas antes da vida útil de 50 anos, tanto devido à carbonatação, quanto por ação de íons cloreto.

Para os dois casos de corrosão houve crescimento da probabilidade de despassivação com o aumento do fator a/c e a redução do cobrimento. Para o caso (a), foram adotados valores recomendados pela ABNT NBR 6118:2014 para as regiões com alta agressividade ambiental (classe IV). Observou-se baixa probabilidade de início da corrosão ao final da vida útil de 50 anos, se comparado aos outros casos. Na situação crítica (c), com maior fator a/c, antes de 20 anos há uma considerável possibilidade que a armadura sofra despassivação. Já o caso (b)

representa uma situação intermediária, com probabilidade de início da corrosão crescendo acentuadamente após 10 anos da estrutura construída.

Figura 4.8 – Probabilidade que a corrosão se inicie (à esquerda por carbonatação, e à direita por cloretos).



FONTE: A autora.

No pior cenário – caso (c) –, com maior fator a/c e menor cobrimento, após 5 anos há uma grande possibilidade que a armadura sofra despassivação. As curvas de probabilidade de despassivação por carbonatação e por cloretos apresentam comportamentos distintos, pois cada mecanismo de corrosão gera um efeito diferente na armadura. Enquanto o processo corrosivo relacionado à carbonatação provoca corrosão uniforme (generalizada), os íons cloretos geram corrosão por pites (localizada). A corrosão por ação de íons cloreto apresenta grande incremento nos primeiros anos, enquanto para a corrosão por carbonatação há um crescimento mais uniforme.

Hackl (2013) destacou que mesmo seguindo as recomendações normativas americanas e europeias (respectivamente ACI 318-11¹¹ e Eurocode 2¹²), há grande probabilidade de início da corrosão. Dessa forma, é possível observar que o início precoce da corrosão não é apenas relacionado aos aspectos normativos brasileiros, mas é uma problemática internacional.

¹¹ AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary. Farmington Hills, 2008.

¹² COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION. Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. Brussels, 2004.

Contudo, os resultados obtidos não podem ser considerados conclusivos, uma vez que tratam-se de exemplos acadêmicos, e para aplicações práticas deve ser realizado um estudo estatístico mais aprofundado das variáveis aleatórias, adequando-as para a região de interesse.

4.6.2 Viga isostática

O primeiro exemplo analisado é o de uma viga isostática com seção transversal retangular de 25 cm x 50 cm, com 4 metros de vão. Os dados estatísticos das variáveis aleatórias relativas à solicitação são mostrados na Tabela 4.4.

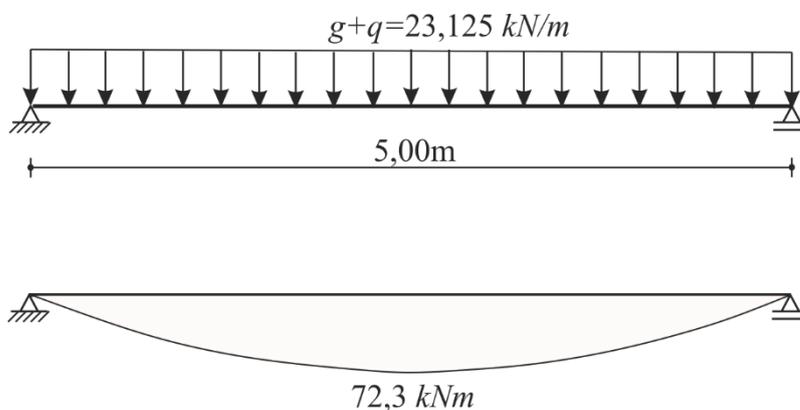
Tabela 4.4 – Variáveis aleatórias de carregamento: viga isostática

	Distribuição	Média	Desvio-Padrão
Carregamento permanente (g)	Normal	3,125	0,033
Carregamento acidental (q)	Gumbel para máximos	20,0	4,3

FONTE: A autora.

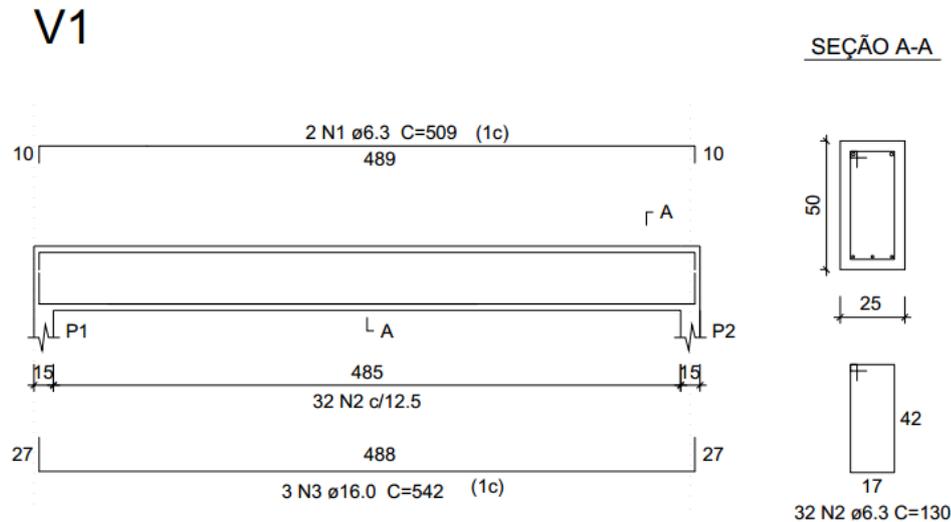
O esquema estático da viga para os carregamentos médios, é apresentado na Figura 4.9. Esses dados são utilizados para o dimensionamento da viga (Figura 4.10), o qual foi realizado conforme a ABNT NBR 6118:2014.

Figura 4.9 – Esquema estático - Viga isostática: esquema com carregamentos e diagrama de momento fletor.



FONTE: A autora.

Figura 4.10 – Dimensionamento do exemplo 1 - Viga Isostática.



FONTE: A autora.

O momento fletor solicitante (M_{sol}) mostrado na Figura 4.8, é calculado impondo as condições de equilíbrio de corpo rígido, resultando na Eq 4.17. Apresenta-se aqui apenas o resultado da análise do momento fletor, pois o mesmo é o mecanismo de falha dominante da estrutura.

$$M_{sol} = \frac{(g + q)L^2}{8} \quad (4.17)$$

onde g é o carregamento permanente, q é o carregamento acidental e L é o comprimento do vão.

Na presente dissertação, escolheu-se comparar a redução da área de aço com o momento solicitante máximo uma vez que é uma hipótese a favor da resistência, compatível com o fato de que estruturas em concreto armado possuem maior fissuração nas regiões de maiores sollicitação. Com isso, há uma maior permeabilidade aos agentes agressores, e a estrutura tende a estar mais sujeita à agressividade do meio.

4.6.2.1 Redução da área de aço

As perdas de área de aço percentuais ao final de 50 anos são mostradas na Tabela 4.5. Assim como o tempo de início da corrosão cresce bastante no caso (c), a área de aço nesse caso sofre grande decréscimo, ultrapassando 90%.

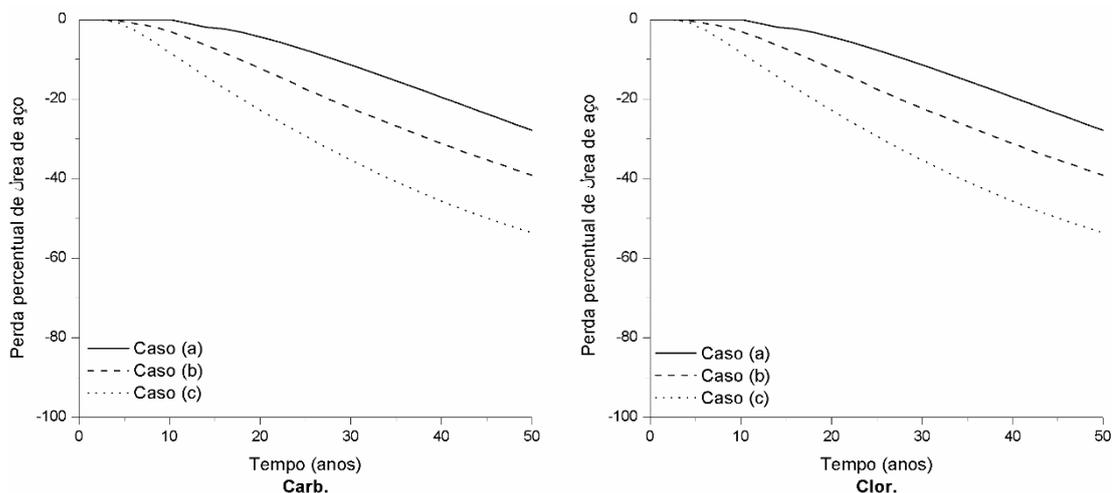
Tabela 4.5 – Perda percentual de área de aço após 50 anos: viga isostática.

	Carbonatação	Cloretos
Caso (a)	25,2	18,9
Caso (b)	35,3	57,4
Caso (c)	45,9	92,6

FONTE: A autora

As perdas de área de aço ao longo do tempo devido aos dois processos corrosivos são mostradas na Figura 4.11. Tais resultados foram obtidos considerando os valores médios das variáveis aleatórias.

Figura 4.11 – Curvas de perda de área de aço para a corrosão: viga isostática.



FONTE: A autora.

Mesmo na melhor situação simulada – caso (a) – a redução da área de aço é considerável: 25,2% e 18,9% para a corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto, respectivamente. Para a pior situação – caso (c) – a redução do aço na armadura de flexão é de 45,9% para a carbonatação, enquanto que para a corrosão por ação de íons cloreto obtém-se valores superiores a 90%. Especificamente na corrosão por cloretos, as perdas de área de aço nos casos (b) e (c) são bem elevadas já nas primeiras idades.

As diferenças na taxas das perdas de área de aço das armaduras podem ser explicadas pelo fato de cada agente agressor provocar um tipo de corrosão diferente: CO_2 provoca corrosão uniforme; e os íons cloreto geram corrosão por pites (localizada). Com isso, a variação no diâmetro da armadura é distinta para a análise de cada mecanismo de corrosão.

No capítulo anterior (capítulo 3) foram apresentadas as equações da taxa de corrosão e da redução do diâmetro das armaduras. Na carbonatação, a taxa de corrosão adotada (Eq. 3.10) é constante e a redução do diâmetro é crescente com o tempo (Eq. 3.11). Por outro lado, a Eq. 3.15 utilizada para a corrosão por ação de íons cloreto, possui uma taxa de corrosão maior no início do processo corrosivo, decrescendo exponencialmente com o decorrer do tempo. Isso explica porque nesse mecanismo de corrosão, há um grande decréscimo da área de aço nos primeiros anos, estabilizando no período final de análise.

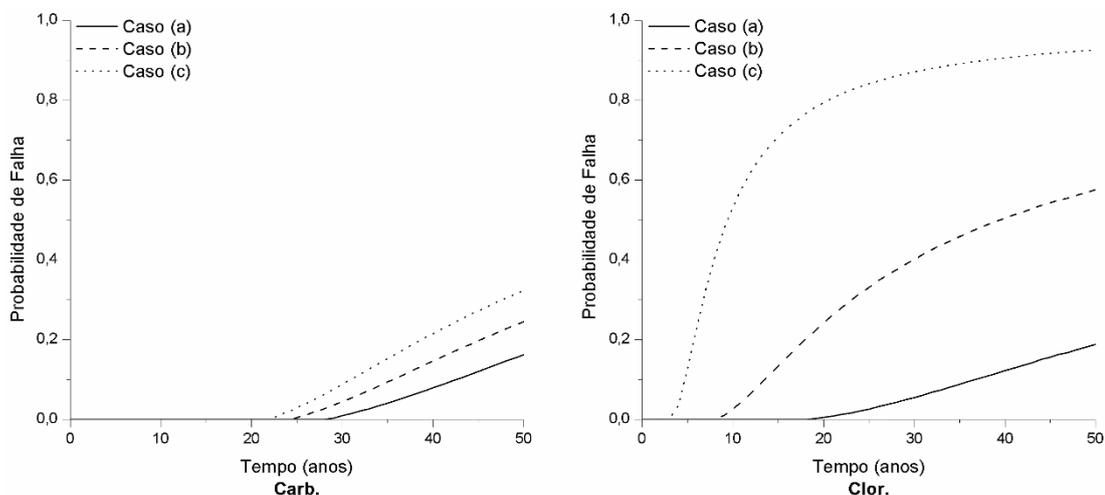
4.6.2.2 Probabilidade de falha

Apesar da perda de área de aço, no caso da carbonatação, ser iniciada após 10 anos de construção da viga, efeitos consideráveis na probabilidade de falha somente são significativos após 20 anos. No entanto, a curva cresce rapidamente, chegando a atingir um valor de 0,32 para o pior caso (Figura 4.12).

Por sua vez, a curva de probabilidade de falha para a corrosão por cloretos apresenta um comportamento diferente da carbonatação e maiores valores. Além disso, a inclinação da curva para os primeiros anos (5 a 10 anos) cresce de forma exponencial com o aumento do fator a/c e a redução do cobrimento, tendendo, depois, a se estabilizar em taxas de crescimento menores. Isso ocorre devido à maior perda de área de aço observada nas primeiras idades, e conseqüentemente perda de resistência da armadura. Observa-se ainda que na pior situação – caso (c) – a possibilidade de ruptura é bastante elevada, apresentando uma taxa de 0,926. No caso (a), simulado com maior cobrimento, resistência a compressão do concreto e menor fator a/c , o crescimento da curva de probabilidade de falha é mais suave e os valores de probabilidade de falha menores.

Um efeito importante na corrosão por carbonatação não é considerado quando utiliza-se a ABNT NBR 6118:2014 para o cálculo de resistência. Como a redução do diâmetro ocorre ao longo de toda a profundidade da frente de carbonatação, há uma perda de rigidez da seção transversal, e em consequência, a estrutura está sujeita a deformações e fissurações maiores do que o esperado. Dessa forma, para uma correta avaliação da falha de estruturas é necessária a utilização de modelos que realizem a análise inelástica e representem de maneira mais fiel a redistribuição de esforços ao longo da estrutura. Para isso, foi desenvolvido o modelo de dano concentrado acoplado com o modelo corrosivo, que será detalhado no próximo capítulo.

Figura 4.12 – Probabilidade de falha: viga isostática.



FONTE: A autora.

4.6.3 Viga hiperestática simétrica

O segundo exemplo aborda uma viga hiperestática simétrica, com grau de hiperestaticidade igual a um, 5 metros de vão e seção transversal de 25 cm x 50 cm. Os carregamentos adotados são iguais ao do exemplo anterior. O esquema estático da viga é mostrado na Figura 4.13, e o respectivo dimensionamento na Figura 4.14, ambos calculados para os carregamentos médios.

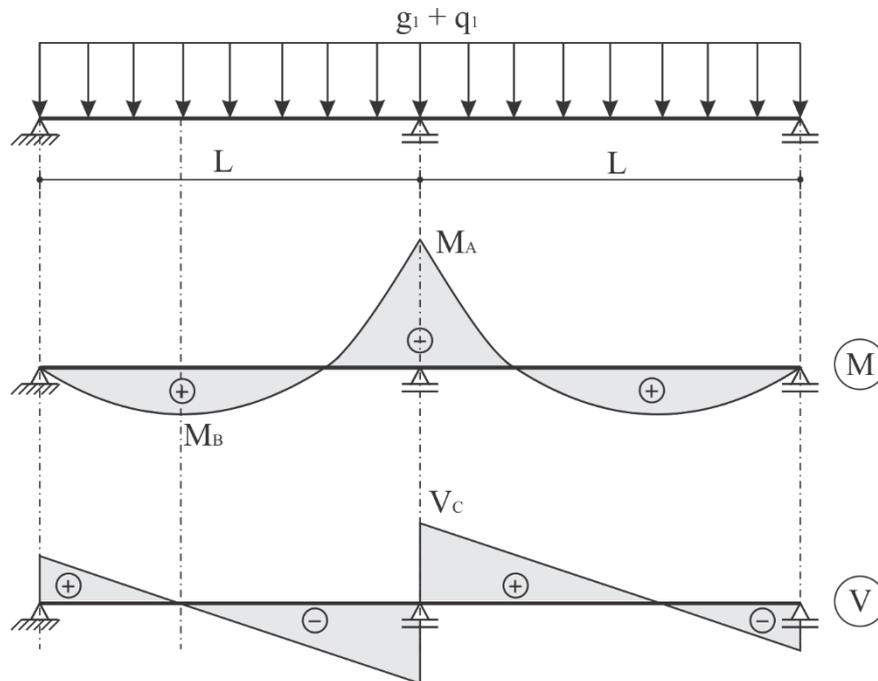
Conforme é visto na Figura 4.13, há um pico de esforço cortante no apoio central (C) e dois de momento, sendo um negativo no apoio central (A) e outro positivo no vão (B). Os momentos negativo (M_A), positivo (M_B), e o cortante (V_C) solicitantes são calculados conforme as Eqs. 4.18, 4.19 e 4.20, respectivamente.

$$M_A = \frac{(g + q)L^2}{8} \quad (4.18)$$

$$M_B = \frac{9(g + q)L^2}{128} \quad (4.19)$$

$$V_C = \frac{5(g + q)L}{8} \quad (4.20)$$

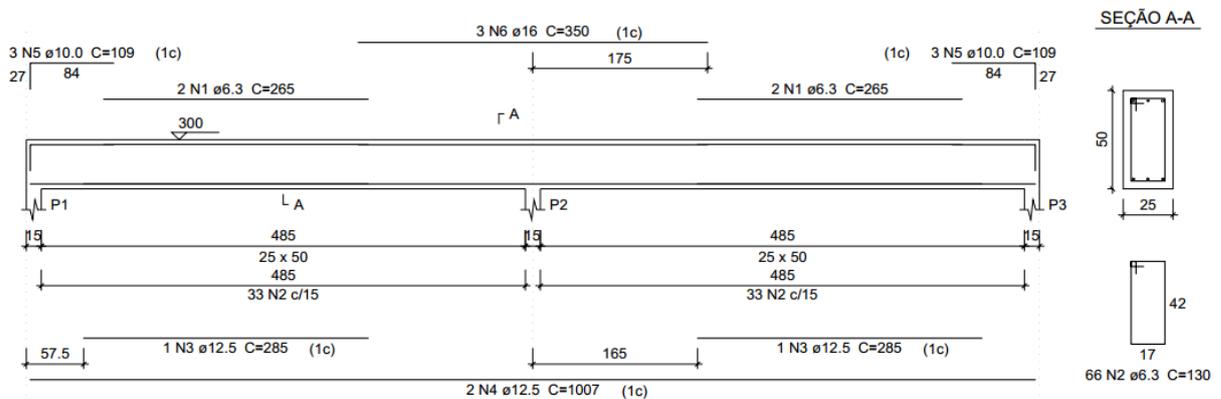
Figura 4.13 – Esquema estático - Viga hiperestática simétrica: esquema com carregamentos, diagrama de momento fletor e cortante.



FONTE: A autora.

Figura 4.14 – Dimensionamento da viga hiperestática simétrica.

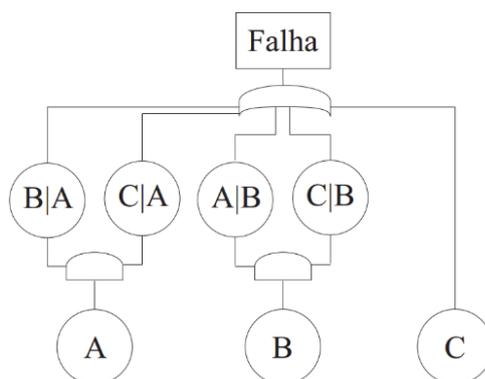
V2



FONTE: A autora.

Uma viga hiperestática é caracterizada por um sistema em paralelo, no qual o colapso ocorre após um número de falhas igual ao número de graus de hiperestaticidade mais um. Com isso, para o exemplo da viga em questão, são necessárias duas falhas locais para que ocorra a ruptura global da viga (Figura 4.15).

Figura 4.15 – Árvore de falhas: viga hiperestática simétrica



FONTE: A autora.

Conforme mostra a árvore de falhas (Figura 4.15), inicialmente, admite-se que a estrutura possa falhar na armadura negativa (A), positiva (B) ou cisalhamento (C). Caso ocorra falha devido ao momento negativo, há duas novas possibilidades para a falha: o positivo ou o cisalhamento; e de forma análoga acontece se a primeira falha for o positivo. Se o primeiro modo de falha for o cisalhante, admite-se a falha da estrutura. Esse procedimento é efetuado para levar em consideração, de forma aproximada, a redistribuição dos esforços.

Quando ocorre a falha do momento fletor, é considerada a formação de uma rótula plástica perfeita e os esforços são redistribuídos para o cálculo das probabilidades condicionais do novo esquema estático da viga. No caso de primeira falha da armadura positiva, sabe-se que a formação da rótula no local irá provocar grande aumento do momento negativo no apoio central. Logo, é possível admitir que a falha do momento positivo leva a uma segunda falha no momento negativo, causando a ruptura da viga. Por outro lado, quando ocorre falha da armadura negativa, devem ser analisadas as probabilidades condicionais para a determinação do caminho de falha provável. Com isso, calcula-se a probabilidade de falha pela Eq. 4.21.

$$P_f = P[A](P[B|A] + P[C|A]) + P[B]P[A|B] + P[C] \quad (4.21)$$

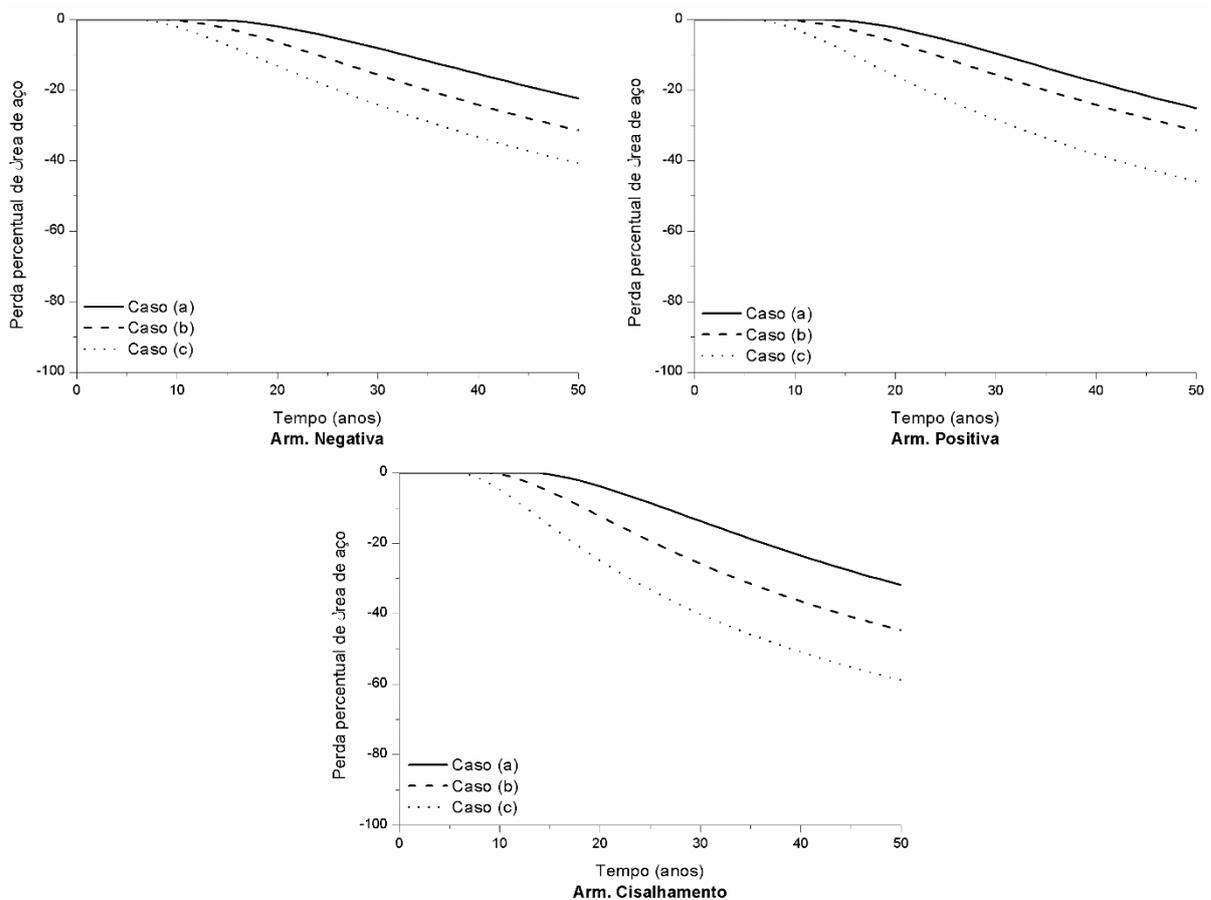
4.6.3.1 Redução da área de aço

No caso de corrosão por carbonatação, a perda da área de aço é mais acentuada para a armadura transversal, como é possível verificar na Figura 4.16. A redução média do cobrimento assim como o aumento do fator a/c geraram significativas reduções no diâmetro das armaduras.

O comportamento da curva de redução da armadura é similar ao observado no exemplo anterior, apresentando maiores reduções quanto menor o tempo de início. Observa-se que quanto menor o diâmetro, maior a perda percentual de área de aço devido ao processo corrosivo. Isso ocorre porque o diâmetro de todas as barras é reduzido uniformemente em um mesmo valor $\Delta\phi$. Com isso, armaduras de menores diâmetros são mais penalizadas com o processo corrosivo.

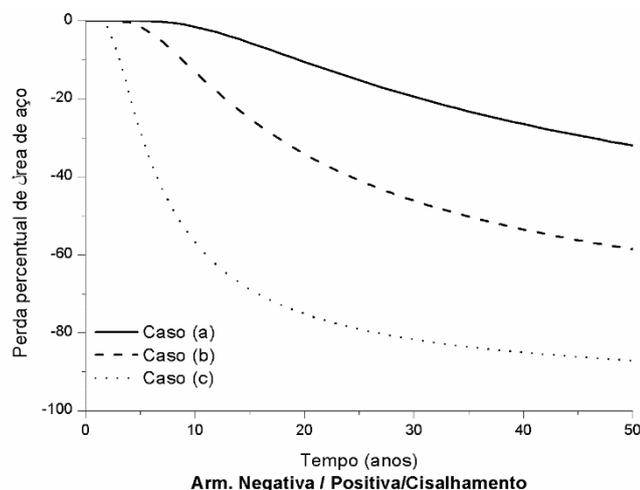
Já na corrosão por cloretos, as três armaduras – positiva, negativa e de cisalhamento – apresentam taxas de redução de área de aço similares. Esse fato ocorre pois a corrosão por ação de íons cloreto é localizada, formando pites, ao invés de penalizar a seção transversal uniformemente, como no caso da carbonatação. Dessa forma, preferiu-se apresentar um único gráfico de comportamento de perda de aço, mostrado na Figura 4.17.

Figura 4.16 – Curvas de perda de área de aço para a corrosão por carbonatação: viga hiperestática simétrica.



FONTE: A autora.

Figura 4.17 – Curva de perda de área de aço para a corrosão por cloretos: viga hiperestática simétrica.



FONTE: A autora.

Um resumo dos valores de perda de área de aço é mostrado na Tabela 4.5. Como esperado, as perdas percentuais para a armadura positiva e de cisalhamento se mantiveram semelhantes ao exemplo anterior, uma vez que os mesmos parâmetros (de dosagem e ambientais) foram usados nas duas simulações. Na Tabela 4.5 é acrescentada a perda de armadura negativa, que, no caso da corrosão por carbonatação, é comparativamente menor que as perdas de armadura positiva e de cisalhamento.

Tabela 4.6 – Perda percentual de área de aço após 50 anos: viga hiperestática simétrica.

	Carbonatação			Cloretos		
	Arm. Positiva	Arm. Negativa	Arm. Cisalhamento	Arm. Positiva	Arm. Negativa	Arm. Cisalhamento
Caso (a)	25,2	22,3	31,9	21,5	21,8	22,3
Caso (b)	35,3	31,4	44,7	61,1	61,3	61,6
Caso (c)	45,9	40,7	58,9	92,6	92,6	92,7

FONTE: A autora.

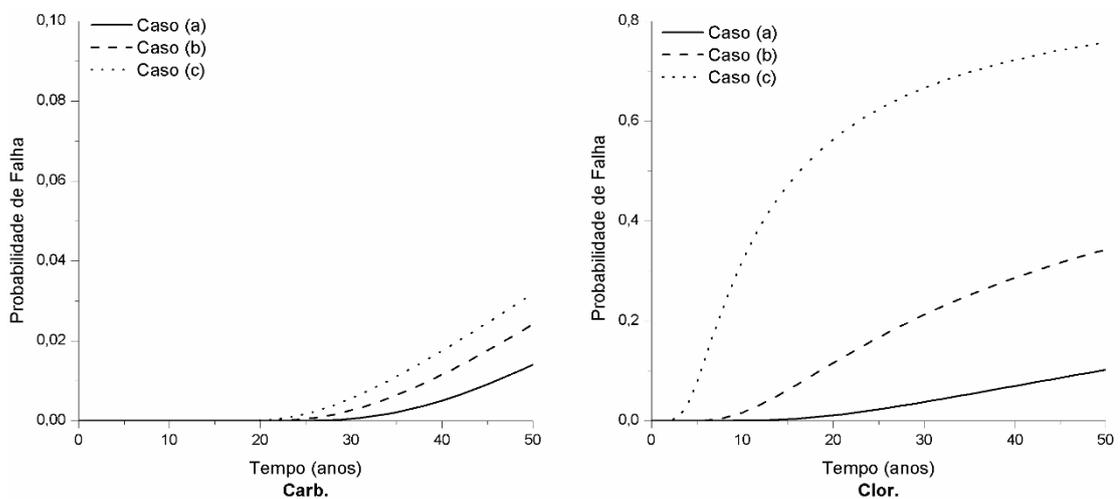
Na primeira situação avaliada – caso (a) –, os valores de perda percentual são ligeiramente menores que os valores devido à corrosão por carbonatação. Assim como no exemplo anterior, o caso (c) apresentou uma elevada redução na área de aço devido ao grande crescimento na curva de probabilidade de corrosão nas primeiras idades.

4.6.3.2 Probabilidade de falha

A probabilidade de falha para cada uma das três situações analisadas é mostrada na Figura 4.18. Apesar do comportamento similar à curva de probabilidade de falha do exemplo anterior, há diminuição na probabilidade de falha uma vez que a análise é feita em uma viga hiperestática. Mesmo com essa redução, valores consideráveis de probabilidade de falha foram obtidos ao final da vida útil de 50 anos.

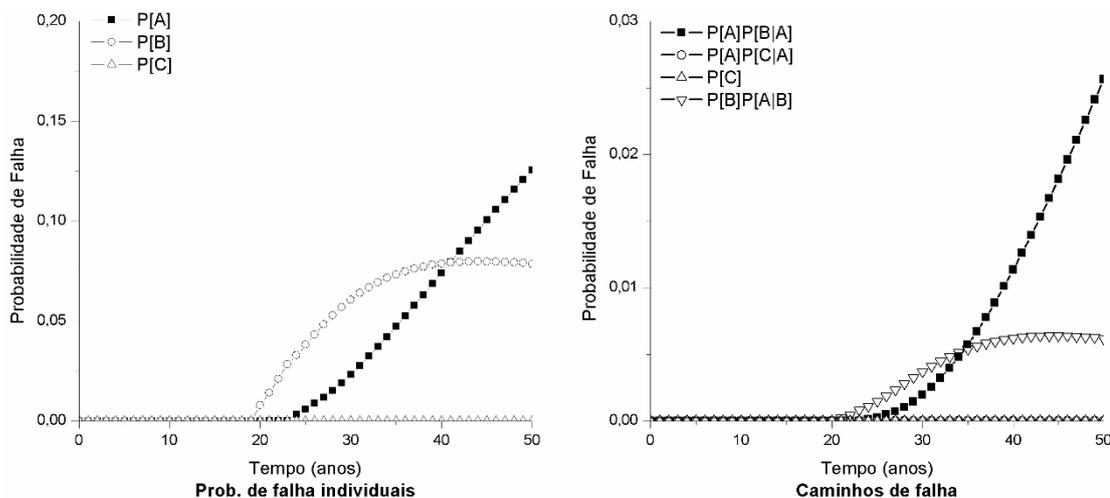
Pela Figura 4.18, verifica-se que valores de probabilidade de falha bem mais elevados foram obtidos para a corrosão por ação de íons cloreto comparados com a corrosão por carbonatação. Esse resultado pode ser explicado observando a evolução das probabilidades de falha individuais e dos caminhos mais prováveis de falha ao longo do tempo, que são mostrados nas Figuras 4.19 e 4.20, para a corrosão por carbonatação e por cloretos, respectivamente, apenas para o caso (c).

Figura 4.18 – Probabilidade de falha: viga hiperestática simétrica.



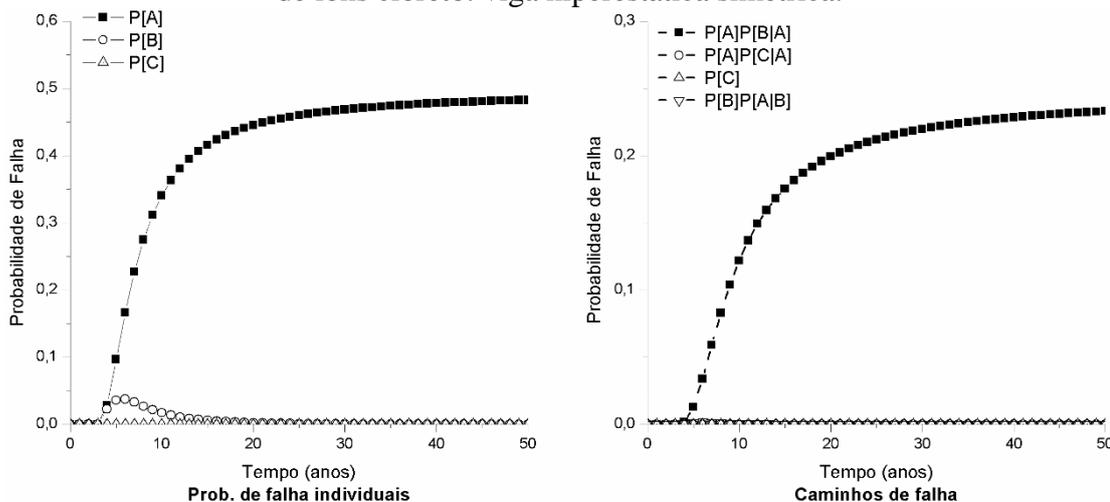
FONTE: A autora.

Figura 4.19 – Probabilidade de falha individuais e caminhos de falha para a corrosão por carbonatação: viga hiperestática simétrica.



FONTE: A autora.

Figura 4.20 – Probabilidade de falha individuais e caminhos de falha para a corrosão por ação de íons cloreto: viga hiperestática simétrica.



FONTE: A autora.

Para o caso da carbonatação há mudança na configuração das probabilidades de falha individuais e nos caminhos de falha ao longo do tempo. Ou seja, nem sempre o mecanismo de falha mostrado no início do processo corrosivo é o que será predominante até o final da vida útil da viga ou do colapso da mesma. Como não há uma predominância de um modo de falha individual ou um caminho crítico, ocorre uma redução na probabilidade de falha global da estrutura. Na Figura 4.19, observa-se que no início do processo corrosivo, a maior possibilidade é que ocorra falha no momento positivo, seguido do momento negativo. No entanto, após 34 anos, o caminho de falha é invertido, e o negativo sofre a falha primeiro do que o positivo.

A mudança no caminho de falha é explicada pela redução da área de aço. No início do processo corrosivo, a armadura positiva é a mais passível de falha. Contudo, quando a redução da área de aço se torna mais acentuada, o mecanismo de falha do negativo torna-se mais significativo e tem-se um grande crescimento.

Por outro lado, no caso da corrosão por ação dos íons cloreto, como a probabilidade de início da corrosão e perda de área de aço é bem acentuada já nos primeiros anos da estrutura, a curva da probabilidade de falha apresenta comportamento similar. Isso se reflete no comportamento das probabilidades de falha individuais e no caminhos de falha. Na Figura 4.20 não é observada a mudança do modo de falha, como visualizado na corrosão por carbonatação. Um modo predominante de falha é verificado nas probabilidades individuais e no caminho crítico de falha, gerando, como consequência, aumento na probabilidade de falha final.

4.6.4 Viga hiperestática com trecho em balanço

O último exemplo analisado neste capítulo refere-se a uma viga hiperestática, também com grau de hiperestaticidade igual a um, porém não-simétrica e com um balanço na extremidade. A viga apresenta dois vãos, sendo o primeiro vão com comprimento de quatro metros, seguido de outro com três metros e um balanço de dois metros.

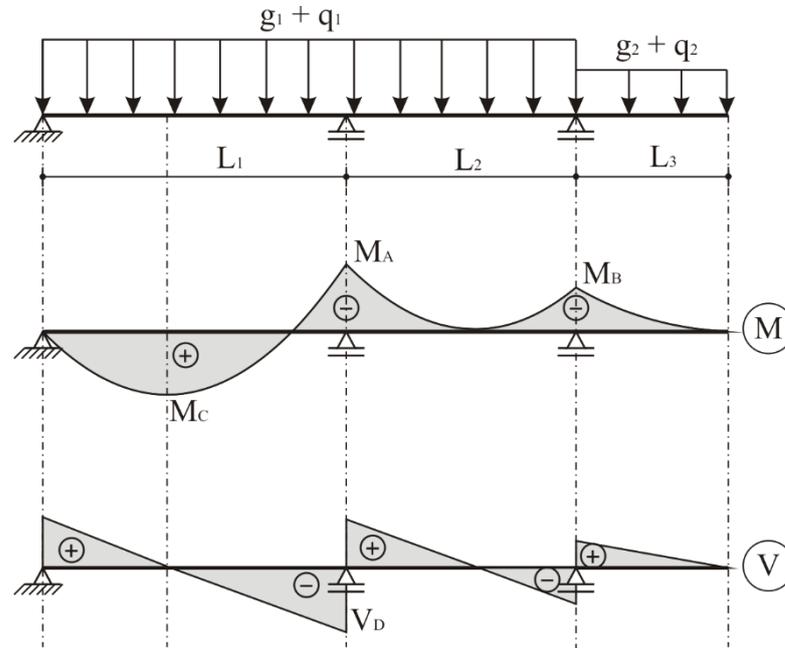
O esquema estático é mostrado na Figura 4.21, e o respectivo dimensionamento na Figura 4.22, ambos calculados para os valores médios. De acordo com a Figura 4.21, há dois picos de momento negativo nos dois apoios centrais (regiões A e B), e outro positivo (C) no primeiro vão. O esforço cortante atinge seu valor máximo na região indicada por D. Nos dois primeiros vãos é adotado um carregamento igual aos exemplos anteriores, contudo, no trecho em balanço, é adotado carregamentos menores, conforme mostra a Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Variáveis aleatórias de carregamento: viga hiperestática simétrica.

	Distribuição	Média	Desvio-Padrão
Carregamento permanente (g_1)	Normal	3,125	0,033
Carregamento acidental (q_1)	Gumbel para máximos	20,0	4,3
Carregamento permanente (g_2)	Normal	3,125	0,033
Carregamento acidental (q_2)	Gumbel para máximos	7,5	1,5

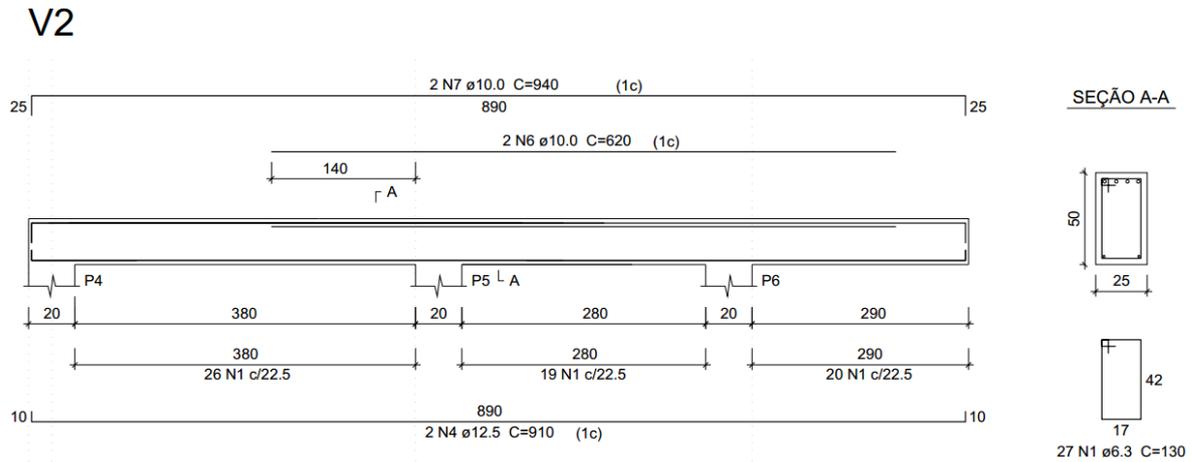
FONTE: A autora.

Figura 4.21 – Esquema estático - Viga hiperestática com trecho em balanço: esquema com carregamentos, diagrama de momento fletor e cortante.



FONTE: A autora.

Figura 4.22 – Dimensionamento da viga hiperestática com trecho em balanço.



FONTE: A autora.

Os valores obtidos no diagrama são calculados por meio das expressões dadas pelas Eqs. 4.22, 4.23, 4.24 e 4.25, para o momento negativo M_A , positivo M_B , negativo M_C e cortante V_D , respectivamente.

$$M_A = \frac{3L_1^3(g_1 + q_1) + 4L_1^2L_2(g_1 + q_1) - L_2^3(g_1 + q_1) + 2L_2L_3^2(g_2 + q_2)}{8(L_1 + L_2)} - \frac{L_1^2(g_1 + q_1)}{2} \quad (4.22)$$

$$M_B = \frac{\left[3L_1^3(g_1 + q_1) + 4L_1^2L_2(g_1 + q_1) - L_2^3(g_1 + q_1) + 2L_2L_3^2(g_2 + q_2)\right]^2}{128L_1(L_1 + L_2)(g_1 + q_1)} \quad (4.23)$$

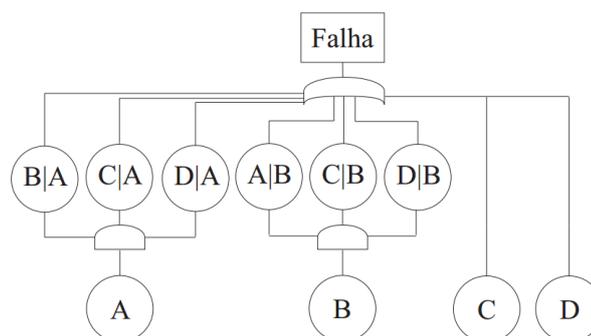
$$M_C = \frac{L_3^2(g_2 + q_2)}{2} \quad (4.24)$$

$$V_D = \frac{L_1^3(g_1 + q_1) + 4L_1^2L_2(g_1 + q_1) - 4L_1L_3^2(g_2 + q_2) + 5L_2^3(g_1 + q_1)}{8L_2(L_1 + L_2)} - \frac{6L_2L_3^2(g_2 + q_2)}{8L_2(L_1 + L_2)} \quad (4.25)$$

onde L_1 , L_2 , são os comprimentos do primeiro e segundo vãos, L_3 é o comprimento do balanço, g_1 e q_1 são os carregamentos permanente e acidental nos dois primeiros vãos, g_2 e q_2 os carregamentos no balanço.

A Figura 4.23 mostra a árvore de falhas da viga. Conforme visualizado nos diagramas, a estrutura pode ter como falha inicial a armadura negativa no apoio A ou no apoio C, armadura positiva no ponto B e o cisalhamento no ponto A.

Figura 4.23 – Árvore de falhas para o exemplo da viga hiperestática com balanço.



FONTE: A autora.

Assim como no segundo exemplo, após a falha por flexão, considera-se a formação de uma rótula perfeita no ponto de ruptura, sendo feita a redistribuição dos esforços. No caso de ocorrência da falha no negativo (ponto A), há a possibilidade de três falhas diferentes: armadura

positiva no ponto B, negativa no ponto C ou cisalhamento. Se a primeira ruptura for o positivo no ponto B, considera-se que a formação da rótula leva a elevados valores de momento negativo no ponto A, ocorrendo então a segunda falha. No entanto, se ocorre a falha do negativo no ponto C, a estrutura fica com o trecho de balanço hipostático, caracterizando a falha. Por fim, assim como no exemplo anterior, considera-se que o colapso do cisalhamento leva automaticamente ao colapso da viga. A expressão da probabilidade de falha da viga pode ser obtida, então, pela Eq. 4.26.

$$P_f = P[A](P[B|A] + P[C|A] + P[D|A]) + P[B]P[A|B] + P[C] + P[D] \quad (4.26)$$

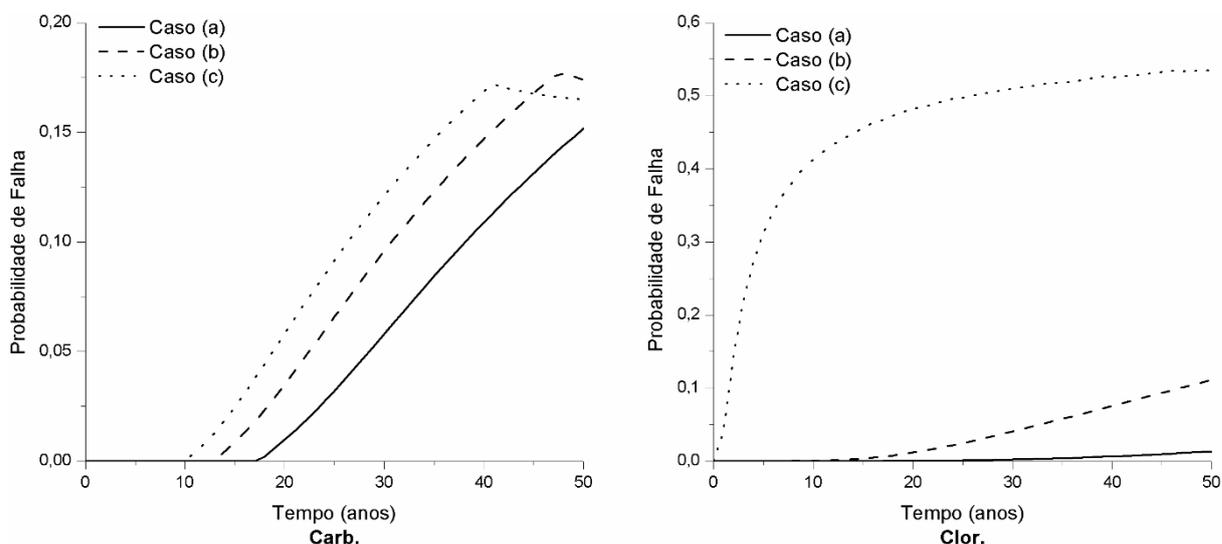
Como o resultado das curvas de perda percentual de área de aço desse exemplo é semelhante ao anterior, optou-se não apresentar no texto, e discutir apenas a análise da probabilidade de falha do problema.

4.6.4.1 Probabilidade de falha

A curva da probabilidade de falha da corrosão em cada uma das três situações analisadas é mostrada na Figura 4.24. Para a corrosão por carbonatação, os comportamentos dos dois últimos casos – (b) e (c) – são diferentes das curvas de probabilidade já apresentadas.

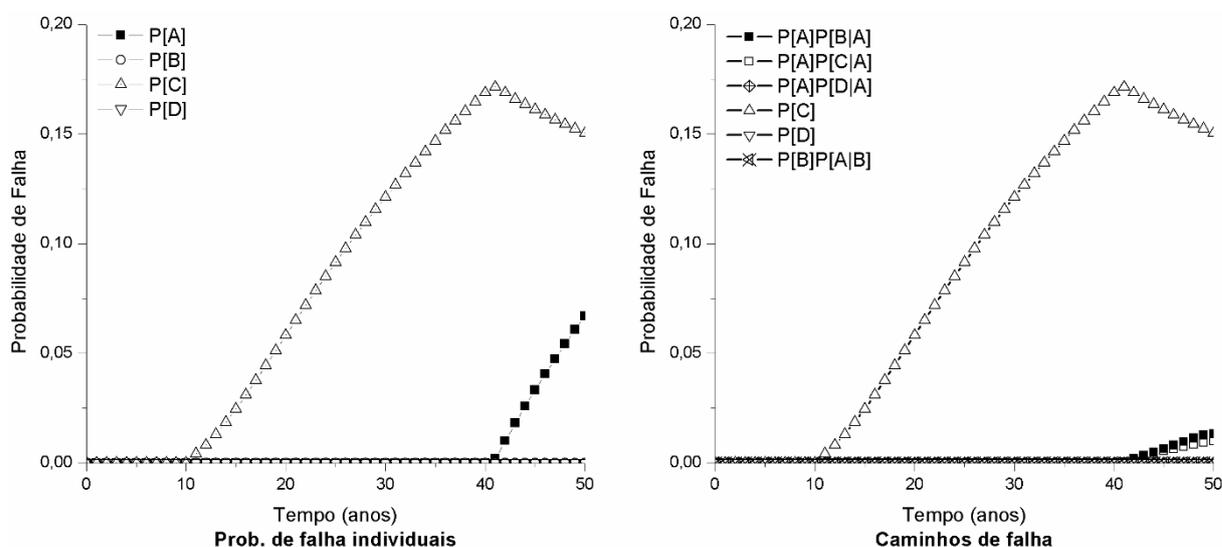
Apesar de ser esperada uma curva de probabilidade de falha sempre crescente no decorrer do tempo, nas duas situações, a curva começa a decrescer no final de 50 anos. No caso (b), o pico da possibilidade de ruptura da viga ocorre em 47 anos, enquanto para o caso (c), acontece com 42 anos. Por outro lado, a corrosão por ação dos íons cloreto apresenta comportamento similar ao exemplo anterior. Esse comportamento atípico é explicado avaliando os caminhos de falha ao longo do tempo, mostrados na Figura 4.25 e 4.26.

Figura 4.24 – Probabilidade de falha: viga hiperestática com trecho em balanço.



FONTE: A autora.

Figura 4.25 – Caminhos de falha devido corrosão por carbonatação: viga hiperestática com trecho em balanço.



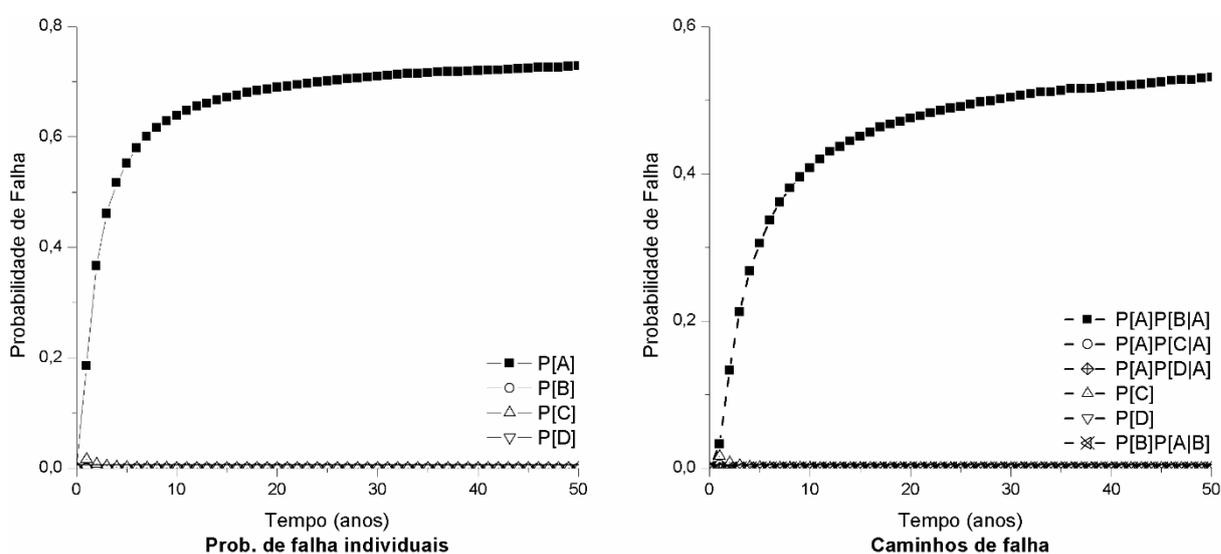
FONTE: A autora.

Na Figura 4.25, que mostra as curvas para o caso (c) – pior situação –, verifica-se que a probabilidade que ocorra a primeira falha do negativo em C é a dominante em quase todo o tempo. Esse consiste em um trecho isostático, pois a ruptura do negativo gera o colapso da viga. Com isso, a sua falha implica diretamente na falha da viga. No entanto, após 40 anos, o caminho de falha começa a mudar, e aumenta a tendência de haver primeiro a ruptura do negativo do ponto A. Como esse é um trecho hiperestático da viga, é necessária uma nova falha (positivo

em B, negativo em C ou cisalhamento em D) calculada por probabilidade condicional. Isso faz com que a probabilidade de falha global da estrutura acabe sendo reduzida, pois o mecanismo de falha muda para o trecho hiperestático.

Como a corrosão por cloretos é mais agressiva (maior probabilidade de despassivação da armadura nos primeiros anos e maior perda de área de aço), a curva já se inicia com maior probabilidade de falha sendo o negativo em A, conforme mostra a Figura 4.25.

Figura 4.26 – Caminhos de falha devido corrosão por cloretos: viga hiperestática com trecho em balanço.



FONTE: A autora.

No presente trabalho não foi definido um valor de probabilidade de falha limite para a estrutura. Contudo, pode-se considerar que os máximos encontrados são bastante elevados para todos os exemplos, uma vez que foram obtidos valores que alcançaram até valores de 90% de falha para a pior situação do caso isostático.

Os exemplos apresentados nessa dissertação consistem em aplicações acadêmicas do código desenvolvido, sendo necessário um estudo estatístico mais profundo das variáveis para a determinação de valores de probabilidade de falha com maior realismo. Pode-se concluir por meio dos exemplos apresentados que a análise de falha de estruturas sob corrosão é de relevante complexidade. Mesmo vigas simples, com apenas um grau de hiperstaticidade, a determinação das regiões de reparo dependem do caminho crítico, que por sua vez pode ser alterado ao longo do tempo.

5 MECÂNICA DO DANO CONCENTRADO

O dimensionamento e a análise global de estruturas em concreto armado são realizados assumindo o material com propriedades elásticas. Contudo, após o início do processo de fissuração e/ou plastificação, o comportamento mecânico somente é descrito com maior precisão por meio de análises inelásticas. Existem três abordagens que são largamente utilizadas para a aplicação na modelagem inelástica de estruturas: teoria da plasticidade, mecânica da fratura e mecânica do dano.

Um dos primeiros métodos de análise estrutural inelástica aplica os conhecimentos da teoria da plasticidade. Essa teoria considera critérios elastoplásticos para a descrição da ruptura do material, como os conhecidos critérios de Mohr-Coloumb, von Mises e Ducker-Prager. Essa metodologia de análise apresenta uma importante limitação, que consiste em não considerar o fenômeno de encruamento negativo, ou seja, da redução da resistência e amolecimento do material após atingir a carga crítica. Diante disso, tornou-se necessário o desenvolvimento de novos modelos como os que abordam conceitos de mecânica da fratura e do dano para descrever a resistência residual do material.

O estudo da propagação de fissuras utilizando a mecânica da fratura teve início ainda no final do século XIX, com Kirch (1898)¹³, que propôs uma solução analítica para o problema da chapa infinita com fissura central – conhecida como solução de Kirch. Com a continuidade dos estudos sobre problemas de fratura, Griffith (1921) desenvolveu uma teoria que associa a propagação das fissuras com o balanço de energia. Essa foi uma importante contribuição relacionada ao desenvolvimento de uma formulação analítica para a energia de fratura, utilizada até hoje nos estudos de análise inelástica de estruturas. As soluções analíticas e numéricas decorrentes da mecânica da fratura são largamente aplicadas em estruturas com geometria simples e material homogêneo, sendo a descrição da propagação de um pequeno número de fissuras em um meio contínuo consistentemente efetuada (AMORIM et al, 2013). No entanto, em outros materiais, como o concreto armado, alguns complicadores podem inviabilizar sua utilização como a não-linearidade e heterogeneidade do material, a presença de confinamento e a das armaduras.

¹³ KIRSCH, G. Die theorie der elastizität und die bedürfnisse der festigkeitslehre. Springer, 1898.

Buscando suprir as dificuldades encontradas pelas duas abordagens já citadas, a mecânica do dano começou a se desenvolver, principalmente, após o trabalho de Kachanov em 1958¹⁴. Este foi um trabalho pioneiro que buscou estudar a ruptura de materiais em regime de deformação lenta, associando com a presença de defeitos no meio contínuo. Depois dos conceitos desenvolvidos no trabalho de Kachanov, que introduziu uma variável para a medição da deterioração (dano), observou-se grande desenvolvimento da teoria do dano clássico, principalmente nas décadas de 60 e 70. Nesse sentido, Rabotnov (1969) associou o valor do dano com o aumento das deformações de um material, ou seja, o dano apresenta como consequência redução da rigidez de uma estrutura. Com base nos conceitos desenvolvidos, a teoria do dano contínuo foi formulada e embasada fisicamente por meio de leis termodinâmicas por Lemaitre e Chaboche (1978)¹⁵. Ainda no âmbito do estudo do dano clássico, a teoria de dano desenvolvida por Mazars em 1984¹⁶ é uma das mais utilizadas na análise inelástica de sistemas estruturais devido à sua simplicidade. Diversos trabalhos que utilizam modelagem mecânica baseada nos conceitos de dano de Mazars apresentam bons resultados (LÉGERON et al., 2005; SANCHES JUNIOR; VENTURINI, 2007; NOGUEIRA, 2010; PITUBA; LACERDA, 2012).

Contudo, tais modelos de dano contínuo necessitam de uma fina discretização, e divisão da seção transversal em lâminas, que representam o comportamento mecânico do aço ou do concreto. Outra desvantagem consiste na implementação de algoritmos computacionais complexos e ineficientes, dificultando o uso de tais abordagens na análise de estruturas tridimensionais e com geometria e condições de contorno complexas. Dessa forma, o custo computacional do modelo pode inviabilizar a análise de estruturas complexas (como estruturas *offshore* e industriais), ou mesmo de simulações mais custosas, como análises de confiabilidade de estruturas.

Além disso, alguns modelos de dano clássico apresentam limitações consideráveis nas aplicações práticas. Isso ocorre devido à dificuldades de convergência do modelo não linear, tendo como consequência, resultados numéricos dependentes da discretização da malha (AMORIM et al., 2013). Alguns esforços foram dedicados à solução de tais obstáculos, como

¹⁴ KACHANOV, L. M. *Time of the rupture process under creep conditions*. Isv. Akad. Nauk. SSR. Otd Tekh. Nauk, 8, 26-31, 1958.

¹⁵ LEMAITRE, J.; CHABOCHE, J. L., *Aspects Phenomenologiques de la Rupture par Endommagement*. Journal de Mecanique Appliquee, v. 2, n. 3, 1978.

¹⁶ MAZARS, J. *Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*, 1984.

a criação dos modelos de dano não-locais, porém, algumas das regularizações matemáticas utilizadas não apresentavam adequado embasamento físico. Diante de tais aspectos, modelos simplificados foram desenvolvidos de forma a ter um embasamento físico consistente e ao mesmo tempo ser representativo em relação aos fenômenos envolvidos. O modelo de dano concentrado, utilizado nesse trabalho, é uma alternativa aos modelos de dano contínuo clássicos.

Inicialmente será introduzido, no presente capítulo, o equacionamento da teoria do dano concentrado, assim como exemplos utilizados para a validação do programa em Fortran. Em seguida, serão apresentadas as modificações realizadas no algoritmo implementado para a incorporação das funções de corrosão na análise inelástica. Por fim, exemplos determinísticos de corrosão em estruturas em concreto armado são apresentados.

5.1 Teoria do dano concentrado

A teoria de dano concentrado é baseada na incorporação de conceitos da mecânica da fratura e de dano clássico em elementos de pórtico com rótulas plásticas (FLÓREZ-LÓPEZ, 1998). O dano é incorporado às rótulas plásticas, que passam a ser chamadas, genericamente, de rótulas inelásticas. A concentração do dano em rótulas gera grande redução do custo computacional. Assim, análises complexas podem ser viabilizadas, como a de pórticos 3D, carregamentos cíclicos ou de alto impacto.

Apesar de simples, o modelo é eficiente e com resultados tão bons quanto os modelos mais complexos e refinados, conforme mostram diversos estudos. Cipollina et al. (1993), Flórez-López (1998) e Rajasankar et al. (2009) avaliaram pórticos planos com modelos de dano concentrado. Também foram realizados estudos em pórticos espaciais, como nos trabalhos de Marante e Flórez-López (2003), e arcos, como em Amorim et al. (2013, 2014). Bons resultados podem também ser obtidos para as solicitações cíclicas, fadiga de alto ciclo, cargas de impacto ou explosões (MARANTE; FLÓREZ-LÓPEZ, 2003).

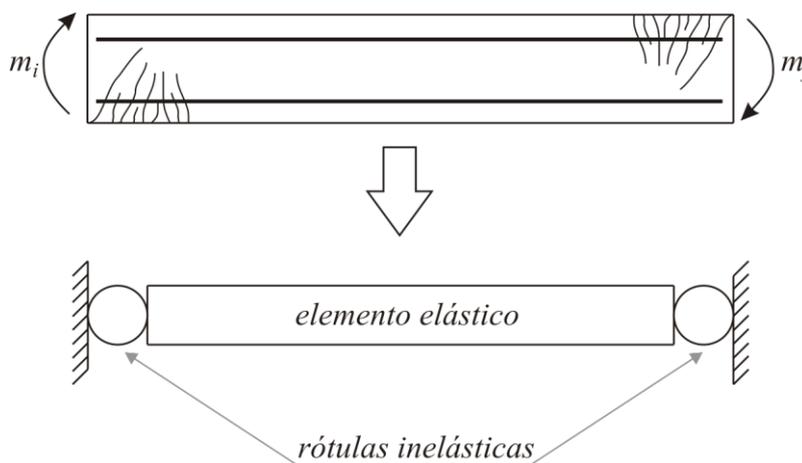
Uma vez que o presente trabalho tem como foco o estudo de estruturas de pórtico em concreto armado, observou-se que o uso da ferramenta do dano concentrado reduziria o custo computacional. Dessa forma, tornou-se possível a realização de análises inelásticas probabilísticas de estruturas por meio de métodos de simulação numérica de alto custo

computacional, como o método de simulação de Monte Carlo. Além disso, o modelo de dano foi facilmente adaptado para a análise da deterioração mecânica do concreto armado, com a introdução da variável de estado de corrosão. Isso proporcionou um acoplamento direto entre o algoritmo de dano concentrado e as formulações de corrosão de armaduras já apresentadas.

5.1.1 Conceitos iniciais

A Figura 5.1 mostra um elemento estrutural em concreto armado sujeito a momentos fletores m_i e m_j aplicados em suas extremidades i e j , respectivamente. Assume-se que os fenômenos de plastificação da armadura e a fissuração do concreto sejam concentrados nas extremidades do elemento. A plastificação da armadura é representada pela formação de uma rótula plástica, enquanto a fissuração na extremidade do elemento é descrita por variáveis de dano acrescentadas à rótula (d_i, d_j) (FLÓREZ-LÓPEZ et al., 2015). Conforme mencionado anteriormente, a rótula com variáveis de dano e de plasticidade é chamada genericamente de rótula inelástica.

Figura 5.1 – Elemento finito de concreto armado e respectivo modelo de dano concentrado.



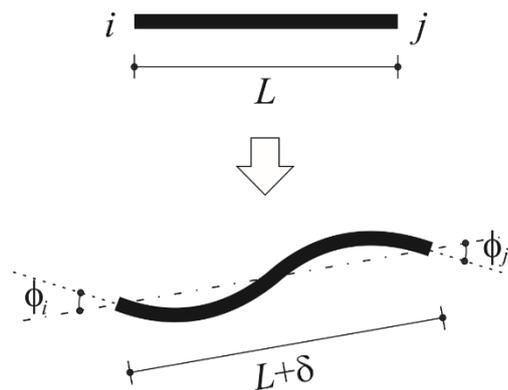
FONTE: A autora.

Nesse trabalho é considerado o elemento finito de pórtico plano, que apresenta deformações generalizadas representadas pela matriz $\{\Phi\}$, conforme a Eq. 5.1.

$$\{\Phi\} = \begin{Bmatrix} \phi_i \\ \phi_j \\ \delta \end{Bmatrix} \quad (5.1)$$

onde ϕ_i e ϕ_j correspondem às rotações relativas e δ o alongamento do elemento, como mostra a Figura 5.2.

Figura 5.2 – Deformações generalizadas do elemento finito.



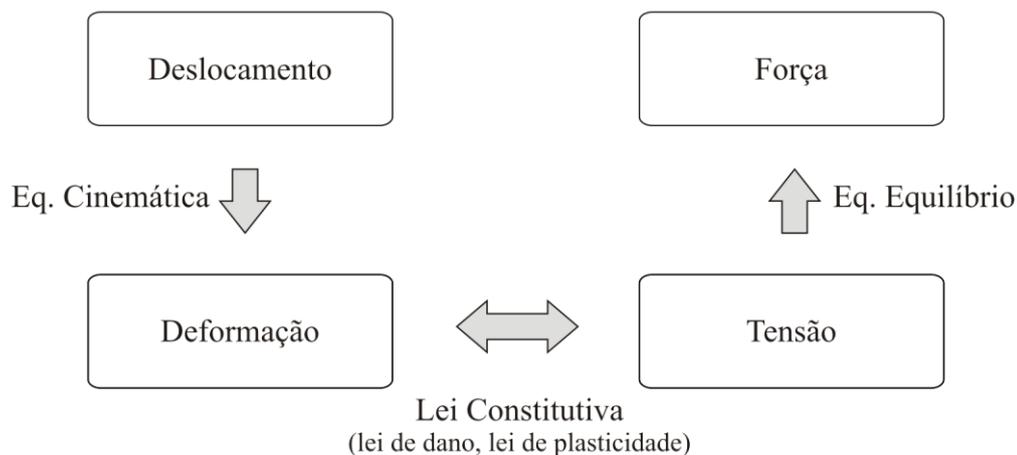
FONTE: A autora.

Pela hipótese de equivalência em deformação, a matriz $\{\Phi\}$ pode ser descrita pela soma das parcelas elástica, plástica e devido ao dano, $\{\Phi_e\}$, $\{\Phi_p\}$ e $\{\Phi_d\}$, respectivamente (Eq. 5.2). Considera-se então, que tanto a plastificação da armadura quanto a fissuração do concreto geram rotações relativas e alongamentos adicionais.

$$\{\Phi\} = \{\Phi_e\} + \{\Phi_p\} + \{\Phi_d\} \quad (5.2)$$

As tensões, as deformações, as rotações e os valores de dano são calculados por meio de relações cinemáticas, equações de equilíbrio e leis constitutivas, sendo que a última considera ainda leis de evolução do dano e da deformação plástica. A Figura 5.3 mostra um fluxograma que descreve as etapas necessárias na análise mecânica via modelo de dano concentrado, e suas respectivas relações serão mostradas nos subtópicos seguintes.

Figura 5.3 – Fluxograma das etapas de análise do modelo de dano concentrado.



FONTE: A autora.

5.1.2 Cinemática de pórticos planos

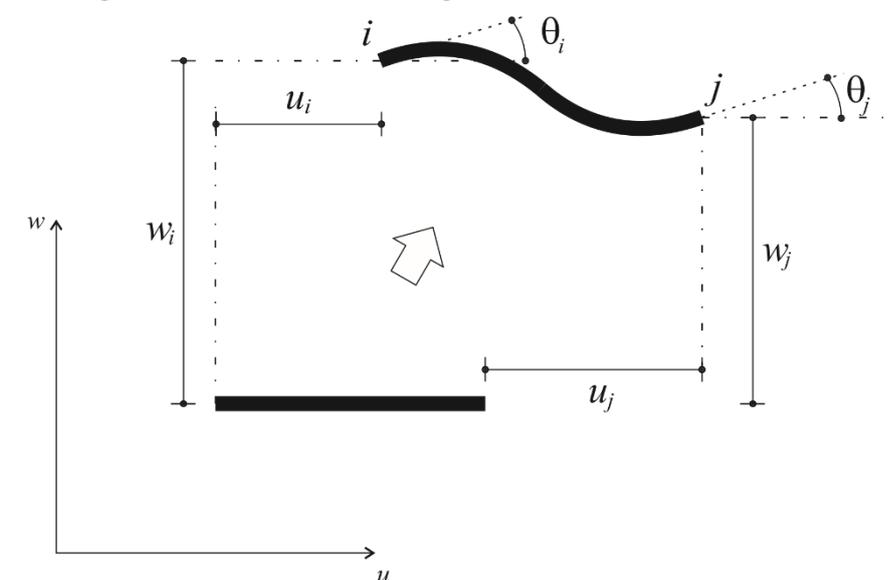
Seja um elemento finito de pórtico plano que apresenta seis graus de liberdade, sendo três em cada um dos nós, a saber: deslocamento horizontal u , vertical w e rotação θ (Figura 5.4). A matriz de deslocamentos generalizados pode ser construída conforme mostra a Eq. 5.3.

$$\{U\} = \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \theta_i \\ u_f \\ w_f \\ \theta_f \end{Bmatrix} \quad (5.3)$$

Os deslocamentos do elemento finito estão relacionados com as deformações por meio das equações cinemáticas, conforme mostra a Eq. 5.4. Essa equação relaciona os incrementos de deformações generalizadas, definidos na Eq. 5.2, com os incrementos de deslocamentos dados pelo ΔU .

$$\{\Delta\Phi\} = [\mathbf{B}_0]\{\Delta U\} \quad (5.4)$$

Figura 5.4 – Deslocamentos generalizados do elemento finito



FONTE: A autora

A matriz $[\mathbf{B}_0]$ representa a matriz de transformação cinemática, sendo obtida por meio de relações geométricas. Para um elemento finito de pórtico plano, essa matriz é a apresentada na Eq. 5.5 (FLÓREZ-LÓPEZ et al., 2015).

$$[\mathbf{B}_0] = \begin{bmatrix} \frac{\sin \alpha}{L} & -\frac{\cos \alpha}{L} & 1 & -\frac{\sin \alpha}{L} & \frac{\cos \alpha}{L} & 0 \\ \frac{\sin \alpha}{L} & -\frac{\cos \alpha}{L} & 0 & -\frac{\sin \alpha}{L} & \frac{\cos \alpha}{L} & 1 \\ -\cos \alpha & -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \end{bmatrix} \quad (5.5)$$

onde α é o ângulo de inclinação entre o eixo do elemento finito e o sistema de coordenadas de referência.

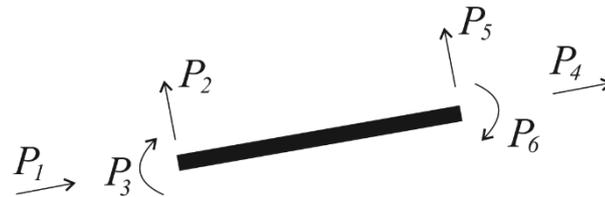
5.1.3 Equação de equilíbrio

A equação de equilíbrio é calculada conforme mostra a Eq. 5.6. No trabalho é considerada a hipótese de pequenas deformações e deslocamentos. Além disso, o modelo implementado é quasi-estático, ou seja, é desprezado o efeito das forças inerciais.

$$[\mathbf{B}_0]^T \{M(t)\} = \{P(t)\} \quad (5.6)$$

onde $\{P(t)\}$ é a matriz de forças externas, que é dada pela soma dos carregamentos aplicados diretamente sobre os nós com a matriz de carregamentos nodais equivalentes, oriundas dos carregamentos distribuídos.

Figura 5.5 – Carregamentos nodais do elemento finito.



FONTE: A autora.

A matriz $\{M(t)\}$ é a matriz de tensões generalizadas, sendo formada pelos momentos fletores nas extremidades do elemento e a força normal atuante no mesmo, conforme mostra a Eq. 5.7 e a Figura 5.6.

$$\{M(t)\} = \begin{Bmatrix} m_i(t) \\ m_j(t) \\ n(t) \end{Bmatrix} \quad (5.7)$$

Figura 5.6 – Tensões generalizadas do elemento finito



FONTE: A autora.

5.1.4 Lei constitutiva

A lei constitutiva relaciona a matriz de deformações generalizadas $\{\Phi\}$ com a matriz de tensões generalizadas de cada elemento por meio da relação matricial mostrada na Eq. 5.8.

$$\{\Phi - \Phi_p\} = [\mathbf{F}(\mathbf{D})]\{M\} + \{\Phi_0\} \quad (5.8)$$

onde a matriz $[\mathbf{F}(\mathbf{D})]$ é a matriz de flexibilidade que depende dos coeficientes de dano e $\{\Phi_0\}$ é a matriz de deformações iniciais.

Considerando a hipótese de equivalência em deformação, a matriz de flexibilidade de um elemento danificado pode ser calculada conforme a Eq. 5.9 (FLÓREZ-LÓPEZ, 1998).

$$[\mathbf{F}(\mathbf{D})] = [\mathbf{F}_0] + [\mathbf{C}(\mathbf{D})] \quad (5.9)$$

onde $[\mathbf{F}_0]$ é a matriz de flexibilidade de um elemento elástico e $[\mathbf{C}(\mathbf{D})]$ é uma matriz que representa a flexibilidade adicional devido à presença de fissuras no concreto. Ou seja, a matriz de flexibilidade é dada pela matriz do elemento íntegro, somada com uma flexibilidade adicional que ocorre com a fissuração do concreto. Sabendo que as variáveis de dano definidas para o elemento de pórtico plano são d_i e d_j , a matriz de flexibilidade de um elemento danificado pode ser calculada conforme a Eq. 5.10.

$$[\mathbf{F}(\mathbf{D})] = \begin{bmatrix} \frac{L}{3EI(1-d_i)} & -\frac{L}{6EI} & 0 \\ -\frac{L}{6EI} & \frac{L}{3EI(1-d_j)} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{L}{AE} \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

Pela Eq. 5.10, é possível visualizar que caso o elemento esteja íntegro (dano nulo), a matriz de flexibilidade $[\mathbf{F}(\mathbf{D})]$ coincide com a de um elemento elástico. Ressalta-se que o dano está associado com as tensões generalizadas oriundas dos momentos fletores nas extremidades da barra, e dessa forma, não há variável de dano relacionada com o esforço normal.

5.1.4.1 Lei de evolução do dano

A lei de evolução do dano é descrita por meio de um critério baseado em energia, o qual foi formulado por Griffith em 1921 durante o estudo de problemas de propagação de fissuras em vidros. O critério de Griffith é baseado em um equacionamento de balanço de energia, o qual afirma que a fissura só propaga quando a energia disponível para a fissuração atingir o valor da energia necessário para a extensão da fissura no material. Dessa forma, ocorre uma redução da energia total da estrutura, devido à sua dissipação, para a formação de novas fissuras.

Esse critério é utilizado no modelo para a definição da taxa de liberação de energia durante a propagação do dano. Esse valor é calculado com base na derivada da energia de deformação complementar de um elemento danificado com relação aos parâmetros de dano. Para o elemento de pórtico plano com rótula inelástica, a energia de deformação complementar pode ser definida conforme mostra a Eq. 5.11 (MARANTE; FLÓREZ-LÓPEZ, 2002).

$$W_b = \frac{1}{2} \{M\}^T \{\Phi - \Phi_p\} = \frac{1}{2} \{M\}^T [\mathbf{F}(\mathbf{D})] \{M\} + \frac{1}{2} \{M\}^T \{\Phi_0\} \quad (5.11)$$

Calculando as derivadas, as taxas de liberação de energia para as extremidades i e j do elemento finito podem ser definidas pelas Eqs. 5.12 e 5.13 como:

$$G_i = \frac{\partial W_b}{\partial d_i} = \frac{Lm_i^2}{6EI(1-d_i)} \quad (5.12)$$

$$G_j = \frac{\partial W_b}{\partial d_j} = \frac{Lm_j^2}{6EI(1-d_j)} \quad (5.13)$$

A lei de evolução do dano é obtida pela comparação entre a taxa de liberação de energia com a resistência à fissuração da rótula inelástica. Assim, são obtidas as relações mostradas nas Eqs. 5.14 e 5.15, que consideram que a variação de dano é nula se a taxa de energia de fissuração for menor que a resistência do elemento à propagação de fissuras. No caso de variação de dano diferente de zero, há igualdade entre a energia e a resistência à fissuração.

$$\begin{cases} \Delta d_i = 0, & \text{se } G_i < R_i \\ G_i = R_i, & \text{se } \Delta d_i > 0 \end{cases} \quad (5.14)$$

$$\begin{cases} \Delta d_j = 0, & \text{se } G_j < R_j \\ G_j = R_j, & \text{se } \Delta d_j > 0 \end{cases} \quad (5.15)$$

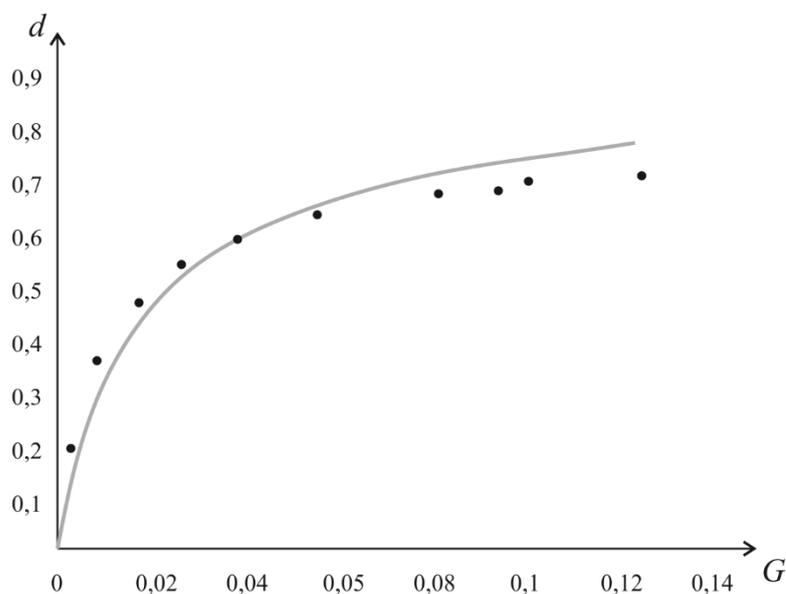
Uma vez definida a taxa de liberação de energia, deve-se definir a função de resistência à fissuração da rótula inelástica, que é uma equação baseada em ensaios experimentais. Um método experimental para a identificação do dano em rótulas plásticas consiste no método da variação da rigidez. Este consiste em associar o comportamento força-deslocamento da viga ensaiada com leis constitutivas que consideram a penalização da rigidez devido ao dano. Mais detalhes podem ser encontrados em Flórez-López et al. (2015).

Sabe-se que quando o valor da taxa de liberação de energia atinge o valor da resistência à fissuração, há a propagação de fissuras no material. Portanto, os valores de dano e de momento medidos experimentalmente pelo método da variação da rigidez foram utilizados para a

determinação de valores de taxa de energia, já definidos pelo critério de Griffith nas Eqs. 5.12 e 5.13. Esses pontos foram ajustados em uma curva, conforme a Eq. 5.16 e a Figura 5.7.

$$R(d) = R_0 + q \frac{\ln(1-d)}{1-d} \quad (5.16)$$

Figura 5.7 – Ilustração do ajuste da curva da resistência à fissuração do concreto (em cinza), baseada na taxa de liberação de energia G (pontos em preto).

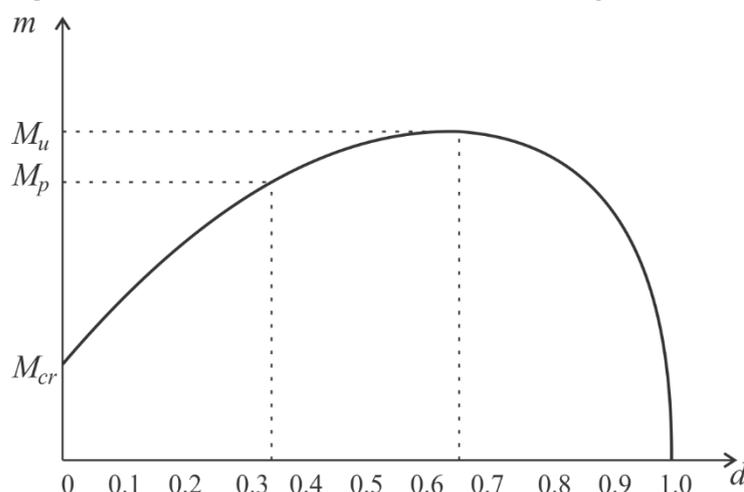


FONTE: Flórez-López et al. (2015).

Na Eq. 5.16, R_0 representa uma resistência inicial. O segundo termo da equação descreve o encruamento devido à presença da armadura, que dificulta a propagação das fissuras no concreto. Os parâmetros R_0 e q dependem de características do elemento e podem ser determinados de acordo com os momentos crítico (também chamado de momento de fissuração) e último. Igualando as expressões de G e R , (Eq. 5.12 ou 5.13 e 5.16) é possível obter uma relação entre o momento fletor e o dano, conforme mostra a Eq. 5.17, obtendo um gráfico semelhante ao apresentado na Figura 5.8.

$$m^2 = \frac{6EI(1-d)^2}{L} R_0 + \frac{6qEI}{L} (1-d) \ln(1-d) \quad (5.17)$$

Figura 5.8 – Curva do momento fletor em função do dano.



FONTE: Flórez-López et al. (2015).

O gráfico mostrado na Figura 5.8 inicia no valor do momento crítico (M_{cr}), também chamado de momento de fissuração, esse é o valor da solicitação devido ao momento fletor que deve ser aplicada na seção transversal da estrutura para que o concreto comece a fissurar. Quando é aplicado valor maior que o M_{cr} , a estrutura começa a fissurar, fenômeno representado pela variável de dano. Quando o índice de dano chega a valores próximos à 0,3, inicia-se o processo de plastificação da armadura. A armadura sofre o fenômeno de plastificação até atingir valor de dano por volta de 0,6, em que há o colapso estrutural, relativo ao momento último (M_u). Esse momento representa o máximo momento fletor no qual a estrutura é capaz de suportar (estado limite último). Por fim, o trecho final após o momento último representa o estágio de colapso progressivo da rótula inelástica em análise.

Quando o momento atinge o valor do momento crítico ($m=M_{cr}$), assume-se dano nulo ($d=0$), e com isso, o valor de R_0 é dado pela Eq. 5.18.

$$R_0 = \frac{M_{cr}^2 L}{6EI} \quad (5.18)$$

O valor de q também é determinado pela Eq. 5.17, relacionando o momento último e seu respectivo valor de dano. Por sua vez, como mostra a Figura 5.8, o dano último é determinado derivando a relação do momento em função do dano (Eq. 5.17) em relação a variável de dano e igualando a zero.

5.1.4.2 Lei de plasticidade

A lei de evolução da deformação plástica de um elemento de pórtico plano pode ser definida com as Eqs. 5.19 e 5.20 (FLÓREZ-LÓPEZ et al., 2015).

$$\begin{cases} d\phi_{p_i} = 0, \text{ se } f_i < 0 \\ f_i = 0, \text{ se } d\phi_{p_i} \neq 0 \end{cases} \quad (5.19)$$

$$\begin{cases} d\phi_{p_j} = 0, \text{ se } f_j < 0 \\ f_j = 0, \text{ se } d\phi_{p_j} \neq 0 \end{cases} \quad (5.20)$$

A função de plasticidade f pode ser representada por uma lei de evolução da deformação plástica com encruamento cinemático em função do dano. Esta função, mostrada na Eq. 5.21, apresenta o primeiro termo dentro do módulo representado pelo momento equivalente aplicado na extremidade do elemento em análise ($m/(1-d)$) e um termo que representa o encruamento cinemático linear em função da rótula plástica ($c\phi_p$) (FLÓREZ-LÓPEZ et al., 2015).

$$f = \left| \frac{m}{1-d} - c\phi_p \right| - k_0 \quad (5.21)$$

onde c e k_0 são constantes que dependem do elemento.

Como, em estruturas em concreto armado, o momento de fissuração é menor que o momento plástico, os valores de c e k_0 são determinados de acordo com o valor de dano plástico d_p . Uma vez que o momento plástico é um parâmetro da seção transversal que pode ser facilmente obtido em diagramas momento-curvatura, o dano plástico pode ser determinado, também, pela relação já mostrada na Eq. 5.17.

Quando o valor do dano plástico é alcançado, verifica-se que a rotação plástica ϕ_p é nula, assim como o valor da função de plasticidade. Com isso, observa-se que k_0 é na verdade o momento plástico efetivo, conforme mostra a Eq. 5.22.

$$k_0 = \frac{M_p}{1-d_p} \quad (5.22)$$

A função de plasticidade também tem valor nulo quando é atingido o valor de momento último. Dessa forma, obtém-se então a Eq. 5.23 para o cálculo do coeficiente c em função da rotação plástica última.

$$c = \frac{1}{\phi_{p_u}} \left(\frac{M_u}{1-d_u} - \frac{M_p}{1-d_p} \right) \quad (5.23)$$

A rotação plástica última é um parâmetro determinado em função das curvaturas última e plástica, conforme mostra a Eq. 5.24.

$$\phi_{p_u} = (\chi_u - \chi_p) L_p \quad (5.24)$$

onde, χ_u é a curvatura última e χ_p é a curvatura relativa à deformação plástica dadas pelas Eq. 5.25 e 5.26, respectivamente. Além disso, L_p é o comprimento da rótula plástica, definido como o trecho do elemento que está sujeito a deformações plásticas. Esse é um parâmetro experimental, que pode ser calculado pela Eq. 5.27.

$$\chi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_{ln}} \quad (5.25)$$

$$\chi_p = \frac{\varepsilon_y}{\bar{d} - x_{ln}} \quad (5.26)$$

$$L_p = 0,5d + 0,025L_{cs} \quad (5.27)$$

onde, ε_{cu} é a deformação última do concreto (admitindo que há ruptura devido ao concreto), ε_y é a deformação plástica do aço, x_{ln} é a altura da linha neutral, L_{cs} é o comprimento da seção crítica até o ponto de inflexão do diagrama de momento fletor e \bar{d} é a altura útil definida como a distância da armadura tracionada até a fibra mais comprimida do concreto.

5.2 Validação do programa de análise inelástica

Neste trabalho, o modelo numérico de dano concentrado foi desenvolvido em linguagem Fortran, com o auxílio do programa de Flores (2012) e em desenvolvimento no grupo de pesquisa em dano concentrado. Durante esta dissertação, foram implementadas as equações apresentadas nesse capítulo que envolvem a teoria de dano concentrado para um elemento finito. Definido o problema para um elemento, o algoritmo de Flores (2012) é utilizado para a montagem e a resolução do sistema global, aplicação dos passos de carga, das condições de contorno e determinação da convergência.

Para a montagem do problema local foi utilizado o método preditor elástico/corretor inelástico. O método consiste em iniciar uma primeira iteração considerando que o problema

esteja na fase elástica. Em seguida, verifica-se se as equações de evolução do dano e da plasticidade são atendidas. Caso uma delas, ou as duas, sejam violadas, é feita a correção inelástica e verificada a equação novamente.

O arquivo de entrada consiste em um *input* de elementos finitos no padrão ABAQUS. Como saída de dados o programa gera arquivos com dados nodais e do elemento finito, como esforços e deslocamentos, tensões, deformações totais, deformações plásticas e dano. Para a validação do programa, dois exemplos foram analisados, sendo o primeiro de uma viga ensaiada por Álvares (1993) com dano distribuído, e o segundo de um pórtico ensaiado por Vecchio e Collins (1986).

5.2.1 Viga isostática com dano distribuído

Primeiramente, foi analisada uma viga isostática biapoiada em concreto armado, submetida a dois carregamentos de igual intensidade, igualmente afastados do apoio (Figura 5.9). A viga mostrada na Figura 5.9 foi ensaiada por Álvares (1993) e analisada numericamente por Nogueira (2010), utilizando o modelo de dano de Mazars. Os parâmetros utilizados na análise são descritos na Tabela 5.1.

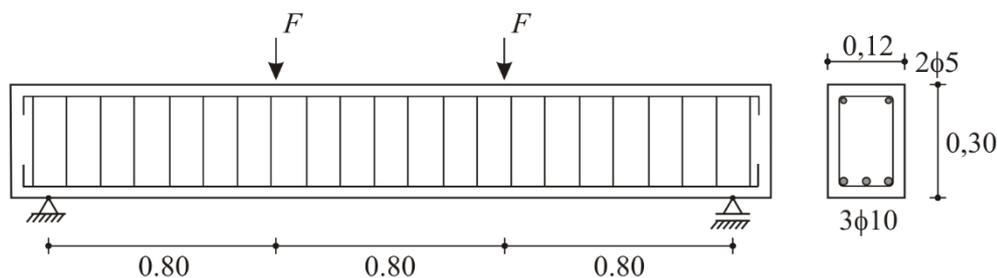
Tabela 5.1 – Dados de entrada da viga analisada

Parâmetro	Valor
Tensão de escoamento do aço (f_y , em MPa)	500
Tensão de ruptura do aço (f_{su} , em MPa)	550
Deformação de ruptura do aço (ϵ_{su})	0,008
Módulo de elasticidade de aço (E_s , em MPa)	196000
Módulo de elasticidade do concreto (E_c , em MPa)	29200
Cobrimento das armaduras (em cm)	1,5

FONTE: Álvares (1993).¹⁷

¹⁷ A tensão e deformação de ruptura do aço foram valores adotados pela autora.

Figura 5.9 – Viga biapoiada com dano contínuo (dimensões em metros, bitola da armadura em milímetros).



FONTE: A autora.

A armadura utilizada é do tipo aço CA-50, com 500 MPa de tensão de escoamento. O autor não fornece os dados do aço relativos à tensão e deformação de ruptura, então adotou-se a tensão última igual a $1,1f_y$, ou seja, 550 MPa, e a respectiva deformação última de 0,8%. O estribo utilizado consiste em $\phi 5$ mm espaçados de 12 cm, e o cobrimento para as armaduras foi de 1,5 cm. O modelo incremental-iterativo utiliza passos de carga de 2 kN. O f_{ck} do concreto foi adotado igual a 38 MPa, calculado a partir da equação de módulo de elasticidade do ACI 318-08, conforme mostra a Eq. 5.28 (módulo de elasticidade foi fornecido pelo autor).

$$E_c = 4700\sqrt{f_{ck}} \quad (5.28)$$

A equação de distribuição de tensões na seção transversal de concreto também é determinada de acordo com o ACI 318-08 (Eq. 5.29).

$$f_c = f_{ck} \left(2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right) \quad (5.29)$$

onde ε_{c0} é 0,002 e ε_{cu} é a máxima tensão de escoamento, dada pela Eq. 5.30.

$$\varepsilon_{cu} = \frac{3 + 0,29f_{ck}}{145f_{ck} - 1000} \quad (5.30)$$

Conforme já apresentado, no modelo de dano concentrado, os efeitos do dano e da plasticidade na fissuração são considerados apenas nas rótulas inelásticas, sendo o elemento elástico. No entanto, o exemplo trata de um problema de dano distribuído devido ao momento fletor constante no tramo intermediário. Para isso, visando determinar com maior acurácia as deformações, foi adotada uma função para penalizar a rigidez do elemento finito devido à fissuração do elemento (ACI 318-08).

O ACI 318-08 admite que o momento de inércia efetivo (I_{ef}) da seção transversal de concreto armado fissurada possa ser calculado em função do momento fletor aplicado nas extremidades do elemento (m) e do momento de fissuração (M_{cr}), conforme mostra a Eq. 5.31.

$$I_{ef} = \left(\frac{M_{cr}}{m}\right) I_{eq} + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{m}\right)^3\right] I_{ult} \quad (5.31)$$

onde I_{eq} é o momento de inércia da seção transversal íntegra e I_{ult} é o momento de inércia relativo ao momento último (ruptura da seção transversal), calculado pela Eq. 5.32.

$$I_{ef} = b\bar{d}^3 \left[\frac{1}{2} k^2 \left(1 - \frac{k}{3}\right) + n\rho\beta_c \left(k - \frac{\bar{d}'}{\bar{d}}\right) \left(1 - \frac{\bar{d}'}{\bar{d}}\right) \right] \quad (5.32)$$

onde b é a largura da seção transversal, \bar{d}' é a distância da armadura negativa à fibra mais comprimida do concreto, ρ é a taxa de armadura positiva, n é a razão entre os módulos de elasticidade do aço e concreto.

A posição da linha neutra k é dada pela Eq. 5.33 e β_c é um coeficiente relacionado à taxa de armadura obtido pela Eq. 5.34.

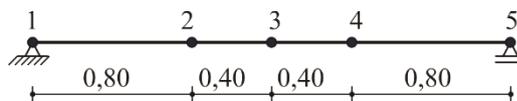
$$k = \sqrt{(n\rho)^2 (1 + \beta_c)^2 + 2n\rho \left(1 + \beta_c \frac{\bar{d}'}{\bar{d}}\right)} - n\rho(1 + \beta_c) \quad (5.33)$$

$$\beta_c = \frac{m\rho'}{n\rho} \quad (5.34)$$

onde m é um coeficiente dado por $1-n$ e ρ' é a taxa de armadura negativa.

Para o modelo de dano concentrado, usou-se uma malha com apenas quatro elementos finitos, conforme mostra a Figura 5.6. O programa demorou apenas 0,140 segundos para a realização a análise completa do problema em um computador *desktop* com memória RAM de 16 GB e processador Intel i7-2700K com velocidade de processamento de 3,50 GHz. Os resultados obtidos por Nogueira (2010) com o modelo de dano de Mazars foram obtidos utilizando seis elementos finitos com sete pontos de integração de Gauss-Lobato ao longo da altura.

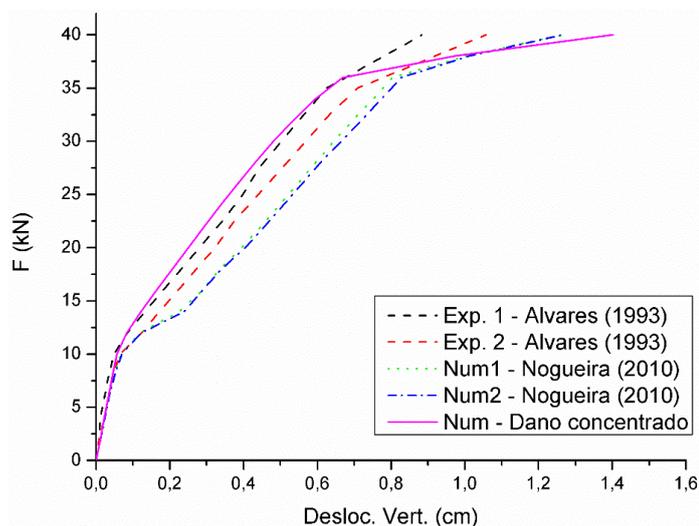
Figura 5.10 – Malha de elementos finitos para o modelo de dano concentrado: viga biapoiada com dano distribuído.



FONTE: A autora.

A Figura 5.11 mostra as curvas carga *versus* deslocamento no meio do vão para os resultados experimentais obtidos por Álvares (1993), os numéricos obtidos Nogueira (2010) e o modelo numérico implementado neste trabalho.

Figura 5.11 – Trajetória de equilíbrio: viga biapoiada com dano distribuído.



FONTE: A autora.

Pela Figura 5.11, observa-se que os dois modelos de dano são capazes de obter com precisão o valor da carga última experimental. Mesmo com as simplificações, o modelo de dano concentrado apresenta boa concordância com a curva experimental, tanto no trecho elástico, quanto na segunda parte da curva, após a fissuração do concreto. Além disso, foi observada uma melhor concordância da curva experimental com a de dano concentrado nos dois primeiros trechos, se comparado ao dano de Mazars.

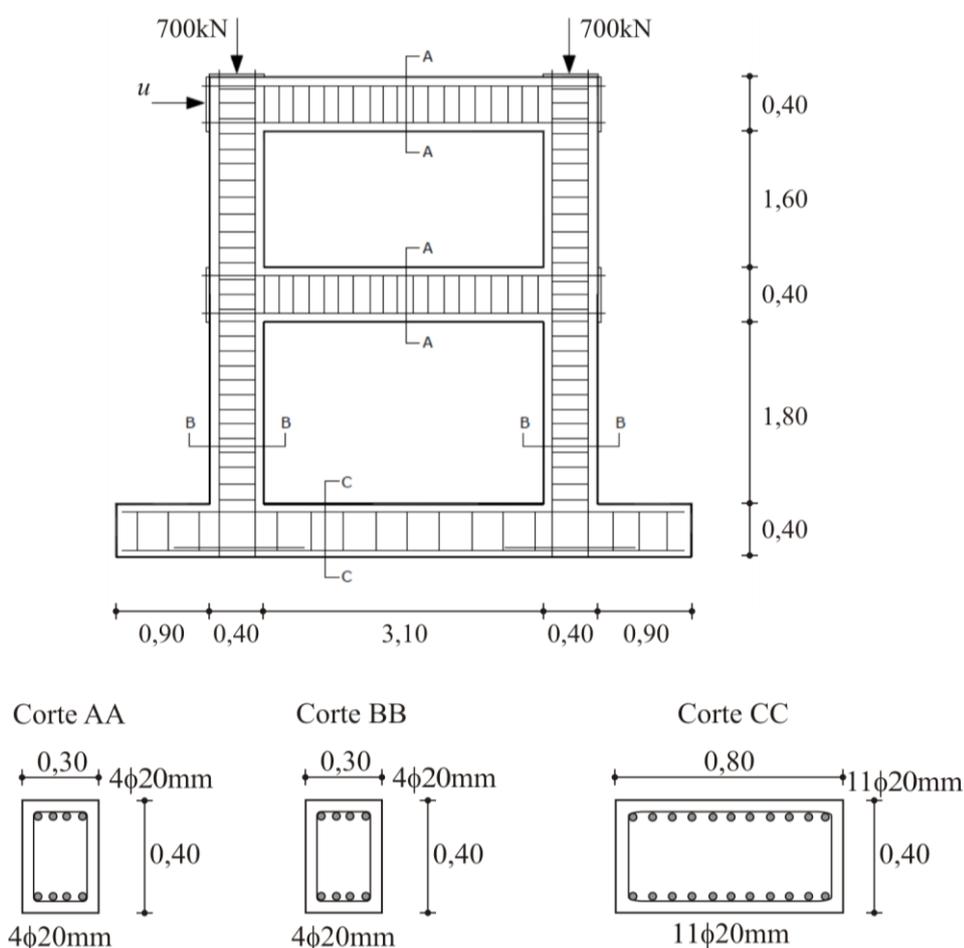
Em ambos os modelos numéricos, maiores valores de deslocamento são obtidos no colapso, após o escoamento das armaduras. Tal fato pode ser atribuído à ausência dos dados

experimentais sobre tensão e deformação última do aço, alterando, com isso o comportamento no trecho de encruamento da armadura.

5.2.2 Pórtico plano

O segundo exemplo é um pórtico plano em concreto armado analisado experimentalmente por Vecchio e Collins (1986), conforme mostra a Figura 5.12. No ensaio, foram aplicadas primeiramente duas cargas de 700 kN na extremidade dos dois pilares. Em seguida é aplicado um deslocamento horizontal u na extremidade superior do primeiro pilar, até a completa ruptura da estrutura. Os parâmetros apresentados por Vecchio e Collins (1986) são descritos na Tabela 5.2.

Figura 5.12 – Pórtico em concreto armado (dimensões em metro, bitolas da armadura em milímetros).



FONTE: Nogueira et al. (2010)

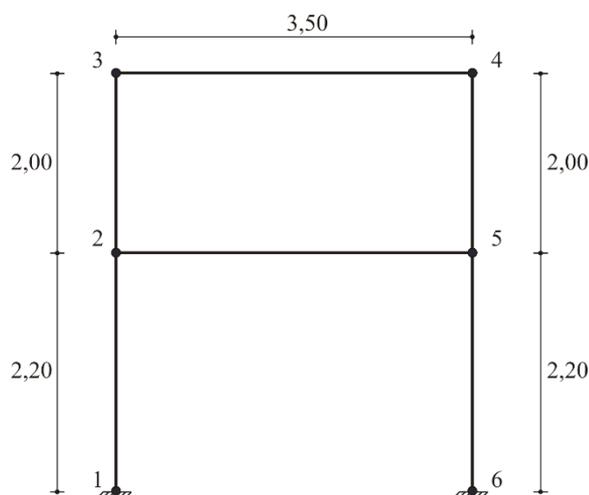
Tabela 5.2 – Tabela com dados do pórtico analisado

Parâmetro	Valor
Tensão de escoamento do aço (f_y)	418
Tensão de ruptura do aço (f_{su})	598
Módulo de elasticidade de aço (E_s)	192500
Módulo de elasticidade do concreto (E_c)	30

FONTE: Vecchio e Collins (1986).

Para a malha de elementos finitos foram necessários apenas seis elementos, conforme mostra a Figura 5.13. A análise completa foi realizada pelo programa desenvolvido em apenas 1,373 segundos em um computador *desktop* com memória RAM de 16 GB e processador Intel i7-2700K com velocidade de processamento de 3,50 GHz. Nos resultados foram analisadas as trajetórias de equilíbrio dos nós 2 e 3 em comparação com as curvas experimentais obtidas por Vecchio e Collins (1986).

Figura 5.13 – Malha de elementos finitos do pórtico em concreto armado (dimensões em metros).

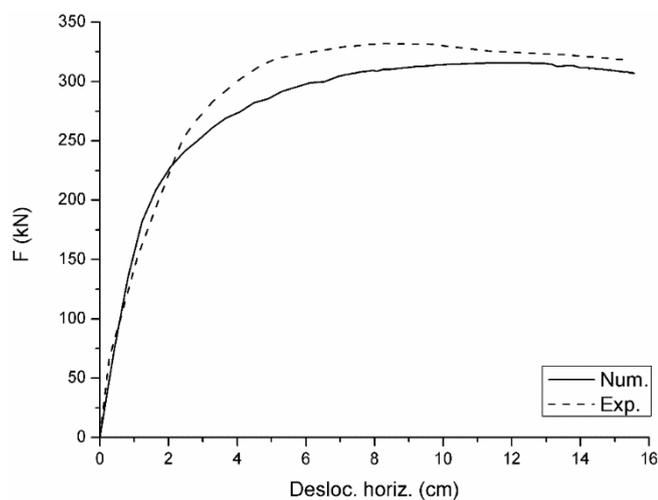


FONTE: A autora.

A trajetória de equilíbrio do nó 3, por meio da modelagem por dano concentrado, é mostrada na Figura 5.14, juntamente com os resultados experimentais de Vecchio e Collins

(1986). O resultado obtido pelo modelo de dano concentrado apresenta comportamento bastante similar ao experimental ao longo de todo o processo de carregamento.

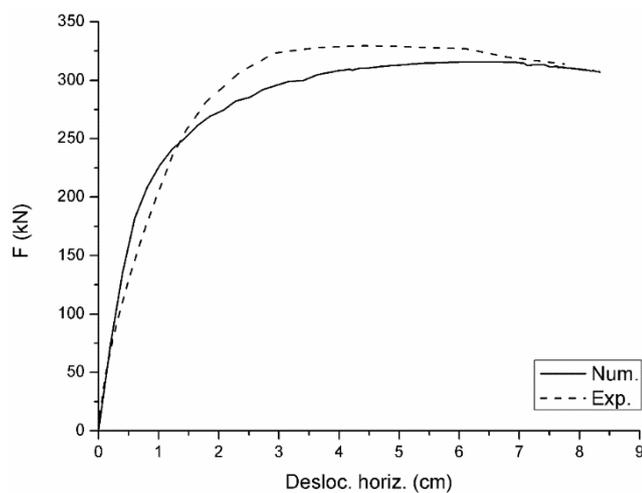
Figura 5.14 – Trajetória de equilíbrio do nó 3: pórtico plano.



FONTE: A autora.

O nó 2 também é analisado quanto a trajetória de equilíbrio, conforme mostra a Figura 5.15. Para este nó, o modelo de dano concentrado também apresentou bom resultado, e assim como para o nó anterior, também há boa concordância com a resposta experimental.

Figura 5.15 – Trajetória de equilíbrio do nó 2: pórtico plano.



FONTE: A autora.

5.3 Acoplamento do modelo de dano concentrado com a formulação de corrosão

O processo corrosivo tende a aumentar o grau de danificação de uma estrutura, devido à perda de resistência e de rigidez das armaduras. Essa perda está relacionada com a alteração das propriedades mecânicas e geométricas de uma estrutura sujeita a corrosão. O acoplamento do problema de corrosão com o modelo de dano concentrado consistiu em alterar os trechos da formulação de dano os quais dependem de tais propriedades.

5.3.1 Lei de evolução da corrosão

O primeiro passo na modificação das leis de evolução do dano consistiu em determinar uma variável de estado, chamada de variável de estado da corrosão, determinada pela Eq. 5.35.

$$c = \frac{A_c}{A_0} \quad (5.35)$$

A variável de estado da corrosão é um parâmetro nodal definido como uma razão entre a área corroída e a área de aço íntegra. Consiste em um valor adimensional que determina o grau de deterioração na armadura que varia entre 0 e 1, sendo 0 para armadura íntegra e 1 para o caso de estar totalmente deteriorada. Dessa forma, a área de aço efetiva pode ser calculada em função da variável de estado da corrosão, conforme mostra a Eq. 5.36.

$$A_s = (1 - c)A_0 \quad (5.36)$$

Como o vetor de variáveis de estado da corrosão foi adicionado ao problema, a sua respectiva lei de evolução deve ser acrescentada. Dessa forma, nas equações constitutivas, além das leis de evolução do dano e da deformação plástica, mais uma relação é adicionada: a lei de evolução da corrosão. Essa equação pode ser descrita como uma taxa de variação da área de aço em função do respectivo parâmetro de redução do diâmetro. A Eq. 5.37 descreve a variável para o caso da corrosão por carbonatação, enquanto a Eq. 5.38, mostra o caso da corrosão por cloretos.

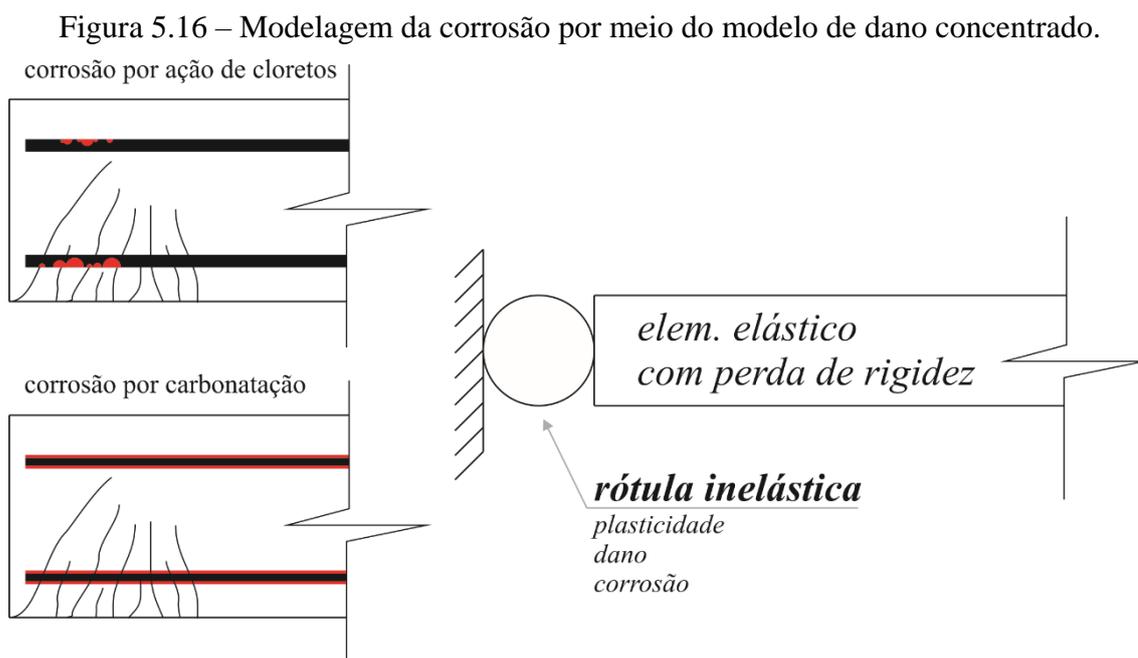
$$\dot{c}_{carb} = \frac{1}{A_0} \frac{dA_c}{d\Delta\phi} \Delta\dot{\phi}(i_{corr}, x_c) \quad (5.37)$$

$$\dot{c}_{clor} = \frac{1}{A_0} \frac{dA_c}{dp} \dot{p}(i_{corr}, C_0, C_{lim}) \quad (5.38)$$

Como são mecanismos de corrosão diferentes, dois parâmetros diferentes regem a redução da seção transversal de armadura. Na carbonatação, como visto no capítulo 3, há uma redução do diâmetro de forma uniforme, em um valor $\Delta\phi$. Esse valor é função da taxa de corrosão i_{corr} e do tempo de início da corrosão, que por sua vez depende da profundidade de carbonatação x_c . Por outro lado, a penalização da armadura por meio da corrosão por ação dos íons cloretos é calculada a partir da profundidade do pite p , que é calculada a partir da taxa de corrosão i_{corr} e também do tempo de início, determinado pela concentração de cloretos limite (C_{lim}) e na superfície C_0 .

5.3.2 Incorporação da corrosão na teoria do dano concentrado

A corrosão modifica apenas as relações constitutivas do material, uma vez que as equações de equilíbrio e cinemática são baseadas na matriz de transformação cinemática do elemento, que não é alterada. A Figura 5.16 ilustra como foi considerada a corrosão no modelo de dano concentrado, mostrando que a corrosão tem dois efeitos na modelagem.



FONTE: A autora.

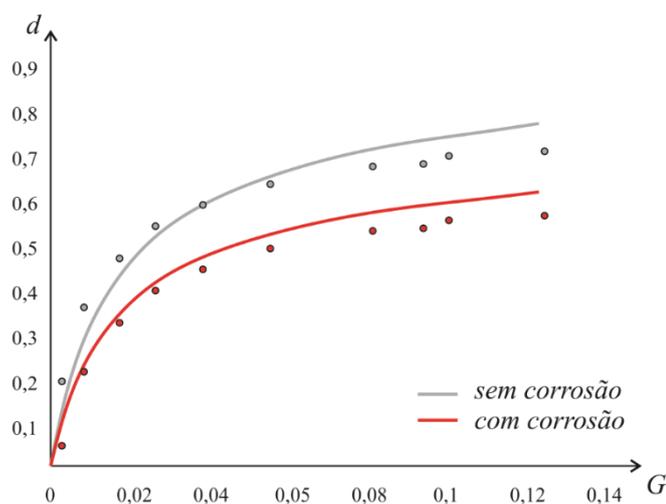
A primeira modificação consiste na perda de rigidez do elemento e conseqüentemente maiores deformações. A segunda consiste em incorporar a variável de corrosão na rótula inelástica, uma vez que é uma variável de estado do problema físico-químico, o que provoca incremento no grau de danificação da estrutura.

5.3.2.1 Penalização da rigidez

A rigidez é penalizada com a redução da área de aço na seção transversal, reduzindo, dessa forma, a rigidez axial AE , que passa a ser um parâmetro função da variável de corrosão. De modo análogo a rigidez à flexão EI é modificada, uma vez que o momento de inércia também é penalizado com a redução do diâmetro da armadura. Como a variável de corrosão é um parâmetro que se altera no tempo, as rigidezes sofrem redução devido ao incremento da variável de estado de corrosão.

O primeiro trecho importante alterado consiste na matriz de flexibilidade (Eq. 5.10), que aumenta de valor com a redução das rigidezes. Ou seja, a estrutura apresenta maiores deformações devido ao processo corrosivo.

Figura 5.17 – Curva da resistência à fissuração do concreto armado sob processo de corrosão (em vermelho), baseada na taxa de liberação de energia (pontos em vermelho).



FONTE: A autora.

A penalização da rigidez à flexão também é considerada na taxa de liberação de energia (baseada critério de Griffith, mostrado na Eq. 5.12 e 5.13), que sofre redução com o processo corrosivo. Em outras palavras, é necessário menos energia para a fissuração do material quando o processo corrosivo já foi iniciado, conforme ilustrado na Figura 5.17.

A resistência inicial à fissuração também tende a sofrer decréscimo. Apesar de ser inversamente proporcional à rigidez à flexão, esse parâmetro também é função do momento crítico. A estrutura corroída tende a apresentar menor valor de momento necessário para o início da fissuração. Por sua vez, o decréscimo do momento crítico provoca uma redução quadrática da resistência a fissuração.

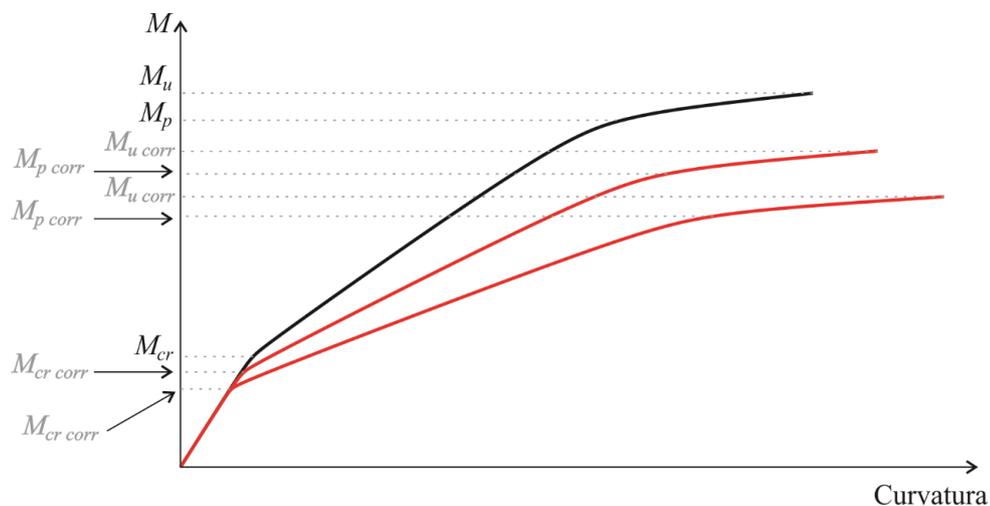
Por fim, a corrosão também afeta a relação entre o momento fletor e o dano (Eq. 5.17). Dessa forma, com a redução da rigidez à flexão, menores valores de momento são necessários para atingir valores de dano máximo, como dano plástico e último.

5.3.2.2 Corrosão como variável nodal

A segunda parte da alteração do modelo de dano concentrado consiste em considerar a variável de corrosão de forma nodal, sendo, portanto, um parâmetro da rótula inelástica. Esse parâmetro afeta, principalmente, a relação momento-dano já apresentada na Eq. 5.17, de forma que são necessários menores valores absolutos de momento para que a estrutura atinja valores de dano plástico e último. Em outras palavras, a corrosão acelera o processo de fissuração e isso é medido pela variável de rótula inelástica. A variável de estado da corrosão é considerada como parâmetro nodal por meio da penalização do diagrama momento-curvatura, conforme mostra a Figura 5.18.

A Figura 5.18 mostra que há uma redução nos valores dos momentos plástico e último, que ocorre em virtude da perda da área de aço pelo processo corrosivo. Dessa forma, para um mesmo valor de momento, há um aumento na curvatura, ou seja, aumento da deformação da estrutura. Esse fato altera alguns parâmetros calculados no modelo de dano concentrado. O primeiro deles consiste na variável q , que é um coeficiente de encruamento da fissuração devido à presença da armadura. Esse coeficiente sofre redução em módulo, que em conjunto com a redução da rigidez, leva a uma penalização da curva momento-dano. Dessa forma, completa-se a penalização nodal da variável de dano devido à variável de estado de corrosão.

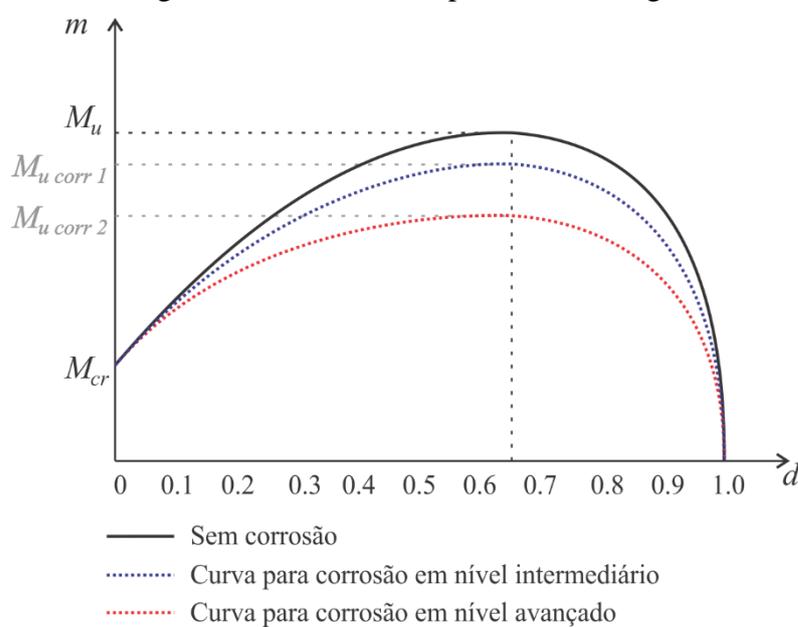
Figura 5.18 – Diagrama momento curvatura para uma estrutura com diferentes graus de corrosão.



FONTE: A autora.

No presente trabalho, por simplificação, optou-se por adotar o momento crítico constante igual ao da seção íntegra, conforme mostra a Figura 5.19, que apresenta a penalização na curva momento-dano.

Figura 5.19 – Diagrama momento-dano para diferentes graus de corrosão.



FONTE: A autora.

Por fim, como a função de plasticidade depende dos valores do momento plástico e último, ela também é modificada, penalizando a rotação plástica do nó do elemento. Essa função depende tanto do parâmetro de momento plástico efetivo k_0 , quanto do encruamento cinemático c .

O momento plástico efetivo k_0 , conforme já mostrado na Eq. 5.22, depende diretamente do momento plástico da seção transversal. Ou seja, uma redução do momento provoca uma diminuição no momento plástico efetivo. Em outras palavras, é necessário um valor menor de momento para que a armadura plastifique.

De forma análoga é analisado o coeficiente de encruamento cinemático c (Eq. 5.23). Como o mesmo depende de valores como o momento último e plástico, ocorre a sua penalização com a propagação do processo corrosivo. Em consequência, a armadura terá menor encruamento, ou seja, menor ganho de resistência residual.

5.4 Aplicações da teoria do dano concentrado com corrosão

Após o acoplamento da formulação analítica de corrosão com o modelo numérico de dano concentrado, foi verificado o comportamento dos dois exemplos usados na validação. Para cada exemplo, duas situações foram analisadas. A primeira consiste em manter a carga crescente ao longo do tempo e observar a perda de resistência pela curva força por deslocamento e o incremento no dano pela curva força versus dano. A segunda situação consistiu em aplicar um carregamento constante menor que o de ruptura em passos de carga pré-definidos. Verificou-se, desse modo, a perda de rigidez com base no aumento dos deslocamentos e o crescimento do dano, mesmo com a sollicitação constante, devido ao processo corrosivo.

Em ambos os casos, fixou-se o tempo de início igual para os dois casos de corrosão. Os exemplos têm como objetivo avaliar como a perda de área de aço e a redução da tensão de escoamento contribuem para a perda de resistência, de rigidez e consequente aumento da danificação. Quanto aos parâmetros relativos à taxa de corrosão, adotou-se fator a/c igual a 0,5, temperatura média de 30°C, e $i_{\text{corr-20}}$ igual a 0,431 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$.

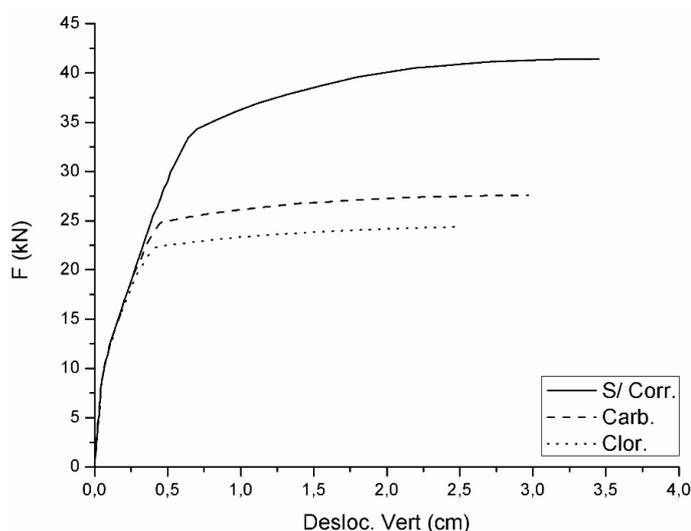
5.4.1 Viga isostática com dano contínuo e corrosão de armaduras

Inicialmente, a viga foi analisada para um carregamento crescente, até a ruptura. Foi feita uma pequena modificação no critério de convergência. Para a validação foi aplicado 2 kN por passo de carga até a ruptura (conforme descrito no ensaio de Álvares (1993)). No entanto, para a obtenção de valores de dano mais próximos ao dano último, foi definido passo de carga mínimo, de 10^{-10} e máximo de 2 kN. Dessa forma, a carga de ruptura é ligeiramente superior a 40kN (carga final de 41,4kN), conforme mostra a Figura 5.20.

No problema foi definido que a corrosão iniciou no passo 15, que é equivalente ao momento em que foi aplicada uma carga de 13,20 kN. A Figura 5.20 mostra que ambos os casos de corrosão geram grande perda de resistência, caracterizada, principalmente, pela redução do carregamento necessário para atingir a plastificação da armadura. Além disso, há redução do trecho de encruamento, com diminuição da carga máxima suportada pela viga.

Outro resultado analisado é mostrado na Figura 5.21, em que é avaliada a evolução do dano com o incremento na sollicitação. Novamente, observa-se a redução da carga última da viga, ou seja, perda da capacidade resistente devido ao processo corrosivo nas armaduras. A Figura 5.21 mostra que também houve diminuição no valor do dano último. Em estruturas em concreto armado, o valor do dano último é encontra-se próximo a 0,63 (FLÓREZ-LÓPEZ et al., 2015).

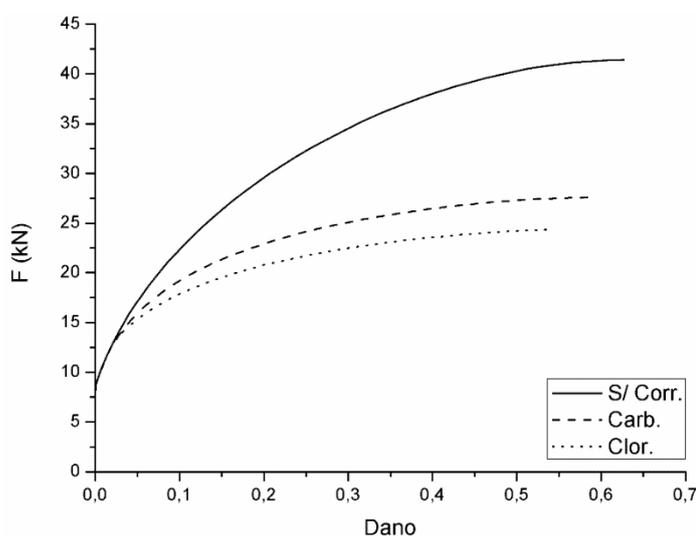
Figura 5.20 – Curva força-deslocamento no meio do vão para a situação sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: viga isostática com dano distribuído.



FONTE: A autora.

Como há uma redução dos momentos plástico e último, a curva momento dano é penalizada, gerando uma diminuição no dano último. No caso da corrosão, o dano último reduziu em 0,1, chegando a um valor final de 0,53, ou seja, a estrutura tem menor fissuração perto do momento de colapso. Isso ocorre pois é necessário um menor momento plástico para as armaduras começarem a escoar, além da penalização no encruamento que ocorre devido à corrosão no aço.

Figura 5.21 – Curva força-dano para a situação sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: viga isostática com dano distribuído.



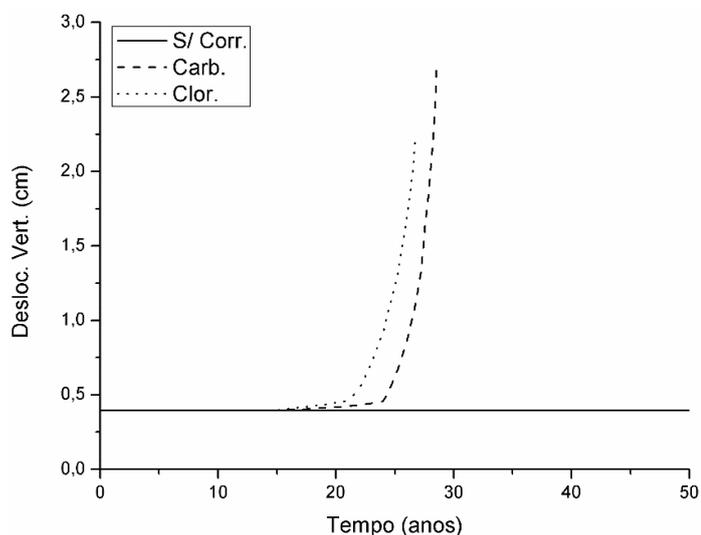
FONTE: A autora.

Com tais análises foi possível observar como a corrosão penaliza a capacidade resistente da estrutura. Porém, outro problema relacionado a estruturas com corrosão consiste em deformações maiores não previstas, devido à redução da rigidez da estrutura. Para isso, foi analisado um segundo caso, o qual consistiu em manter um carregamento constante de 25kN e verificar a evolução das deformações e do dano em função do processo corrosivo.

Inicialmente, avaliou-se o aumento do deslocamento vertical no meio do vão, de acordo com a Figura 5.22. Foi considerado um intervalo de análise de 50 anos, em que a corrosão é iniciada 15 anos após o fim da construção. Para os dois casos de corrosão, pouco mais de 10 anos depois já ocorre a falha estrutural, e as maiores deformações se concentram nos dois últimos anos antes do colapso, período no qual a armadura está escoando. Uma vez que a

corrosão reduz o trecho de encruamento do aço, quanto mais severa é a corrosão, menor é o valor do deslocamento último no meio do vão, assim como o respectivo carregamento.

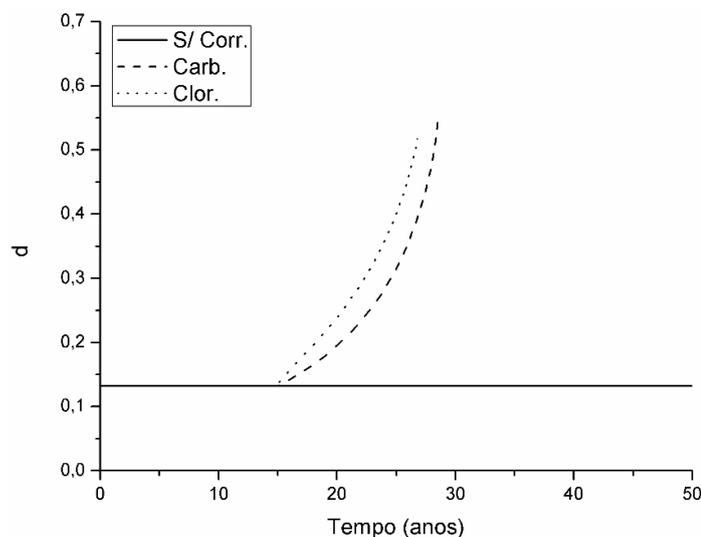
Figura 5.22 – Curva do deslocamento no meio do vão, nas situações sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: viga isostática com dano distribuído e carregamento constante.



FONTE: A autora.

Por fim, a última curva a ser analisada consiste na evolução do dano ao decorrer do tempo, conforme mostra a Figura 5.23.

Figura 5.23 – Evolução do dano nas situações sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: viga isostática com dano distribuído e carregamento constante.



FONTE: A autora.

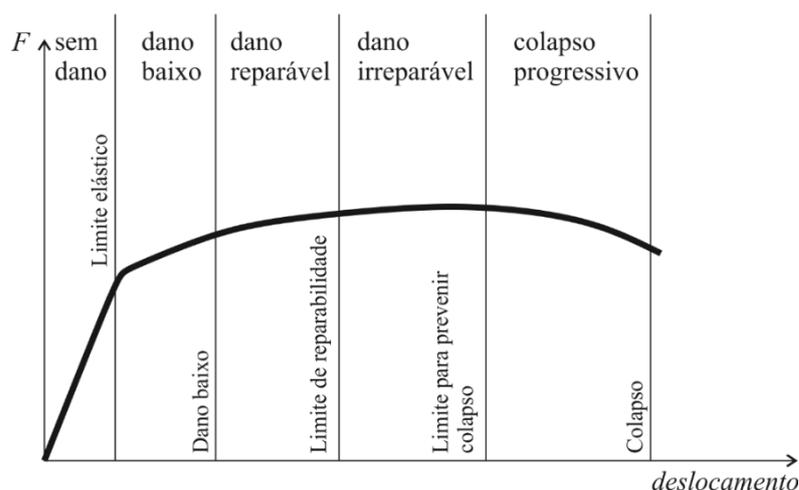
Observa-se, que para o caso da viga sem corrosão sujeita a carregamento constante, há um valor de dano também constante igual a 0,13. Esse valor começa a sofrer incremento, nas análises de corrosão, logo após o tempo de início, apresentando um crescimento ainda maior após a plastificação da armadura.

5.4.2 Pórtico plano com corrosão de armaduras

O último exemplo do capítulo consiste na realização das análises de corrosão determinísticas para o pórtico plano analisado experimentalmente por Vecchio e Collins (1986). Primeiramente, avaliou-se o caso do carregamento horizontal crescendo ao longo do tempo, com a corrosão iniciando também no 15º passo de carga, equivalente a 90 kN.

Para o exemplo apresentado nesse tópico foi aplicado carregamento nodal, no lugar de impor o deslocamento u realizado anteriormente. Com essa estratégia, há redução do deslocamento horizontal final, uma vez que não se consegue representar o trecho de amolecimento (*softening*), em que há redução do carregamento, mas o material continua se deformando. No entanto, conforme mostra a Figura 5.24, o ponto de máximo carregamento já é considerado um limite de dano irreparável e caracteriza a inutilização da estrutura.

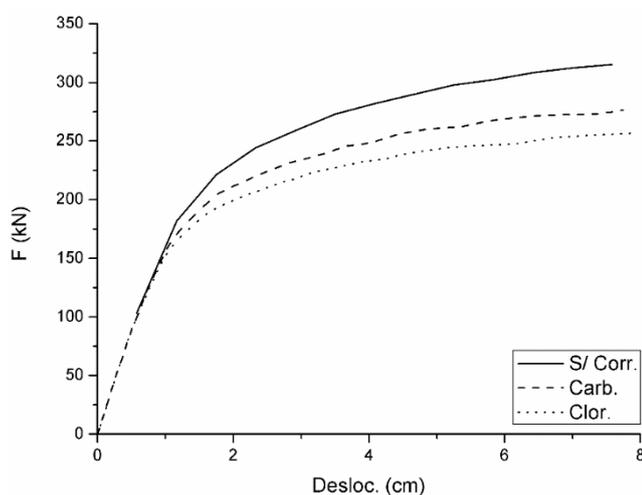
Figura 5.24 – Análise de curva força-deslocamento quanto ao grau de danificação.



FONTE: Alarcon et al. (2001)

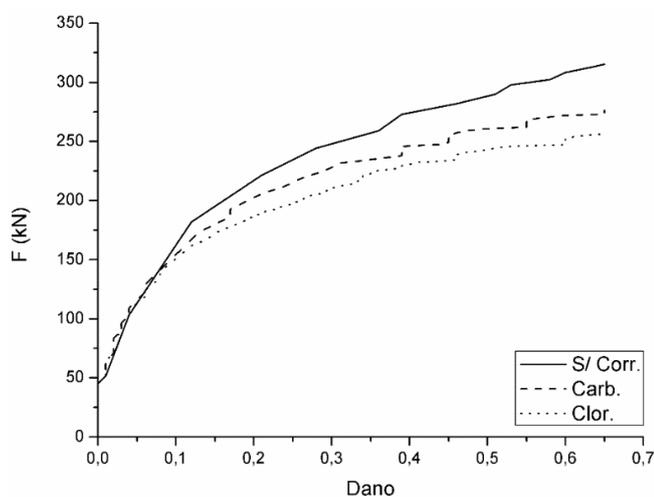
O primeiro gráfico mostra uma comparação entre as curvas numéricas sem corrosão e com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto. Escolheu-se apresentar apenas a curva relacionada ao nó 3 (superior esquerdo), uma vez que o comportamento para o nó 2 é similar. Assim como no exemplo anterior, observou-se um decréscimo na carga limite da estrutura e aumento no deslocamento horizontal, como mostra a Figura 5.25. A curva de força *versus* dano foi analisada para o nó 1, equivalente ao nó da base do pórtico, conforme mostra a Figura 5.26. Também é verificado que, devido ao processo corrosivo, menores valores de força são necessários para atingir valores elevados de dano.

Figura 5.25 – Curva força-deslocamento horizontal (nó 3) para a situação sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: pórtico plano.



FONTE: A autora.

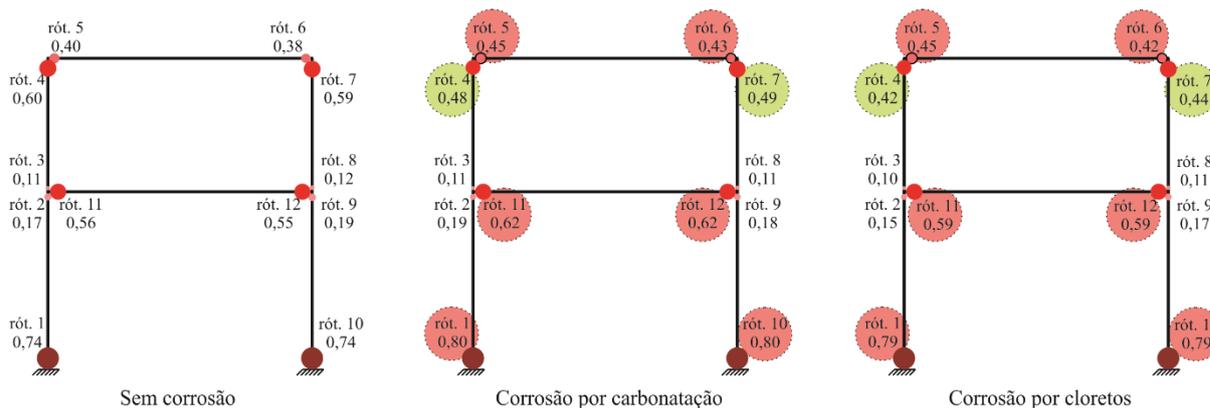
Figura 5.26 – Curva força-dano para a situação sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: pórtico plano.



FONTE: A autora.

Por fim, foi verificado o modo de falha do pórtico por meio do mapa de dano. Esse mapa foi desenvolvido para a situação de ruptura, para as situações sem corrosão, com corrosão por carbonatação, e com corrosão por cloretos, como é possível visualizar na Figura 5.27.

Figura 5.27 – Mapa de dano do pórtico para a situação de colapso: carregamento variável.



FONTE: A autora.

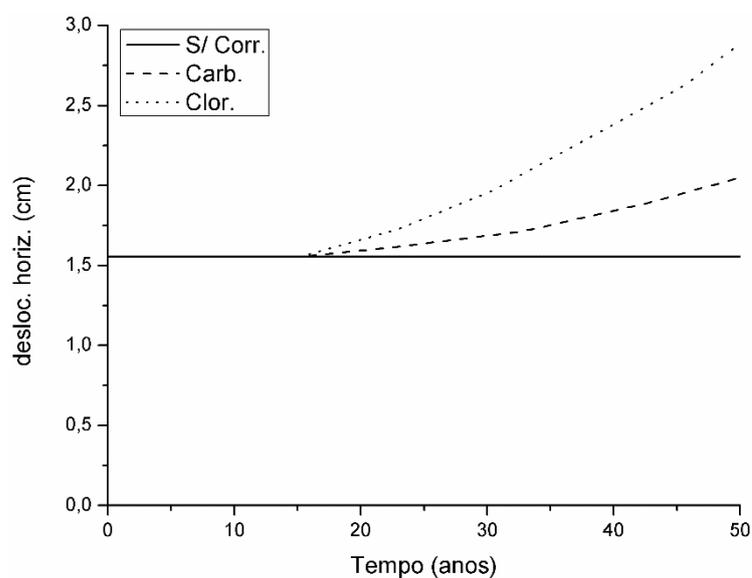
Os círculos em vermelho representam as rótulas inelásticas que apresentaram aumento no valor de dano e os verdes tiveram redução em comparação com o caso sem corrosão. Observou-se uma tendência de redução do dano nas rótulas inelásticas 4 e 7, enquanto houve aumento no valor de dano para a corrosão por carbonatação e por cloretos nas rótulas inelásticas do engaste, 1 e 10, e nas extremidades das vigas: rótulas inelásticas 5, 6, 11 e 12. Claramente demonstrando que a corrosão afeta a redistribuição de esforços.

Para a situação sem corrosão a sequência de colapso é, inicialmente falha do engaste, seguida de falha em quatro locais simultaneamente: rótulas inelásticas 4, 7, 11 e 12. No entanto, após a propagação da corrosão e redução da área de aço, há uma concentração da falha nas rótulas inelásticas 11 e 12 após a falha dos engastes.

Por fim, o mesmo exemplo foi analisado para um carregamento constante de 200 kN, verificando a evolução do deslocamento horizontal no nó 3 na Figura 5.28 e do valor do dano no engaste na Figura 5.29. A Figura 5.28 mostra que a corrosão gera aumento na deformação, assim como já foi verificado no exemplo anterior da viga isostática. Para o processo corrosivo por cloretos esse valor chegou a quase o dobro da estrutura sem corrosão. A evolução do dano devido ao processo corrosivo é mostrada na Figura 5.29. Foi verificado um crescimento menor que no exemplo anterior. Esse fato pode ser justificado pela hiperestaticidade do pórtico, a qual

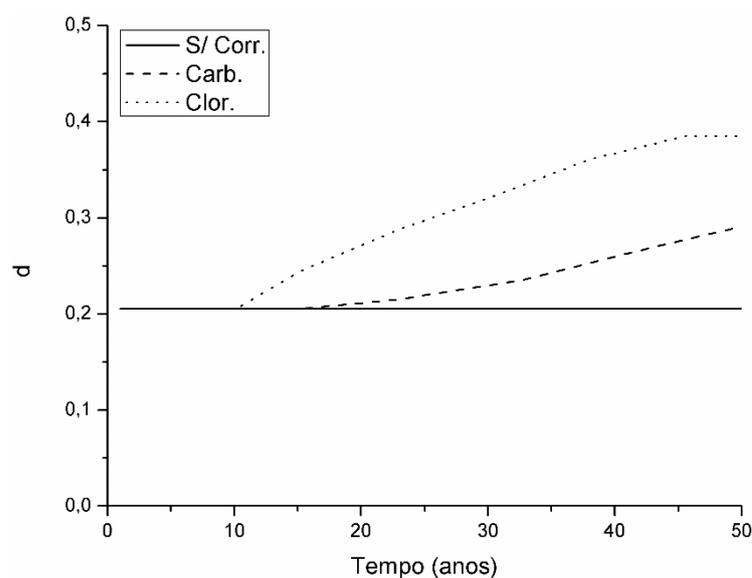
distribui os esforços, e reduz o crescimento do dano, enquanto que para a estrutura isostática o momento está concentrado no meio do vão e não há redundância.

Figura 5.28 – Curva do deslocamento no meio do vão, nas situações sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: pórtico plano com carregamento constante.



FONTE: A autora.

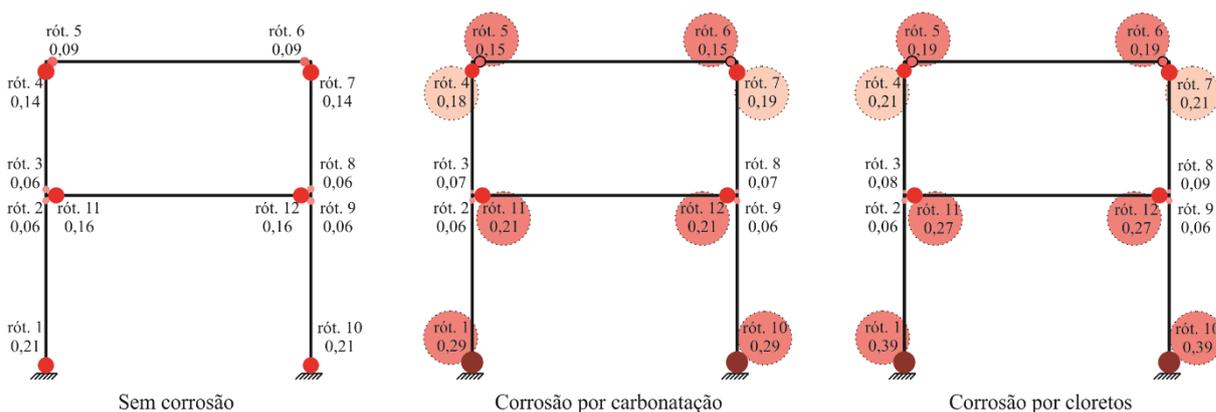
Figura 5.29 – Evolução do dano nas situações sem corrosão, com corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto: pórtico plano com carregamento constante.



FONTE: A autora.

Também foi construído o mapa de dano da estrutura com e sem corrosão e realizada a comparação para a verificação do efeito da corrosão na redistribuição de esforços, conforme mostra a Figura 5.30.

Figura 5.30 – Mapa de dano do pórtico para a situação de colapso: carregamento constante.



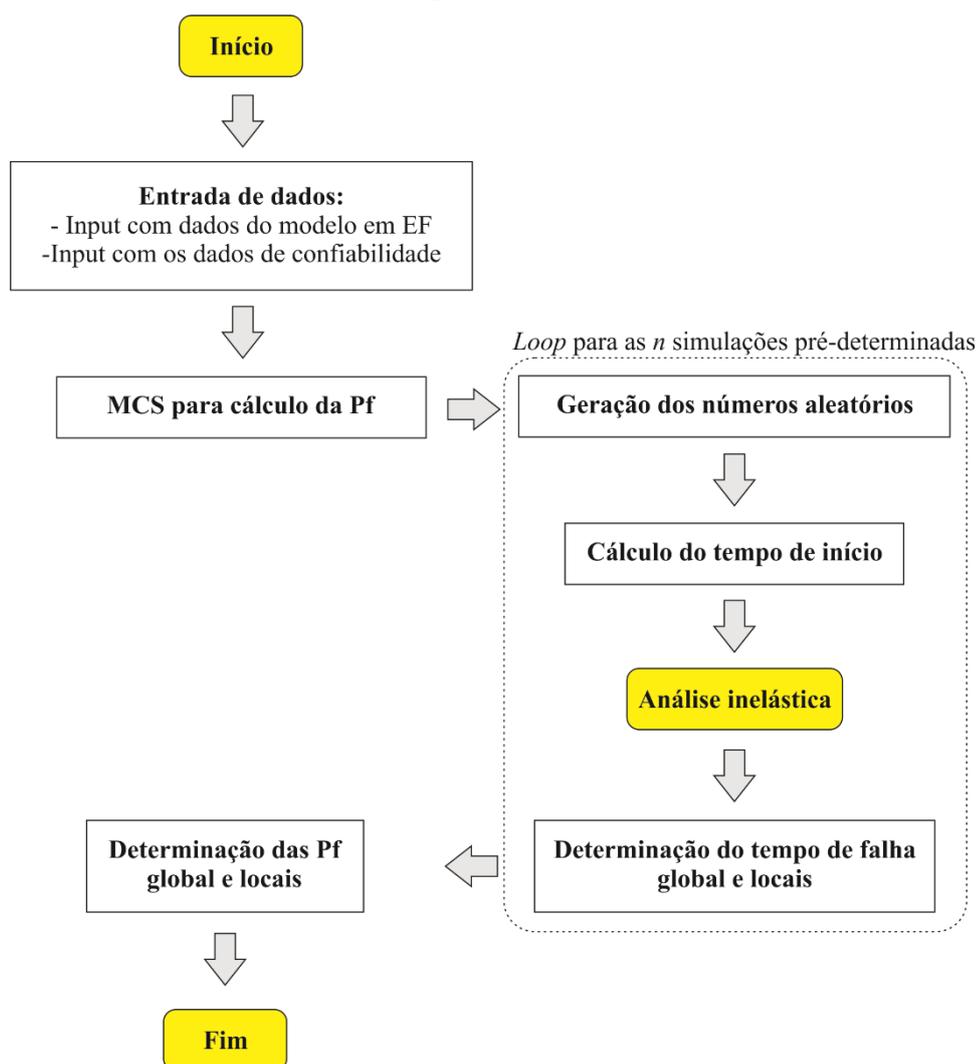
FONTE: A autora.

A Figura 5.30 mostra que as rótulas inelásticas do engaste, 1 e 10, e das extremidades das vigas, 5, 6, 11 e 12, apresentam crescimento maior do que as rótulas inelásticas 4 e 7. Isso implica, que caso a corrosão se propague ainda mais, a tendência é que as rótulas inelásticas 5 e 6 assumam valores maiores que a 4 e a 7. Esse resultado vai ao encontro do que foi observado no caso de colapso da estrutura analisado no caso do carregamento variável. Além disso, a mudança no modo de falha devido ao processo corrosivo também foi verificada na determinação do caminho crítico já visto no capítulo 4, sendo confirmada essa possibilidade com a análise inelástica da estrutura.

6 APLICAÇÕES NUMÉRICAS E RESULTADOS

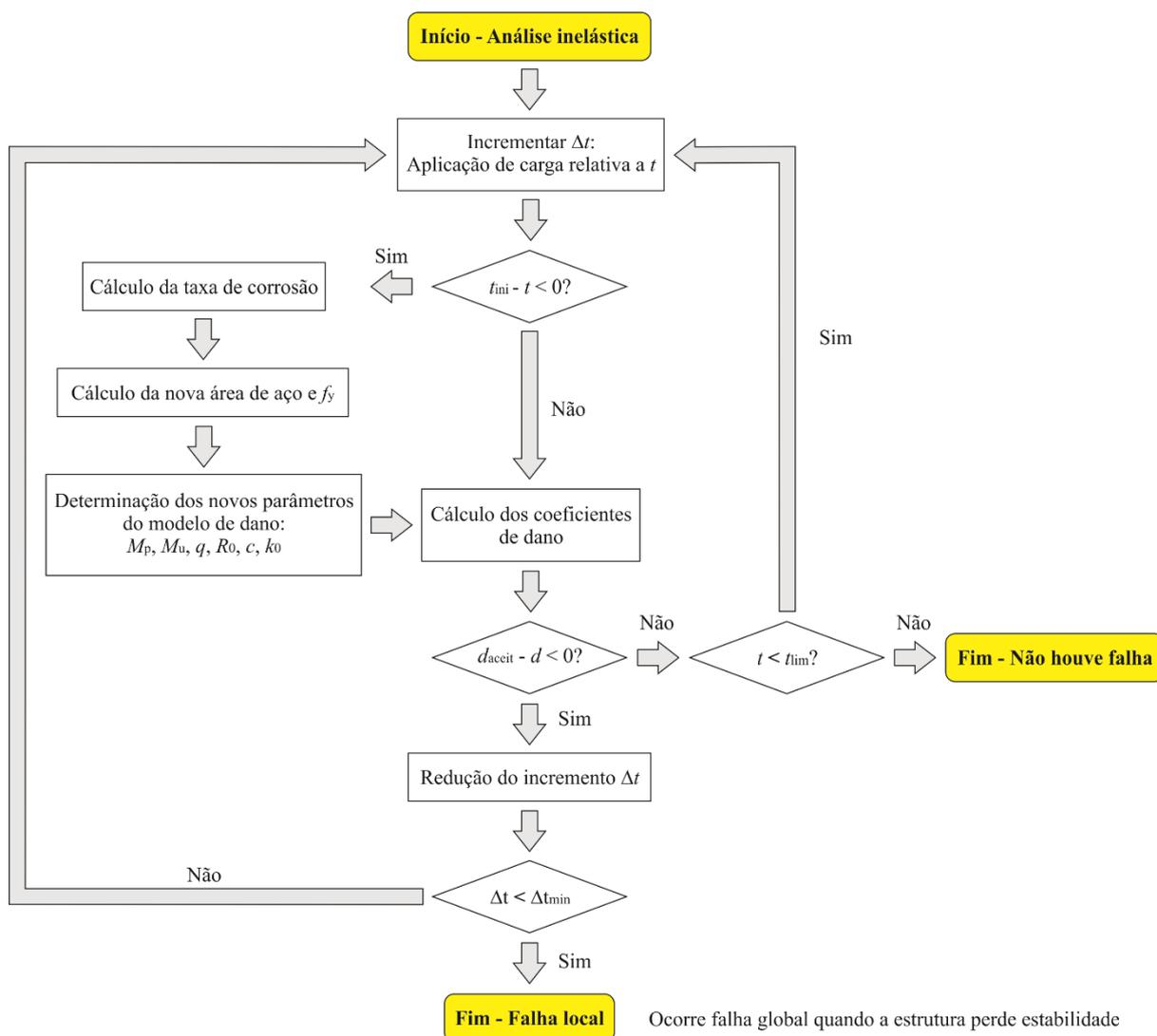
Os conceitos e implementações desenvolvidos nos capítulos anteriores foram acoplados em um único programa de análise probabilística inelástica de estruturas em concreto armado sujeitas a processos corrosivos. O programa, desenvolvido em linguagem Fortran, foi aplicado para dois exemplos: uma viga isostática e um pórtico hiperestático. Em tais programas é considerado que tais estruturas estão sujeitas tanto a processos de carbonatação, quanto por ação de íons cloreto. Um fluxograma do funcionamento do programa é mostrado nas Figuras 6.1 e 6.2.

Figura 6.1 – Fluxograma de funcionamento do programa de análise probabilística inelástica implementado.



FONTE: A autora.

Figura 6.2 – Fluxograma de funcionamento do programa de análise inelástica.



FONTE: A autora.

O programa tem dois arquivos de entrada de dados, sendo um relativo às variáveis aleatórias do problema (com dados de média, desvio-padrão e função de densidade de probabilidades adotado), e outro com os dados da malha de elementos finitos utilizados, bem como valores de parâmetros determinísticos. O arquivo com os dados da malha de elementos finitos e propriedades determinísticas do programa segue o padrão dos arquivos de entrada do ABAQUS¹⁸, e uma subrotina para a interpretação dos parâmetros e propriedades foi implementada.

¹⁸ Para auxiliar no entendimento do padrão de entrada e desenvolvimento de subrotinas no ABAQUS foi utilizado o material “Writing User Subroutines with ABAQUS”, disponível em: <

Para a resolução do problema de confiabilidade é utilizado o método de simulação de Monte Carlo. São determinados os valores das variáveis aleatórias (geração de números aleatórios) para cada simulação realizada. Com tais valores, o programa calcula o tempo de início da corrosão e inicia a análise inelástica da estrutura.

A análise inelástica via teoria do dano concentrado é realizada por meio de incrementos de carga no tempo. Nessa etapa, é verificado se, no determinado instante de tempo, a corrosão iniciou-se ou não, pela equação de estado limite dada (Eq. 6.1).

$$g_1 = t_{ini} - t \quad (6.1)$$

Se g_1 for menor que zero, significa que o tempo de início da corrosão, t_{ini} , é menor que o tempo de análise, ou seja, o processo corrosivo já foi iniciado. Nessa etapa, dentro do algoritmo de dano concentrado, é realizado procedimentos diferentes para o cálculo dos parâmetros do modelo de dano.

Caso a corrosão tenha iniciado, diversas propriedades geométricas e mecânicas precisam ser atualizadas, devido à penalização da área de aço pela redução do diâmetro efetivo, diminuição da tensão de escoamento e atualização da rigidez axial e à flexão. Esses valores são calculados a partir da taxa de corrosão cujas equações já foram apresentadas no capítulo 3.

As propriedades atualizadas são usadas para o cálculo dos parâmetros do modelo de dano concentrado. Conforme o capítulo anterior sobre mecânica do dano, sabe-se que a evolução do coeficiente de dano está atrelada ao momento fletor aplicado na seção transversal em análise. A redução da capacidade resistente da estrutura devido à corrosão gera consequente diminuição do momento plástico e momento último. Esses dois valores de momento atualizados para o caso da armadura corroída são calculados por meio da relação momento-curvatura, obtida com as propriedades geométricas e mecânicas penalizadas. Com tais dados, é possível calcular os demais parâmetros do modelo de dano concentrado, conforme já visto no capítulo 5. No caso da corrosão não ter iniciado, não é necessária a atualização de tais parâmetros.

Ainda no algoritmo de análise inelástica, é avaliada uma segunda equação de estado limite, que compara os valores de dano em cada rótula inelástica com um índice de dano aceitável (d_{acei}), conforme mostra a Eq. 6.2.

$$g_2 = d_{acei} - d \quad (6.2)$$

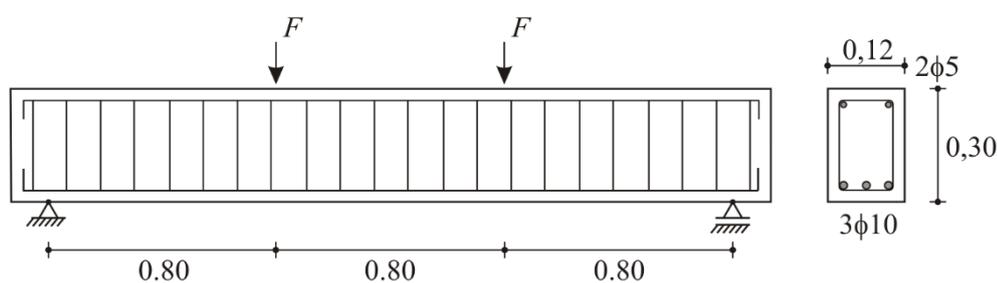
No entanto, mesmo que o valor de dano na rótula inelástica tenha atingido ou superado o valor de dano aceitável assumido na análise, apenas é considerada a falha local depois de realizar redução no incremento de tempo e reaverificar a Eq. 6.2. Com isso, são utilizados passos tão pequenos quanto necessário próximo à ruptura (Δt_{\min}), de forma a obter uma resposta mais próxima possível do colapso (maior precisão no tempo de falha).

As falhas são determinadas de forma local, para cada rótula inelástica em questão. O colapso global é determinado pela perda de estabilidade da estrutura, que é verificado no programa desenvolvido. As curvas de falha são obtidas por meio do MCS, dividindo o número de falhas anuais pelo número total de simulações.

6.1 Análise inelástica probabilística de viga isostática

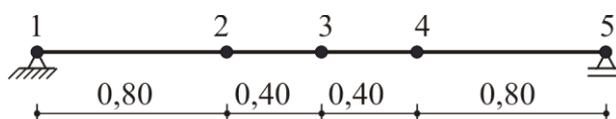
O primeiro exemplo analisado consiste na viga isostática biapoiada já analisada, deterministicamente, no capítulo anterior (ÁLVARES, 1993). A viga será brevemente rerepresentada neste capítulo para facilitar a leitura.

Figura 6.3 – Viga biapoiada analisada probabilisticamente (dimensões em metros, bitolas das armaduras em milímetros).



Fonte: A autora.

Figura 6.4 – Malha de elementos finitos utilizada para a viga biapoiada.



Fonte: A autora.

A viga apresenta dois carregamentos pontuais de igual intensidade, em dois pontos distintos, igualmente afastados do apoio (Figura 6.3). No dimensionamento foram utilizadas três barras de 10 mm na armadura positiva, duas barras de 5 mm na armadura negativa e estribos de dois ramos de 5 mm a cada 20 cm. A respectiva malha de elementos finitos é mostrada na Figura 6.4. Como se trata de uma estrutura isostática, basta apenas uma falha em um dos nós analisados para a caracterização do colapso da viga. Uma vez que o centro do vão é a região com maior deformação, espera-se que a região do nó 3 seja o local de falha da viga. Para uma primeira análise probabilística, a evolução do dano foi considerada sem a presença do processo corrosivo nas armaduras. A Tabela 6.1 mostra os dados estatísticos das variáveis aleatórias.

Tabela 6.1 – Dados de variáveis aleatórias da análise probabilística: viga biapoiada com dano distribuído.

Variável	Média	COV	Distribuição
Cobrimento (cm)	1.5	0.15	Normal
f_c (MPa)	38	0.10	Normal
f_y (MPa)	500	0.10	Lognormal
f_{su} (MPa)	550	0.10	Lognormal
Carregamento (kN)	50	0.10	Gumbel para máximos

Fonte: A autora.

Para a análise do efeito da corrosão, duas situações distintas foram analisadas, sendo a primeira de corrosão por cloretos e uma segunda de corrosão devido ao processo de carbonatação. Mais parâmetros aleatórios foram incorporados ao problema, como fatores ambientais (por exemplo, umidade relativa e temperatura), e relativos à dosagem (fator a/c). Os dados estatísticos estão apresentados na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 – Dados de variáveis aleatórias do problema determinístico.

Variável	Média	COV	Distribuição
Fator a/c	0.5	0.15	Normal
Umidade (%)	75	0.25	Normal
Temperatura (°C)	20	0.25	Normal
i_{corr} (μA) ¹⁹	0.431	0.60	Lognormal

Fonte: A autora.

¹⁹ Valor de referência adotado por Stewart et al. (2011)

Tanto para a corrosão uniforme, quanto para a corrosão por carbonatação, adotou-se valores médios de regiões com alto grau de agressividade ambiental. O valor da concentração de cloretos foi calculada com base no mapeamento de cloretos das cidades de Maceió e Fortaleza (ALVES, 2007; ALBUQUERQUE; OTOCH, 2005), enquanto para a taxa de CO₂, observou-se valores que abrangem regiões industriais (CASCUDO; CARASEK, 2011), conforme mostra Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Dados de variáveis aleatórias do problema determinístico.

Variável	Média	COV	Distribuição
C_{lim}	0.5	0.15	Normal
C_0	75	0.25	Normal
CO ₂ (%)	2	0.25	Normal

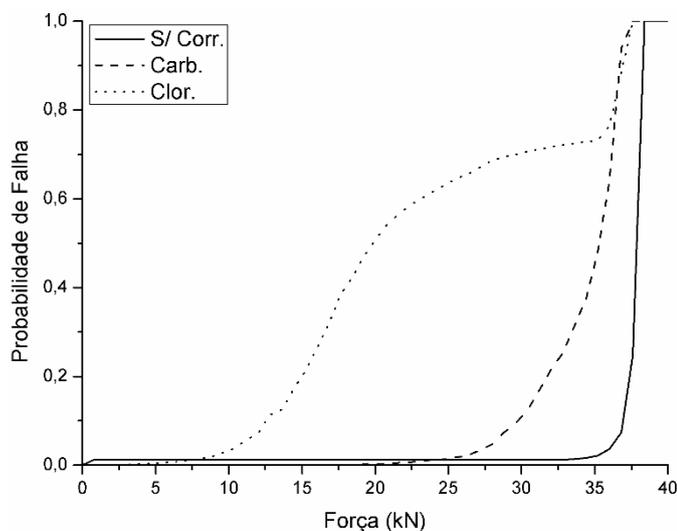
Fonte: A autora.

Para os parâmetros de fator agregado/cimento foi adotado um valor determinístico de 5, e para a densidade dos agregados, do cimento e da água foi adotado os valores de 2560, 2500 e 1000 kg/m³, respectivamente.

Primeiramente, considerou-se o carregamento crescente no tempo, e a curva de probabilidade de falha foi obtida conforme mostra a Figura 6.5. Observa-se que para os valores de carregamento acima de 35 kN, já ocorre a falha da estrutura. Isso porque, na equação de estado limite proposta, o limite máximo de dano estabelecido é de 0,5, menor que o limite último de 0,63 normalmente encontrado em estruturas em concreto armado.

A corrosão por cloretos apresentou maiores valores de probabilidade de falha iniciais. No entanto, após atingir o valor médio da força que provoca plastificação da armadura, a probabilidade de falha se igualou ao caso da carbonatação, apresentando um crescimento mais acentuado no final. Como após atingir o limite de plastificação da armadura a ruptura ocorreu de forma rápida, uma outra forma de escrever a equação de estado limite é considerar o valor de dano aceitável sendo um valor próximo do dano plástico.

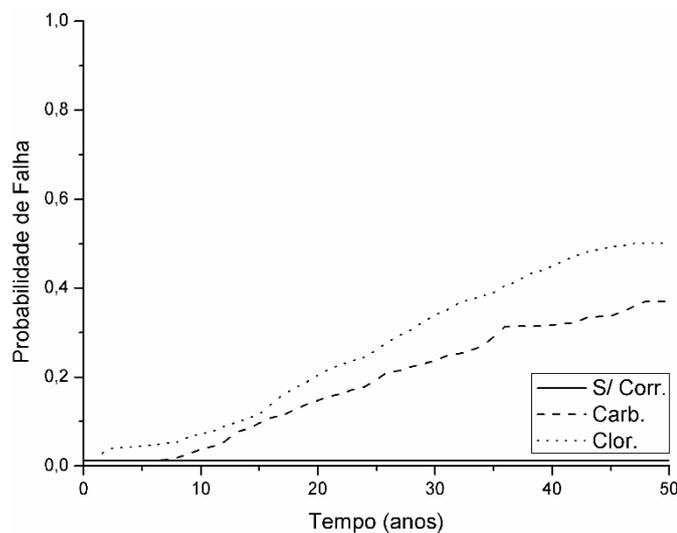
Figura 6.5 – Curva de evolução da probabilidade de falha com o incremento médio de força: viga biapoiada com dano distribuído.



FONTE: A autora.

Nesse primeiro caso, considerou-se o carregamento crescente ao longo do tempo. No entanto, para a maior parte das estruturas civis, o carregamento é considerado constante na análise. Dessa forma, um novo estudo foi realizado, reduzindo o carregamento para 20 kN e avaliando o efeito da corrosão no aumento do dano. Os resultados podem ser verificados na Figura 6.6, na qual é possível perceber que a corrosão gera um aumento na probabilidade de falha da estrutura, conforme já esperado.

Figura 6.6 – Curva de evolução da probabilidade de falha com aplicação de força constante: viga biapoiada com dano distribuído.



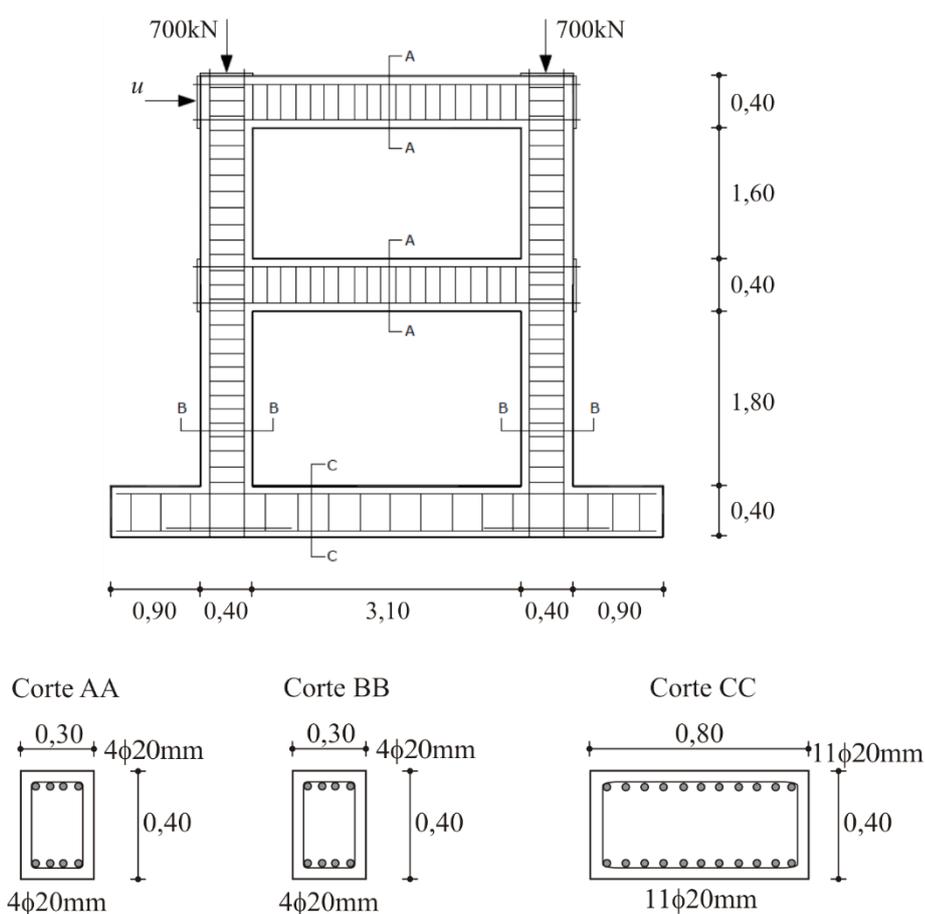
FONTE: A autora.

6.2 Análise inelástica probabilística de um pórtico plano

O segundo exemplo também já foi analisado deterministicamente no capítulo anterior, e se trata do pórtico em concreto armado ensaiado por Vecchio e Collins (1986), conforme visto na Figura 6.7. Inicialmente, duas cargas de 700 kN foram aplicadas de forma determinística. Após a aplicação dessas cargas, é feita aplicação do carregamento horizontal como parâmetro estocástico.

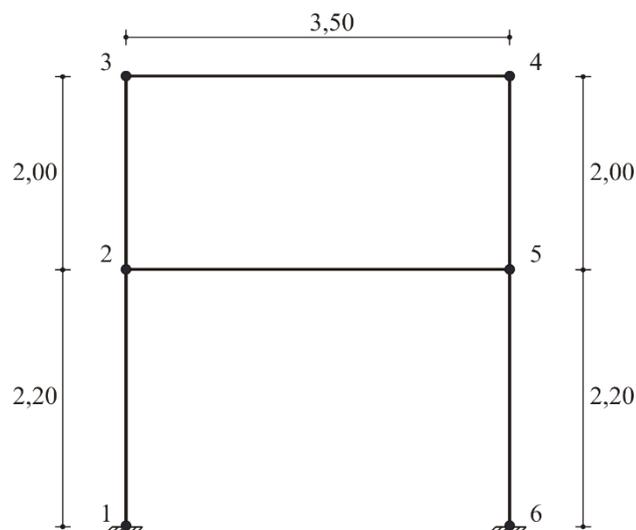
A malha de elementos finitos foi mantida a mesma do exemplo anterior, com seis elementos no total, conforme mostra a Figura 6.8. Como se trata de uma estrutura hiperestática, buscou-se determinar o caminho crítico, ou seja, quais rótulas inelásticas apresentam maior probabilidade de falha local, determinando valores das probabilidades de falha individuais. Também foi determinado o valor da probabilidade de colapso global do pórtico.

Figura 6.7 – Pórtico analisado probabilisticamente (dimensões em metros).



Fonte: Nogueira et al. (2010).

Figura 6.8 – Malha de elementos finitos utilizada para a viga biapoiada.



Fonte: A autora.

Assim como no exemplo da viga, considerou-se, primeiramente, a evolução do dano sem a presença do processo corrosivo nas armaduras. Os valores de média, desvio-padrão e função de densidade de probabilidades adotados são mostrados na Tabela 6.4. Adotou-se um menor coeficiente de variação (COV) para as tensões de escoamento e último do aço, uma vez que esse é um valor obtido por meio de ensaios de caracterização do aço realizados por Vecchio e Collins (1986). O valor de carregamento foi baseado no valor máximo atingido pela estrutura na análise experimental e numérica realizada no capítulo anterior.

Tabela 6.4 – Dados de variáveis aleatórias do problema determinístico.

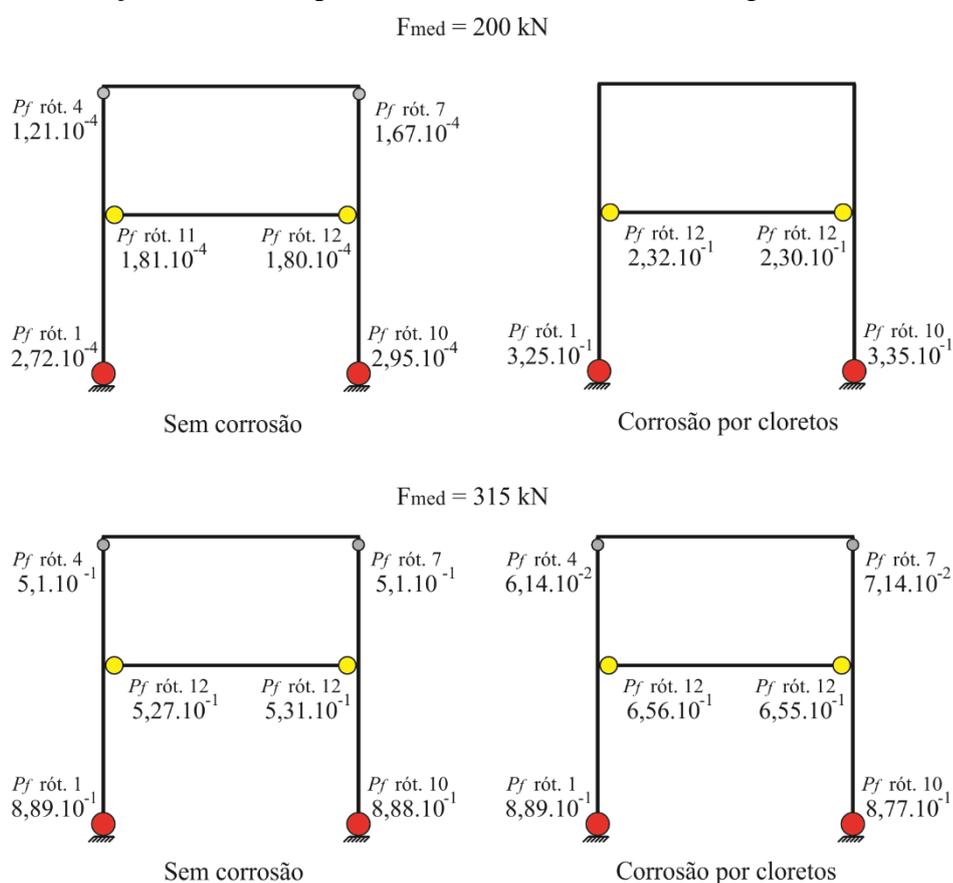
Variável	Média	COV	Distribuição
Cobrimento (cm)	2,5	0,15	Normal
f_c (MPa)	30	0,10	Normal
f_y (MPa)	418	0,05	Lognormal
f_{su} (MPa)	598	0,05	Lognormal
Carregamento (kN)	350	0,10	Lognormal

Fonte: A autora.

O pórtico também foi analisado para os dois tipos de corrosão: por carbonatação e por ação de íons cloretos. Os parâmetros aleatórios relativos aos fatores ambientais e à dosagem foram os mesmos adotados no exemplo anterior, já mostrados na Tabela 6.2. Os valores de concentração de cloretos e de CO_2 também foram os mesmos do exemplo anterior (Tabela 6.3).

Primeiramente foi avaliado o carregamento variável até 315 kN, comparando o caso sem corrosão com o caso de corrosão por carbonatação e por ação de íons cloreto. Foi gerado um mapa de probabilidade de falhas, mostrando as probabilidades individuais por rótula inelástica, a fim de visualizar as possíveis mudanças provocadas pelos efeitos corrosivos. A Figura 6.9 mostra as probabilidades de falha para o passo 33, equivalente a um carregamento médio de 200 kN, para o caso sem corrosão e por corrosão por ação de íons cloreto.

Figura 6.9 – Comparação do mapa de dano das situações sem corrosão e com corrosão por ação de cloretos para dois valores médios de carregamento.

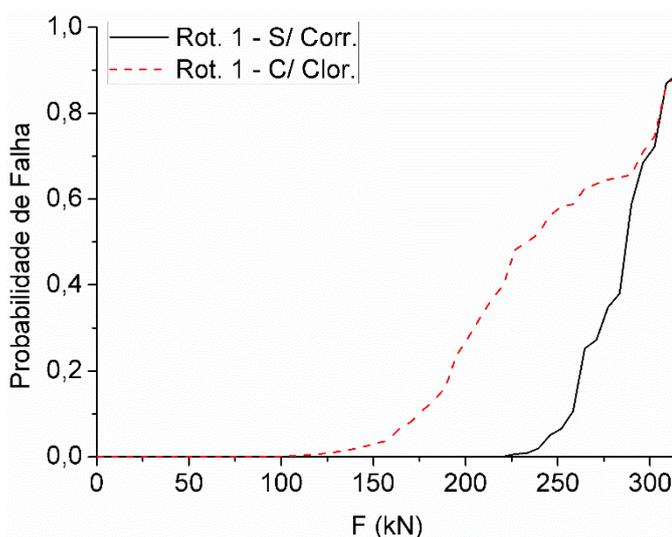


FONTE: A autora.

Observa-se, que para o caso sem corrosão, os valores de probabilidades individuais são bem menores, da ordem de 10^{-4} . Para o caso em que a corrosão já se propagou, a probabilidade sobe para valores na ordem de 10^{-1} . Há predominância de falha nas rótulas inelásticas 1 e 10, do engaste, e 11 e 12, da viga intermediária. Contudo, para o caso sem corrosão, os valores de probabilidade de falha das rótulas inelásticas 11 e 12 são muito próximos dos valores das rótulas inelásticas 4 e 7; enquanto que para a corrosão por cloretos a probabilidade de falha é nula.

A Figura 6.10 mostra a evolução dessas probabilidades de falha individuais, comparando o caso sem corrosão com a corrosão por ação de íons cloreto. Nas curvas também é possível observar a rápida evolução da falha das rótulas inelásticas 11 e 12. Para as rótulas inelásticas 4 e 7, valores maiores de probabilidade de falha são obtidos sem comparação com a corrosão por cloretos. Isso mostra que a estrutura se comporta de forma diferente na redistribuição dos esforços quando apresenta certo grau de corrosão nas armaduras.

Figura 6.10 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão por cloretos e sem corrosão, com o aumento da corrosão e do carregamento: rótula inelástica 1.



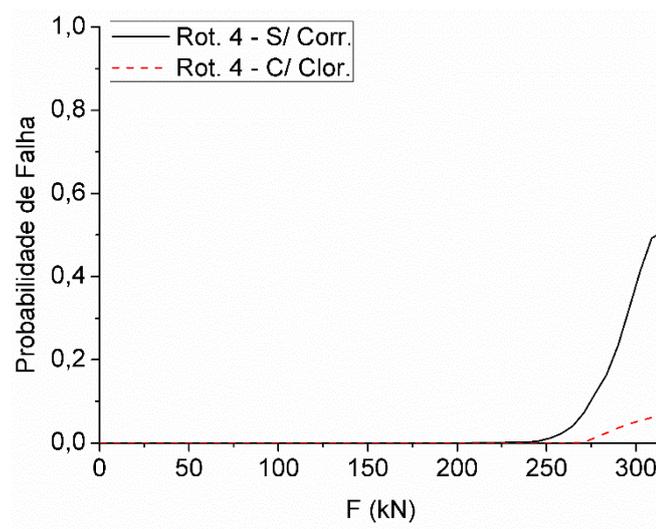
FONTE: A autora.

A Figura 6.10 mostra que após 100 kN a estrutura corroída começa a apresentar valores elevados de probabilidade de falha (o mesmo comportamento foi verificado para a rótula inelástica 10). No entanto, o valor final da probabilidade de falha do engaste é semelhante para as situações sem ou com corrosão por cloretos. Como visto no mapa de dano, esse é um dos mecanismos principais de falha, e que portanto governa o problema do pórtico.

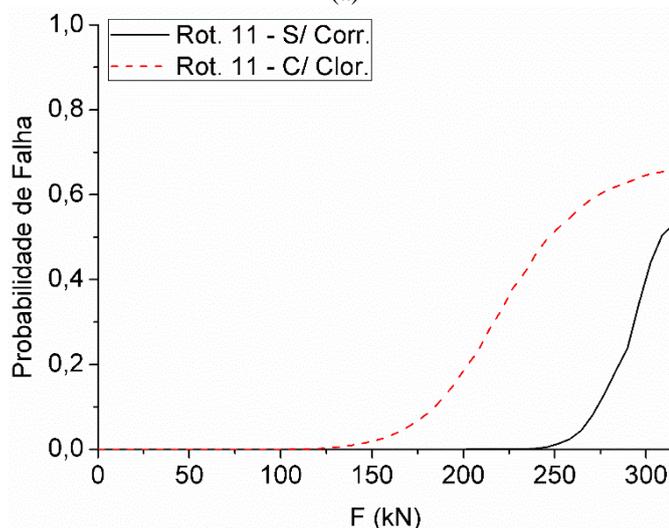
Como trata-se de uma estrutura hiperestática, após a falha na região próxima aos engastes, um segundo mecanismo é necessário para o completo colapso da estrutura. No mapa de dano, visualizou-se que a segunda região de falha se concentra nas regiões da viga intermediária (rótulas inelásticas 11 e 12), e nas extremidades superiores dos pilares (rótulas inelásticas 4 e 7). Tendo em vista a situação observada no mapa de dano, buscou-se estudar

comparativamente o comportamento de tais rótulas inelásticas quanto à falha para os casos com e sem corrosão. A Figura 6.11 mostra a variação das duas regiões em questão.

Figura 6.11 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão por cloretos e sem corrosão, com o aumento da corrosão e do carregamento: (a) rótula inelástica 4; (b) rótula inelástica 11.



(a)



(b)

FONTE: A autora.

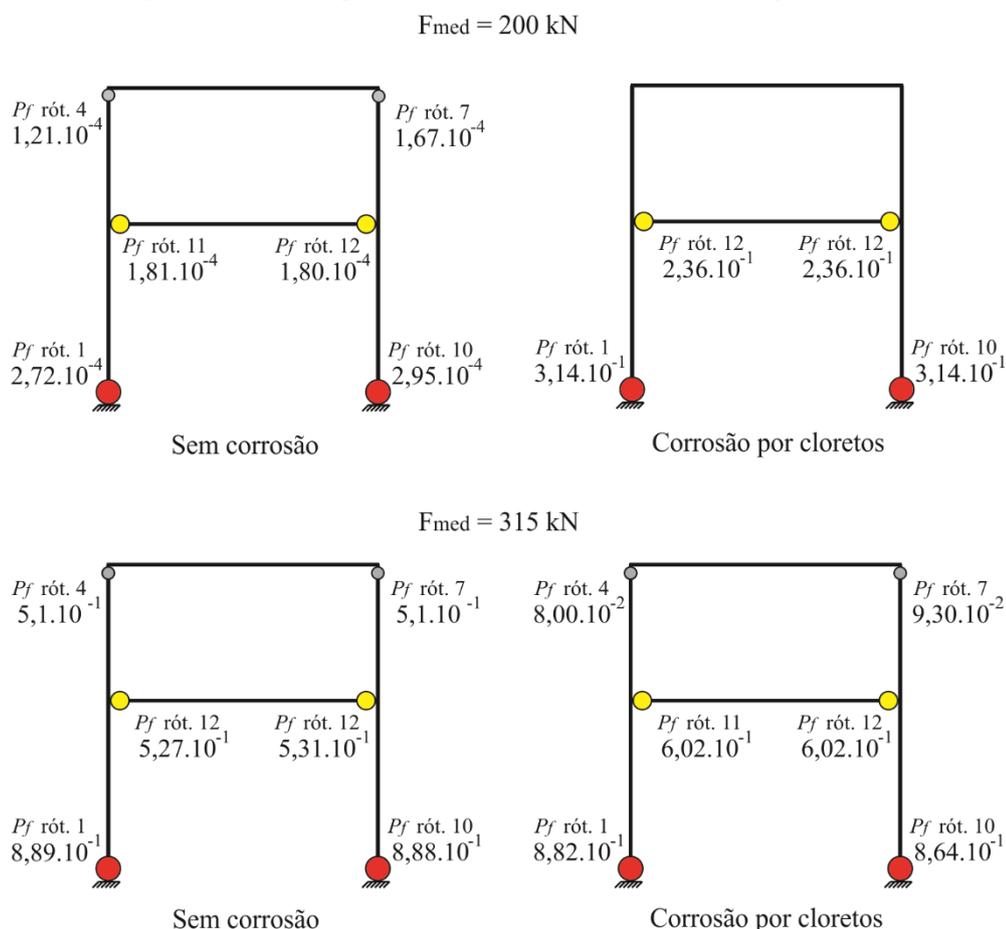
Observa-se uma curva de probabilidade de falha significativamente maior para o caso sem corrosão, se comparado com a corrosão por cloretos. Geralmente é esperado que esse aumento ocorra para os casos com corrosão, devido à perda de resistência e de rigidez já mostrada no trabalho. Contudo, como se trata de um exemplo hiperestático de relativa

complexidade, durante o processo de redistribuição das cargas, as probabilidades de falha individuais sofreram alterações com a propagação do processo corrosivo.

Esse fato vai ao encontro dos resultados determinísticos do capítulo anterior. No exemplo do pórtico apresentado, houve redução do valor de dano nas rótulas inelásticas 4 e 7 com a evolução da corrosão. Em contrapartida a essa diminuição, os valores de dano das rótulas inelásticas 11 e 12 sofreram significativo aumento.

O mesmo exemplo foi analisado também para o caso de corrosão por carbonatação, no qual o mapa de dano foi obtido conforme mostra a Figura 6.12.

Figura 6.12 – Comparação do mapa de dano das situações sem corrosão e com corrosão por ação de cloretos para dois valores médios de carregamento.



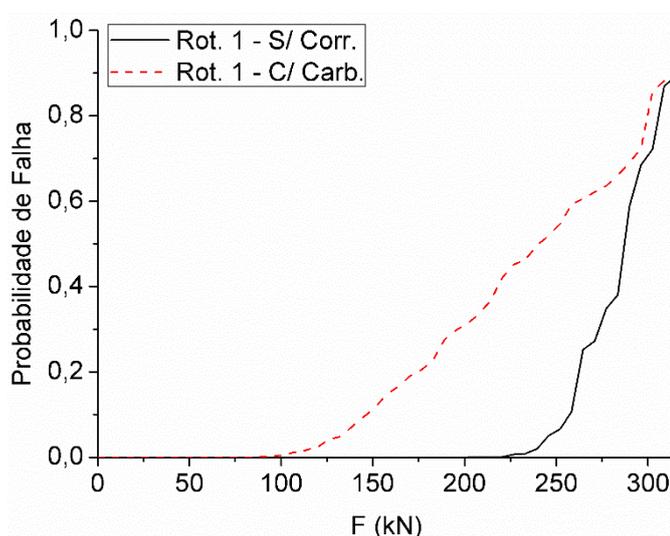
FONTE: A autora.

Assim como no caso da corrosão por ação de íons cloreto, na carbonatação também foi obtido valores de falha menores para as rótulas inelásticas 4 e 7. No entanto, esse decréscimo

foi menos acentuado que no caso da corrosão por íons cloreto. Pode-se atribuir esse fato a uma perda de seção transversal menos agressiva na corrosão por carbonatação do que na corrosão por cloretos. Assim, verifica-se que existe a possibilidade de mudanças no caminho de falha segundo o grau de agressividade da corrosão, conforme também foi observado nos exemplos das vigas hiperestáticas do capítulo de confiabilidade (capítulo 4).

Assim como no caso da corrosão por ação de íons cloreto, as falhas individuais da carbonatação foram avaliadas conforme mostram a Figura 6.13 e, posteriormente, a Figura 6.14.

Figura 6.13 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão por carbonatação e sem corrosão, com o aumento da corrosão e do carregamento: rótulas inelásticas 1 e 10.

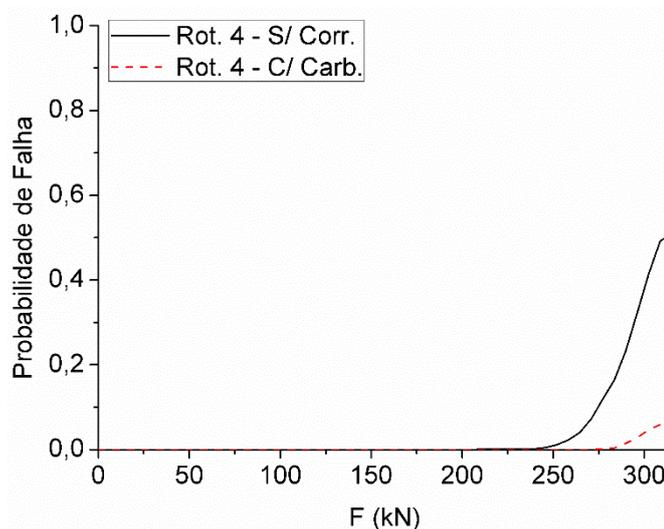


FONTE: A autora.

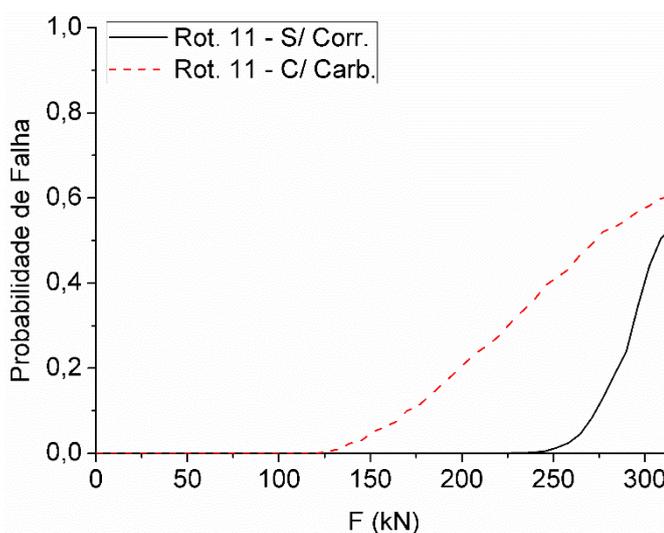
A Figura 6.13 mostra que, também para o caso da carbonatação, a curva começa a crescer após 100 kN para a rótula inelástica 1 (mesmo comportamento foi observado para rótula 10). No entanto, ao contrário da curva da corrosão por cloretos, que se aproxima de um comportamento quadrático, na carbonatação o crescimento é aproximadamente linear. Ou seja, para valores intermediários, a corrosão por carbonatação tendeu a apresentar valores menores que no caso da ação de íons cloretos. Na carga de ruptura o valor da probabilidade de falha para a corrosão por carbonatação também é semelhante ao caso sem corrosão.

O comportamento das outras rótulas inelásticas em análise quanto ao fenômeno de carbonatação é visualizado na Figura 6.14.

Figura 6.14 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão por cloretos e sem corrosão, com o aumento da corrosão e do carregamento: (a) rótula inelástica 4; (b) rótula inelástica 11.



(a)



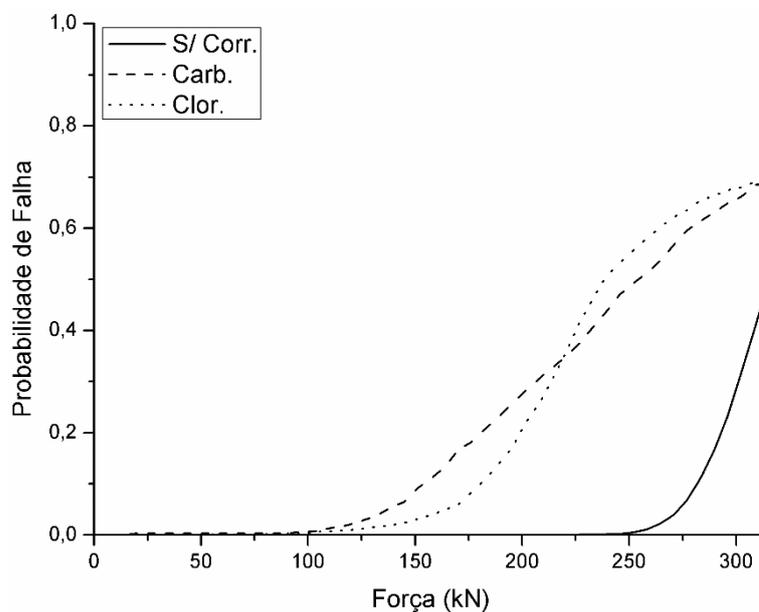
(b)

FONTE: A autora.

A Figura 6.14 mostra a mesma tendência de concentração da falha nas rótulas inelásticas 11 e 12 após o início da corrosão, assim como é verificada a redução da falha nas rótulas inelásticas 4 e 7 se comparado à curva da falha sem corrosão. Nas rótulas inelásticas 11 e 12 também há um crescimento linear na falha, como no caso das rótulas inelásticas 1 e 10 mostradas anteriormente.

Por fim, o comportamento global da estrutura é avaliado quanto à probabilidade de falha na Figura 6.15. Tanto a corrosão por carbonatação quanto por cloretos apresentaram valores de falha semelhantes na carga de 315 kN. A diferença encontra-se no comportamento das curvas, que seguem as curvas do mecanismo de falha dominante – rótulas inelásticas 1 e 10. Assim como foi verificado na análise individual das rótulas inelásticas, a carbonatação seguiu uma tendência de crescimento de falha linear, enquanto por cloretos observou-se um comportamento aproximadamente quadrático.

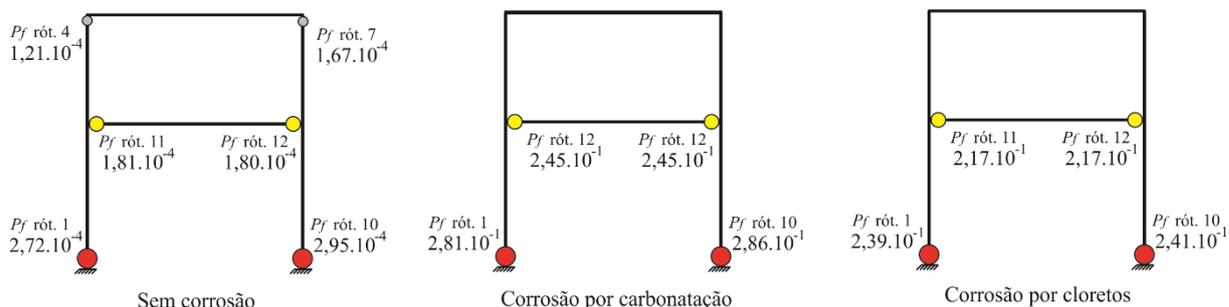
Figura 6.15 – Curva de evolução da probabilidade de falha com o incremento médio de força: pórtico plano.



FONTE: A autora.

A última análise consistiu em manter o carregamento constante em 200 kN e verificar o comportamento da estrutura quanto às probabilidades de falha global e locais ao decorrer do processo corrosivo. O mapa de dano para o tempo final de análise (50 anos) é mostrado na Figura 6.16.

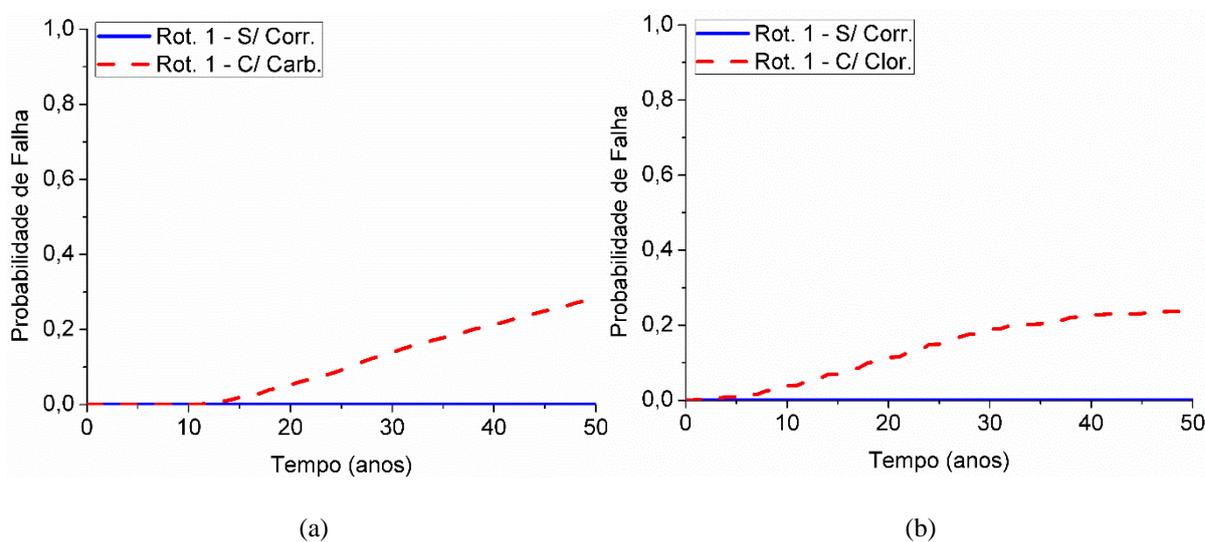
Figura 6.16 – Comparação do mapa de dano das situações sem corrosão e com corrosão por ação de cloretos para dois valores médios de carregamento.



FONTE: A autora.

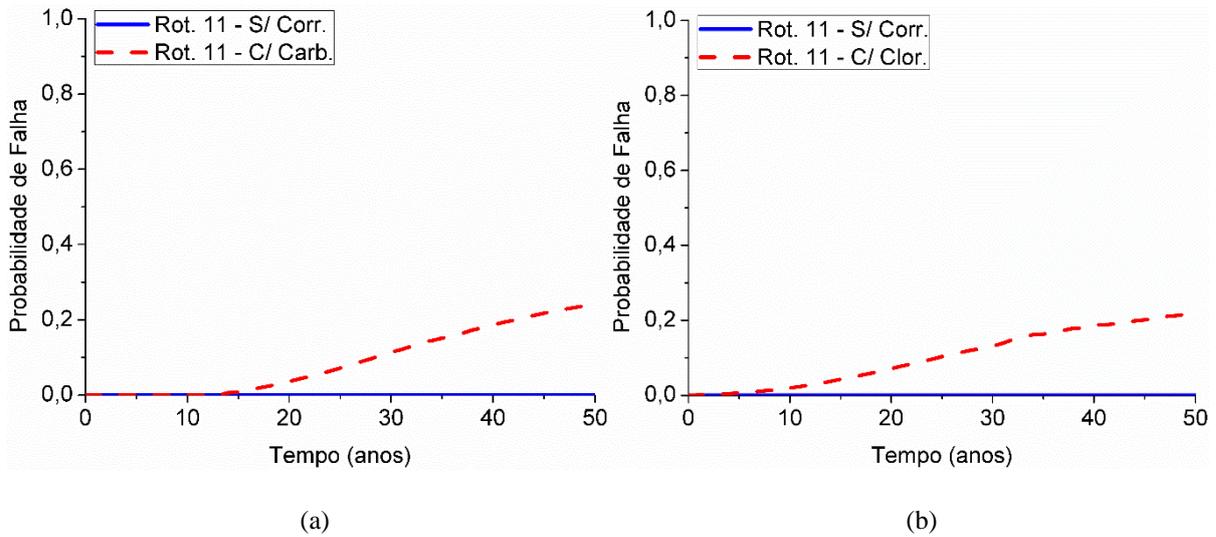
Por fim, as Figuras 6.17 e 6.18 mostram o crescimento da falha devido à ação da corrosão nas rótulas inelásticas 1 e 11, respectivamente. As rótulas inelásticas 4 e 7 foram desconsideradas nessa análise, uma vez que não apresentaram substancial crescimento de probabilidade de falha.

Figura 6.17 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão e sem corrosão para as rótula inelástica 1: (a) carbonatação; (b) cloretos.



FONTE: A autora.

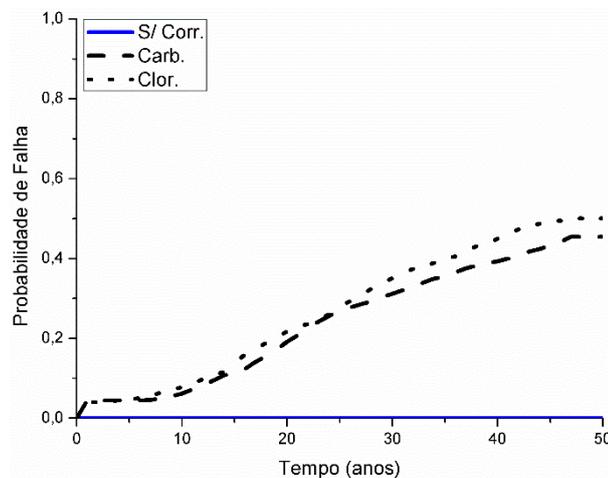
Figura 6.18 – Crescimento da probabilidade de falha individuais para os casos com corrosão e sem corrosão para as rótulas inelásticas 11 e 12: (a) carbonatação; (b) cloretos.



FONTE: A autora.

As falhas locais ficam distribuídas entre a região próxima ao engaste e a viga intermediária. Observa-se probabilidades de falha ligeiramente maiores nas rótulas inelásticas 1 e 10, sendo essas as duas primeiras falhas, seguindo o caminho de falha para as rótulas inelásticas 4 e 7, e então caracterizando o colapso da estrutura. Não há concentração das falhas no engaste, como ocorre no caso sem corrosão mostrado no mapa de probabilidades de falha da Figura 6.16. Por fim, a curva de probabilidade de falha é mostrada na Figura 6.19.

Figura 6.19 – Curva de evolução da probabilidade de falha mantendo força constante.



FONTE: A autora.

As curvas de corrosão apresentam comportamento similar ao exemplo anterior, em que a carbonatação apresentou crescimento linear e a corrosão por cloretos um crescimento na forma quadrática. A forma e a proporção das curvas de probabilidade de falha dependem das falhas individuais, que por sua vez estão relacionadas com os modelos analíticos utilizados para a perda de área de aço.

Dessa forma, ressalta-se que a acurácia das curvas apresentadas dependem principalmente da lei de evolução da corrosão utilizada – ou seja, das expressões para a taxa de corrosão, perda da área de aço e tempo de início; bem como da utilização de dados que correspondam à região de interesse.

7 CONCLUSÕES

Quanto ao tempo de início da corrosão, verificou-se que o mesmo é dependente da permeabilidade e porosidade do concreto aos agentes agressores, por meio dos modelos implementados e dos resultados obtidos. Concretos com alto fator a/c e baixos cobrimentos estão mais expostos aos efeitos nocivos da corrosão, e a probabilidade que a corrosão inicie aumenta exponencialmente com o aumento desses dois parâmetros. Também há relação de dependência do tempo de início com a concentração dos agentes agressores e com a umidade, que permite o transporte dos íons cloretos até a armadura e servem como meio para as reações de carbonatação.

As equações de cálculo do tempo de início da despassivação foram utilizadas para as determinação da probabilidade de início da corrosão para três situações diferentes, variando os valores médios e o desvio-padrão do cobrimento, fator a/c, e a resistência a compressão do concreto. Em todas as simulações foram encontradas uma considerável possibilidade que a corrosão inicie ao final de 50 anos, sendo que em um dos casos foram adotadas as recomendações da ABNT NBR 6118:2014 para ambientes com alto grau de agressividade.

Uma vez despassivada a armadura, as reações de corrosão ocorrem de acordo com a taxa de corrosão. O aumento dessa taxa gera redução da seção transversal da armadura e penalização de sua tensão de escoamento; com consequente perda de rigidez e da capacidade resistente, o que aumenta a fissuração e deformações da estrutura. Esses efeitos foram quantificados utilizando o modelo de análise inelástica via da teoria do dano concentrado desenvolvido neste trabalho.

Dois modelos distintos para o cálculo da redução da área de aço foram utilizados para a corrosão por carbonatação e por ação de cloretos, uma vez são mecanismos de despassivação diferentes. Na corrosão por carbonatação armaduras com menor diâmetro sofrem maior redução percentual de área de aço do que as armaduras com bitola maior, uma vez que há a penalização do diâmetro total da armadura (corrosão uniforme). Esse efeito é sentido com menor intensidade na corrosão por cloretos, pois esse mecanismo gera o fenômeno de corrosão por pites (localizada). Nesse modelo analítico, o cálculo da perda de área de aço é realizado pela determinação da profundidade do pite, ao invés de realizar a penalização do diâmetro inteiro.

Para a realização de análises inelásticas na estrutura, um modelo de dano concentrado foi implementado em Fortran e validado. Na presente dissertação foi sugerida uma modificação

no algoritmo do dano concentrado, de forma que o mesmo contemple situações de dano contínuo (casos de momento constante ao longo do elemento), com base em equações de redução da rigidez à flexão determinadas pelo ACI 318-08. Essa modificação foi validada comparando com resultados experimentais e com o modelo de dano de Mazars. A validação do modelo implementado também foi realizada para um pórtico hiperestático, comparando com os resultados experimentais.

A utilização da teoria do dano concentrado permitiu o acoplamento direto das formulações de corrosão em análises inelásticas, gerando um algoritmo eficiente para a simulação do processo corrosivo. Foi definida uma nova variável no modelo de dano concentrado: a variável de estado de corrosão. O modelo também foi modificado de forma a contemplar leis de evolução do processo corrosivo, que são parâmetro do tempo de início e da taxa de corrosão da armadura.

Foram geradas curvas de evolução do dano e dos deslocamentos em pontos de interesse, para as situações com e sem corrosão. Verificou-se a perda de rigidez devido aos processos corrosivos por meio do aumento dos deslocamentos, bem como redução da capacidade resistente por meio do aumento do dano. Mapas de evolução do dano foram obtidos para o exemplo de um pórtico hiperestático, observando, com isso, o aumento da variável de dano e a modificação do modo de falha.

Em virtude do baixo custo computacional do modelo de dano concentrado com corrosão, tornou-se viável a realização de análises probabilísticas via método de simulação de Monte Carlo. Uma vez que as estruturas sujeitas a corrosão, em geral, apresentam variabilidade tanto na resistência quanto na solicitação, o problema foi formulado em termos da teoria de processos estocásticos. A utilização do MCS permitiu a obtenção de resultados, considerando a variação no tempo, de forma relativamente simples.

Com o modelo probabilístico de análise da corrosão foi possível obter importantes informações sobre a integridade estrutural. Foi obtida a probabilidade de falha global, bem como foi quantificada as probabilidades de falha individuais, verificando o caminho de falha da estrutura.

Um importante resultado oriundo das análises de confiabilidade consiste na determinação do caminho crítico de falha da estrutura. A corrosão afeta a maneira como a estrutura redistribui os esforços, e com isso mecanismos de colapso não esperados podem ser observados, sendo esse um ponto importante na definição de reparo de estruturas sob corrosão.

Esse comportamento foi observado tanto na análise de confiabilidade de vigas hiperestáticas (realizadas por meio das equações da ABNT NBR 6118:2014), quanto no estudo do pórtico hiperestático (análise probabilística inelástica por dano concentrado). Deste modo, a ferramenta computacional desenvolvida mostra como a evolução do processo corrosivo gera mudanças na configuração de falha da estrutura, mudando, inclusive, o caminho crítico de estruturas hiperestáticas. O programa computacional pode ser bastante útil no desenvolvimento de projetos que levem em consideração não somente aspectos e cenários ambientais atuais, mas que considerem a durabilidade estrutural. Além disso, o programa desenvolvido pode servir de auxílio para revisão de recomendações normativas que, conforme mencionado no trabalho, não é uma dificuldade restrita apenas à realidade brasileira, mas é um problema internacional.

7.1 Sugestões para trabalhos futuros

As sugestões de trabalhos futuros envolvem tanto melhorias no âmbito da confiabilidade de estruturas, quanto em relação ao modelo mecânico e às formulações de corrosão.

Quanto à confiabilidade, trabalhos devem ser desenvolvidos de forma a melhorar os dados estatísticos utilizados, podendo utilizar dados reais para estudos de casos em locais de interesse, como regiões industriais ou locais com variação de maré, por exemplo. Além disso, como o cobrimento é um dos parâmetros de maior influência na corrosão, o mesmo pode ser modelado como uma superfície gaussiana, de forma a considerar de forma mais realística a aleatoriedade dessa variável.

O problema apresenta alta aleatoriedade, e por esta razão recomenda-se realizar uma análise de sensibilidade dos parâmetros envolvidos, de forma a considerar na análise probabilísticas apenas as variáveis aleatórias de maior influência no problema.

Como o MCS simples possui alto custo computacional, pode-se melhorar o modelo de confiabilidade utilizando equações para definir o número de simulações ótimo. Além disso, pode-se implementar estratégias com menor custo computacional, como MCS com amostragem inteligente e validação de um modelo em FORM. Outras técnicas de paralelização mais eficientes que o OpenMP podem ser utilizadas, como o MPI (*Message Passing Interface*), para a realização de simulações com maior custo computacional.

O modelo desenvolvido nesse trabalho pode ser aplicado em problemas de otimização com confiabilidade – RBDO (*Reliability-Based Design Optimization*). As situações a serem estudadas podem envolver tanto a determinação de um tempo de reparo ótimo para a estrutura, quanto a problemas de otimização robusta, que consiste em uma técnica de otimização na qual a variação dos parâmetros do problema não exerce grande aumento na probabilidade de falha.

Quanto ao modelo de corrosão, formas mais condizentes com a realidade podem ser aplicadas para a determinação do tempo de início da corrosão. Sabe-se que quanto maior a fissuração, menor o tempo necessário para o início da corrosão, uma vez que há um aumento da permeabilidade e difusão dos agentes agressores. Diante disto, o tempo de início é melhor representado se o mesmo também for uma função do dano.

Outro ponto importante consiste na melhoria da lei que representa a difusão dos agentes agressores no concreto. Sabe-se que a segunda lei de Fick é bastante simplificada, uma vez que adota uma série de hipóteses, como considerar o material inerte, homogêneo e ser unidimensional. Sugere-se, como trabalhos futuros, determinar um modelo em elementos finitos que realize a difusão de forma bidimensional de maneira mais realística.

As reações de corrosão que ocorrem na superfície do aço precisam de oxigênio e água para ocorrerem, e dessa forma a umidade relativa é um dos parâmetros de maior influência no aumento da taxa de corrosão. No entanto, para ambos modelos analíticos de cálculo da taxa de corrosão, a umidade relativa é considerada constante. Dessa forma, um dos estudos futuros propostos consiste em analisar e incorporar a variável da umidade relativa na equação de perda de área de aço por meio de ensaios experimentais.

No âmbito do modelo de dano concentrado com corrosão, foi considerada a perda de rigidez do elemento com a evolução da corrosão. No entanto, como a corrosão por cloretos é localizada (por pites), deve-se verificar se a consideração da rigidez variável no tempo é uma forma conservadora de analisar o problema, comparando os resultados numéricos com ensaios experimentais.

Na expansão da teoria do dano concentrado para o caso da corrosão foi adicionada uma nova variável de estado e leis de corrosão. Deve-se comprovar o embasamento físico do novo modelo proposto, podendo ser realizado por meio da termodinâmica de pórticos, com a verificação do modelo quanto à primeira e à segunda leis da termodinâmica.

Uma vez que o modelo proposto seja embasado fisicamente, o acoplamento completo deve ser realizado a partir de validações por ensaios de corrosão em vigas de concreto armado.

Em tais ensaios deve ser verificada se a geração de produtos expansivos da corrosão gera um aumento na danificação significativo, além de realizar a validação do modelo proposto.

Durante a realização do trabalho, verificou-se que há abatimento da curva momento-curvatura de uma estrutura sujeita a corrosão. Sugere-se, então, verificar uma expressão para penalização do momento crítico devido à corrosão, além de quantificar esse efeito na diminuição de parâmetros da estrutura como o valor do dano plástico e do dano último.

De forma a resolver com maior realismo aplicações práticas, sugere-se como trabalhos futuros adicionar as condições ambientais (umidade, temperatura, etc) como graus de liberdade do elemento finito. Com isso, será possível avaliar estruturas complexas e/ou semissubmersas.

O algoritmo de dano concentrado com corrosão foi implementado apenas para carregamentos estáticos e quasi-estáticos. O programa desenvolvido pode ser ampliado para a análise dinâmica, avaliando o efeito da corrosão no comportamento de pontes ou de edifícios sujeitos a abalos sísmicos, por exemplo. Por fim, o modelo também pode ser expandido para os casos de análise não linear geométrica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AHMAD, S. Reinforcement corrosion in concrete structures, its monitoring and service life prediction – a review. **Cement and Concrete Composites**, v. 25, n. 4, p. 459-471, 2003.
- ALBUQUERQUE, A. T. de; OTOCH, S. **Proposta de classificação da agressividade do ambiente na cidade de Fortaleza**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47, 2005, Recife. Anais do 47º Congresso Brasileiro do Concreto, Recife: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2005, p. XII743-748.
- ALONSO, C.; ANDRADE, C.; GONZALEZ, J. A. Relation between resistivity and corrosion rate of reinforcements in carbonated mortar made with several cement types. **Cement and concrete research**, v. 18, n. 5, p. 687-698, 1988.
- ALONSO, C.; CASTELLOTE, M.; ANDRADE, C. Chloride threshold dependence of pitting potential of reinforcements. **Electrochimica Acta**, v. 47, n. 21, p. 3469-3481, 2002.
- ÁLVARES, M. da S. **Estudo de um modelo de dano para o concreto: formulação, identificação paramétrica e aplicação com o emprego do método dos elementos finitos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1993.
- ALVES, A. M. C. **Contribuição à análise da perspectiva de vida útil de estruturas em concreto face ao teor de cloreto registrado em Maceió-AL**. Dissertação. (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-08: Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary**. Farmington Hills, 2008.
- AMORIM, D. L. N. de F.; PROENÇA, S. P. B.; FLÓREZ-LÓPEZ, J. A model of fracture in reinforced concrete arches based on lumped damage mechanics. **International Journal of Solids and Structures**, v. 50, n. 24, p. 4070-4079, 2013.
- AMORIM, D. L. N. de F.; PROENÇA, S. P. B.; FLOREZ-LOPEZ, J. Simplified modeling of cracking in concrete: Application in tunnel linings. **Engineering Structures**, v. 70, p. 23-35, 2014.
- ANDRADE, C.; CASTELLOTE, M. Recommendation of RILEM TC 178-TMC: "Testing and modelling chloride penetration in concrete": Analysis of total chloride content in concrete. **Materials and structures**, v. 35, n. 9, p. 583-585, 2002.
- ANDRADE, C.; ALONSO, C.; MOLINA, F. J. Cover cracking as a function of bar corrosion: Part I-Experimental test. **Materials and structures**, v. 26, n. 8, p. 453-464, 1993.
- ANGST, U.; ELSENER, B.; LARSEN, C. K.; VENNESLAND, Ø. Critical chloride content in reinforced concrete – A review. **Cement and Concrete Research**, v. 39, n. 12, p. 1122–1138, 2009.

ANN, K. Y.; PACK, S. W.; HWANG, J. P.; SONG, H. W.; KIM, S. H. Service life prediction of a concrete bridge structure subjected to carbonation. **Construction and Building Materials**, v. 24, n. 8, p. 1494-1501, 2010.

ANN, K. Y.; SONG, H.-W. Chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, v. 49, n. 11, p. 4113-4133, 2007.

ARYA, C.; BUENFELD, N. R.; NEWMAN, J. B. Factors influencing chloride-binding in concrete. **Cement and Concrete research**, v. 20, n. 2, p. 291-300, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 15575-2**: Edificações habitacionais – Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais. Rio de Janeiro, 2013.

BARY, B.; SELIER, A. Coupled moisture—carbon dioxide—calcium transfer model for carbonation of concrete. **Cement and concrete research**, v. 34, n. 10, p. 1859-1872, 2004.

BECK, A. T. **Curso de Confiabilidade Estrutural**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP), 2015. 236 p.

BEIRLANT, J.; GOEGEBEUR, Y.; SEGERS, J.; TEUGELS, J. **Statistics of extremes: theory and applications**. West Sussex: John Wiley & Sons, 2006.

BERTOLINI, L.; ELSENER, B.; PEDEFERRI, P.; POLDER, R. P. Transport Processes in Concrete. In: **Corrosion of Steel in Concrete**. Weinheim: WILEY-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, 2004. p. 21-48.

BOCKRIS, J.; MINEVSKI, L. V. On the mechanism of the passivity of aluminum and aluminum alloys. **Journal of Electroanalytical Chemistry**, v. 349, n. 1-2, p. 375-414, 1993.

BYFORS, K. Influence of silica fume and flyash on chloride diffusion and pH values in cement paste. **Cement and Concrete Research**, v. 17, n. 1, p. 115-130, 1987.

CARMONA, T; HELENE, P. Modelos de previsão da despassivação das armaduras em Estruturas de concreto sujeitas à carbonatação. **Boletim Técnico**. São Paulo: EPUSP, 2006.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: Segundo a NBR 6118:2003**. 3 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2012.

CASCUDO, O; CARASEK, H. Ação da Carbonatação no Concreto. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1 ed. 1 v. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2011. p. 849-886.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. New approach to durability design: an example for carbonation induced corrosion. **CEB Bulletin No. 238**, Lausanne, 1997.

CHEN, D.; MAHADEVAN, S. Chloride-induced reinforcement corrosion and concrete cracking simulation. **Cement and Concrete Composites**, v. 30, n. 3, p. 227-238, 2008.

CHOE, D.; GARDONI, P.; ROSOWSKY, D.; HAUKAAS, T. Probabilistic capacity models and seismic fragility estimates for RC columns subject to corrosion. **Reliability Engineering & System Safety**, v. 93, n. 3, p. 383-393, 2008.

CIPOLLINA, A.; LÓPEZ-INOJOSA, A.; FLÓREZ-LÓPEZ, J. A simplified damage mechanics approach to nonlinear analysis of frames. **Computers & Structures**, v. 54, n. 6, p. 1113-1126, 1995.

CRISTENSEN, P. T.; BAKER, M. J. **Structural reliability theory and its applications**. Berlin: Springer Science & Business Media, 2012

DANGLA, P.; DRIDI, W. Rebar corrosion in carbonated concrete exposed to variable humidity conditions. Interpretation of Tuutti's curve. **Corrosion Science**, v. 51, n. 8, p. 1747-1756, 2009.

DIAMOND, S. Effects of two danish flyashes on alkali contents of pore solutions of cement-flyash pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 11, n. 3, p. 383-394, 1981.

DITLEVSEN, O. Duration of visit to critical set by Gaussian process. **Probabilistic engineering mechanics**, v. 1, n. 2, p. 82-93, 1986.

DU, Y. G.; CLARK, L. A.; CHAN, A. H. C. Residual capacity of corroded reinforcing bars. **Magazine of Concrete Research**, v. 57, n. 3, p. 135-147, 2005.

DUPRAT, F.; SELIER, A. Probabilistic approach to corrosion risk due to carbonation via an adaptive response surface method. **Probabilistic Engineering Mechanics**, v. 21, n. 3, p. 207-216, 2006.

ENGELUND, S.; SØRENSEN, J. D. A probabilistic model for chloride-ingress and initiation of corrosion in reinforced concrete structures. **Structural Safety**, v. 20, n. 1, p. 69-89, 1998.

ENRIGHT, M. P.; FRANGOPOL, D. M. Probabilistic analysis of resistance degradation of reinforced concrete bridge beams under corrosion. **Engineering structures**, v. 20, n. 11, p. 960-971, 1998.

FATTUHI, N. I. Concrete carbonation as influenced by curing regime. **Cement and Concrete Research**, v. 18, n. 3, p. 426-430, 1988.

FEBRES, R.; INGLESSIS, P.; FLÓREZ-LÓPEZ, J. Modeling of local buckling in tubular steel frames subjected to cyclic loading. **Computers & structures**, v. 81, n. 22, p. 2237-2247, 2003.

FIGUEIREDO, E. J. P. Ação dos Cloretos no Concreto. In: ISAIA, G. C. **Concreto: Ciência e Tecnologia**. 1 ed. 1 v. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2011. p. 887-902.

FIGUEIREDO, E. J. P.; MEIRA, G. R. Corrosão das Armaduras das Estruturas de Concreto. **Boletín Técnico**. Mérida: Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción - ALCONPAT Int., 2013.

FLÓREZ-LÓPEZ, J. Frame analysis and continuum damage mechanics. **European Journal of Mechanics-A/Solids**, v. 17, n. 2, p. 269-283, 1998.

FLOREZ-LÓPEZ, J.; MARANTE, M. E.; PICÓN, R. **Fracture and Damage Mechanics for Structural Engineering of Frames: State-of-the-Art Industrial Applications**. 1 ed. Hershey PA: IGI Global, 2015.

FONTANA, M. G.; STACTILE, W. **Corrosion Engineering**. 3 ed. New York: McGraw Hill Book Co, 1986.

FRANGOPOL, D. M.; LIN, K.; ESTES, A. C. Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack. **Journal of Structural Engineering**, v. 123, n. 3, p. 286-297, 1997.

GENTIL, V. **Corrosão**. 4 ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 2006.

GHODS, P.; ISGOR, O. B.; POUR-GHAZ, M. Experimental verification and application of a practical corrosion model for uniformly depassivated steel in concrete. **Materials and Structures**, v. 41, n. 7, p. 1211-1223, 2008.

GLASS, G. K.; PAGE, C. L.; SHORT, N. R. Factors affecting the corrosion rate of steel in carbonated mortars. **Corrosion Science**, v. 32, n. 12, p. 1283-1294, 1991.

GLASS, G. K.; BUENFELD, N. R. The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete. **Corrosion Science**, v. 39, n. 5, p. 1001-1013, 1997.

GLASS, G. K.; BUENFELD, N. R. The influence of chloride binding on the chloride induced corrosion risk in reinforced concrete. **Corrosion Science**, v. 42, n. 2, p. 329-344, 2000.

GOTO, S.; ROY, D. M. Diffusion of ions through hardened cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 11, n. 5, p. 751-757, 1981.

GUZMÁN, S.; GÁLVEZ, J. C.; SANCHO, J. M. Cover cracking of reinforced concrete due to rebar corrosion induced by chloride penetration. **Cement and Concrete Research**, v. 41, n. 8, p. 893-902, 2011.

HELENE, P. R. do L. Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto. **Ambiente Construído**, v. 1, n. 2, p. 45-57, 1997.

HO, D. W. S.; LEWIS, R. K. Carbonation of concrete and its prediction'. **Cement and Concrete Research**, v. 17, n. c, p. 1005–1008, 1987.

HOUST, Y. F.; WITTMANN, F. H. Depth profiles of carbonates formed during natural carbonation. **Cement and concrete research**, v. 32, n. 12, p. 1923-1930, 2002.

HUSSAIN, S. E.; AL-MUSALLAM, A.; AL-GAHTANI, A. S. Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 25, n. 7, p. 1543-1555, 1995.

ISGOR, O. B.; RAZAQPUR, A. G. Modelling steel corrosion in concrete structures. **Materials and Structures**, v. 39, n. 3, p. 291-302, 2006.

ISHIDA, T.; MAEKAWA, K. Modeling of pH profile in pore water based on mass transport and chemical equilibrium theory. In: **Proceedings – Japan Society of Civil Engineers**. Dotoku Gakkai, 2000. p. 203-216.

JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic Model Code. Part 1 – Basis of Design**. Kongens Lyngby, 2001.

JIANG, L.; LIN, B.; CAI, Y. A model for predicting carbonation of high-volume fly ash concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 30, n. 5, p. 699-702, 2000.

KAYYALI, O. A.; HAQUE, M. N. The Cl^-/OH^- ratio in chloride-contaminated concrete – a most important criterion. **Magazine of Concrete Research**, v. 47, n. 172, p. 235-242, 1995.

KHAN, M. I.; LYNSDALE, C. J. Strength, permeability, and carbonation of high-performance concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 32, n. 1, p. 123-131, 2002.

KOBAYASHI, K.; SHUTTOH, K. Oxygen diffusivity of various cementitious materials. **Cement and concrete research**, v. 21, n. 2, p. 273-284, 1991.

KOCH, G. H.; BRONGERS, M. P. H.; THAMPSON, N. G.; VIRMANI, Y. P.; PAYER, J. H. **Corrosion cost and preventive strategies in the United States**. Houston: NACE International, 2002.

KWON, S. J.; NA, U. J.; PARK, S. S.; JUNG, S. H. Service life prediction of concrete wharves with early-aged crack: Probabilistic approach for chloride diffusion. **Structural Safety**, v. 31, n. 1, p. 75-83, 2009.

LEE, W-S.; GROSH, D. L.; TILLMAN, F. A.; LIE, C. H. Fault Tree Analysis, Methods, and Applications: A Review. **Reliability, IEEE Transactions on**, v. 34, n. 3, p. 194-203, 1985.

LÉGERON, F.; PAULTRE, P.; MAZARS, J. Damage mechanics modeling of nonlinear seismic behavior of concrete structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 131, n. 6, p. 946-955, 2005.

LEVY, S. M.; HELENE, P. Durability of recycled aggregates concrete: a safe way to sustainable development. **Cement and concrete research**, v. 34, n. 11, p. 1975-1980, 2004.

LI, C. Q. Reliability based service life prediction of corrosion affected concrete structures. **Journal of Structural Engineering**, v. 130, n. 10, p. 1570-1577, 2004.

LIBERATI, E.; NOGUEIRA, C. G.; LEONEL, E. D.; CHATEAUNEUF, A. Nonlinear formulation based on FEM, Mazars damage criterion and Fick's law applied to failure assessment of reinforced concrete structures subjected to chloride ingress and reinforcements corrosion. **Engineering Failure Analysis**, v. 46, p. 247-268, 2014.

LIU, Y.; WEYERS, R. E. Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures. **Materials Journal**, v. 95, n. 6, p. 675-680, 1998.

LUO, R.; CAI, Y.; WANG, C.; HUANG, X. Study of chloride binding and diffusion in GGBS concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 33, n. 1, p. 1-7, 2003.

MACDONALD, D. D. The point defect model for the passive state. **Journal of the Electrochemical Society**, v. 139, n. 12, p. 3434-3449, 1992.

MANERA, M.; VENNESLAND, Ø.; BERTOLINI, L. Chloride threshold for rebar corrosion in concrete with addition of silica fume. **Corrosion Science**, v. 50, n. 2, p. 554-560, 2008.

MARANTE, M. E.; FLÓREZ-LÓPEZ, J. Three-dimensional analysis of reinforced concrete frames based on lumped damage mechanics. **International Journal of Solids and Structures**, v. 40, n. 19, p. 5109-5123, 2003.

MARSH, P. S.; FRANGOPOL, D. M. Reinforced concrete bridge deck reliability model incorporating temporal and spatial variations of probabilistic corrosion rate sensor data. **Reliability Engineering & System Safety**, v. 93, n. 3, p. 394-409, 2008.

MCCAFFERTY, E. **Introduction to corrosion science**. New York: Springer Science & Business Media, 2010.

MEIRA, G. R.; PADARATZ, I. J. **Efeito do distanciamento em relação ao mar na agressividade por cloretos**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 44, 2002, Belo Horizonte. Anais do 44º Congresso Brasileiro do Concreto, Belo Horizonte: Instituto Brasileiro do Concreto – IBRACON, 2005.

MEIER, S. A.; PETER, M. A.; MUNTEAN, A.; BÖHM, M. Dynamics of the internal reaction layer arising during carbonation of concrete. **Chemical Engineering Science**, v. 62, n. 4, p. 1125-1137, 2007.

MELCHERS, R. E. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. 2 ed. New York: John Wiley & Sons, 1999.

MORENO, M.; MORRIS, W.; ALVAREZ, M. G.; DUFFÓ, G. S. Corrosion of reinforcing steel in simulated concrete pore solutions: effect of carbonation and chloride content. **Corrosion Science**, v. 46, n. 11, p. 2681-2699, 2004.

MORRIS, W.; VICO, A.; VÁZQUEZ, M. Chloride induced corrosion of reinforcing steel evaluated by concrete resistivity measurements. **Electrochimica Acta**, v. 49, n. 25, p. 4447-4453, 2004.

NGALA, V. T.; PAGE, C. L. Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes. **Cement and Concrete Research**, v. 27, n. 7, p. 995-1007, 1997.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 2 ed. São Paulo: Pini, 1997.

NOGUEIRA, C. G. **Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2010.

OH, B. H.; JANG, S. Y.; SHIN, Y. S. Experimental investigation of the threshold chloride concentration for corrosion initiation in reinforced concrete structures. **Magazine of Concrete Research**, v. 55, n. 2, p. 117-124, 2003.

OTIENO, M.; BEUSHAUSEN, H.; ALEXANDER, M. Prediction of corrosion rate in reinforced concrete structures—a critical review and preliminary results. **Materials and corrosion**, v. 63, n. 9, p. 777-790, 2012.

OTSUKI, N.; MIYAZATO, S. I.; DIOLA, N. B.; SUZUKI, H. Influences of bending crack and water-cement ratio on chloride-induced corrosion of main reinforcing bars and stirrups. **ACI materials Journal**, v. 97, n. 4, 2000.

PAGE, C. L.; HAVDAHL, J. Electrochemical monitoring of corrosion of steel in microsilica cement pastes. **Materials and Structures**, v. 18, n. 1, p. 41-47, 1985.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. A reaction engineering approach to the problem of concrete carbonation. **AIChE Journal**, v. 35, n. 10, p. 1639-1650, 1989.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. Experimental investigation and mathematical modeling of the concrete carbonation problem. **Chemical Engineering Science**, v. 46, n. 5-6, p. 1333-1338, 1991a.

PAPADAKIS, V. G.; VAYENAS, C. G.; FARDIS, M. N. Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation. **ACI Materials Journal**, v. 88, n. 4, p. 363-373, 1991b.

PAPADAKIS, V. G.; FARDIS, M. N.; VAYENAS, C. G. Effect of composition, environmental factors and cement-lime mortar coating on concrete carbonation. **Materials and Structures**, v. 25, n. 5, p. 293-304, 1992.

PAPADAKIS V.G.; ROUMELIOTIS, A.P.; FARDIS M.N.; VAGENAS, C.G. Mathematical modelling of chloride effect on concrete durability and protection measures. In: Dhir RK, Jones MR, editors. **Concrete repair, rehabilitation and protection**. London (UK): E&FN Spon, p.165-174, 1996.

PAPADAKIS, V. G. Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress. **Cement and concrete research**, v. 30, n. 2, p. 291-299, 2000.

PELLIZZER, G. P.; LEONEL, E. D.; NOGUEIRA, C. G. Influence of reinforcement's corrosion into hyperstatic reinforced concrete beams: a probabilistic failure scenarios analysis. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 8, n. 4, p. 479-490, 2015.

PITUBA, J. J. C.; LACERDA, M. M. S. Simplified damage models applied in the numerical analysis of reinforced concrete structures. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 1, p. 26-37, 2012.

POUPARD, O.; AIT-MOKHTAR, A.; DUMARGUE, P. Corrosion by chlorides in reinforced concrete: Determination of chloride concentration threshold by impedance spectroscopy. **Cement and Concrete Research**, v. 34, n. 6, p. 991-1000, 2004.

RAJASANKAR, J.; NAGESH, R.; PRASAD, A. Modelling inelastic hinges using CDM for nonlinear analysis of reinforced concrete frame structures. **Computers and Concrete**, v. 6, n. 4, p. 319-341, 2009.

SAASSOUH, B.; LOUNIS, Z. Probabilistic modeling of chloride-induced corrosion in concrete structures using first-and second-order reliability methods. **Cement and Concrete Composites**, v. 34, n. 9, p. 1082-1093, 2012.

SAETTA, A. V.; SCHREFLER, B. A.; VITALIANI, R. V. The carbonation of concrete and the mechanism of moisture, heat and carbon dioxide flow through porous materials. **Cement and Concrete Research**, v. 23, n. 4, p. 761-772, 1993.

SAETTA, A. V.; VITALIANI, R. V. Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures: Part I: Theoretical formulation. **Cement and concrete research**, v. 34, n. 4, p. 571-579, 2004.

SAMPLES, L. M.; RAMIREZ, J. A. **Methods of Corrosion Protection and Durability of Concrete Bridge Decks Reinforced with Epoxy-Coated Bars – Phase I**. West Lafayette, Purdue University, 1999. 258 p.

SAMSON, E.; MARCHAND, J. Modeling the effect of temperature on ionic transport in cementitious materials. **Cement and Concrete Research**, v. 37, n. 3, p. 455-468, 2007.

SANCHES JUNIOR, F.; VENTURINI, W. S. Damage modelling of reinforced concrete beams. **Advances in Engineering Software**, v. 38, n. 8, p. 538-546, 2007.

SANTOS, K. R. M. dos; BECK, A. T. A benchmark study on intelligent sampling techniques in Monte Carlo simulation. **Latin American Journal of Solids and Structures, an ABCM Journal**, v. 12, n. 4, p. 624-648, 2014.

SCHIEßL, P.; LAY, S. Statistical models and methodology for durability. In: SARJA, A. **Predictive and Optimised Life Cycle Management: Buildings and Infrastructure**. New York, Taylor & Francis, 2006.

SCHIESSL, P.; LAY, S. Influence of concrete composition. **Corrosion in reinforced concrete structures**, p. 91-134, 2005.

SISOMPHON, K.; FRANKE, L. Carbonation rates of concretes containing high volume of pozzolanic materials. **Cement and Concrete Research**, v. 37, n. 12, p. 1647-1653, 2007.

ŠOMODÍKOVÁ, M.; LEHKÝ, D.; DOLEŽEL, J.; NOVÁK, D. Modeling of degradation processes in concrete: Probabilistic lifetime and load-bearing capacity assessment of existing reinforced concrete bridges. **Engineering Structures**, v. 119, p. 49-60, 2016.

SONG, H. W.; KWON, S. J.; BYUN, K. J.; PARK, C. K. Predicting carbonation in early-aged cracked concrete. **Cement and Concrete Research**, v. 36, n. 5, p. 979-989, 2006.

SONG, H.-W.; SARASWATHY, V. Studies on the corrosion resistance of reinforced steel in concrete with ground granulated blast-furnace slag – an overview. **Journal of hazardous materials**, v. 138, n. 2, p. 226-233, 2006.

SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. Patologia das Estruturas de Concreto. In: **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto**. São Paulo: Pini, 2009.

STEWART, M. G. Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure. **Structural Safety**, v. 26, n. 4, p. 453-470, 2004.

STEWART, M. G.; ROSOWSKY, D. V. Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks. **Structural Safety**, v. 20, n. 1, p. 91-109, 1998.

STEWART, M. G.; WANG, X.; NGUYEN, M. N. Climate change impact and risks of concrete infrastructure deterioration. **Engineering Structures**, v. 33, n. 4, p. 1326-1337, 2011.

SUDRET, B. Probabilistic models for the extent of damage in degrading reinforced concrete structures. **Reliability Engineering & System Safety**, v. 93, n. 3, p. 410-422, 2008.

TAYLOR, H.F.W. **Cement Chemistry**. 2 ed. London: Thomas Telford, 1997.

TESSARI, R. K. **Projeto Baseado em Desempenho de torres metálicas sujeitas à ação do vento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2016.

THOFT-CHRISTENSEN, P. Stochastic modelling of the diffusion coefficient for concrete. In: FURUTA, H; DOGAKI, M; SAKANO. **Reliability and Optimization of Structural Systems: Proceedings of the 10th IFIP WG7.5 Working Conference**. Osaka, 2002. p. 151-159.

THOMAS, M. D. A.; MATTHEWS, J. D. Performance of pfa concrete in a marine environment – 10-year results. **Cement and Concrete Composites**, v. 26, n. 1, p. 5-20, 2004.

TUUTTI, K. **Corrosion of steel in concrete**. Stockholm: Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982.

UEKI, H., GOTO, T.; MURAKAMI, M.; MASHIKO, N. Modeling of Carbonation Reaction in Concrete based on Pore Structure and Chemical Equilibrium. **Concrete Library International**, JSCE, n. 42, p. 137-150, 2003.

VAL, D. V.; TRAPPER, P. A. Probabilistic evaluation of initiation time of chloride-induced corrosion. **Reliability Engineering & System Safety**, v. 93, n. 3, p. 364-372, 2008.

VAL, D. V.; MELCHERS, R. E. Reliability of deteriorating RC slab bridges. **Journal of structural engineering**, v. 123, n. 12, p. 1638-1644, 1997.

VAL, D. V.; STEWART, M. G.; MELCHERS, R. E. Effect of reinforcement corrosion on reliability of highway bridges. **Engineering structures**, v. 20, n. 11, p. 1010-1019, 1998.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. **ACI Journal**, v. 83, n. 2, p. 219-231, 1986.

VERZENHASSI, C. C. **Otimização de risco estrutural baseada em confiabilidade**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2008.

VOŘECHOVSKÁ, D.; TEPLÝ, B.; CHROMÁ, M. Probabilistic assessment of concrete structure durability under reinforcement corrosion attack. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 24, n. 6, p. 571-579, 2010.

VU, K. A. T.; STEWART, M. G. Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models. **Structural safety**, v. 22, n. 4, p. 313-333, 2000.

WANG, X.; STEWART, M. G.; NGUYEN, M. Impact of climate change on corrosion and damage to concrete infrastructure in Australia. **Climatic Change**, v. 110, n. 3-4, p. 941-957, 2012.

XI, Y.; BAZANT, Z. P. Modeling chloride penetration in saturated concrete. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 11, n. 1, p. 58-65, 1999.

YOON, I-S.; ÇOPUROĞLU, O; PARK, K-B. Effect of global climatic change on carbonation progress of concrete. **Atmospheric environment**, v. 41, n. 34, p. 7274-7285, 2007.

YU, S. Y.; O'GRADY, W. E; RAMAKER D. E.; NATISHAN, P. M. Chloride ingress into aluminum prior to pitting corrosion an investigation by XANES and XPS. *Journal of the Electrochemical Society*, v. 147, n. 8, p. 2952-2958, 2000.

YU, B.; YANG, L.; WU, M.; LI, B. Practical model for predicting corrosion rate of steel reinforcement in concrete structures. **Construction and Building Materials**, v. 54, p. 385-401, 2014.

APÊNDICE A – DEFINIÇÕES E CONCEITOS BÁSICOS DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

A.1. Variável aleatória

A análise via confiabilidade estrutural está relacionada à consideração das incertezas que são intrínsecas aos problemas estruturais. As incertezas associadas a um problema mecânico qualquer podem ser descritas via variáveis aleatórias, desde que sejam parâmetros independentes do tempo. No caso de variáveis que se modificam no tempo, como solicitações dinâmicas, as mesmas são modeladas por meio de processos estocásticos.

Seja Ω o espaço amostral, e w um ponto amostral pertencente a Ω . Define-se variável aleatória $X(w)$ como uma função que atribui um valor real x a cada ponto w de tal forma que o conjunto $\{X \leq x\}$ é válido para qualquer x , onde x é a realização da variável aleatória X (BECK, 2015). As variáveis aleatórias podem ser classificadas como discretas, no caso de conter um número finito, infinito contável de pontos; ou contínuas, quando o espaço amostral Ω for formado por um número infinito de pontos (MARTINEZ; MARTINEZ, 2002).

A.2. Função de distribuição acumulada de probabilidades

A probabilidade de ocorrência do evento dado por $\{X \leq x\}$, em que X é a variável aleatória e x é o evento associado à mesma, é dada pela função de distribuição acumulada de probabilidades (ou *cumulative distribution function* – CDF). A CDF de uma variável aleatória segue a definição mostrada na Eq. A.1 (BENJAMIN; CORNELL, 1970).

$$F_X(x) = P[\{X \leq x\}], \forall \{x \in [-\infty; \infty]\} \quad (\text{A.1})$$

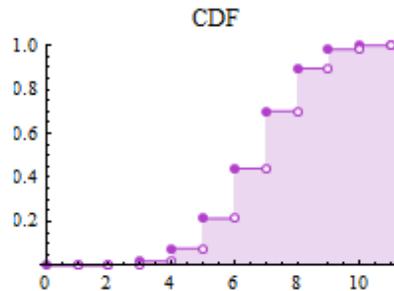
onde P é a probabilidade de um evento acontecer.

Para as variáveis aleatórias discretas, $F_X(x)$ é dada pela Eq. A.2.

$$F_X(x) = \sum_{x_i \leq x} p_{X_i}(x_i) \quad (\text{A.2})$$

onde p_{x_i} é um pulso de intensidade que acontece em um ponto x_i . A Eq. A.2 pode ser visualizada graficamente na Figura A.1.

Figura A.1 – CDF de uma variável discreta.



FONTE: Mathematica.²⁰

A.3. Função de densidade de probabilidades

A função de densidade de probabilidades (ou *probability density function* – PDF) $f_X(x)$ representa a distribuição de probabilidades de uma variável aleatória. Para uma $F_X(x)$ contínua em seu domínio, a PDF é dada pela Eq. A.3 (BENJAMIN; CORNELL, 1970).

$$f_X(x) = \frac{dF_X(x)}{dx} \quad (\text{A.3})$$

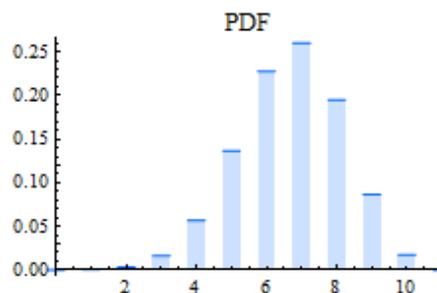
Para $F_X(x)$ não-contínua em seu domínio, como no caso de X ser variável aleatória discreta, a função de densidade de probabilidades é obtida pela Eq. A.4 (BECK, 2015).

$$f_X(x) = \sum_i p_i \delta(x - x_i) \quad (\text{A.4})$$

onde δ é a função delta de Dirac, e p_i é o salto da função $F_X(x)$ no ponto x_i . A PDF de uma variável aleatória discreta pode ser visualizada graficamente na Figura A.2.

²⁰ Disponível em: <https://www.wolfram.com/mathematica/new-in-8/new-and-improved-scientific-and-information-visualization/visualize-discrete-univariate-distribution-functio.html>. Acesso em: jan. 2017

Figura A.2 – PDF de uma variável aleatória discreta.



FONTE: Mathemática.²¹

A.4. Distribuições de variáveis aleatórias

As variáveis aleatórias podem ser representadas por distribuições estatísticas, como distribuição causal, uniforme, normal, log-normal, exponencial, exponencial deslocada e Rayleigh deslocada.

Dentre as distribuições citadas, a distribuição normal é a mais conhecida e utilizada nos problemas de confiabilidade de estruturas. Seus únicos parâmetros são a média e o desvio padrão.²² A função de densidade de probabilidades e de distribuição acumulada de probabilidades são obtidas, respectivamente, pelas Eqs. A.5 e A.6.

$$f_x(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad (\text{A.5})$$

$$F_x(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{z-\mu}{\sigma}\right)^2\right] dz \quad (\text{A.6})$$

Como a Eq. A.6 não tem solução analítica, existem tabelas de referência com resultados obtidos via solução numérica. Esses resultados são obtidos para o parâmetro de média nulo e o desvio-padrão unitário, por meio da transformação mostrada na Eq. A.7.

²¹ Disponível em: <https://www.wolfram.com/mathematica/new-in-8/new-and-improved-scientific-and-information-visualization/visualize-discrete-univariate-distribution-functio.html>. Acesso em: jan. 2017

²² Média e desvio padrão são parâmetros relacionados com o momento de primeira e segunda ordem, respectivamente, que serão explicados nos subtópicos em sequência.

$$Y = \frac{X - \mu}{\sigma} \quad (\text{A.7})$$

onde Y é uma variável normal padrão, com funções de probabilidade dadas pelas Eqs. A.8 e A.9.

$$f_Y(y) = \phi(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{y^2}{2}\right] \quad (\text{A.8})$$

$$F_Y(y) = \Phi(y) = \int_{-\infty}^y \phi(z) dz \quad (\text{A.9})$$

No presente trabalho, além da distribuição normal, são usadas as distribuições log-normal, Gumbel para máximos e uniforme. As suas funções de probabilidade das distribuições são mostradas na Tabela A.1.

Tabela A.1 – Funções de probabilidade e seus parâmetros.

Distribuição	Funções de probabilidade	Parâmetros
Log-normal	$f_x(x) = \frac{1}{\xi x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \lambda}{\xi}\right)^2\right]$ $F_x(x) = \Phi\left[\frac{\ln(x) - \lambda}{\xi}\right]$	$\lambda = \ln(\mu) - 0,5\xi^2$ $\xi = \sqrt{\ln\left(1 + \left(\frac{\sigma}{\mu}\right)^2\right)}$
Gumbel Máx.	$f_x(x) = \beta \exp\left[-\beta(x - u_n) - \exp[-\beta(x - u_n)]\right]$ $F_x(x) = \exp\left[-\exp[-\beta(x - u_n)]\right]$	$u_n = \mu - \frac{0.577216}{\beta}$ $\beta = \frac{\pi}{\sqrt{6}\sigma}$
Uniforme	$f_x(x) = \frac{1}{b - a}$ $F_x(x) = \frac{x - a}{b - a}$	$a = \mu - \sqrt{3}\sigma$ $b = \mu + \sqrt{3}\sigma$

FONTE: Beck (2015).

A.4. Valor esperado

Alguns valores importantes que caracterizam as variáveis aleatórias podem ser obtidos a partir da função de distribuição de probabilidades $f_X(x)$, e esses valores são denominados momentos. O momento de primeira ordem, também chamado de operador valor esperado ($E[.]$) ou média (μ), de uma variável aleatória X é definido pela Eq. A.10 para as variáveis aleatórias discretas, e pela Eq. A.11 para as variáveis aleatórias contínuas (MARTINEZ; MARTINEZ, 2002). Esse operador é definido por uma soma ou integral de todos os valores possíveis de uma variável aleatória, ponderada pela probabilidade dessa variável assumir esse valor. Para uma amostra de tamanho n , a média pode ainda ser dada pela Eq. A.12.

$$\mu = E[X] = \sum_{i=1}^{\infty} x_i f_X(x_i) dx \quad (\text{A.10})$$

$$\mu = E[X] = \int_{-\infty}^{+\infty} x f_X dx \quad (\text{A.11})$$

$$\bar{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad (\text{A.12})$$

Por fim, define-se o valor esperado de uma função de variável aleatória $g(X)$ pela Eq. A.13.

$$E[g(X)] = \int_{-\infty}^{+\infty} g(x) f_X dx \quad (\text{A.13})$$

A.5. Variância

A variância consiste no momento central de segunda ordem, dado pela Eq. A.14. Para uma amostra de tamanho n de uma população com variância σ^2 , a variância $\bar{\sigma}^2$ da amostra pode ser obtida pela Eq. A.15 (ANG; TANG, 1984; BECK, 2015).

$$\text{Var}[X] = E[(X - \mu)^2] = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \mu)^2 f_X(x) dx = \sigma^2 \quad (\text{A.14})$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{\mu})^2 \quad (\text{A.15})$$

O desvio padrão é função da variância e é calculado pela Eq. A.16.

$$\sigma = \sqrt{\text{Var}[X]} \quad (\text{A.16})$$

APÊNDICE B – CÁLCULO DOS ESFORÇOS RESISTENTES DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014

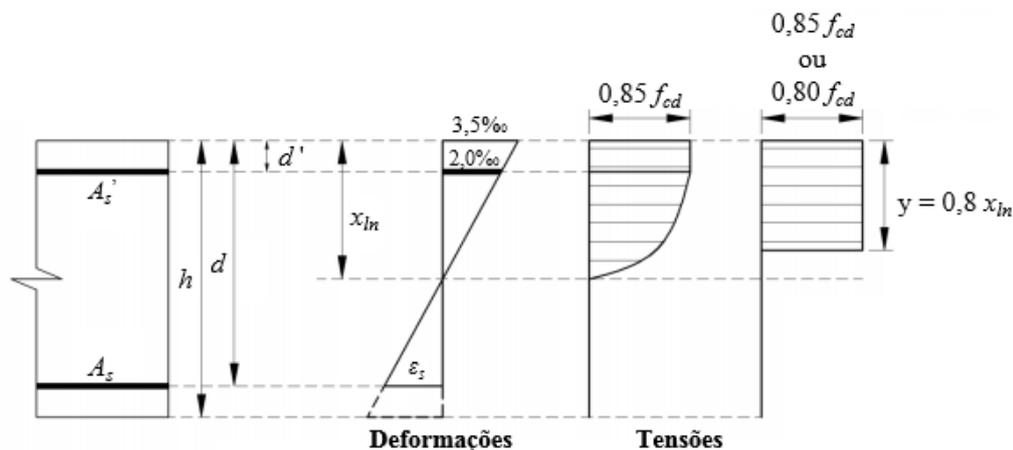
Os exemplos avaliados no presente trabalho são de vigas de concreto armado sujeitas a carregamento distribuído. O dimensionamento da armadura de flexão negativa, positiva e de armadura de cisalhamento é realizado segundo a ABNT NBR 6118:2014 para os concretos até a classe C50. Para a determinação da falha de uma viga dimensionada conforme a norma, é verificado o momento e cortante resistentes, e comparado com os esforços solicitantes para cada exemplo proposto no trabalho. A formulação para o cálculo dos esforços resistentes é explicada sucintamente a seguir.

B.1. Armadura de Flexão

Para o cálculo da armadura de flexão – negativa ou positiva – algumas hipóteses simplificadoras são adotadas, como (ABNT NBR 6118:2014):

- a) As seções transversais permanecem planas mesmo após a deformação (hipótese de Bernoulli);
- b) Perfeita aderência entre a armadura e o concreto (mesmas deformações);
- c) As tensões de tração são desprezadas no estado limite último (ELU);
- d) A tensão nas armaduras é obtida pelo diagrama tensão-deformação e seus respectivos valores de cálculo. Mais detalhes sobre o modelo elastoplástico do aço é mostrado no tópico seguinte.
- e) As distribuições da tensão no concreto são dadas pelo diagrama parábola retângulo, que podem ser simplificados por um retângulo de altura $0,8 x_{ln}$, onde x_{ln} é a altura da linha neutra (Figura B.1). A tensão no concreto adotada deve ser de $0.85 f_{cd}$ no caso de largura constante paralelo à linha neutra, ou $0.80 f_{cd}$, caso contrário.

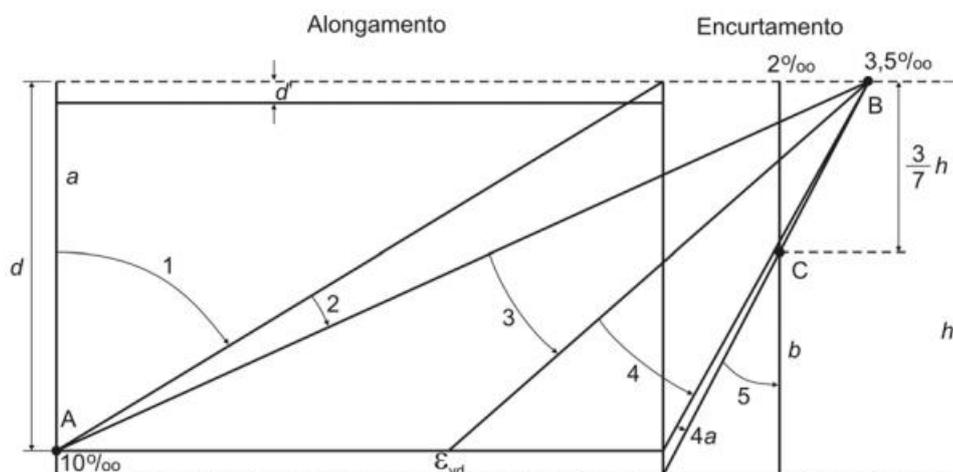
Figura B.1 – Distribuições das tensões e deformações limites em uma seção transversal para concretos até a classe C50.



FONTE: Adaptado de Pellizzer (2015).

- f) O estado limite último é caracterizado pela distribuição das deformações do concreto e do aço pertencerem a um dos domínios mostrados na Figura B.2.

Figura B.2 – Distribuição das deformações em domínios.



FONTE: ABNT NBR 6118:2014.

A Figura B.2 mostra que o domínio 1 começa com deformação do aço (ϵ_s) e do concreto (ϵ_c) iguais a 10‰. Nesse domínio, o concreto está totalmente tracionado (e conseqüentemente fissurado), e o aço absorve todo o esforço solicitante. Já no domínio 2, enquanto o aço continua com deformação 10‰, o concreto pode sofrer deformação nula ou de compressão até 3,5‰,

caracterizando flexão simples ou composta. No domínio 3, a deformação máxima do concreto é fixada em 3,5‰, enquanto a deformação máxima do aço pode variar entre 10‰ e o valor da deformação de escoamento (ε_{yd}), caracterizando flexão simples de seção subarmada ou flexão composta. Essa é a situação ideal pois a ruptura do concreto ocorre de forma simultânea com o escoamento da armadura (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2012). Já no domínio 4, apesar do concreto estar no seu valor de deformação máximo, o aço não atinge o escoamento, e portanto, trata-se de uma ruptura frágil. Admite-se, então, comportamento de flexão simples de seção superarmada ou composta. O domínio 4a diferencia-se do domínio 4 por apresentar as armaduras submetidas a esforços de compressão (flexão composta com armaduras comprimidas). Por fim, o domínio 5 é caracterizado por compressão em toda a seção transversal.

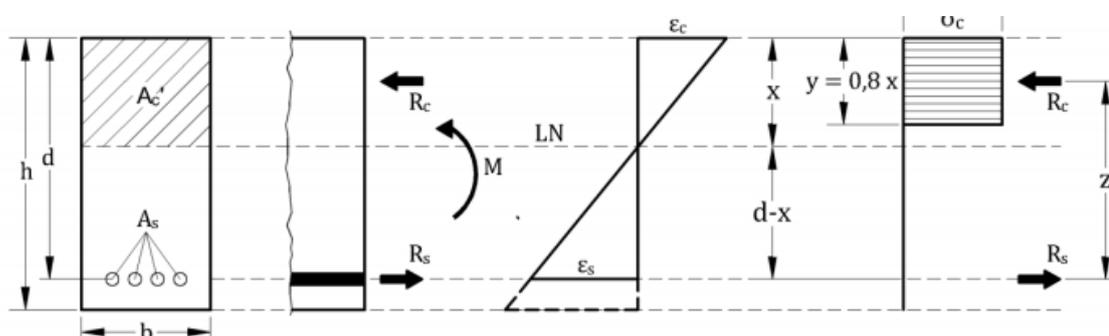
O domínio da armadura é verificado pela da relação mostrada na Eq. B.1.

$$\xi = \frac{x_{ln}}{d} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_s} \quad (\text{B.1})$$

Considerando as deformações limites mostradas na Figura B.2 e aço CA-50, o limite entre os domínios 3 a 4 é de 0,628, enquanto para o domínio 2 e 3 é de 0,259.

Para a flexão normal pura e simples, valor do momento resistente, determinado pelo de equilíbrio de forças e momentos na seção transversal (Figura B.3), é calculado pela Eq. B.2.

Figura B.3 – Distribuição de tensões e deformações na seção transversal de uma viga de concreto armado.



FONTE: Pellizzer (2015).

$$M_{res} = (0,68x_{ln}d - 0,272x_{ln}^2)b_w f_{cd} \quad (\text{B.2})$$

Considerando que a viga esteja nos domínios 2 ou 3, a área de aço necessária pode ser calculada pela Eq. B.3.

$$A_s = \frac{M_d}{(d - 0,4x_{ln}) f_{yd}} \quad (\text{B.3})$$

Caso o dimensionamento se encaixe no domínio 4, deve-se usar armadura de compressão (A_s') para evitar ruptura frágil da peça. Então, é realizado o dimensionamento da armadura para um momento resistente entre os domínios 3 e 4 (M_{34}), e a diferença entre o momento atuante M_d e o momento M_{34} , chamada de M_2 , é resistido pela armadura comprimida. Com isso, a armadura A_{s34} é calculada pela Eq. B.4, enquanto a armadura de compressão A_{s2} é obtida pela Eq. B.5.

$$A_{s34} = \frac{M_{34}}{(d - 0,4x_{34}) f_{yd}} = \frac{0,68b_w f_{cd} x_{34} (d - 0,4x_{34})}{(d - 0,4x_{34}) f_{yd}} \quad (\text{B.4})$$

$$A_s = \frac{M_2}{(d - d') f_{yd}} \quad \frac{M_d - M_{34}}{(d - d') f_{yd}} \quad (\text{B.5})$$

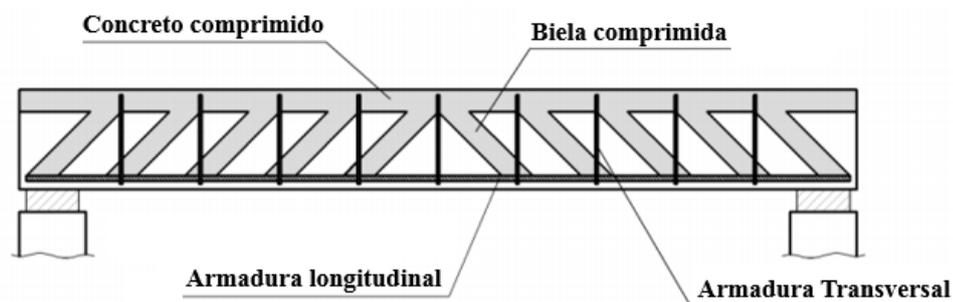
onde, para aço CA-50, x_{34} é igual a $0,628d$.

Sabendo a área de aço na seção transversal e os parâmetros do concreto e do aço, é possível, então, calcular o momento resistente da viga e verificar se para um dado momento solicitante, ocorre ou não a falha.

B.2. Armadura de Cisalhamento

O modelo para o cálculo da armadura cisalhante é originalmente baseado na analogia de treliça de Morsch (ou analogia de treliça clássica). Esse modelo afirma que o mecanismo resistente da viga fissurada (FUSCO, 2008) pode ser associado com o de uma treliça, em que as bielas diagonais são as diagonais comprimidas e as armaduras transversais formam os tirantes que ligam os banzos superiores e inferiores (Figura B.4).

Figura B.4 – Analogia de treliça clássica.



FONTE: Adaptado de Pellizzer (2015).

Com isso, a viga no ELU pode ser representada por uma treliça em equilíbrio, dadas as seguintes simplificações (CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2004).

- a) Considera-se que a treliça é isostática;
- b) Os banzos inferiores e superiores são paralelos;
- c) A inclinação das bielas comprimidas é 45° ;
- d) A inclinação da armadura transversal varia entre 45° e 90° .

No entanto, as simplificações adotadas na treliça de Morsch levam a um superdimensionamento da armadura transversal, e Carvalho & Figueiredo Filho (2004), consideram que isso se deve aos fatores:

- a) A treliça não é isostática, mas é hiperestática;
- b) As diagonais comprimidas nem sempre possuem inclinação de 45° ;
- c) Parte do esforço cortante é absorvido pelo concreto, devido à flexão;
- d) Os banzos não são paralelos, pois, o banzo comprimido é inclinado;
- e) As bielas absorvem mais o esforço cortante do que a armadura transversal, devido à sua maior rigidez – fato não previsto na treliça clássica;
- f) A quantidade de armadura longitudinal influencia no esforço cortante absorvido na armadura transversal.

No entanto, considerar todas as hipóteses citadas acima tornaria o modelo muito mais complexo para o dimensionamento. Com isso, foi desenvolvido a analogia generalizada da treliça, sendo adotadas as hipóteses descritas a seguir (FUSCO, 2008):

- a) Os banzos continuam paralelos, e não são solicitados por esforços transversais concentrados, e a viga não é superarmada.

- b) Admite-se que as bielas comprimidas possuem um ângulo de inclinação θ , estão submetidas apenas a compressão, e a sua resistência é igual a νf_{cc} , onde ν é um coeficiente de integridade do concreto fissurado e f_{cc} é a resistência à compressão do concreto.
- c) Os estribos possuem inclinação α , com espaçamento (longitudinal e transversal) suficientemente pequeno para que obtenção de um efeito equivalente à resistência à tração na direção α .

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que existem dois modelos para o cálculo da armadura transversal. Em ambos, a norma busca contemplar características da analogia de treliça generalizada, como a adoção de um ângulo α para a armadura transversal e a absorção de parte do esforço cortante pelo concreto (V_c). Além disso, o modelo II considera que a inclinação das bielas comprimidas pode variar entre 30° e 45°.

Para o cálculo do esforço cortante resistente, é somado as parcelas V_c , de esforço absorvido por mecanismos complementares aos de treliça, e o V_{sw} , que consiste no esforço devido à presença da armadura transversal.

No modelo I, é admitido que as diagonais comprimidas possuem inclinação fixa de 45°. Inicialmente é feito a verificação do esmagamento de tais biela comprimida conforme mostra a Eq. B.6.

$$V_{Rd,I} = 0,27\alpha_{v2}f_{cd}b_w d \quad (\text{B.6})$$

onde α_{v2} é calculado pela Eq. B.7.

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (\text{B.7})$$

com f_{ck} em MPa.

A parcela do esforço a ser resistido pela armadura transversal (V_{sw}) é dada, portanto, pela subtração entre o esforço cortante resistente e o esforço absorvido por mecanismos complementares aos de treliça (V_c), como mostra a Eq. 4.8. O cálculo de V_c e V_{sw} é feito conforme as Eqs. B.9 e B.10.

$$V_{sw} = V_{Sd} - V_c \quad (\text{B.8})$$

$$V_c = 0,6\alpha_{v2}f_{ctd}b_w d \quad (\text{B.9})$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9d f_{ywd} (\sen \alpha + \cos \alpha) \quad (\text{B.10})$$

onde s é o espaçamento entre os estribos, A_{sw} é a área de aço dos estribos, α é o ângulo de inclinação dos estribos (que pode variar entre 45° e 90°); e f_{ywd} é a tensão na armadura transversal, igual a f_{yd} para os estribos e 70% desse valor para as barras dobradas (e não maior que 435 MPa).

No modelo de cálculo II, deve ser adotado um valor de ângulo θ , entre 30° e 45° , e logo, os cálculos da cortante resistente das bielas comprimidas é modificado, sendo dado pela Eq. B.11.

$$V_{Rd,II} = 0,54\alpha_{v2}f_{cd}b_wd \sin^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta) \quad (\text{B.11})$$

A parcela de cortante resistida por V_c no modelo de cálculo II diminui com o aumento de V_{sw} , sendo calculado pela Eq. B.12. No caso de valores intermediários entre as duas relações, deve ser feito interpolação linear.

$$\begin{cases} V_{c1} = V_{c0} = 0,6f_{ctd}b_wd & \text{para } V_{sd} \leq V_{c0} \\ V_{c1} = 0 & \text{para } V_{sd} = V_{Rd,II} \end{cases} \quad (\text{B.12})$$

Por sua vez, V_{sw} é calculado considerando o ângulo θ das diagonais de compressão, conforme mostra a Eq. B.13.

$$V_{sw} = 0,54\alpha_{v2}f_{cd}b_wd \sin^2 \theta (\cotg \alpha + \cotg \theta) \quad (\text{B.13})$$

Em ambos os modelos, assim como no caso de flexão, a armadura transversal deve sempre existir em uma taxa mínima, cujo equacionamento para o cálculo pode ser encontrado na ABNT NBR 6118:2014.