



Pedro Miguel Faria Fanha Vicente

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

**Fiabilidade de vigas de betão armado sujeitas à corrosão das
armaduras**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Professor Doutor Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco
Professor Auxiliar, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor João Carlos Gomes Rocha de Almeida

Arguente: Professor Doutor João Mário Burguete Botelho Cardoso

Vogal: Professor Doutor Eduardo Soares Ribeiro Gomes Cavaco



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Julho, 2019

Fiabilidade de vigas de betão armado sujeitas à corrosão das armaduras.

Copyright ©Pedro Miguel Faria Fanha Vicente, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Antes de mais gostava de dar uma palavra de agradecimento a todo o corpo docente da FCT-UNL, pois todos de certa maneira influenciaram o meu percurso escolar nestes anos em que frequentei o curso de Engenharia Civil na Faculdade de Ciências e Tecnologia.

Muitas foram as pessoas que me ajudaram de certa forma a acabar este curso e fazer esta dissertação, e todas elas merecem uma palavra de apreço.

Ao corpo docente do Departamento de Engenharia Civil, da Faculdade de Ciências e Tecnologia, quero agradecer por toda a formação que deram.

Individualmente, agradeço ao meu coordenador de dissertação, Professor Eduardo Cavaco por toda a disponibilidade para me orientar nesta dissertação. Neste período de desenvolvimento da tese cresci bastante, e sinto que o Professor teve uma boa influência nesse sentido.

Quero agradecer aos meus amigos mais chegados, que todos de diferentes maneiras contribuíram para o sucesso desta dissertação e curso.

Agradeço à Mafalda, não só por toda a paciência que teve durante todo este percurso da dissertação e curso, assim como pela ajuda e disponibilidade que me deu em todos os momentos mais desafiantes. Sem ela, tudo teria sido mais difícil.

À minha família, que sempre me deu uma estrutura de segurança que mais não podia pedir.

À minha avó Teresa, por todos os sacrifícios que faz por mim e pela família.

Ao Fausto.

Por fim, mas nunca em último, aos meus pais. A eles devo-lhes tudo e é a eles que dedico esta dissertação.

Resumo

A corrosão das armaduras é a principal causa para a degradação, redução da fiabilidade e segurança das estruturas de betão armado. A corrosão ocorre devido à carbonatação do betão e à sua contaminação por iões de cloreto. No primeiro caso, a corrosão tende a ser generalizada, caracterizando-se por uma redução uniforme da secção transversal em todo o comprimento dos varões de aço. No segundo caso, a corrosão é sobretudo localizada, sendo que a redução de secção dos varões apresenta forte variabilidade espacial.

Esta dissertação apresenta um estudo sobre a fiabilidade de vigas de betão armado sujeitas à flexão e a diferentes taxas de corrosão das armaduras, utilizando simulação de Monte Carlo. Comparam-se cenários de deterioração correspondentes a corrosão generalizada e corrosão localizada, considerando-se para este último fenómeno a variabilidade espacial da redução da secção das armaduras ao longo do seu comprimento de forma probabilística. Para ambos os cenários consideraram-se vigas com diversos comprimentos e pormenorizações (número e diâmetro dos varões) e um período de vida útil correspondente a 50 anos. A fiabilidade de vigas atacadas pela corrosão foi também comparada com a de vigas não corroídas, para o período de vida útil em causa.

Os resultados obtidos demonstram que, a longo prazo e para taxas de ataque idênticas, a corrosão localizada provoca uma redução mais significativa da fiabilidade estrutural quando comparada com a corrosão generalizada, situação que se acentua para varões de reduzido diâmetro. Para curto prazo, a corrosão generalizada tende a ser mais gravosa, sobretudo para varões de maior diâmetro. A não consideração da variabilidade espacial associada à perda de secção localizada das armaduras pode levar a uma subavaliação da probabilidade de falha, tanto mais significativa quanto maior o vão da viga e mais reduzidos o número e diâmetro dos varões utilizados.

Palavras chave:

Fiabilidade; Corrosão localizada; Corrosão generalizada;

Abstract

The corrosion of reinforcement steel is the the main cause for the degradation, loss of reliability and safety of reinforced concrete structures. Corrosion occurs due to the carbonation of the concrete and its contamination by chloride ions. In the first case, corrosion tends to be generalized and is characterized by a uniform reduction of the cross-section throughout the length of the steel bars. In the second case, the corrosion is mainly localized, but the reduction of section of the bars presents strong spatial variability.

This dissertation presents a study on the reliability of reinforced concrete beams subjected to bending and different rates of corrosion of the reinforcement, using Monte Carlo simulation. Deterioration scenarios corresponding to generalized corrosion and localized corrosion are compared, considering for the latter phenomenon the spatial variability of the reduction of section of the reinforcement bars along its length in a probabilistic way. For both scenarios, beams with different lengths and details (number and diameter of bars) and a service life of 50 years were considered. The reliability of beams attacked by corrosion was also compared to that of non-corroded beams, for the relevant service life.

The results show that, in the long term and at the same corrosion rates, localized corrosion causes a more significant reduction of structural reliability when compared to generalized corrosion, a situation that is accentuated for small diameter bars. For the short term, generalized corrosion tends to be more severe, especially for larger diameter bars. The non consideration of the variability associated with the loss of localized section of the reinforcement, may lead to an underestimation of the probability of failure, as more significant as the greater the beam span and the lower the number and diameter of the bars used.

Keywords

Reliability; Localized corrosion; Generalized corrosion;

Índice

Agradecimentos.....	III
Resumo	IV
Abstract	VI
Índice	VII
Índice de figuras	X
Índice de tabelas	XIII
Simbologia.....	XV
1. Introdução	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Objetivos.....	2
1.3. Organização	2
1.4. Software utilizado	3
2. Estado de arte no âmbito da corrosão.....	5
2.1. O processo eletroquímico da corrosão	5
2.2. Desenvolvimento da corrosão.....	7
2.2.1. Iniciação	7
2.2.2. Propagação	9
2.3. Efeitos mecânicos da corrosão	12
2.3.1. Redução de área de corte transversal dos varões de aço.....	12
2.3.2. Fissuras do betão em torno de varões de aço.....	13
2.3.3. Deterioração da aderência aço-betão	15
2.3.4. Redução da ductilidade dos varões de aço	17
2.4. Efeitos estruturais da corrosão.....	17
2.4.1. Ensaio experimentais	18
2.4.2. Trabalhos numéricos	21
3. Metodologia.....	23
3.1. Fiabilidade de sistemas estruturais	23
3.1.1. Simulação de Monte Carlo	24

3.1.2.	Fiabilidade de sistemas em serie e paralelo	26
3.1.3.	Fiabilidade dependente do tempo	28
3.2.	Modelação probabilística da corrosão.....	29
3.2.1.	Corrosão generalizada	30
3.2.2.	Corrosão localizada.....	31
3.2.3.	Corrosão efetiva	34
3.3.	Fiabilidade de elementos estruturais sujeitos à flexão e a corrosão	35
4.	Caso de estudo	39
4.1.	Viga simplesmente apoiada sujeita à flexão	39
4.2.	Resultados e discussão.....	41
4.2.1.	Avaliação da função estado limite G_j	41
4.2.2.	Fiabilidade de vigas de betão armado no tempo.	44
4.2.3.	Comparação da perda de área de armadura com corrosão localizada e generalizada ao longo do tempo.....	45
4.2.4.	Rácio entre mínima capacidade resistente e a resistência a meio vão.	47
4.2.5.	Probabilidade cumulativa de falha	49
4.2.6.	Análise espacial vs não-espacial.	52
4.2.7.	Probabilidade de falha.....	54
5.	Conclusões e desenvolvimentos futuros	57
5.1.	Conclusões	57
5.2.	Desenvolvimentos futuros	57
	Bibliografia.....	58
	Anexo A	61

Índice de figuras

Figura 2.1 – Representação do processo da corrosão num varão de aço nervurado. (Adaptado de (Cavaco, 2013)).	5
Figura 2.2 – Relação entre a corrosão e o tempo, sob influência da penetração de iões de cloreto. (Adaptado de (Kumar Verma, Singh Bhadauria, & Akhtar, 2013))	8
Figura 2.3 - Representação esquemática de um varão de aço afetado por corrosão generalizada. (Adaptado de (Buijs, Sayers, Hall, & Van Gelder, 2010))	10
Figura 2.4 - Micro células em corrosão generalizada. (Adaptado de(Cavaco, 2013)).	10
Figura 2.5 - Representação da corrosão localizada num varão de aço. (Adaptado de (GOTECH (2013))	11
Figura 2.6 - Representação da corrosão generalizada e da corrosão localizada num varão de aço. Adaptado de (Vavpetic, 2008).	11
Figura 2.7 - Representação de dois diâmetros de um mesmo varão de aço. (a) - Afetado pela corrosão localizada. (b) - Afetado pela corrosão generalizada. (Adaptado de (Zhang, Zhou, Gu, & Dai, 2013)).	12
Figura 2.8 - Relação de volume entre o ferro (F_e) e os determinados componentes químicos. (Adaptado de (Azam, 2010))	13
Figura 2.9 - Fissuras longitudinais no betão, geradas pelos óxidos de ferro. (Adaptado de (Pina, 2009))	14
Figura 2.10 - Fissuras laterais no betão criadas entre varões. (Adaptado de (Pina, 2009)).	14
Figura 2.11 – (a) - Fotografia de um desconjuntamento de betão. (b) – Representação figurativa de um desconjuntamento de betão. (Adaptado de (Jana, 2016)).	14
Figura 2.12 - Relação entre a tensão de corte e deslizamento entre dois materiais. (Adaptado de (CEB, 1993)).	15
Figura 2.13 – Relação entre a corrosão e a força da ligação entre materiais. (Adaptado de (Azam, 2010))	16
Figura 3.1 – Representação gráfica da simulação de Monte Carlo utilizando a técnica da amostragem direta. (Adaptado de (Miguel & Miranda, 2014)).	25
Figura 3.2 – Relação entre fiabilidade do sistema e fiabilidade de apenas um componente de vários sistemas em série com diferente número de componentes. (Adaptado de (Nuñez, 2014)).	27

Figura 3.3 - Relação entre fiabilidade do sistema e fiabilidade de apenas um componente de vários sistemas em paralelo com diferente número de componentes. (Adaptado de (Nuñez, 2014)).	28
Figura 3.4 – Representação transversal de um varão de aço, com configuração de corrosão generalizada.	31
Figura 3.5 – Distribuições do fator de corrosão localizada, para diferentes diâmetros e comprimentos.	32
Figura 3.6 – Representação transversal de um varão de aço, com configuração de corrosão localizada. (Adaptado de (Marano, Quaranta, & Mezzina, 2008)).	33
Figura 3.7 – Representação longitudinal de um varão de aço, com configuração de corrosão generalizada e localizada.	35
Figura 3.8 – Representação longitudinal de um varão de aço dividido em m segmentos.	36
Figura 4.1 – Diagrama de momentos de forma trapezoidal, para uma viga.	40
Figura 4.2- Distribuição da posição espacial de G_j em vigas com $d = 12\text{ mm}$, $L = 4\text{ m e } 12\text{ m}$, $n = 2\text{ e } 6$, para 50 anos de corrosão localizada.	42
Figura 4.3 - Distribuição da posição espacial, de G_j em vigas com $d = 12\text{ e } 25\text{ mm}$, $L = 12\text{ m}$, $n = 2$, para 50 anos de corrosão localizada.	43
Figura 4.4 – Valor absoluto da resistência da viga e ação em 50 anos, com representação de falha marcada a preto e representação a vermelho de um caso em que não houve falha.	44
Figura 4.5 –Área perdida em percentagem, com efeito da corrosão localizada e generalizada em 50 anos, para $d = 8\text{ mm}$.	45
Figura 4.6 - Área perdida em percentagem, com efeito da corrosão localizada e generalizada em 50 anos, para $d = 12\text{ mm}$.	46
Figura 4.7 - Área perdida em percentagem, com efeito da corrosão localizada e generalizada em 50 anos, para $d = 25\text{ mm}$.	46
Figura 4.8 – Rácio entre a resistência mínima de uma viga e a sua resistência a meio vão, quando sujeita à corrosão localizada.	48
Figura 4.9 - Probabilidade cumulativa de falha para corrosão localizada, localizada não espacial e generalizada de vigas com $d = 12\text{ mm}$, $n = 6$, $L = 12\text{ m}$, em 50 anos.	49
Figura 4.10 – Probabilidade cumulativa de falha para corrosão localizada e corrosão localizada não espacial de vigas com $d = 12\text{ mm}$, $n = 6$, $L = 4,8\text{ e } 12\text{ m}$, em 50 anos.	50
Figura 4.11 - Probabilidade cumulativa de falha para corrosão localizada, localizada não espacial, generalizada e real de vigas com $d = 12\text{ mm}$, $n = 6$, $L = 12\text{ m}$, em 50 anos.	51

Figura 4.12 - Probabilidade cumulativa de falha para corrosão localizada, generalizada e real de vigas com $d = 12\text{ mm}$, $n = 6$, $L = 4, 8, 12\text{ m}$, em 50 anos.	52
Figura 4.13 – Percentagem da relação da probabilidade de falha em 50 anos, devida à corrosão localizada e à corrosão localizada não espacial,.....	53
Figura 4.14 – Probabilidade de falha em 50 anos devida à corrosão localizada e generalizada, em vigas com $d = 8, 12\text{ e }25\text{ mm}$, vários comprimentos e diferentes numero de varões.....	54
Figura 4.15 – Probabilidade de falha em 50 anos devida à corrosão localizada, generalizada e real, em vigas com $d = 8, 12\text{ e }25\text{ mm}$, vários comprimentos e diferentes números de varões.	55

Índice de tabelas

Tabela 2.1 – Resultados de testes experimentais feitos a vigas e lajes de betão armado por diversos autores. (Adaptado de FIB (2000)). 19

Tabela 3.1 – Resultados de estudos feitos, sobre a intensidade das taxas de corrosão em amostras de betão armado. 29

Tabela 4.1 – Comparação de reduções de área transversal devido à corrosão localizada e corrosão generalizada, para 50 anos. 47

Tabela 4.2 – Probabilidade de falha do efeito da corrosão localizada para vigas com varões com $d = 8 \text{ mm}$ 56

Tabela 4.3 – Probabilidade de falha do efeito da corrosão localizada para vigas com varões com $d = 12 \text{ mm}$ 56

Tabela 4.4 - Probabilidade de falha do efeito da corrosão localizada para vigas com varões com $d = 25 \text{ mm}$ 56

Simbologia

R_e – Resistência da estrutura.

S – Carregamento aplicado.

p – Probabilidade.

p_f – Probabilidade de falha.

p_s – Probabilidade de funcionamento.

$p_{f.T}$ – Probabilidade de falha no tempo.

G – Função estado limite.

X – Variável aleatória.

f – Função densidade de probabilidade.

F – Função de densidade de probabilidade cumulativa.

i – Amostra.

N – Número de simulações.

μ, α – Parâmetros da distribuição Gumbel.

D_0 – Diâmetro inicial de varão.

d – Diâmetro de varão.

t – Variável tempo.

R – Fator de corrosão localizada.

i_{corr} – Taxa de corrosão.

P – Profundidade máxima de penetração da corrosão localizada.

P_{av} – Profundidade média de penetração da corrosão.

a – Largura da penetração no varão, causada pela corrosão.

A_{gen} – Área de aço corroída no varão devido à corrosão generalizada.

A_{pit} – Área de aço corroída no varão devido à corrosão localizada.

A_{efe} – Área de aço corroída no varão devido à corrosão efetiva.

A_{st} – Área de aço restante no varão.

$A_{st.nom}$ – Área de aço inicial na viga.

n – Número de varões.

$L_{sy,t}$ – Comprimento de amarração.

L_m – Comprimento de cada segmento de uma viga.

m – Número de segmentos de uma viga.

M_j – Função de resistência à flexão por segmento.

$M_{r,ult}$ – Resistência estrutural.

M_u – Capacidade máxima de flexão.

$M_{r,nom}$ – Resistência estrutural nominal.

M_{mid} – Resistência mínima a meio vão.

M_{min} – Resistência mínima na viga.

S_j – Função das ações.

I – Função indicadora.

j – Numero do segmento numa viga.

P_{fc} – Probabilidade cumulativa de falhas.

u – Ponto de projeto no espaço normalizado.

C.L. – Corrosão localizada.

C.G. – Corrosão generalizada.

C.L.NE. – Corrosão sem variabilidade espacial.

S.D. – Análise sem deterioração.

C.E. – Corrosão efetiva.

Capítulo 1

1. Introdução

1.1. Enquadramento

Estima-se que os custos diretos totais anuais alusivos ao setor da Indústria nos Estados- Unidos rondam os \$137.9 bilhões (US), o que representa a soma dos custos diretos anuais dos cinco subsetores da Indústria: Serviços Públicos, Transportes, Infraestruturas, Governo e Produção. Este valor, se extrapolado para a totalidade da economia norte-americana (8.79\$ trilhões US), representa um custo anual associado à corrosão de aproximadamente \$276 bilhões (US), o que corresponde a 3,1% do produto interno bruto do país (International, 2002).

Adicionalmente, entre 2011 e 2012, foi feito um estudo na Índia sobre os custos nacionais no âmbito da corrosão, e concluiu-se que o custo direto anual é de \$261 bilhões, o que corresponde a 2.4% do produto interno do país. (GI & No, 2015).

Grande parte destes estudos referem-se apenas aos custos diretos com a corrosão, suportados pelos proprietários, operadores produtores e fornecedores das estruturas, visto que os custos indiretos são de difícil estimativa. Os custos diretos estão associados aos materiais corroídos e à sua substituição/manutenção, enquanto que os indiretos incluem os custos associados às perdas de produtividade, atrasos e falhas, entre outros.

Relativamente ao impacto ambiental, a corrosão tem também uma influência significativa, uma vez que é uma das principais causas da destruição de minérios. Atualmente, 30% do aço produzido mundialmente utilizado na substituição de peças, equipamentos e instalações que ficaram de alguma forma danificadas pela corrosão, o que obriga a uma produção adicional de aço. (Gentil 1996; Merçon, Guimarães, and Mainier 2004)

Uma das áreas mais afetadas com a corrosão são as estruturas de betão armado. Inicialmente considerava-se que a estrutura de betão armado seria eterna, devido à sua grande resistência, (Carlos and Fernandes 2011); contudo, verificou-se mais tarde que a corrosão tem uma grande influência na perda de resistência de estruturas de betão armado, pois algumas dessas estruturas começaram a ter roturas repentinas ou vida de serviço reduzida. Atualmente, já existe um alto nível de proteção destas estruturas contra a corrosão. No entanto, importa salientar que com o passar do tempo, nenhuma medida de proteção é 100% eficaz.

Duas das principais causas que geram a corrosão em estruturas de betão armado são a carbonatação e a contaminação por iões de cloreto. Exatamente por estas causas afetarem as estruturas de forma diferente, esta dissertação estuda a corrosão localizada e generalizada em vigas de betão armado de forma espacial, para que se consiga avaliar de forma eficaz a corrosão em todo o comprimento de elementos de betão armado. O tempo é a variável com mais

importância no desenvolvimento da corrosão. Desta forma, esta dissertação estuda estruturas para 50 anos de corrosão.

Em conclusão, é imperativo o desenvolvimento de estudos sobre o processo da corrosão, para que se possa obter o máximo de informação sobre o tema e assim agir da forma mais correta para a sua prevenção. Adicionalmente, as estruturas devem cumprir todos os requisitos necessários dos Eurocódigos, para que os elementos estruturais estejam protegidos corretamente contra a corrosão.

1.2. Objetivos

Os principais objetivos desta dissertação são:

- Avaliar o impacto da corrosão das armaduras na probabilidade de falha e na segurança de estruturas de betão armado sujeitas à flexão;
- Comparar para um período de vida útil de 50 anos a fiabilidade de estruturas intactas com a fiabilidade de estruturas corroídas;
- Comparar os efeitos da corrosão generalizada e da corrosão localizada na fiabilidade estrutural;
- Avaliar a importância da consideração da variabilidade espacial na perda de secção das armaduras em cenário de corrosão localizada;
- Analisar a influência de aspetos como vão, número e diâmetro dos varões das vigas, na respetiva fiabilidade estrutural.

1.3. Organização

Esta dissertação está dividida em 5 capítulos. O primeiro capítulo é composto pela introdução à dissertação.

O segundo capítulo inclui um resumo bibliográfico referente ao processo da corrosão, incluindo natureza do processo eletroquímico, causas para o seu início e propagação e efeitos mecânicos provocam a deterioração estrutural.

O terceiro capítulo, relativo à metodologia, começa com uma breve explicação dos métodos de fiabilidade que foram utilizados no desenvolvimento da dissertação. Neste capítulo é também exposto todo o processo de modelação da corrosão, sendo focadas as diferenças entre as várias formas de corrosão.

No quarto capítulo, apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos para um caso de estudo proposto.

No quinto e último capítulo resumem-se as principais conclusões alcançadas e sugerem-se desenvolvimentos futuros.

1.4. Software utilizado

Todos os resultados desta dissertação foram obtidos por recurso a programação no software MATLAB.2017.

Outros softwares auxiliares utilizados nesta dissertação foram: Microsoft Excel, Microsoft Word e AutoCad.

Em anexo, pode consultar-se o código desenvolvido nesta dissertação para avaliação dos efeitos da corrosão em vigas de betão armado.

Capítulo 2

2. Estado de arte no âmbito da corrosão

Para que haja um entendimento comum de todos os conceitos abordados nesta dissertação, é apresentado um resumo bibliográfico sobre a corrosão, o seu processo eletroquímico, efeitos mecânicos e estruturais.

Tendo em conta que o fenómeno da corrosão é muito complexo, esta explicação serve apenas como uma introdução ao tema da corrosão, para que se possa entender o processo e relações utilizadas neste trabalho.

2.1. O processo eletroquímico da corrosão

As vigas de betão armado contêm varões feitos de aço, ou seja, uma liga de ferro e carbono, que absorve energia durante o processo de produção. O fenómeno da corrosão acontece quando os varões de aço são expostos ao ar, libertando parte dessa energia, numa reação exotérmica. Uma das componentes dessa reação é o óxido de ferro, mais conhecido por ferrugem (Cavaco, 2013).

Existem duas regiões no varão de aço: o ânodo e o cátodo. O ânodo é a região onde ocorrem as reações de oxidação e conseqüentemente, a superfície onde ocorre a corrosão. O cátodo é a região onde ocorrem as reações de redução e, conseqüentemente, a superfície que fica em segurança onde e não ocorre corrosão. O eletrólito é a solução condutora que envolve o ânodo e o cátodo. A reação consiste resumidamente no movimento de eletrões do ânodo para o cátodo (Cavaco, 2013).

A Figura 2.1 mostra como funciona este processo da corrosão nos varões de aço.

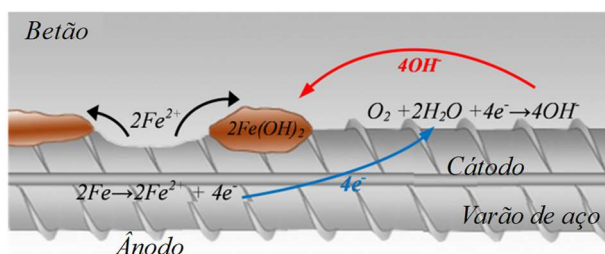


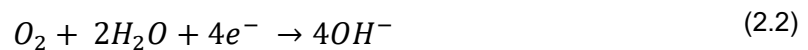
Figura 2.1 – Representação do processo da corrosão num varão de aço nervurado. (Adaptado de (PCA, 2013)).

Esta reação eletroquímica cria uma diferença de potencial e, conseqüentemente uma corrente de corrosão entre as áreas anódica e catódica na superfície da armadura de aço.

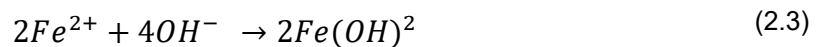
A reação anódica consiste na libertação de eletrões da barra de ferro, deixando-a com iões positivos de ferro. Esta reação é dada pela seguinte equação (PCA, 2013):



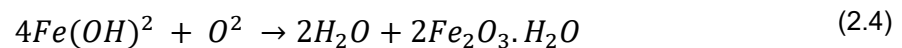
Estes iões movem-se no varão de aço para as regiões catódicas, onde, em combinação com água e oxigénio fornecidos pelo eletrólito, causam a reação de redução, produzindo os iões de hidróxido OH^{-} . Mostra-se abaixo a correspondente equação química (PCA, 2013):



Os iões de hidróxido são então atraídos pelas cargas positivas das regiões catódicas e através do eletrólito movem-se, para combinar com os iões ferrosos positivos criando hidróxidos de ferro. Apresenta-se abaixo a equação que traduz esta combinação (PCA, 2013):



O último passo do processo da corrosão acontece depois de se gerarem os hidróxidos de ferros $2\text{Fe}(\text{OH})_2$. Quando o oxigénio reage com o hidróxido de ferro, gera-se oxido de ferro hidratado $2\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$, ao que se chama ferrugem castanha. Apresenta-se abaixo a equação correspondente (Pelotas & Paniz, 2013):



Esta descrição do processo de corrosão permite deduzir que existem dois elementos essenciais para que ocorra corrosão. Primeiro, é necessário que exista água nos poros do betão para agir como ambiente eletrólito e para fornecer átomos de hidrogénio que se tornam iões de hidróxido. Em segundo lugar, o oxigénio é também importante para a reação de redução. (Cavaco, 2013).

Os resultantes hidróxidos de ferro - $2\text{Fe}(\text{OH})_2$ - têm tendência a reagir com outras moléculas de oxigénio, formando assim outros tipos de óxidos.

De uma forma geral, o volume dos óxidos de ferro é superior ao volume de ferro que lhes deu origem, o que leva ao desenvolvimento de tensões internas no betão em torno dos varões de aço. Em casos de estágios de corrosão mais avançada, o betão pode atingir a resistência à tração, começando a aparecer fendas e fazendo com que os varões de aço do betão armado fiquem mais expostos à água e ao oxigénio (Uhlig, 2015).

Outra consequência da corrosão é a redução da resistência da aderência entre os varões de aço e betão. Tal deve-se ao aparecimento de fendas e às reações químicas associadas ao processo da corrosão (Pelotas & Paniz, 2013).

2.2. Desenvolvimento da corrosão

Como explicado anteriormente, para que ocorra corrosão, a presença de água e oxigénio são condições necessárias e fundamentais. Adicionalmente, o potencial energético da liga ferro-carbono influencia também a ocorrência de corrosão.

No início do processo da corrosão, uma camada fina de óxido de ferro, denominada de filme passivo, desenvolve-se ao redor da barra de aço, bloqueando o contato com a humidade presente nos poros do betão e evitando que a corrosão progrida (Cavaco, 2013).

Esta fina camada protetora é apenas estável num ambiente alcalino. Este ambiente alcalino pode ser oferecido pelo betão, uma vez que na sua produção tem elementos como os hidróxidos de sódio, potássio e cálcio, responsáveis pela sua alcalinidade (Cavaco, 2013).

Apesar de atrasar o processo da corrosão, a existência deste filme passivo não é suficiente para bloquear o aparecimento da corrosão. No entanto, esta fina camada protetora atrasa a corrosão mil vezes mais do que quando comparada com a corrosão em barras de aço sem o filme passivo. A presença de níveis elevados de pH na atmosfera destrói progressivamente esta camada fina de óxido de ferro (Cavaco, 2013).

Existem duas fases da corrosão, a sua iniciação e posteriormente o seu desenvolvimento ou propagação.

2.2.1. Iniciação

Na iniciação, a corrosão ocorre a uma taxa lenta e é expectável pouca deterioração na estrutura do betão armado. Isto deve-se ao facto de a estrutura de betão armado estar protegida nos varões de aço por uma camada de óxido de ferro. Pode mesmo ocorrer um aumento da aderência entre o betão e os varões de aço devido a um melhor confinamento entre destes (Tuutti, 1982).

Pode observar-se na Figura 2.2 a evolução da corrosão ao longo do tempo:

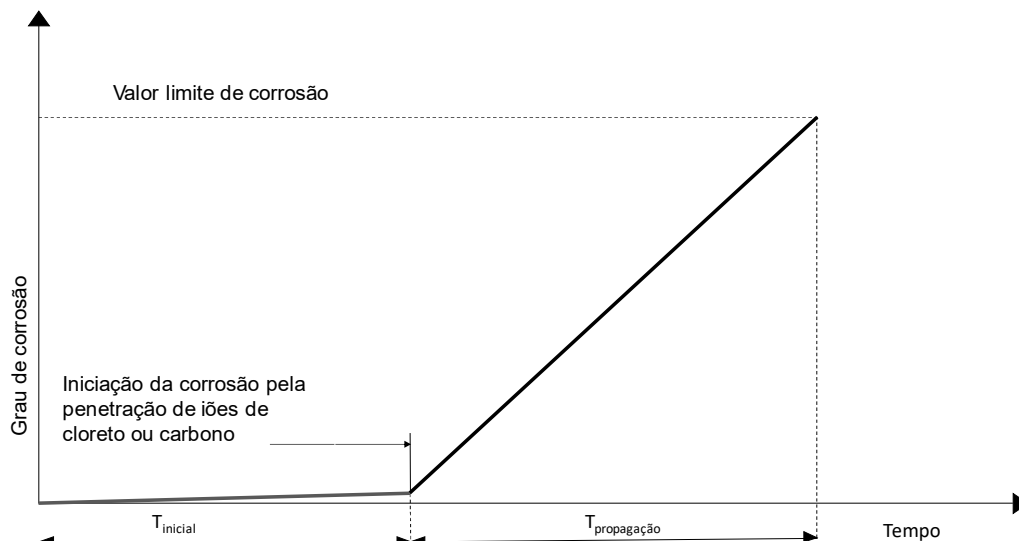
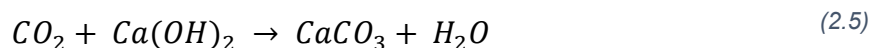


Figura 2.2 – Relação entre a corrosão e o tempo, sob influência da penetração de iões de cloreto. (Adaptado de (Kumar Verma, Singh Bhadauria, & Akhtar, 2013)).

Durante esta fase, a superfície do betão passa a ser o elemento alcalino e é contaminada pelos seguintes agentes atmosféricos: dióxido de carbono CO_2 e iões de cloreto Cl^- . Esta primeira fase acaba quando o filme passivo é destruído. Devido à carbonatação, o betão muda de pH, alterando assim a sua alcalinidade (Tuutti, 1982).

Este processo de carbonatação consiste numa reação química entre o CO_2 , presente na atmosfera, e os hidróxidos de cálcio $Ca(OH)_2$, presentes no betão devido à pasta de cimento e responsáveis pela alcalinidade do betão. Tal como se verifica na equação (2.5) (Cavaco, 2013), o resultado desta reação é o carbonato de cálcio $CaCO_3$, água e a diminuição do pH.



Por um lado, devido à presença de $Ca(OH)_2$, o pH da pasta de cimento fresco é no mínimo 12,5, por outro lado, o pH de uma pasta totalmente carbonatada é quase neutro. Portanto, devido à carbonatação o pH do betão desce para valores na ordem dos 9. Devido à perda de alcalinidade, do betão o filme passivo começa a ser destruído (Cavaco, 2013).

Em relação à contaminação pelos iões de cloreto Cl^- , esperam-se efeitos mais negativos do que a carbonatação. Os cloretos podem surgir do uso de sais de degelo, vindos da água do mar ou da atmosfera já contaminada, ou podem surgir do próprio betão, se no processo de fabricação deste foi usada água contaminada (Tuutti, 1982).

Para que os iões de cloreto provoquem corrosão nos varões de aço é necessário que estes penetrem o filme passivo existente à volta do varão. Os iões de cloreto ativam a superfície do aço, formando o ânodo, enquanto que a camada passiva denomina-se de cátodo (Clear and Hay, 1973). As seguintes equações caracterizam este fenómeno (Cavaco, 2013):



O risco de corrosão aumenta bastante com a concentração de cloretos. É muito provável que ocorra corrosão quando a concentração de cloretos na superfície do aço atinge um limite crítico entre o peso do cimento e a quantidade de cloretos.

Contrariamente à carbonatação, para que os iões de cloreto se possam difundir é importante existir suficiente humidade, no entanto, os poros não podem estar totalmente saturados, uma vez que é necessário que exista algum oxigénio no poro de forma a que a reação de oxidação aconteça (Tuutti, 1982).

2.2.2. Propagação

Numa segunda fase, dá-se a propagação da corrosão. Nesta fase, o betão da estrutura armada já se encontra completamente contaminado e a camada de óxido de ferro destruída. Nesta fase, a corrosão progride a uma taxa superior do que na iniciação.

Esta fase só termina quando a integridade estrutural ou o nível de serviço da estrutura for considerada inaceitável ou incomportável. É também importante salientar e comparar dois tipos de corrosão que podem ocorrer e que se apresentam de seguida.

2.2.2.1. Corrosão generalizada

A corrosão generalizada é caracterizada por uma corrosão uniforme ao longo dos varões, ou seja, uma quantidade de perda igual em volta do diâmetro do varão e ao longo do seu comprimento. É mais provável ocorrer corrosão generalizada quando o betão à volta dos varões de aço perde capacidade de manter os níveis de pH adequados, ao longo de uma viga. Para isto acontecer, o betão à volta do varão terá de estar totalmente carbonatado e o filme passivo eliminado.

Quanto menos irregularidades houverem tanto na superfície do betão como na superfície da barra de aço, mais provável é a ocorrência uniforme da carbonatação e corrosão (Cavaco, 2013).

A título de exemplo, apresenta-se a Figura 2.3 , que representa a área de aço perdida no tempo por consequência da corrosão generalizada. O símbolo Φ_0 representa o diâmetro do varão e o símbolo $\Phi(t)$ representa a perda uniforme de diâmetro no tempo.

Para que a corrosão ocorra de uma forma uniforme é necessário que toda a área da estrutura em causa tenha as mesmas condições.

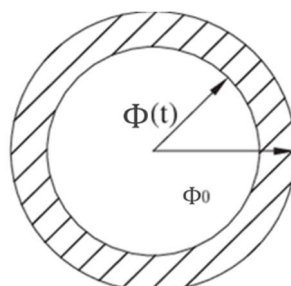


Figura 2.3 - Representação esquemática de um varão de aço afetado por corrosão generalizada (Adaptado de (Buijs, Sayers, Hall, & Van Gelder, 2010)).

Como observado na Figura 2.4, a corrosão uniforme é caracterizada por uma perda de aço igual em todo o seu diâmetro e comprimento de varão, devido à distribuição uniforme das micro células da corrosão.

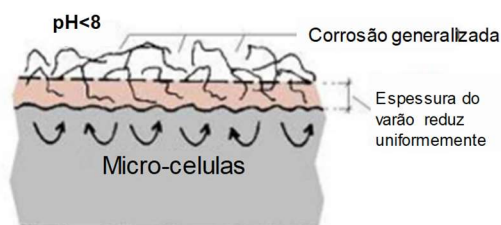


Figura 2.4 - Micro células em corrosão generalizada (Adaptado de(Cavaco, 2013)).

2.2.2.2. Corrosão localizada

A corrosão localizada é caracterizada por existirem diferentes perdas de aço ao longo do comprimento de um elemento estrutural, bem como no diâmetro do seu varão.

Uma das causas mais relevantes da corrosão localizada é a existência em certos pontos do elemento de reforço de uma grande concentração de cloretos. A Figura 2.5 mostra o fenómeno da corrosão localizada.

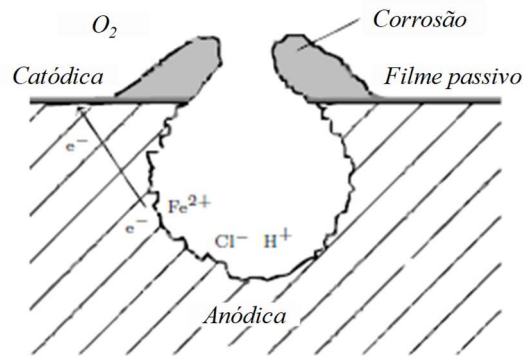


Figura 2.5 - Representação da corrosão localizada num varão de aço (Adaptado de (GOTECH (2013))).

No caso da corrosão localizada, existe uma grande desproporção entre as regiões catódicas e anódicas, que faz com que a redução de diâmetro do varão seja mais acentuada (Cavaco, 2013).

A maior diferença entre a corrosão generalizada e a localizada, é que a corrosão localizada, apesar de não estar presente em todo o varão, tem picos de corrosão superiores à corrosão generalizada e que podem efetivamente danificar a estrutura.

Neste sentido, pode afirmar-se, de uma forma geral, que a corrosão generalizada está associada à existência de carbonatação enquanto que a corrosão localizada está ligada à concentração de íons de cloreto. Ambos os tipos de corrosão causam produção de ferrugem, perda de área transversal e redução da qualidade de aderência entre varão e betão.

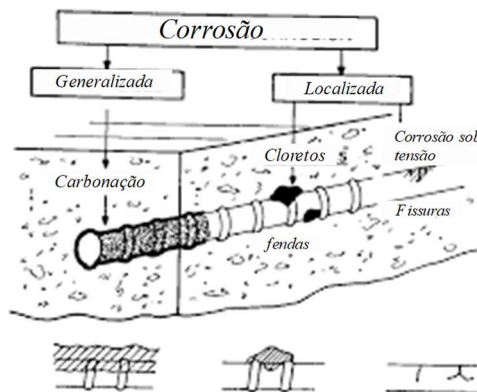


Figura 2.6 - Representação da corrosão generalizada e da corrosão localizada num varão de aço. Adaptado de (Vavpetic, 2008).

Tendo em conta que a corrosão localizada não é constante em todo o comprimento do elemento estrutural, é necessário desenvolver uma análise espacial e temporal. Esta é uma das questões mais importantes no estudo da corrosão localizada, pois os picos de corrosão podem ocorrer em qualquer parte do elemento estrutural.

Na Figura 2.7 observam-se as diferenças entre um varão de aço corroído pela corrosão localizada (a) e pela corrosão generalizada (b). Através da Figura 2.7, é possível concluir que em todo o comprimento de um elemento estrutural podem existir zonas em que a corrosão generalizada é mais profunda, ou seja, $P_{av} > P$, e outras zonas em que a profundidade de corrosão localizada é superior, $P > P_{av}$.

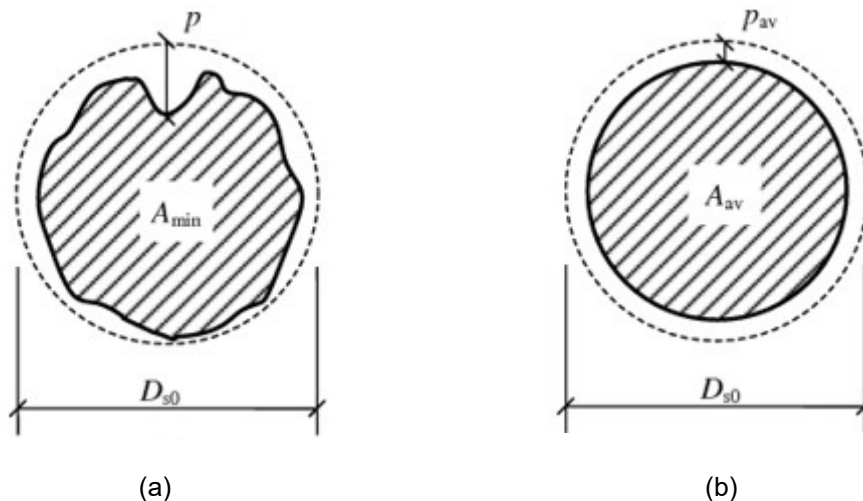


Figura 2.7 - Representação de dois diâmetros de um mesmo varão de aço. (a) - Afetado pela corrosão localizada. (b) - Afetado pela corrosão generalizada. (Adaptado de (Zhang, Zhou, Gu, & Dai, 2013))

2.3. Efeitos mecânicos da corrosão

A corrosão provoca vários efeitos mecânicos, sendo os seguintes aqueles que mais afetam o desempenho estrutural:

- redução da área transversal dos varões de aço;
- fissuras do betão em torno dos varões de aço;
- deterioração da aderência do aço-betão;
- redução da ductilidade dos varões de aço.

Os próximos subcapítulos estão reservados para a explicação destes efeitos.

2.3.1. Redução de área de corte transversal dos varões de aço

Durante o processo de corrosão, os íons de ferro são dissolvidos em água, o que leva à redução da área de aço no elemento estrutural e à deposição de óxidos de ferro na região do ânodo. As propriedades mecânicas dos óxidos de ferro produzidos são, em larga escala, mais pobres que as do aço, e por isso a contribuição que têm para a resistência das armaduras é negligenciada (Cavaco, 2013).

As taxas médias de corrosão de um betão já carbonatado são cerca de $50\mu\text{m} / \text{ano}$. Já para um betão com baixo teor de cloretos, as taxas médias de corrosão sobem para $100\mu\text{m} / \text{ano}$ (Tuutti, 1982). Para casos em que o betão é de baixa qualidade e é submetido a uma

contaminação de carbonatação e cloretos, a taxa média de corrosão pode ser até 10 vezes maior, variando entre 500 μm / ano e 1000 μm / ano.

Em comparação com a corrosão generalizada, a corrosão localizada provoca uma redução superior da área de aço: entre 4 a 10 vezes mais (Tuutti, 1982).

A geometria e a forma das secções corroídas têm também influência na corrosão, progredindo radialmente e afetando principalmente a área de varão mais próxima da superfície. (Val, D.V. and Melchers, 1997), (Darmawan & Stewart, 2017).

Adicionalmente, mantendo a mesma taxa de penetração da corrosão, elementos estruturais com varões de aço de diâmetro menor são mais afetados do que elementos estruturais com varões de aço de diâmetro maior (Rodriguez, 1996).

2.3.2. Fissuras do betão em torno de varões de aço

Os óxidos de ferro depositados na região do ânodo têm um volume significativamente maior do que o próprio ferro, o que resulta em tensões internas no betão perto das barras de reforço corroídas. Pode-se observar na Figura 2.8 que o óxido de ferro pode ser entre 6 a 7 vezes maior em volume do que o ferro no seu estado normal (Cavaco, 2013).

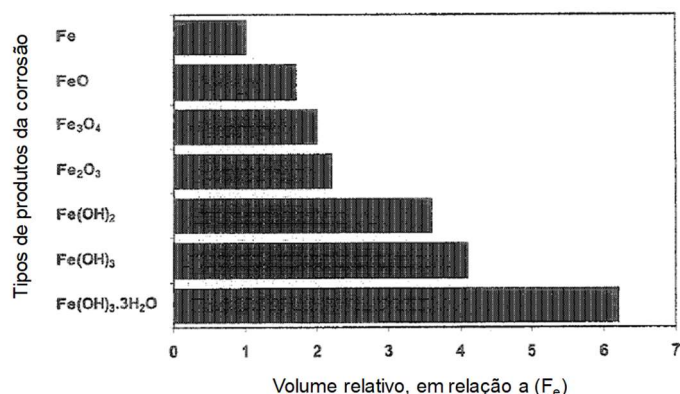


Figura 2.8 - Relação de volume entre o ferro (F_e) e os determinados componentes químicos. (Adaptado de (Azam, 2010))

No início do processo da corrosão, os óxidos de ferro produzidos podem ter um efeito positivo, tendo em conta que começam por preencher os vazios existentes nas proximidades dos varões, ou seja, contribuem para um melhor confinamento. No entanto, à medida que a corrosão evolui, desenvolvem-se tensões internas que levam a microfissuras, que, por terem tendência a crescer a uma grande velocidade, podem evoluir para fendas (Cavaco, 2013).

As fissuras/fendas podem aparecer no betão de várias maneiras, no entanto, a corrosão no betão tem quase sempre um desenvolvimento longitudinal (Pina, 2009).

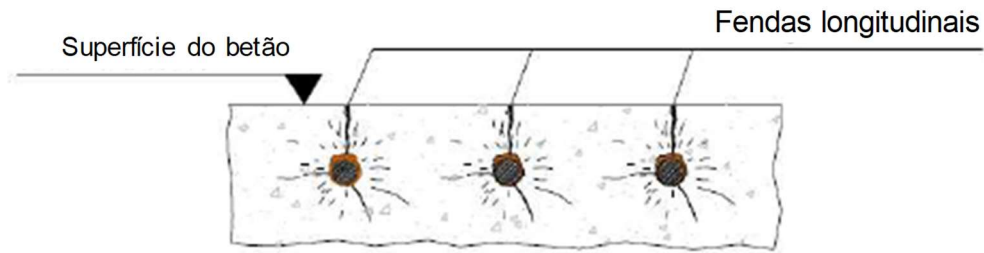


Figura 2.9 - Fissuras longitudinais no betão, geradas pelos óxidos de ferro. (Adaptado de (Pina, 2009))

Como a direção das fissuras é no sentido da superfície, podem acontecer junções de fissuras que tenham tido início no centro de varões vizinhos (Pina, 2009).

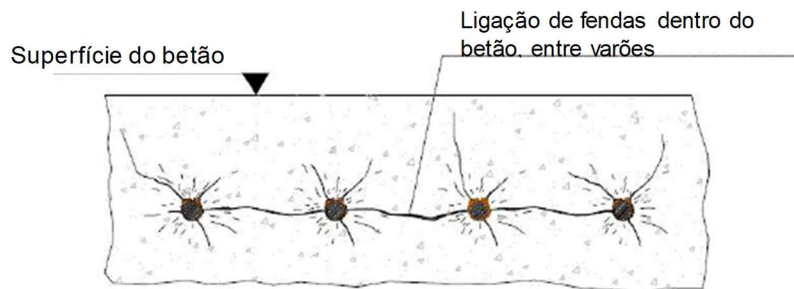


Figura 2.10 - Fissuras laterais no betão criadas entre varões. (Adaptado de (Pina, 2009)).

Um desconjuntamento do betão pode acontecer em duas situações, deixando o varão de aço totalmente exposto à atmosfera. A primeira acontece quando fissuras provenientes do mesmo varão evoluem até à superfície, a segunda situação acontece quando existe uma fenda entre varões vizinhos e também na chegada à superfície de fissuras provenientes desses mesmos varões (Pina, 2009).

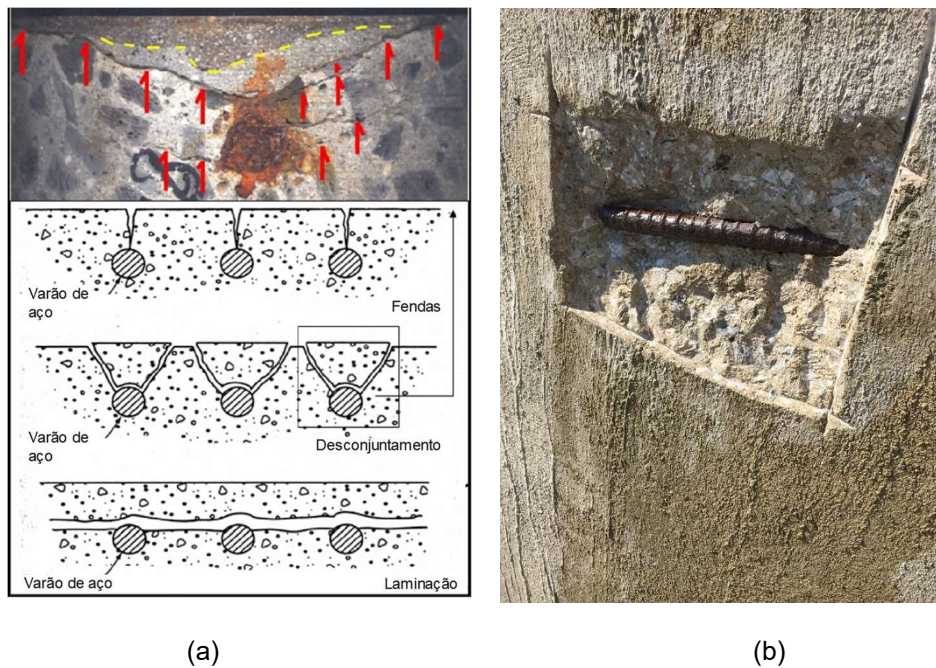


Figura 2.11 – (a) - Fotografia de um desconjuntamento de betão. (b) – Representação esquemática de um desconjuntamento de betão (Adaptado de (Jana, 2016)).

Foram também relatados casos de extrema corrosão localizada onde as fissuras eram completamente inexistentes (Broomfield, 1996). Este fenómeno pode ser explicado pelo efeito de confinamento proporcionado pelo betão.

2.3.3. Deterioração da aderência aço-betão

Outro efeito importante da corrosão em elementos estruturais de betão armado é perda de força na aderência entre o betão e o aço. Esta ligação é essencial para um desempenho adequado do elemento estrutural em questão. Esta ligação é composta por tensões de corte, que são desenvolvidas na interface dos dois materiais se não existir esta ligação entre os dois materiais o desempenho estrutural é prejudicado em relação à capacidade de carga e de flexão (CEB, 1993).

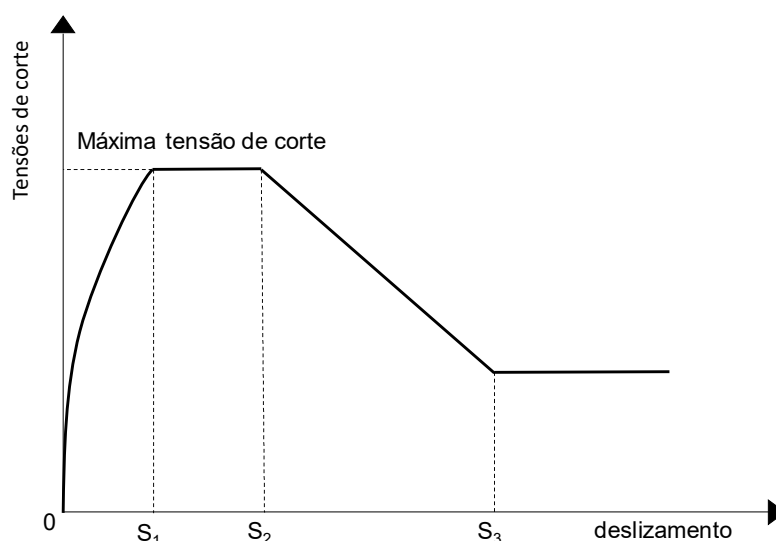


Figura 2.12 - Relação entre a tensão de corte e deslizamento entre dois materiais (Adaptado de (CEB, 1993)).

A Figura 2.12 representa o modelo CEB-FIP Código 90 (CEB, 1993) que fornece a relação entre as tensões de corte e o deslizamento das interfaces dos dois materiais.

Todas as informações que se retiram do gráfico foram calibradas experimentalmente e dependem apenas de certos fatores como: o grau de confinamento, a força do betão e o tipo de superfície do aço, podendo esta ser lisa ou nervurada.

Deve-se considerar um coeficiente de variação de aproximadamente 30% para tensões de corte com um dado valor de deslizamento. Isto resulta do facto do comportamento da ligação ser complexo e sensível. Vários estudos experimentais no âmbito da força de adesão, que utilizam testes de pull-out, apresentam resultados bastantes dispersos para elementos não corroídos (FIB, 1999).

Quando se avalia a capacidade de carga de elementos estruturais não corroídos, a interação entre os materiais, aço e betão, é assumida como perfeita se existirem comprimentos de ancoragem adequados. Geralmente, mesmo quando são previstas flechas a meio vão, o efeito de deslizamento não é considerado. Contudo, perante a ocorrência de corrosão estas hipóteses deixam de ser válidas.

Esta ligação entre materiais, que resulta da transferência de tensões de corte entre o betão e aço, é garantida por três mecanismos: a adesão química entre os dois materiais, a resistência devida ao atrito que melhora com boas condições de confinamento e a resistência mecânica fornecida pelas nervuras do varão de aço. Com o início da corrosão, estes mecanismos começam a perder o seu efeito, tendo em conta que a ferrugem não possui as propriedades mecânicas adequadas. Adicionalmente, o confinamento do betão, essencial para o desenvolvimento do atrito, diminui devido ao aparecimento de fissuras (Cavaco, 2013).

Também para os elementos corroídos os resultados da força de adesão são muito dispersos. Desta forma, conclui-se que não se consegue estabelecer uma relação consistente e precisa entre o grau de corrosão e a força de adesão do elemento em questão. Estes resultados dos ensaios mostram-se bastante dispersos, devido a serem utilizados diferentes tipos de ensaios e ao facto da corrosão e adesão entre materiais serem processos que dependem de muitos parâmetros difíceis de controlar (Cavaco, 2013).

No entanto, é possível obter um padrão de desenvolvimento da corrosão em relação à força de ligação (Azam, 2010). A Figura 2.13 mostra uma lei de variação da força de ligação com a evolução da corrosão.

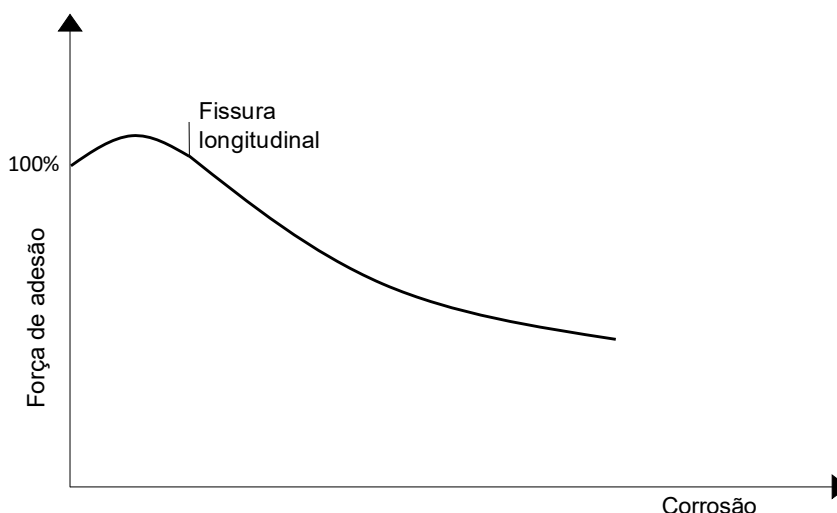


Figura 2.13 – Relação entre a corrosão e a força da ligação entre materiais (Adaptado de (Azam, 2010)).

Pode observar-se no gráfico que, para uma fase inicial da corrosão, onde ainda não se verifica nenhuma fissura, a força de ligação aumenta. Existem duas explicações para este facto: O melhor desempenho do betão resultante da carbonatação ou o aumento do esforço interno do

betão, devido à expansibilidade dos óxidos de ferro, que resulta num maior confinamento e aumento de atrito (Cavaco, 2013).

Contudo, após este pico, segue-se uma queda repentina na força de adesão, sendo a causa principal o aparecimento e desenvolvimento de mais fissuras. Alguns autores sugerem que após o pico, a deterioração da força de adesão torna-se insignificante. Assim, não é possível saber com precisão qual o grau de corrosão que corresponde ao máximo de força de adesão entre o betão e o aço (Azam, 2010).

Portanto, apesar da força de adesão ser altamente dependente do aparecimento de fissuras, não se conseguem obter valores concretos nem uma relação entre o nível de corrosão e a força de adesão.

2.3.4. Redução da ductilidade dos varões de aço

A redução da ductilidade nos varões é maior na corrosão localizada do que na corrosão generalizada.

A redução da ductilidade é parcialmente devida ao fenómeno “hydrogen embrittlement”, que acontece em varões de aço de alta resistência em estruturas de betão armado (Schroeder & Müller, 2003). No entanto, o fenómeno ainda não foi muito explorado, e dessa forma não existe muita literatura e informação sobre o mesmo.

Autores como (Palsson & Mirza, 2002) focam mais o seu trabalho e desenvolvimento deste tema em torno da importância da localização das deformações. Quando um varão não uniforme corroído é submetido a uma tensão axial perto da falha, as secções de maior perda de área são naturalmente submetidas a tensões maiores. Quando a tensão de cedência é alcançada, as secções com menor área corroída não têm um grande aumento de esforço. Durante este período, o comprimento do varão continua a aumentar, e a parte do varão que proporciona este aumento são as áreas mais corroídas, onde vai ocorrer um aumento de extensão significativo até eventualmente se atingir a rotura. Este fenómeno pode explicar a fragilidade do varão, mesmo quando a relação constitutiva do aço não é alterada pelo fenómeno “hydrogen embrittlement”.

2.4. Efeitos estruturais da corrosão

A redução da segurança e do desempenho estrutural em estruturas de betão armado, resultante da corrosão, deve-se especialmente aos fenómenos descritos em cima: redução da área efetiva de aço, fissuras no betão, perda de adesão betão-aço e redução da ductilidade do aço (Cairns et al., 2007).

Na literatura, existem alguns autores ((Eyre e Nokhasteh);(Cairns et al., 2007)) que defendem que estruturas de betão armado podem manter níveis razoáveis de segurança sobre

corrosão. No entanto, não existem ainda métodos confiáveis para estudar com precisão a segurança das estruturas perante a corrosão.

2.4.1. Ensaio experimentais

Existem alguns testes experimentais de diversos autores ((Okada et al., 1988); (Tachibana et al., 1990); (Al-Sulaimani et al., 1990); (Cabrera e Ghoddoussi, 1992); (Kawamura et al., 1995); (Daly, 1995); (Rodriguez et al., 1997)) realizados em vigas e lajes de betão armado corroído que mostram resultados dispersos no que diz respeito à redução da capacidade de carga.

Na Tabela 2.1, apresenta-se um resumo dos testes experimentais de resistência de vigas e lajes de betão armado corroído.

Tabela 2.1 – Resultados de testes experimentais feitos a vigas e lajes de betão armado por diversos autores. (Adaptado de FIB (2000)).

Investigadores	Secção perdida %	Espessura perdida mm	Abertura max. de fissura mm	Ancoragem	Tensão da adesão local Mpa	Força residual %
Okada et al. (1988)			0.02-0.15	End Hook	1.7	≥ 91
Tachibana et al. (1990)	up to 5%	up to 0.2	up to 0.75	15 db straight	1.8	≥ 87
Al-Sulaimani et al. (1990)	up to 4%	up to 0.12	up to 1.3	12 db straight	5.3	≥ 90
Cabrera and Ghoddoussi (1992)	up to 9.2%	up to 0.28	up to 0.6	None	4.3	≥ 80
	up to 7.8%	up to 0.24	up to 0.6	None	7.2	100
Kawamura et al. (1995)			up to 1.0	End Hook	2.1	Av. 99
			up to 1.0	End Hook	2.1	Av. 94
			0.08-0.20	Lapped Joint	N/A	80-60
			0.04	Lapped Joint	N/A	25
Daly (1995)	up to 17%	up to 0.5		12 db straight	1.3-4.1	≥ 70
Almusallam et al. (1996b)	up to 75%	up to 1.5		8.5 db straight	5.7	100-15
Rodriguez et al. (1997)	10%-25%	0.30-0.53		12.5/15 db straight	1.6-1.9	75-50

Dos trabalhos experimentais apresentados, conclui-se que os principais fatores que afetam o comportamento dos elementos estruturais submetidos à corrosão generalizada são:

- Comprimento de varão que é desligado;
- Posição do comprimento de desligado;
- Taxa de área de aço;
- Resistência mecânica do betão, do aço e da sua interação;
- Forma do carregamento;
- Forma da secção transversal do betão;
- Presença de aço esforçado à compressão;

O efeito de questões relacionadas com a força de adesão (comprimento de varão que é desligado, posição do comprimento que é desligado e taxa de área de aço numa secção de viga) foi estudada pelos autores, (Cairns et al., 2007); (Eyre e Nokhasteh); (Raof e Lin, 2007), que realizaram testes experimentais e concluíram que as vigas podem exibir uma força relevante, mesmo quando a ligação do aço é perdida.

(Cairns et al., 2007) descobriram que numa viga onde 93% do vão fica desligado a capacidade de carga fica significativamente afetada. Para obter este tipo de resultados, foi necessário instalar ancoragens nos extremos da viga. É necessário referir que este ensaio foi realizado com vigas pouco reforçadas. Quando usadas vigas altamente reforçadas, os mesmos autores descobriram uma redução de força de 50% para a mesma percentagem de comprimento desligado da viga.

(Raof e Lin, 2007), encontraram resultados semelhantes aos de (CAIRNS et al., 2007). Neste caso, a zona onde o varão de aço desligou foi mais perto dos suportes e não se usou um varão superior. O efeito positivo do varão de aço no topo superior da viga resulta do modo de falha, que é associado ao esmagamento do topo do betão a meio vão.

Por sua vez, outros dois autores, (Pritchard e Chubb (1987)), relatam uma extrema deterioração da força, resultante de uma redução da tensão desenvolvida no varão da viga

Portanto, pode-se concluir que é esperada uma redução de força, em casos de extensão de desconexão da armadura da viga, se for usada uma ancoragem e forem usadas taxas de armadura relativamente baixas. É de notar também que a força no betão e a armadura superior tem um papel fundamental nos resultados.

2.4.2. Trabalhos numéricos

Existem na literatura vários autores que desenvolveram modelos numéricos para estabelecer uma relação entre a corrosão e o comportamento estrutural de elementos estruturais.

Investigadores como (Ting e Nowak, 1991) foram dos primeiros a seguir esta via numérica para estudar a corrosão e, num dos seus primeiros ensaios numéricos, conseguiram estabelecer a curvatura do momento fletor de uma secção corroída. Para obterem estes resultados, usaram a hipótese de Euler-Bernoulli, que considera perda de área da armadura de um elemento estrutural. Também (Yuan e Marosszky, 1991) incluem uma perda significativa na profundidade da secção transversal, no que toca ao aparecimento de fissuras/fendas e quando o betão se desconjunta.

Já (Tachibana et al., 1990) e (Cairns et al., 2007) estudam o efeito de deterioração da ligação betão-aço e ainda dentro deste tema, autores como (Coronelli e Gambarova, 2004) desenvolvem um modelo de elementos finitos capaz de incluir na análise os mecanismos da deterioração que resultam da corrosão. No desenvolvimento do modelo, os elementos planos de tensão de quatro nós são usados para descrever o betão e elementos de treliça de dois nós são usados para os varões de aço. Foram usadas relações constitutivas para descrever as partes deterioradas do betão. Para modelar a redução da ductilidade e deterioração das ligações foi usado o mesmo processo.

Este modelo é mais adequado para comportamentos de estruturas existentes e corroídas, do que para prever as áreas do betão fissurado como inputs do programa em vez de outputs. Apesar de tudo, este modelo tem resultados bastante satisfatórios e tem boas relações com testes experimentais. Foi um modelo pioneiro nesta área. Mais detalhes deste complexo, não obstante, bastante importante modelo, podem ser encontrados em (Coronelli e Gambarova, 2004).

Capítulo 3

3. Metodologia

3.1. Fiabilidade de sistemas estruturais

A fiabilidade estrutural depende de duas variáveis: o efeito de um carregamento (S) e a resistência da estrutura (Re) que suporta esse carregamento. Estas variáveis, quando descritas como funções de densidade de probabilidade são conhecidas como $f_s()$ e $f_{re}()$ (Miguel & Miranda, 2014).

A probabilidade de rotura, p_f , de um elemento estrutural pode apresentar-se do seguinte modo:

$$p_f = p(Re \leq S) = p(Re - S \leq 0) = p\left(\frac{Re}{S} \leq 1\right) \quad (3.1)$$

$$p_f = p[G(Re, S) \leq 0] \quad (3.2)$$

em que $G()$ é chamada “função de estado limite” e a probabilidade de rotura é idêntica à probabilidade de violação do estado limite. Desta forma, uma falha apenas ocorre quando S for superior a Re (Miguel & Miranda, 2014).

$G(X_i) = 0 \rightarrow$ Corresponde à condição de estado limite.

$G(X_i) > 0 \rightarrow$ Define o domínio seguro.

$G(X_i) < 0 \rightarrow$ Define o domínio de falha, onde os critérios de segurança são violados.

Para qualquer variável aleatória X a função de distribuição cumulativa é dada por:

$$F_x(x) = p(X \leq x) = \int_{-\infty}^x f_x(x) dx \quad (3.3)$$

Assim, quando Re e S são variáveis independentes, a probabilidade de falha ao longo da vida da estrutura é dada por:

$$p_f = p(Re - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{s \geq r} f_{Re}(r_e) \cdot f(s) dr_e ds \quad (3.4)$$

$$= \int_{-\infty}^{\infty} F_{R_e}(s) \cdot f_S(s) ds \quad (3.5)$$

f é a função densidade de probabilidade e F corresponde à função de distribuição cumulativa (Miguel & Miranda, 2014).

3.1.1. Simulação de Monte Carlo

O método de simulação de Monte Carlo pode ser aplicado a qualquer tipo de problema independentemente da sua complexidade, servindo, pois, para a resolução do integral da equação 3.5. Tem sido um método muito utilizado no estudo de probabilidades de rotura em elementos estruturais, associados a um estado limite, visto que é uma técnica simples.

No entanto, pode ser considerado ineficiente para casos com elevado número de variáveis aleatórias e/ou em casos em que a função estado limite tenha um cálculo muito complexo (Melchers, 1999).

Melchers descreve que as técnicas de simulação de Monte Carlo estão inseridas num espaço aleatório, que simula de forma artificial um número considerável de experiências. No caso específico de fiabilidade estrutural, para cada amostragem (i) das variáveis aleatórias (X), dá-se o aparecimento de um vetor (X^i), de realizações de (X). Após este processo, analisa-se a função estado limite $G(X^i) = 0$. Se a premissa do estado limite for violada (i.e. $G(X^i) \leq 0$), pode-se concluir que a estrutura ou elemento estrutural chegou à rotura, ou seja obteve-se uma falha (Melchers, 1999).

É de referir que os resultados desta experiência são tanto mais fidedignos quantas mais simulações forem feitas. Se forem realizadas N simulações, a probabilidade de falha é dada, aproximadamente, por:

$$p_f \approx \frac{n(G(X^i) \leq 0, i = 1, \dots, N)}{N} \quad (3.6)$$

onde, $n(G(X^i) \leq 0)$, representa o número de simulações em que $g(X^i) \leq 0$. Desta forma, quanto maior for o número de simulações, maior será a probabilidade de a falha convergir para um valor perto do real (Melchers 1999).

Existem, no entanto, certos requisitos para que se possa usufruir da aplicação das técnicas de simulação de Monte Carlo em problemas de fiabilidade estrutural (Miguel & Miranda, 2014):

- Desenvolver métodos sistemáticos para amostragem numérica de variáveis básicas X ;
- Selecionar uma técnica de simulação apropriada, económica e fiável, e de fácil leitura;
- Considerar o efeito da complexidade de cálculo de $G(X^i)$ e o número de variáveis básicas na técnica de simulação usada;

- Deve ser possível determinar a dimensão da amostra necessária para obter uma estimativa de p_f , que esteja perto do seu valor real;

Esta técnica é uma aproximação de Monte Carlo, mais simples para os problemas de fiabilidade. No entanto, existem duas técnicas mais complexas e eficientes. São elas, a amostragem direta e a amostragem por importância (Miguel & Miranda, 2014). Este estudo tem por base a técnica de amostragem direta.

Pode-se definir um ponto de partida com a expressão (3.7) e com a Equação (3.6), consegue-se obter um estimador direto da probabilidade de falha. (Miguel & Miranda, 2014).

$$p_f = p[G(X) \leq 0] = \int \dots \int_{G(x) \leq 0} f_x(x) dx \quad (3.7)$$

Existem três questões a considerar na amostragem direta. Como obter a maior informação dos pontos de simulação, quantos pontos de simulação são necessários para obter resultados precisos e como melhorar a técnica de amostragem para se obter uma melhor precisão para um número de pontos iguais ou inferior. (Miguel & Miranda, 2014).

A Figura 3.1 representa ilustrativamente, a técnica da amostragem direta.

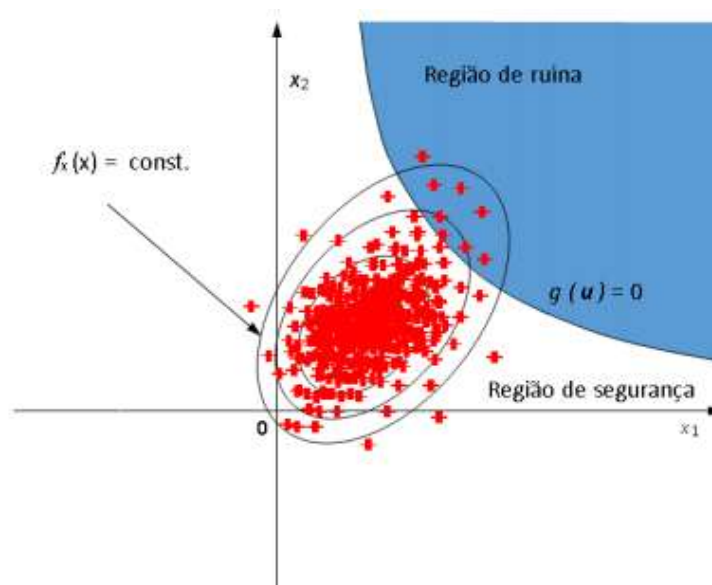


Figura 3.1 – Representação gráfica da simulação de Monte Carlo utilizando a técnica da amostragem direta (Adaptado de (Miguel & Miranda, 2014)).

3.1.2. Fiabilidade de sistemas em série e paralelo

Um sistema é o conjunto de componentes interligados, de forma a realizar um conjunto de funções de forma fiável. Existem três tipos de sistemas de fiabilidade, sistemas em série, sistemas em paralelo e sistemas mistos (Fogliatto & Duarte Ribeiro, 2009).

→ Sistemas em Série

Num sistema em série, todos os elementos de uma estrutura estão interligados entre si. Basta que apenas um dos elementos chegue à rotura, que toda a estrutura 'falha'. Pode-se também designar a este sistema, um sistema em cadeia.

A probabilidade do funcionamento do sistema, deve-se à probabilidade de todos os elementos funcionarem. Assumindo que todos os elementos são independentes entre si e que a falha de um não afeta a dos outros, a probabilidade de funcionamento de um sistema em série é composto da seguinte forma (Nuñez, 2014):

$$P_s = p(x_1) \cdot p(x_2) \cdot \dots \cdot p(x_n) = \prod_{i=1}^n p_i \quad (3.8)$$

Fazendo uma análise à equação anterior, percebe-se que a probabilidade decresce à medida que se aumentam o número de elementos do sistema, ou seja, a probabilidade de falha do sistema aumenta. O limite superior da fiabilidade do sistema é dado pela fiabilidade do elemento menos fiável. O limite da fiabilidade traduz-se em (Nuñez, 2014):

$$P_s \leq \min(p_i) \quad (3.9)$$

Então, a probabilidade de falha de um sistema em série (P_f) fica:

$$P_f = 1 - P_s \quad (3.10)$$

Na Figura 3.2, verifica-se a influência que o aumento de componentes tem na fiabilidade do sistema. A mesma quantidade de elementos foi considerada em cada análise do gráfico.

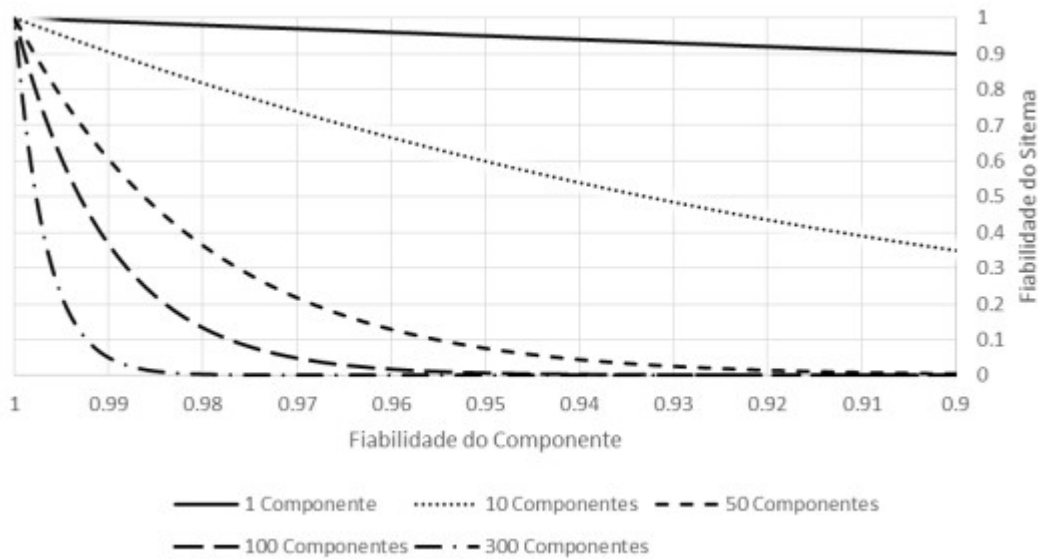


Figura 3.2 – Relação entre fiabilidade do sistema e a fiabilidade de apenas um componente, de vários sistemas em série com diferente número de componentes. (Adaptado de (Nuñez, 2014)).

→ **Sistemas em Paralelo**

Em sistemas em paralelo, para que a estrutura falhe, todos os elementos do sistema têm de falhar.

Desta forma, se a estrutura só falha quando o último elemento falhar, a probabilidade de funcionamento do sistema depende da probabilidade de funcionamento desse elemento. Se todos os elementos forem independentes entre si, a probabilidade de falharem é expressa da seguinte forma (Nuñez, 2014):

$$p_f = p(x_1 \cap x_2 \cap \dots \cap x_n) = \prod_{i=1}^n (1 - p_i) \tag{3.11}$$

Em que a fiabilidade do sistema é traduzida pelo complementar da equação anterior:

$$p_s = 1 - \prod_{i=1}^n (1 - p_i) \tag{3.12}$$

Com a equação (3.12), podemos então avaliar que, num sistema em paralelo a fiabilidade aumenta com o aumento de elementos estruturais em paralelo (Figura 3.3). É de notar que nesta figura são considerados equipamentos iguais ao da Figura 3.2.

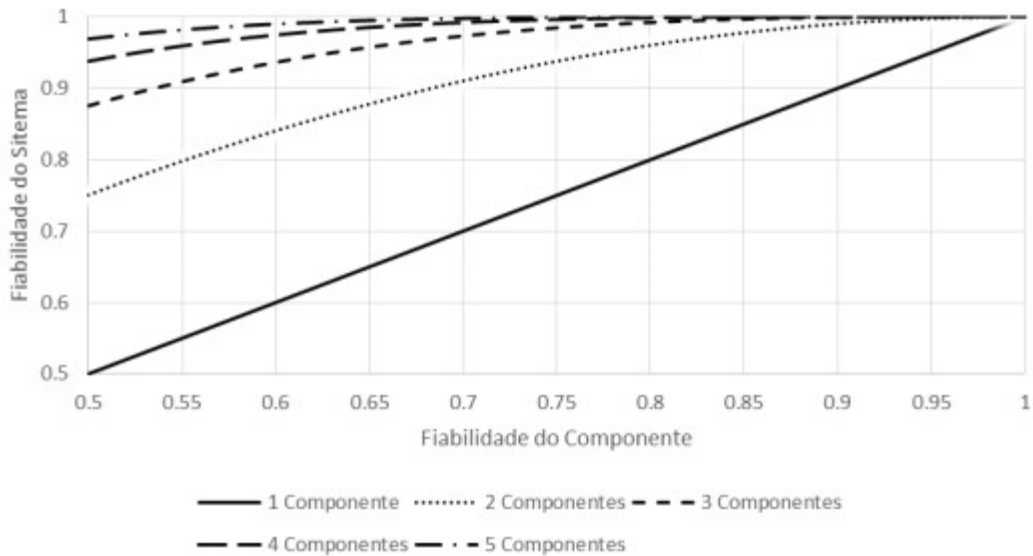


Figura 3.3 - Relação entre fiabilidade do sistema e a fiabilidade de apenas um componente, para vários sistemas em paralelo com diferente número de componentes. (Adaptado de (Nuñez, 2014)).

→ **Sistemas Mistos**

Em situações reais, o mais comum é existirem sistemas compostos por sistemas em paralelo e sistemas em série, ou seja, sistemas mistos. A forma de abordar estes sistemas mistos passa pela sua redução para subsistemas em série e/ou em paralelo. (Nuñez, 2014).

3.1.3. Fiabilidade dependente do tempo

Segundo Faber, a probabilidade de falha de um componente estrutural numa função de fiabilidade em relação ao tempo ($p_{fT}(t)$), é expressa da seguinte forma (Faber, 2001):

$$p_{fT}(t) = 1 - F_T(t) = 1 - p(T \leq t) \tag{3.13}$$

Onde T é uma variável que descreve o tempo até à falha e $F_T(t)$ é a função de distribuição cumulativa. A função densidade de probabilidade em relação a T pode ser dada como:

$$p_{fT}(t) = 1 - \int_0^t f_T(t) dt = \int_t^\infty f_T(t) dt \tag{3.14}$$

A função de confiabilidade (fiabilidade dependente do tempo) depende do tipo de função densidade de probabilidade para o tempo em que aparece uma falha. No entanto, a escolha mais correta para a função densidade de probabilidade depende das características físicas do processo da deterioração que causa a falha no componente (Faber, 2001).

3.2. Modelação probabilística da corrosão

Taxas de corrosão (i_{corr}) expressas em $\mu A/cm^2$, para intensidades baixas, médias e altas foram estudadas por Dhir, onde amostras de betão armado sem qualquer fissura, são expostas a condições costeiras severas, nomeadamente, névoa de sal (Dhir RK, 1994). Por outro lado, num projeto, realizado por BRITE/EURAM, em que se analisaram taxas de corrosão em amostras de betão armado vindas de laboratório e de obras com condições não severas, mostram intensidades de taxas de corrosão bastante inferiores (BRITE/EURAM, 1995). Na Tabela 3.1 apresentam-se os resultados desses estudos.

Tabela 3.1 – Resultados de estudos, sobre a intensidade das taxas de corrosão em amostras de betão armado.

Classificação	Taxas de corrosão ($\mu A/cm^2$)	
	Dhir	BRITE/EURAM
Baixa	0,1	0,1-0,5
Média	1,0	0,5-1,0
Alta	10	> 1,0

Neste estudo a taxa de corrosão é considerada invariante no tempo, ou seja, constante no tempo. No entanto há evidências que mostram que a formação de ferrugem na superfície de elementos de aço reduz a difusão de iões de ferro na superfície do elemento. Isto sugere que a taxa de corrosão se reduz com o tempo.

As taxas de corrosão localizada e generalizada têm em média valores muito parecidos. No entanto, a contaminação de iões de cloretos gera uma corrosão mais localizada em determinados pontos de um elemento estrutural de betão armado. Assim, pode-se afirmar que uma das principais causas da corrosão localizada é o ataque de iões de cloreto.

De uma forma geral, o máximo de profundidade de penetração devido à corrosão por cloretos, ou seja localizada (P), será maior que a profundidade de penetração da corrosão média (P_{av}), em quase todo o comprimento do elemento estrutural (Stewart, 2004).

Num estudo por Gonzalez, quando amostras de betão armado são expostas a um ambiente natural, o rácio de (P/P_{av}) varia entre 4 e 8, para testes com varões de aço de 8 mm de diâmetro e 125 mm de comprimento (Gonzalez et al., 1995). Tuutti por sua vez, afirma que o rácio entre as duas profundidades varia entre 4 e 10, para varões de aço com 5 e 10 mm de diâmetro e comprimento de 150 a 300 mm (Tuutti, 1982).

3.2.1. Corrosão generalizada

A corrosão generalizada é caracterizada por gerar uma perda uniforme de aço em todo o comprimento e diâmetro de varões aço num elemento estrutural.

Esta perda uniforme de armadura é essencialmente proporcionada pela carbonatação. Na corrosão generalizada existe uma penetração uniforme dos varões de aço. Com a equação (3.15), consegue-se calcular a profundidade média da penetração da corrosão (P_{av}) (Stewart, 2004).

$$P_{av}(t) = 0.0116 * i_{corr} * t \quad (3.15)$$

Onde, i_{corr} é a taxa de corrosão, expressa em $\mu A/cm^2$, t é o tempo em anos, desde o momento em que se inicia a corrosão e $P_{av}(t)$ é expressa em mm/ano . Analisando a equação (3.15), conclui-se que a profundidade de corrosão generalizada depende apenas de duas variáveis: da taxa de corrosão e do tempo. Se a taxa de corrosão for uniforme ao longo do tempo, obtém-se um andamento de corrosão constante ao longo do tempo.

Sabendo que a perda de área transversal de aço em elementos estruturais é constante, observando a Figura 3.44, chega-se que a perda de área transversal de aço no elemento estrutural quando sujeito à corrosão generalizada ($A_{gen}(t)$) pode ser obtida pela seguinte equação:

$$A_{gen}(t) = \frac{n * \pi * (2 * P_{av})^2}{4} \quad (3.16)$$

Onde, n é o número de varões presente no elemento estrutural em questão e $A_{gen}(t)$ é expresso em mm^2/ano .

A seguinte equação representa a restante área transversal de aço num elemento estrutural, desde o início da corrosão ($A_{st}(t)$):

$$A_{st}(t) = A_{st.nom} - \sum_{m=1}^n A_{gen}(t) \quad (3.17)$$

Onde, $A_{st.nom}$ corresponde à área transversal de aço existente no elemento estrutural antes de se iniciar o processo da corrosão, sendo calculada pela seguinte equação:

$$A_{st.nom} = n * \pi * \frac{D_0^2}{4} \quad (3.18)$$

Desta forma, a equação da restante área transversal de aço num elemento estrutural quando sujeito à corrosão generalizada ($A_{st.G}$) é:

$$A_{st.G}(t) = \frac{n * \pi * (D_0^2 - 2 * P_{av})^2}{4} \quad (3.19)$$

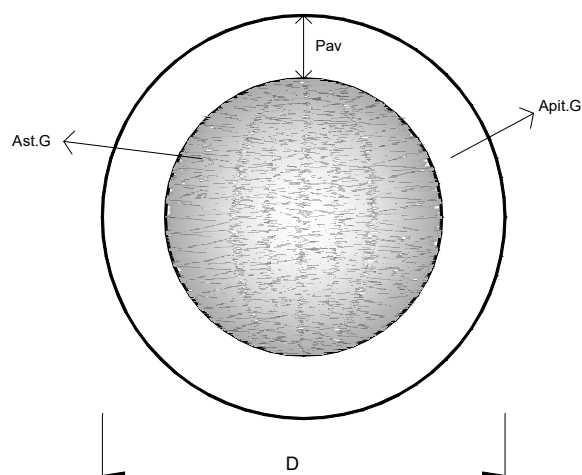


Figura 3.4 – Representação transversal de um varão de aço, com configuração de corrosão generalizada.

É importante referir que o cálculo referente à corrosão generalizada apenas se faz normalmente a meio vão do elemento estrutural, pois é aí onde haverá uma maior carga, e uma vez que a perda de área de aço é uniforme em todo o comprimento do vão, faz sentido analisar a zona mais gravosa.

3.2.2. Corrosão localizada

A corrosão localizada é caracterizada por existirem, ao longo do comprimento de um elemento estrutural, zonas mais afetadas pela corrosão do que outras. Ou seja, a profundidade de penetração da corrosão não é constante ao longo do varão, como acontece na corrosão generalizada. É necessário então saber a profundidade de penetração máxima da corrosão localizada (P).

Para se saber a profundidade de penetração máxima da corrosão localizada, os autores Darmawan e Stewart, introduzem à formula da profundidade de penetração da corrosão média, um fator de corrosão localizada, R . Este fator é obtido através de uma distribuição probabilística. A melhor distribuição a utilizar é uma Gumbel (EV-Type I). Para se descobrir a distribuição da profundidade de penetração máxima da corrosão localizada, os parâmetros estatísticos do fator de corrosão localizada, Gumbel (μ, α), são calculados pelas seguintes expressões (Darmawan & Stewart, 2017):

$$\mu = \mu_0 + \frac{1}{\alpha_0} \ln \frac{A}{A_0} = \mu_0 + \frac{1}{\alpha_0} \ln \frac{L\pi d}{L_0\pi d_0} = \quad (3.20)$$

$$= \mu_0 + \frac{1}{\alpha_0} \ln \frac{Ld}{L_0d_0} \quad (3.21)$$

$$\alpha = \alpha_0$$

Onde L , corresponde ao comprimento de um varão de aço e d_0 corresponde a um diâmetro de 8 mm.

Os parâmetros α_0 e μ_0 , foram calculados, com base num varão de 125 mm de comprimento (L_0), em que se exporta a partir de uma distribuição de Gumbel o valor da média e covariância. Os valores da Média (R)= 5.65 e COV (R)= 0.22 correspondem então a $\mu_0=5.08$ e $\alpha_0 = 1.02$. Assim se conclui que $R \sim \text{Gumbel}(\mu, \alpha)$. O valor de R para um varão de aço pode ser qualquer um dentro da determinada distribuição. Este fator é adimensional.

Conclui-se que quanto maior o valor do diâmetro do varão de aço, maior o valor do fator de corrosão localizada. Uma característica importante do fator de corrosão localizada, é que este é independente do tempo, ou seja, qualquer varão de aço tem o mesmo fator de corrosão localizada até ao final da sua vida.

A Figura 3.5, representa a densidade de probabilidade do fator de corrosão localizada para diferentes comprimentos e diâmetros de varão. Verifica-se que, com o aumento do diâmetro ou comprimento do varão, as distribuições dos valores do fator de corrosão são maiores.

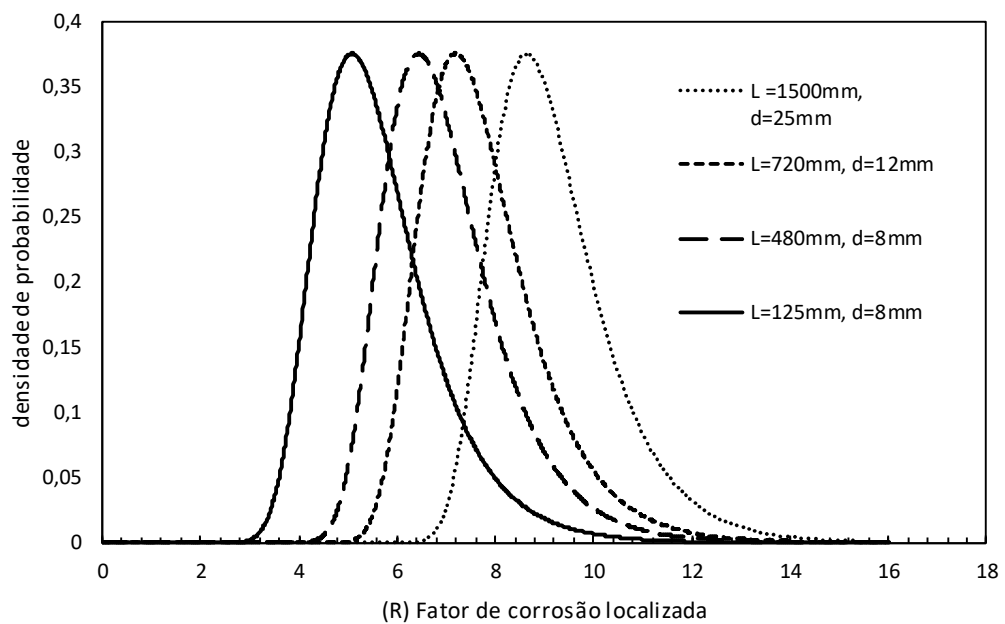


Figura 3.5 – Distribuições do fator de corrosão localizada, para diferentes diâmetros e comprimentos.

Desta forma, o cálculo da profundidade de penetração máxima da corrosão localizada ao longo do tempo ($P(t)$) é apresentado pela seguinte fórmula (3.19) (Gonzalez et al., 1995):

$$P(t) = 0.0116 * i_{corr} * R * t \tag{3.22}$$

Onde $P(t)$ é expresso em mm/ano, tal como $P_{av}(t)$.

Verifica-se que a taxa da profundidade de penetração máxima da corrosão, tanto média como localizada, é constante ao longo do tempo.

Val, D.V e Melchers propõem para a corrosão localizada um modelo matemático que calcula a perda de área transversal de aço num elemento estrutural (A_{pit}) quando este é sujeito à corrosão localizada. Da equação (3.23) observa-se que (a) é a largura da profundidade da penetração gerada no varão devido à corrosão localizada. Esta largura (a) expressa em mm , é calculada a partir da seguinte equação (Val, D.V. and Melchers, 1997):

$$a = 2 * P(t) \sqrt{1 - \left(\frac{P(t)}{d_0}\right)^2} \quad (3.23)$$

Onde d_0 é o diâmetro inicial do varão em questão, expresso em mm .

Para o cálculo dos ângulos, θ_1 e θ_2 , obtém-se as seguintes equações (3.24) e (3.25) respetivamente (Val, D.V. and Melchers, 1997):

$$\theta_1 = 2 * \sin^{-1}\left(\frac{a}{D_0}\right) \quad (3.24)$$

$$\theta_2 = 2 * \sin^{-1}\left(\frac{a}{2P(t)}\right) \quad (3.25)$$

Na Figura 3.6, está representada a configuração transversal de um diâmetro de um varão de aço sujeito à corrosão localizada. Existem dois modelos de configuração da área transversal de um varão de aço quando sujeito à corrosão localizada, um modelo hemisférico e um modelo elipsoidal. Nesta dissertação, o modelo utilizado foi o hemisférico, porque é o modelo mais eficaz para prever a perda de força de varões de aço corroídos (Lu, Ou, Zhao, & Li, 2016).

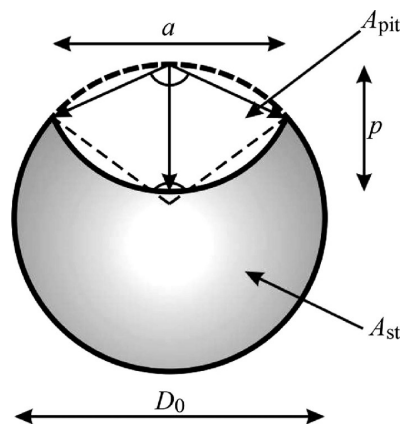


Figura 3.6 – Representação transversal de um varão de aço, com configuração de corrosão localizada. (Adaptada de (Marano, Quaranta, & Mezzina, 2008)).

Para o cálculo da perda de área transversal de aço, expressa em mm^2 em elementos estruturais sujeitos à corrosão localizada (A_{pit}), apresentam-se as seguintes equações:

$$A_{pit}(t) = \begin{cases} A_1 + A_2 & \text{se } P(t) \leq \frac{D_0}{\sqrt{2}} \\ \frac{\pi * D_0^2}{4} - A_1 + A_2 & \text{se } \frac{D_0}{\sqrt{2}} < P(t) \leq D_0 \\ \frac{\pi * D_0^2}{4} & \text{se } P(t) \geq D_0 \end{cases} \quad (3.26)$$

Em que A_1 e A_2 são parâmetros de A_{pit} e podem se expressos por:

$$A_1 = 0.5 \left[\theta_1 * \left(\frac{D_0}{2} \right)^2 - a * \left| \frac{D_0}{2} - \frac{P(t)^2}{D_0} \right| \right] \quad (3.27)$$

$$A_2 = 0.5 \left[\theta_2 * P(t)^2 - a * \frac{P(t)^2}{D_0} \right] \quad (3.28)$$

Calculada a perda da área transversal de aço em elementos estruturais, calcula-se de seguida, a área de aço restante no elemento estrutural (A_{st}).

$$A_{st}(t) = A_{st.nom} - \sum_{m=1}^n A_{pit}(t) \quad (3.29)$$

Desta forma, consegue-se calcular a perda de armadura de uma viga e a sua armadura restante ao longo do tempo quando esta é sujeita à corrosão localizada.

É de notar que toda esta modelação da corrosão localizada depende da distribuição de Gumbel, visto que é a partir dela que depois se calculam diversas variáveis até se chegar à área perdida e à área restante.

3.2.3. Corrosão efetiva

Muitas das vezes as corrosões localizadas e generalizadas ocorrem em simultâneo porque o betão se encontra carbonatado e ao mesmo tempo contaminado por cloretos. Desta forma, considera-se também nesta dissertação, um cenário de corrosão efetiva, isto é, em que em cada instante de tempo, t , e numa secção de um elemento estrutural, a área de armadura efetivamente perdida, $A_{efe}(t)$, é dada pela área máxima de aço corroída devido à corrosão generalizada, $A_{gen}(t)$, ou devido à corrosão localizada, $A_{pit}(t)$:

$$A_{efe}(t) = \max\{A_{gen}(t), A_{pit}(t)\} \quad (3.30)$$

A Figura 3.7 é uma representação da corrosão efetiva, estando presentes no elemento as duas corrosões, sendo que numa zona, a corrosão localizada é mais gravosa, e noutra zona a generalizada é a mais gravosa.

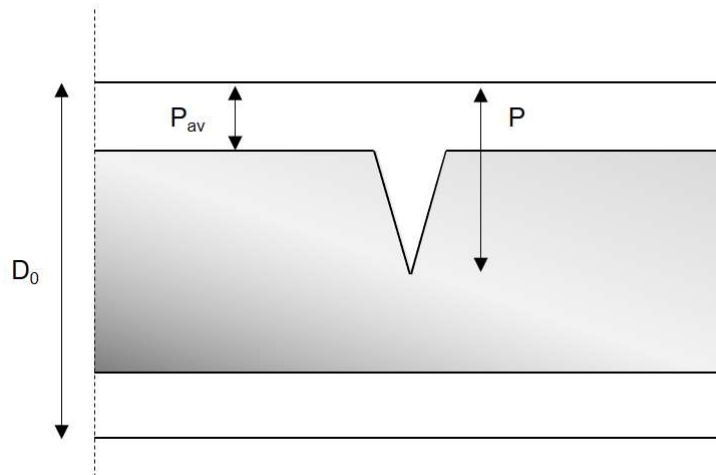


Figura 3.7 – Representação longitudinal de um varão de aço, com configuração de corrosão generalizada e localizada.

3.3. Fiabilidade de elementos estruturais sujeitos à flexão e a corrosão

Para estudar a fiabilidade de elementos estruturais da forma mais eficiente e para que se obtenham resultados mais fiáveis, Stewart sugere que se divida o elemento estrutural em m segmentos (Stewart, 2004).

O objetivo desta divisão é poder fazer uma análise espacial da viga em vez de se analisar apenas a zona que à partida se poderia considerar com maior probabilidade de falha normalmente a zona a meio vão.

O comprimento de cada segmento é caracterizado por duas vezes o comprimento de amarração ($L_{sy,t}$) de cada diâmetro de varão. O comprimento de $2L_{sy,t}$ por segmento é o comprimento apropriado para que se garanta que a falha ocorra a meio desse segmento.

A expressão do comprimento de cada segmento de viga é apresentada da seguinte forma:

$$L_m = 2L_{sy,t} \quad (3.31)$$

O critério utilizado é uma aproximação, visto que na realidade a rotura pode não acontecer exatamente no meio de um elemento, mas sim na fronteira entre elementos. Apesar de ser uma aproximação, a discretização do elemento estrutural, faz com que os resultados sejam mais precisos.

Pode-se observar na Figura 3.8 um exemplo de uma viga dividida em m segmentos ligados em série ente si. Basta que num segmento haja uma rotura para que todo o sistema entre em colapso. Com esta divisão consegue-se calcular separadamente para cada segmento da viga, a resistência (M_j), as ações (S_j) e o estado limite último (G_j).

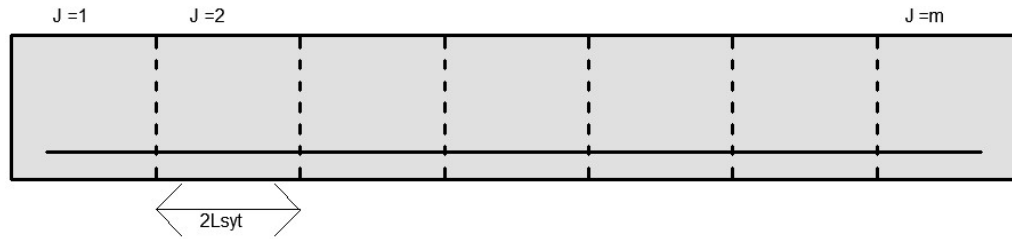


Figura 3.8 – Representação longitudinal de um varão de aço dividido em m segmentos.

Para o cálculo da resistência à flexão (M_j), é utilizada uma variável aleatória de uma distribuição logarítmica normal, que é constante para todos os segmentos da viga e que está associada ao cálculo da resistência estrutural ($M_{r.ult}$). Esta variável tem de nome, capacidade máxima de flexão (M_u) e é adimensional. Tem como parâmetros estatísticos a média (M_u)= 1.05 e a COV (M_u)= 0.11. Tal como a variável R , M_u , só é estimado para o ano inicial da corrosão, e é uma característica do elemento estrutural, logo, é igual para todos os segmentos. (Stewart, 2004).

$$M_{r.ult} = M_{r.nom} * M_u \quad (3.32)$$

Onde, $M_{r.nom}$, representa a resistência estrutural nominal, sendo calculado pela seguinte equação:

$$M_{r.nom} = \frac{1.4G_n + 1.7(Q_1 + Q_2)}{\phi} \quad (3.33)$$

Onde $\phi=0.9$, G_n representa a carga permanente e $(Q_1 + Q_2) = Q_n$ representa as sobrecargas. Este cálculo de $M_{r.nom}$, depende de um rácio $\rho = \frac{Q_n}{G_n}$. Para um estado mais gravoso, ρ toma o valor de 1 (ACI318, 1999). Desenvolvendo a equação (3.35), conclui-se que $M_{r.nom} = 3.44$. Desta forma, simplificando a equação (3.32), obtém-se:

$$M_{r.ult} = 3.44 * M_u \quad (3.34)$$

Sabendo o valor da resistência estrutural ($M_{r.ult}$), da perda de área transversal de aço (A_{st}) e da área transversal de aço nominal dos determinados varões de aço que compõem o elemento estrutural ($A_{st.nom}$), consegue-se calcular o valor da resistência à flexão (M_j), para cada segmento do elemento estrutural:

$$M_j(t) = M_{r.ult} \frac{A_{st}(t)}{A_{st.nom}} \quad (3.35)$$

Os valores de M_j são adimensionais, não influenciados pela resistência à compressão do betão, largura, altura da viga e tensão de cedência do betão.

Para o cálculo das ações (S_j), é usado um modelo probabilístico de cargas em que são gerados aleatoriamente valores de distribuições normal e gamma para a carga permanente (G_n) e para as sobrecargas (Q_1) e (Q_2), respetivamente. Os valores da sobrecarga Q_1 , representam sobrecargas de longa duração, e os valores de Q_2 representam sobrecargas extraordinárias. Os seus parâmetros dependem de acordo com a situação ou local onde se estudam os elementos estruturais. (Chalk PL, 1980).

Os valores são gerados para t anos, em cada ano é gerado um valor aleatório dentro da sua distribuição para a carga permanente e sobrecargas. Todos os valores de cálculo das ações são obtidos através de modelos probabilísticos, portanto S_j é adimensional. Desta forma, a equação das ações é representada por:

$$S_j(t) = G_n(t) + Q_1(t) + Q_2(t) \quad (3.36)$$

O diagrama de momentos pode apresentar diversas formas, tais como, trapezoidal, triangular, retangular (carga uniforme) e paraboloide. As ações são calculadas para cada segmento do elemento estrutural e dependem de fatores que resultam do diagrama de momentos.

Calculadas as ações (S_j), e a resistência à flexão (M_j) para cada segmento do elemento estrutural, procede-se ao cálculo da função estado limite (G_j) com a equação (3.37). A função estado limite mostra se houve uma falha no elemento estrutural. O cálculo é feito para cada segmento de cada ano, do elemento estrutural. Ou seja, para o mesmo ano é analisada cada resistência à flexão, em cada segmento do elemento.

Se em algum segmento a ação for maior que a resistência à flexão em t anos, a função estado limite (G_j) fica negativa e o elemento estrutural atinge a rotura nesse ano e segmento.

$$G_j(t) = \min_{j=1,m} (M_j(t) - S_j(t)) \quad (3.37)$$

Se $G_j(t) \leq 0 \rightarrow$ A viga teve uma falha e chegou à rotura.

Se $G_j(t) > 0 \rightarrow$ A viga não teve falha.

Se I representar o numero de roturas num elemento estrutural do número de simulações feitas, calcula-se a probabilidade de falha do determinado elemento estrutural com a seguinte equação:

$$P_f = \frac{I}{n^\circ \text{ de simulações}} \quad (3.38)$$

Para calcular a probabilidade cumulativa de falha, utiliza-se a seguinte equação:

$$P_{fc} = P_f(0, tL) = 1 - p[G_j(t = 1) > 0 \cap G_j(t = 2) > 0 \cap \dots \cap G_j(t = tL) > 0] \quad (3.39)$$

Onde $p[G_j(t = 1) > 0]$ representa a fiabilidade do sistema em $t = 1$ referente a todas as simulações feitas. $p[G_j(t = 1) > 0 \cap G_j(t = 2) > 0]$ representa a acumulação de probabilidade de fiabilidade do sistema até ao segundo ano, e assim sucessivamente até tL .

Os processos de corrosão reduzem a resistência de estruturas pois provocam a sua progressiva deterioração. Portanto, é possível concluir que a resistência da estrutura está dependente do tempo.

Capítulo 4

4. Caso de estudo

4.1. Viga simplesmente apoiada sujeita à flexão

Nesta dissertação foi utilizado como caso de estudo uma viga simplesmente apoiada sujeita à flexão, situada num edifício de escritórios. Foram feitas várias análises referentes às diferentes metodologias de avaliação da corrosão, apresentadas no capítulo anterior.

Morfologicamente foram simuladas vigas com diferentes comprimentos de vão, diferentes diâmetros de varão e diferentes varões dentro da viga. Deste modo, as vigas foram modeladas com as seguintes características físicas:

- Comprimento de vão (L): varia entre 4 e 12 metros. $L = [4, 12]$ metros
- Diâmetros dos varões (d): As vigas foram estudadas para 3 diâmetros; $d = 8 \text{ mm}$; $d = 12 \text{ mm}$; $d = 25 \text{ mm}$
- Número de varões (n): Os números de varões utilizados foram: $n = 2$; $n = 4$; $n = 6$

As vigas foram simuladas para 50 anos de vida e foram realizadas um milhão (10^6) de simulações para cada viga com diferentes morfologias.

A taxa de corrosão (i_{corr}) é considerada constante e igual a $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Este valor corresponde a uma intensidade média de corrosão segundo o estudo de Dhir (Dhir RK, 1994). Este valor foi calculado tendo como base condições severas, sendo conservativo para vigas situadas em edifícios de escritórios. No entanto, é um valor razoável para comparação de análises. (Ver Tabela 3.1)

Para efeitos de modelação, os comprimentos de amarração dos varões são dados por ($L_{sy,t} = 30 * d$), de acordo (REBAP, 1983). Assim:

- Para $d = 8 \text{ mm} \rightarrow L_{sy,t} = 30 * d = 240 \text{ mm}$.
- Para $d = 12 \text{ mm} \rightarrow L_{sy,t} = 30 * d = 360 \text{ mm}$.
- Para $d = 25 \text{ mm} \rightarrow L_{sy,t} = 30 * d = 750 \text{ mm}$.

Em relação às cargas impostas às vigas e visto que estas foram modeladas para edifícios de escritórios: as sobrecargas de longa duração (Q_1) têm uma média de 0.30 e uma COV de 0.60, as sobrecargas extraordinárias (Q_2) têm uma média igual a 0.19 e uma COV de 0.66 (Chalk PL, 1980). As cargas permanentes (G_n) apresentam uma média de 1.05 e uma COV de 0.10 (Ellingwood B, 1980). Estes valores de média e COV correspondem a áreas entre 50 e 100 m^2 .

Em relação às ações, optou-se por utilizar modelos probabilísticos americanos, para comparação com outros trabalhos, nomeadamente o trabalho desenvolvido por Mark Stewart (Stewart, 2004).

A duração da média para a sobrecarga de longa duração é de 8 anos, correspondendo em média ao período em que ocorrem mudanças de inquilinos em edifícios de escritórios. Estes valores já se encontram interpolados para esta condição. Resumidamente:

- $G_n \sim normal(1.05; 0.10 * 1.05)$.
- $Q_1 \sim gamma(0.3; 0.3 * 0.6)$.
- $Q_2 \sim gamma(0.19; 0.66 * 0.19)$.

Neste caso de estudo, considerou-se um diagrama de momentos (Figura 4.1) com forma trapezoidal, no qual 20% do vão é sujeita à carga na sua totalidade. Pretende-se com esta forma de diagrama simular o efeito conjunto de cargas concentradas e distribuídas no vão da viga.

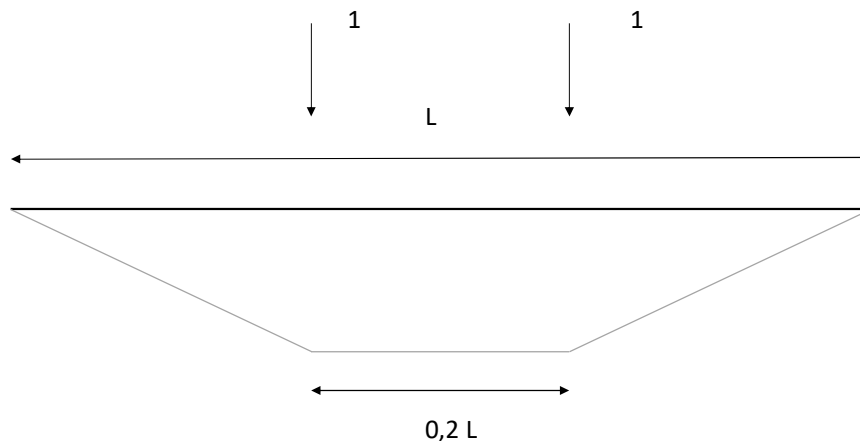


Figura 4.1 – Diagrama de momentos de forma trapezoidal, para uma viga.

As análises desenvolvidas neste estudo são apresentadas no subcapítulo seguinte pela seguinte ordem:

1. Avaliação da função estado limite G_j ;
2. Fiabilidade de vigas de betão armado, no tempo;
3. Comparação da perda de área de armadura com corrosão localizada e generalizada ao longo do tempo;
4. Rácio entre a mínima capacidade resistente e a resistência a meio vão;
5. Probabilidade cumulativa de falha;
6. Análise espacial vs não-espacial;
7. Probabilidade de falha.

4.2. Resultados e discussão

Para um melhor entendimento dos resultados, consideram-se as seguintes abreviações:

- S.D. → Sem deterioração (Análise sem corrosão presente na viga);
- C.G. → Corrosão generalizada;
- C.L.NE → Corrosão localizada sem variabilidade espacial. (Análise apenas a meio vão);
- C.L. → Corrosão localizada;
- C.E. → Corrosão efetiva.

Na análise sem deterioração, as vigas não são sujeitas à corrosão, sendo que desta forma a função da resistência é constante ao longo do tempo.

4.2.1. Avaliação da função estado limite G_j

Neste subcapítulo, analisa-se a proporção de mínimos da função estado limite, entre a corrosão localizada e a corrosão localizada não espacial.

Na Figura 4.2, apresentam-se diferentes tipos de viga. Duas vigas com $d = 12 \text{ mm}$, $L = 4 \text{ m}$, variando o número de varões entre 2 e 6, e outras duas vigas com $d = 12 \text{ mm}$, $L = 12 \text{ m}$, e variando o número de varões. Entre 2 e 6.

Uma vez que o diâmetro dos varões das quatro vigas representadas na Figura 4.2 mantém-se igual, a única característica que faz com que tenham quantidades de segmentos diferentes é o comprimento das vigas. As vigas com comprimento de 4 metros são compostas por 6 segmentos, enquanto que as vigas com comprimento de 12 metros são compostas por 17 segmentos.

Ou seja, o meio vão das vigas com $L = 4 \text{ m}$ está localizado no gráfico em $j = 3$ e $j = 4$. Como o número de segmentos da viga é par, o meio vão é caracterizado por dois segmentos. O meio vão das vigas com $L = 12 \text{ m}$ fica situado no segmento $j = 9$.

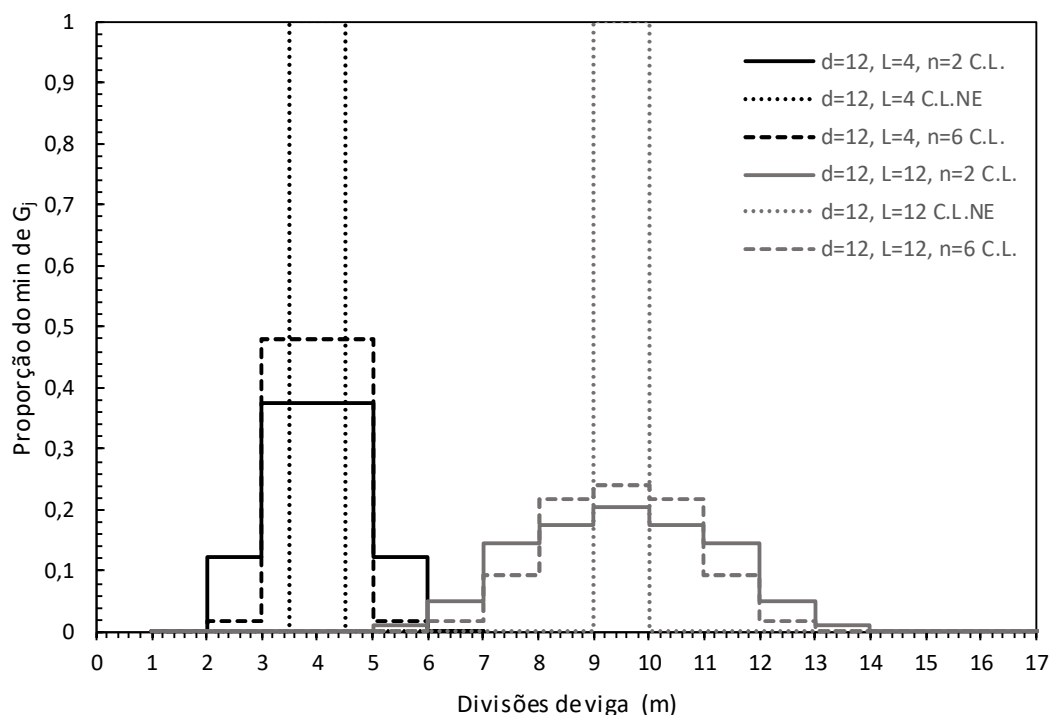


Figura 4.2- Distribuição da posição espacial, de G_j em vigas com $d = 12 \text{ mm}$, $L = 4 \text{ m}$ e 12 m , $n = 2$ e 6 para 50 anos de corrosão localizada.

Verifica-se que a proporção de mínimos de G_j a meio vão, analisando a viga com $L = 4 \text{ m}$ e 2 varões de forma espacial em relação à análise feita apenas a meio vão, é aproximadamente 38%, enquanto que nos elementos vizinhos existe uma proporção de mínimos de G_j aproximadamente de 12%. Nas pontas da viga, a proporção não chega a 1%.

Fazendo a comparação entre a viga com 2 varões e 6 varões, conclui-se que com o aumento de varões na viga, a probabilidade de ter mais mínimos de G_j a meio vão aumenta, enquanto que nos elementos vizinhos diminui. A meio vão, a proporção de mínimos aumenta para 48%, com 6 varões presentes na viga.

Comparando as vigas com $L = 4 \text{ m}$ e as com $L = 12 \text{ m}$, conclui-se através da Figura 4.2, que, com o aumento do comprimento da viga, a proporção de mínimos de G_j fica mais dispersa pela viga. Assim sendo, para a viga de 12 metros de comprimento tem-se uma proporção de mínimos a meio vão de 20% para $n = 2$ e de 23% para $n = 6$. Tal como acontece na viga com 4 metros de vão, também na viga de 12 metros o aumento de varões na viga faz com que esta proporção seja maior a meio vão e, nos elementos vizinhos, sendo mais pequena nos elementos mais afastados de meio vão.

Podem-se ainda comparar vigas com diferentes diâmetros, com a mesma quantidade de varões e mesmos comprimentos de vão. Na Figura 4.3 apresentam-se vigas com comprimentos de 12 metros e 2 varões com diâmetros de 12 mm e 25 mm .

A viga com $d = 25 \text{ mm}$, apesar de ter um comprimento igual à viga com $d = 12 \text{ mm}$, tem apenas 8 segmentos. Desta forma, o meio vão é partilhado por dois segmentos. Esta diferença de segmentos deve-se ao facto do comprimento de amarração de vigas com varões de 25 mm de diâmetro ser maior do que o comprimento de amarração de vigas com diâmetros de varão inferiores. Ou seja, a viga com varões de 25 mm de diâmetro terá menos segmentos.

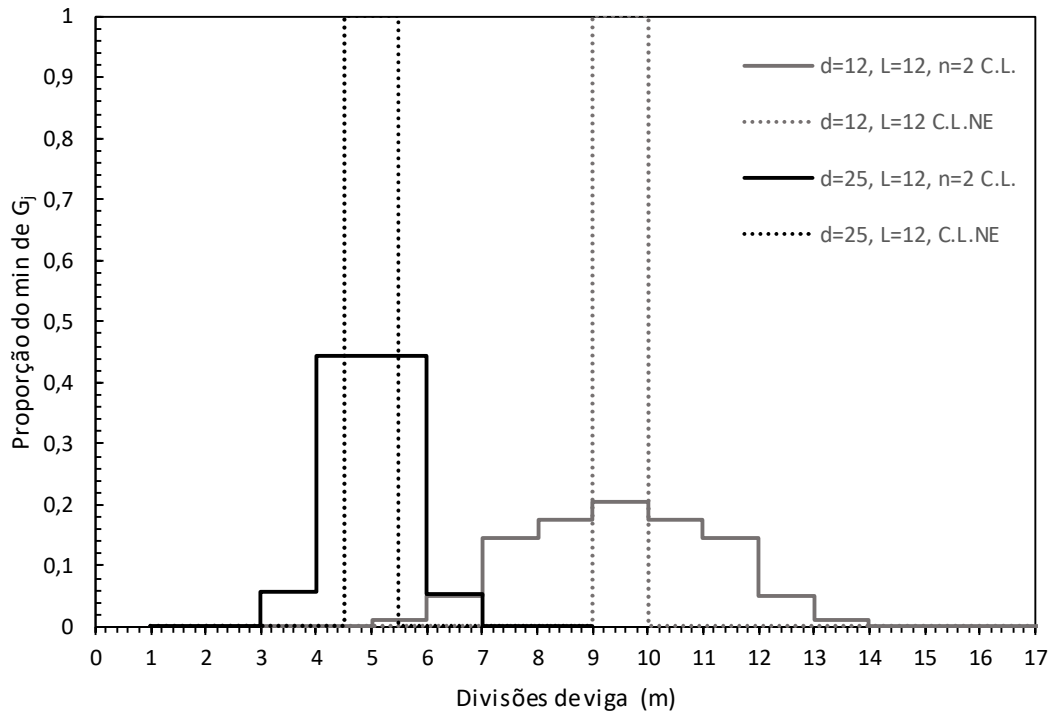


Figura 4.3 - Distribuição da posição espacial, de G_j em vigas com $d = 12$ e 25 mm , $L = 12\text{m}$, $n = 2$ para 50 anos de corrosão localizada.

Observando a figura, verifica-se que apesar de ambas as vigas terem o mesmo número de varões e comprimentos de vão iguais, a proporção de mínimos de G_j a meio vão é maior quando se está perante $d = 25 \text{ mm}$, com um valor aproximado de 45%.

Pode-se concluir que vigas com muitos segmentos, diretamente relacionado com o diâmetro dos varões e comprimento de viga, terão mínimos de G_j mais distribuídos pela viga. Enquanto vigas com menos segmentos terão os mínimos de G_j mais concentrados a meio vão da viga. Se o número de varões aumentar, a zona a meio vão e as zonas imediatamente ao lado vão ter um aumento significativo de mínimos de G_j , enquanto que no resto da viga a quantidade de mínimos decresce.

Conclui-se que ao analisar a corrosão localizada apenas a meio vão se está de alguma forma a subestimar a vulnerabilidade da estrutura. Mesmo que os mínimos da função estado limite de uma viga sejam teoricamente maiores a meio vão, existe também a possibilidade do mínimo da função estado limite ocorrer nos segmentos vizinhos da zona de meio vão.

4.2.2. Fiabilidade de vigas de betão armado, no tempo

Como referido no capítulo anterior, as ações e a resistência da viga são grandezas aleatórias. A função da resistência depende da quantidade de área de aço presente e em 50 anos de corrosão, a área de aço presente na viga vai diminuindo ao longo do tempo.

Em relação às ações, estas são independentes de ano para ano. Desta forma, existem anos que atingem valores mais altos e que podem ultrapassar o valor da resistência, ocorrendo uma falha na viga.

Na Figura 4.4 apresenta-se o desenvolvimento das ações e da resistência a meio vão para 50 anos para dois elementos da amostra. A figura representa uma viga com $d = 8 \text{ mm}$ e 6 varões.

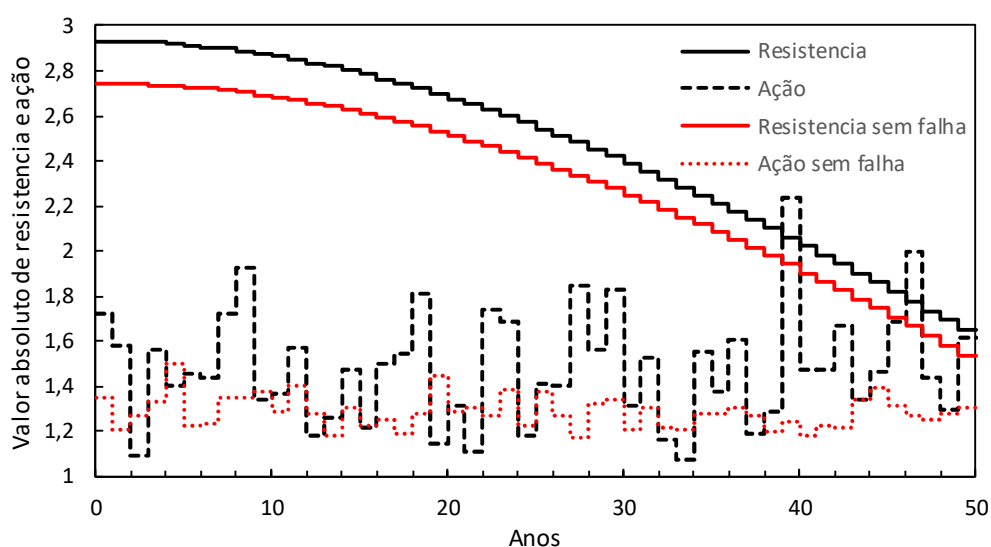


Figura 4.4 – Valor absoluto da resistência da viga e ação em 50 anos, com representação de falha marcada a preto e representação a vermelho de um caso em que não houve falha.

A partir da Figura 4.4 pode-se observar que, como espectável, os valores da resistência vão diminuindo gradualmente e os das ações, sendo aleatórios, variam de ano para ano. Eventualmente, a função da resistência pode intersectar a função das ações, visto que esta diminui de ano para ano. O momento, em que o valor da ação é maior ou igual ao da resistência, dá-se o nome de falha, chegando a viga à rotura.

É importante referir que se trata de um problema de “primeira passagem”, ou seja, no primeiro ano em que se atinge a rotura, a viga fica “desligada” e quaisquer falhas após esta não são contabilizadas.

Para a mesma viga e na mesma figura apresenta-se a vermelho um caso no qual não houve falha, ou seja, a função da resistência decresceu gradualmente até aos 50 anos sem intersectar a função das ações.

4.2.3. Comparação da perda de área de armadura com corrosão localizada e generalizada ao longo do tempo

Depois de se analisar o desenvolvimento da área de armadura numa viga sujeita à corrosão localizada, repara-se que esta é representada num gráfico por uma hipérbole. Verifica-se também que nos primeiros anos de corrosão a viga tem pequenas perdas de armadura, e que com o passar dos anos, a taxa de área de aço perdida vai sendo cada vez maior, acabando por haver, por ano, uma perda de área de armadura considerável. No entanto, numa viga sujeita à corrosão generalizada, a perda de área de armadura é representada num gráfico como uma reta.

Nas Figuras 4.5, 4.6 e 4.7, apresenta-se a relação entre a perda da área de armadura em função do tempo para vigas sujeitas à corrosão localizada e generalizada, calculadas respetivamente pelas equações, (3.16) e (3.26). Esta relação é independente do comprimento das vigas.

Na Figura 4.5, apresentam-se as devidas funções para vigas com varões de aço de 8 mm de diâmetro. Na Figura 4.6, apresentam-se as mesmas funções para vigas com varões de aço de 12 mm de diâmetro. E por fim, na Figura 4.7, apresentam-se as funções para vigas com varões de aço de 25 mm de diâmetro.

Para estas análises, os diferentes comprimentos de viga e número de varões não são relevantes, uma vez que o que importa analisar é a relação entre a corrosão localizada e generalizada. A relação entre estas será sempre a mesma se forem analisadas vigas iguais. O relevante é saber qual a diferença entre as perdas de armadura associadas a ambas as corrosões.

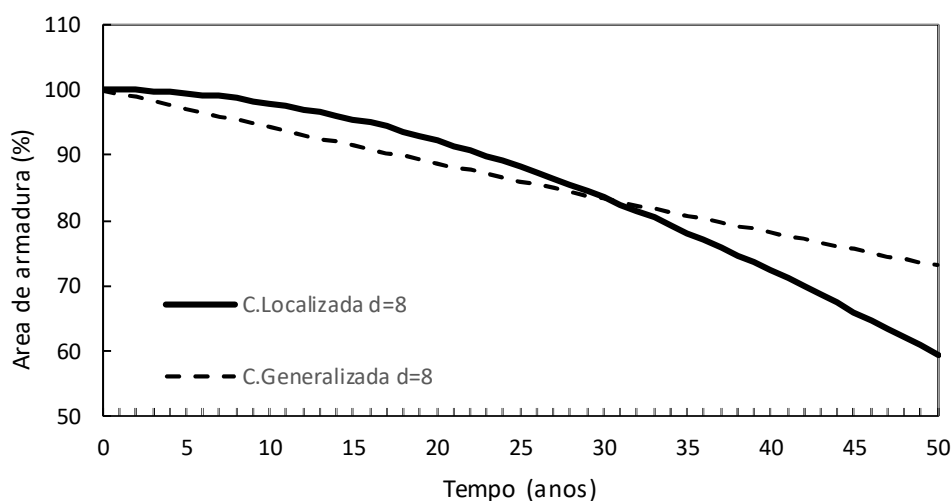


Figura 4.5 –Área de aço presente na viga em percentagem, com efeito da corrosão localizada e generalizada em 50 anos, para $d = 8 \text{ mm}$.

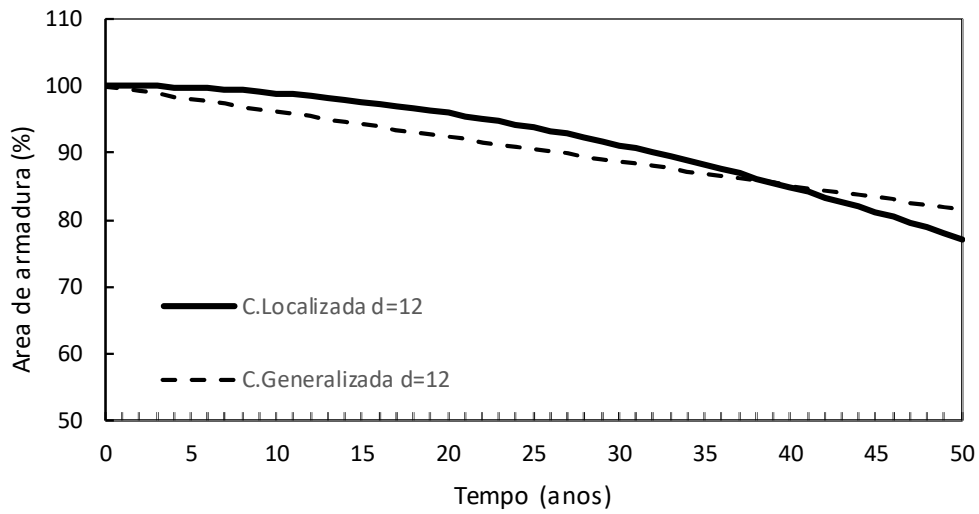


Figura 4.6 - Área de aço presente na viga em porcentagem, com efeito da corrosão localizada e generalizada em 50 anos, para $d = 12 \text{ mm}$.

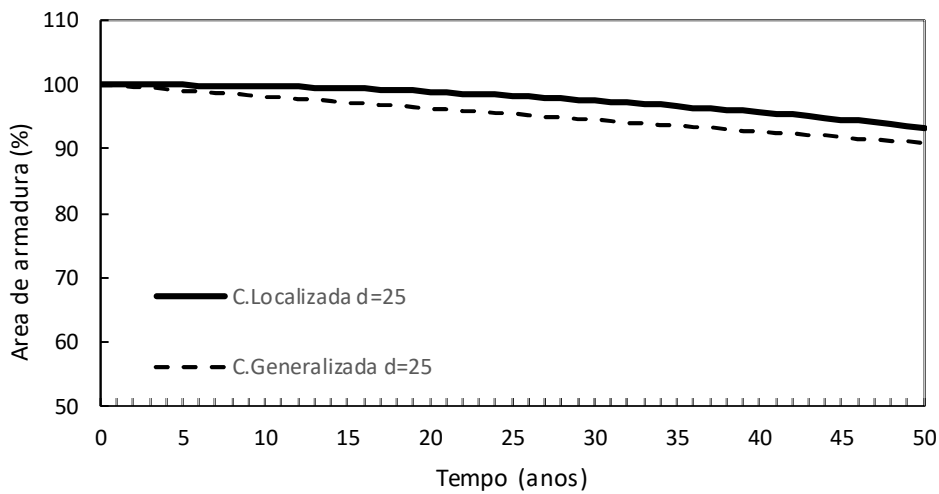


Figura 4.7 - Área de aço presente na viga em porcentagem, com efeito da corrosão localizada e generalizada em 50 anos, para $d = 25 \text{ mm}$.

Nas três figuras, verifica-se que a corrosão localizada demora alguns anos a desenvolver-se e a afetar mais as vigas.

Na Figura 4.5, pode-se observar que, para um diâmetro de 8 mm , a corrosão localizada a partir sensivelmente dos 30 anos de corrosão, começa a corroer mais área de aço do que a corrosão generalizada. O mesmo acontece na Figura 4.6, na qual a corrosão localizada, numa viga com varões de 12 mm de diâmetro passa também a corroer mais área de aço do que a

corrosão generalizada (apesar de mais tarde do que a viga de 8 mm). Nesta viga, a corrosão localizada passa a afetar mais a viga entre os 35 e 40 anos.

Quando a análise é feita a vigas com diâmetros maiores e em 50 anos, como é o caso da Figura 4.7, que corresponde a uma viga com varões de aço de 25 mm de diâmetro, a corrosão que afeta mais a viga é a corrosão generalizada. Ou seja, em 50 anos, a corrosão localizada não faz com que a viga perca mais área de aço do que a corrosão generalizada. De referir que, se se aumentar os anos de análise, a corrosão localizada vai acabar por ultrapassar a generalizada no gráfico, acabando por ser a que corrói mais área de aço por ano.

Na Tabela 4.1, mostra-se a relação entre a perda de área de armadura no ano 50 e a área nominal de vigas, quando estas são sujeitas a corrosão localizada e corrosão generalizada. Esta tabela serve de apoio aos gráficos das figuras e às devidas conclusões.

Tabela 4.1 – Comparação de reduções de área transversal entre a corrosão localizada e corrosão generalizada, para 50 anos de corrosão.

$d(mm)$	R	$P(50)(mm)$	Corrosão localizada		Corrosão generalizada
			$A_{pit} (mm^2)$	$A_{pit}/A_{st.nom}$	$A_{gen}/ A_{st.nom}$
8	7	4,06	20,15	0,401	0,269
12	7,61	4,41	25,75	0,233	0,168
25	8,18	4,74	32,49	0,066	0,09

O que se conclui com esta análise de comparação de perdas de área de aço entre corrosão generalizada e localizada, é que a última terá sempre mais impacto em vigas com varões de aço de menor diâmetro. Por observação às figuras e à Tabela 4.1, pode-se concluir que a longo prazo, a corrosão localizada é a corrosão que afeta mais as vigas de betão armado. No entanto, tal como mostra a Figura 4.7, quanto maior for o diâmetro dos varões de aço numa viga, mais tempo é necessário para que a corrosão localizada afete mais a viga do que a corrosão generalizada.

Adicionalmente conclui-se que a taxa de perda de área de armadura é tanto maior quanto menor for o diâmetro dos varões de aço.

4.2.4. Rácio entre mínima capacidade resistente e resistência a meio vão

Neste subcapítulo, estuda-se a relação que existe entre a resistência da viga a meio vão e a resistência mínima da viga ser noutra zona que não meio vão, em vigas sujeitas à corrosão localizada.

Para esta análise, foram utilizadas vigas que variam de 4 a 12 metros de comprimento, com os três diâmetros seguintes: 8 mm, 12 mm e 25 mm. Foram ainda utilizadas vigas com 2, 4 e 6 varões.

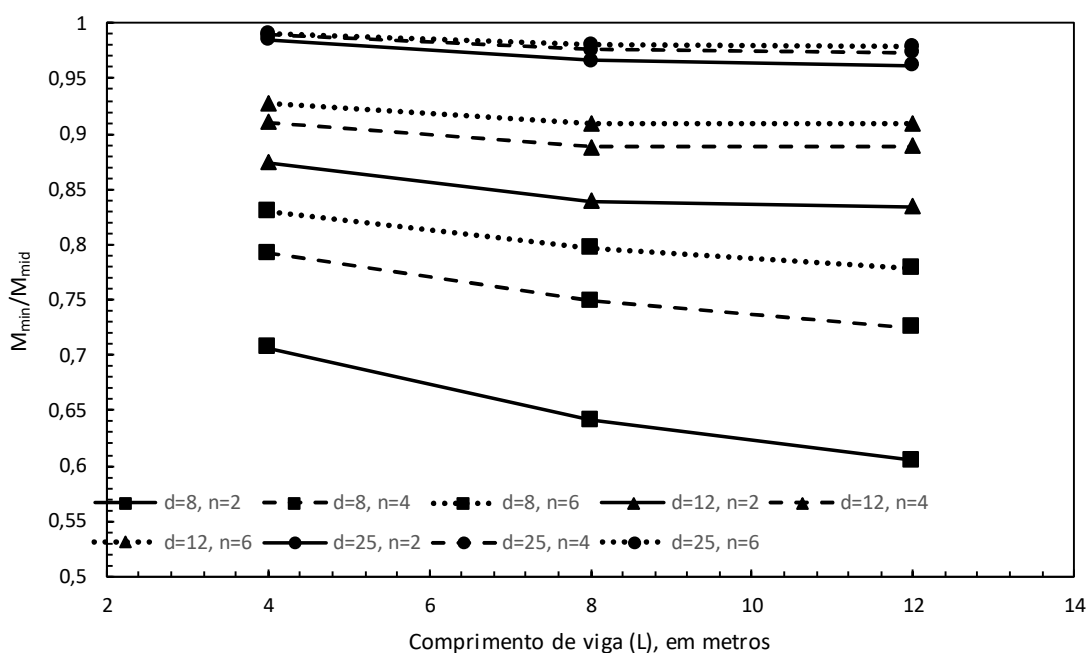


Figura 4.8 – Rácio entre a resistência mínima de uma viga e a sua resistência a meio vão da viga, quando esta é sujeita à corrosão localizada.

Na Figura 4.8, compara-se o rácio em 50 anos, da resistência mínima de todos os elementos com a resistência a meio vão.

Constata-se que, em vigas com varões de aço de 25 mm de diâmetro, a percentagem da relação entre a resistência mínima da viga ser a meio vão é muito elevada, perto de 100%. Por outro lado, em vigas com varões de aço de 8 mm de diâmetro, a essa percentagem, não é tão alta, ainda que acima dos 50%.

Como seria expectável, vigas com diâmetros de varões de aço que compreendam valores de entre 8 e 25 mm têm valores de percentagem correspondentes a esses diâmetros, como é o caso de vigas com varões de aço com 12 mm de diâmetro.

Na Figura 4.8, observa-se que, para vigas com varões de aço de 8 e 25 mm diâmetro, o rácio decresce com o aumento do comprimento da viga e com o aumento do número de varões presentes da viga.

Conclui-se que a relação $\frac{M_{min}}{M_{mid}}$ decresce com o aumento do número de segmentos (m) numa viga, logo, com o aumento do vão da viga e diminuição do diâmetro dos varões. A relação também diminui quanto menos varões a viga tiver. Quanto mais segmentos existirem na viga, mais discretizada esta está e mais provável é que a resistência mínima não se encontre a meio vão.

Em relação ao pequeno acréscimo após 8 metros de comprimento de viga, com varões de aço de 12 mm de diâmetro, pode-se afirmar que o resultado não é o valor esperado. Isto justifica-se com o facto destas análises serem produzidas em ambiente de simulação, com base em valores aleatórios.

4.2.5. Probabilidade cumulativa de falha

Nesta secção, analisa-se a probabilidade de falha cumulativa ao longo de 50 anos, $P_f(0,50)$.

Neste subcapítulo analisam-se e compararam-se entre si os efeitos da corrosão: generalizada, localizada, a localizada sem variabilidade espacial, efetiva e ainda o cenário de ausência de corrosão.

A Figura 4.9 analisa probabilidade cumulativa de falha para uma viga com varões de 12 mm de diâmetro, 12 metros de comprimento e 6 varões.

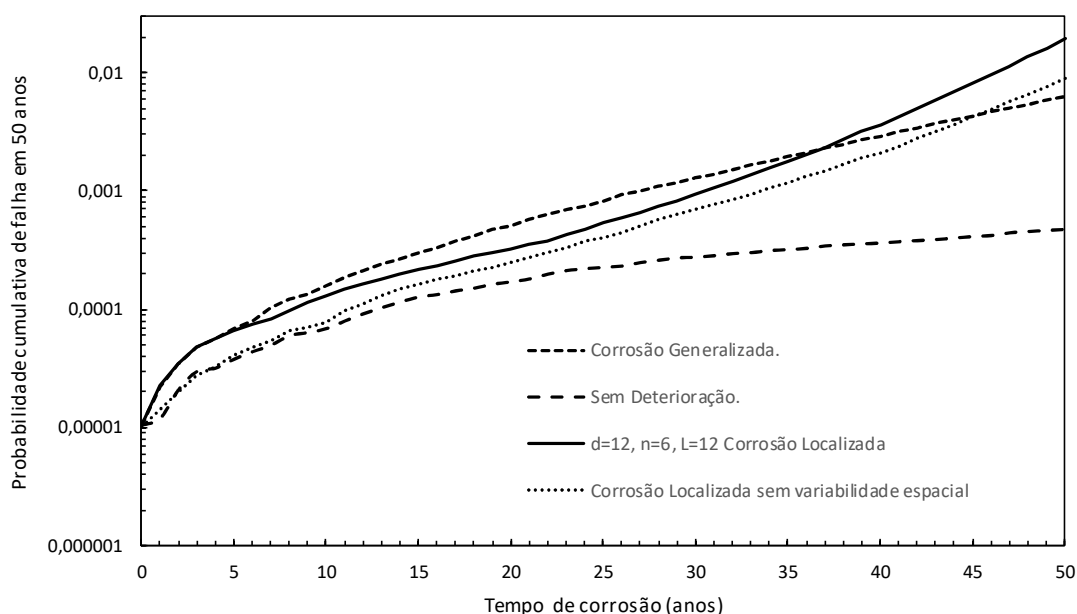


Figura 4.9 - Probabilidade cumulativa de falha para corrosão localizada, localizada não espacial e generalizada de vigas com $d = 12 \text{ mm}$, $n = 6$, $L = 12 \text{ m}$, em 50 anos.

De forma expectável, a curva referente à não deterioração (S.D.), é a que tem uma probabilidade de falha mais baixa, visto que não há redução de área de armadura e, portanto, do momento resistente.

Ao se comparar as curvas da corrosão localizada (C.L.) e da corrosão generalizada (C.G.), verifica-se a mesma conclusão retirada da Figura 4.6: a corrosão generalizada corrói mais área de armadura até um determinado ano. Neste exemplo em que se analisou a viga com $d = 12 \text{ mm}$, a corrosão localizada passa a corroer mais área de armadura por volta dos 35 anos de iniciação da corrosão.

Analisando também a curva da corrosão localizada sem variabilidade espacial (C.L.NE), observa-se uma evolução semelhante à corrosão localizada, embora com uma probabilidade rotura menor. Isto acontece porque a corrosão sem variabilidade espacial só engloba análises de meio vão, logo não considera a possibilidade de falha nas secções vizinhas à secção de meio vão.

Na Figura 4.10, apresentam-se as curvas das probabilidades cumulativas de falhas em 50 anos de corrosão, referentes a vigas de betão armado com 6 varões de aço de 12 mm de diâmetro, com comprimentos iguais a 4, 8 e 12 metros, quando sujeitas à corrosão localizada.

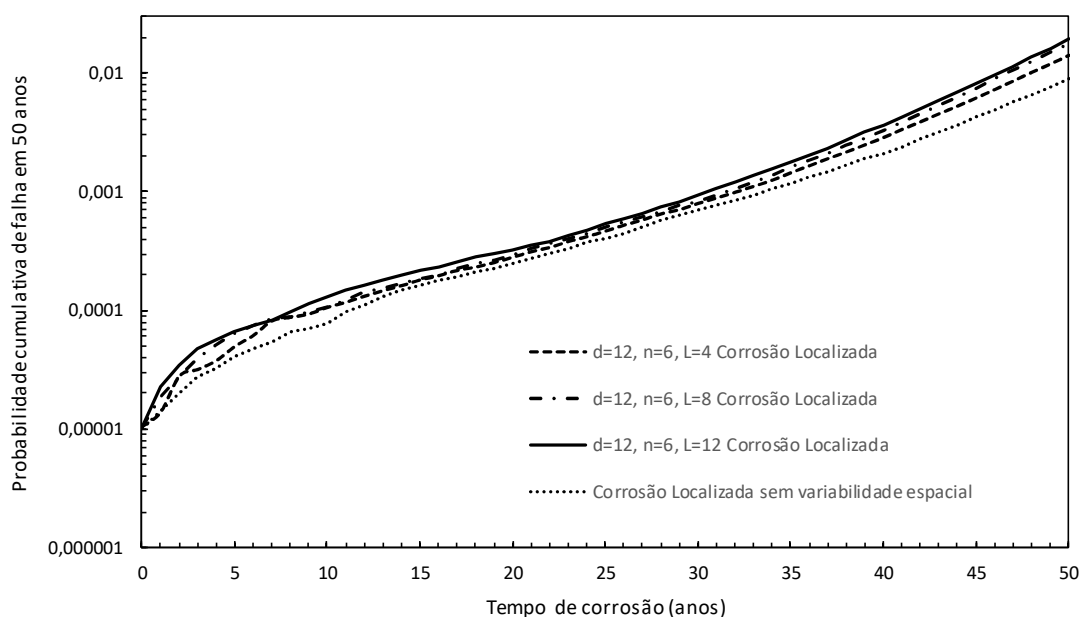


Figura 4.10 – Probabilidade cumulativa de falha para corrosão localizada e corrosão localizada não espacial de vigas com $d = 12 \text{ mm}$, $n = 6$, $L = 4, 8 \text{ e } 12 \text{ m}$, em 50 anos.

Através da Figura 4.10 conclui-se que a probabilidade de falha no intervalo de tempo (0,50) da corrosão localizada é em média mais alta do que a corrosão localizada sem variabilidade espacial em 44%.

Tal como referido anteriormente, a corrosão generalizada tem uma grande influência nos primeiros anos de corrosão numa viga de betão armado, pois acaba por correr mais área de armadura do que a corrosão localizada até determinado ano de corrosão. É por isso importante, tal como referido no capítulo da metodologia, o estudo da corrosão efetiva.

Na Figura 4.11 apresenta-se a evolução no tempo da probabilidade de falha da corrosão localizada, da corrosão generalizada e da corrosão efetiva da viga, para uma viga de 6 varões de aço com 12 mm de diâmetro e 12 metros de comprimento. Apresentam-se ainda no gráfico as curvas referentes à corrosão localizada sem variabilidade espacial e sem deterioração.

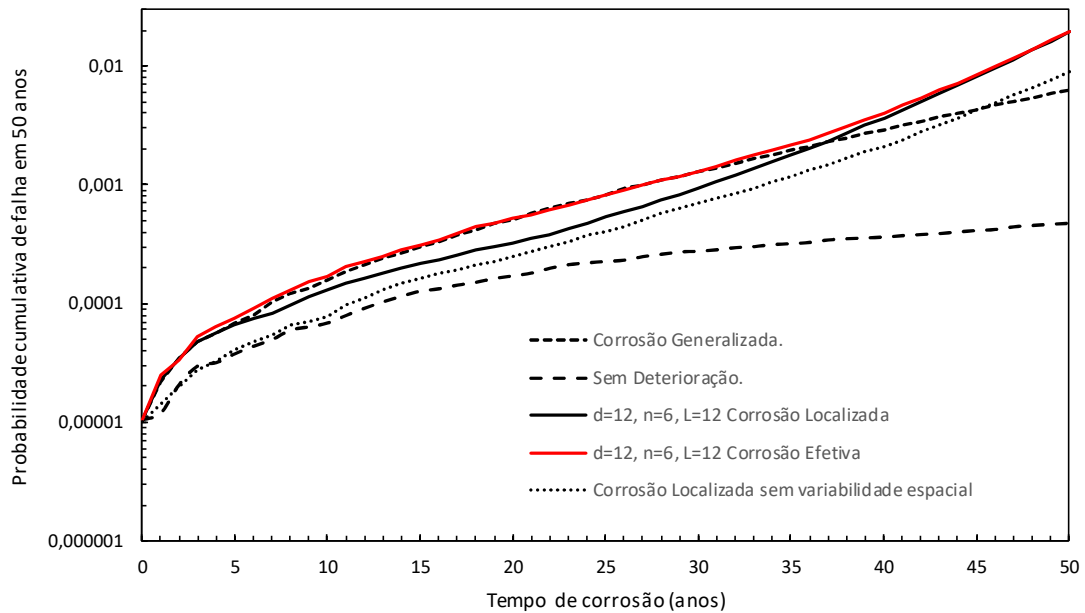


Figura 4.11 - Probabilidade cumulativa de falha para corrosão localizada, localizada não espacial, generalizada e real de vigas com $d = 12 \text{ mm}$, $n = 6$, $L = 12 \text{ m}$, em 50 anos.

Na Figura 4.11, verifica-se que a curva a vermelho segue a trajetória da corrosão generalizada até certo ano, e que após a probabilidade de falha da corrosão localizada passar a generalizada, a curva da corrosão efetiva passa a seguir a trajetória da corrosão localizada.

Na Figura 4.12, apresentam-se resultados para vigas com 6 varões de aço de 12 mm de diâmetro mas com diferentes comprimentos. A preto seguem as curvas que caracterizam a probabilidade de falha ao longo do tempo quando as vigas são sujeitas à corrosão localizada e corrosão generalizada. A curva representada a vermelho caracteriza a probabilidade de falha associada à corrosão efetiva ao longo do tempo.

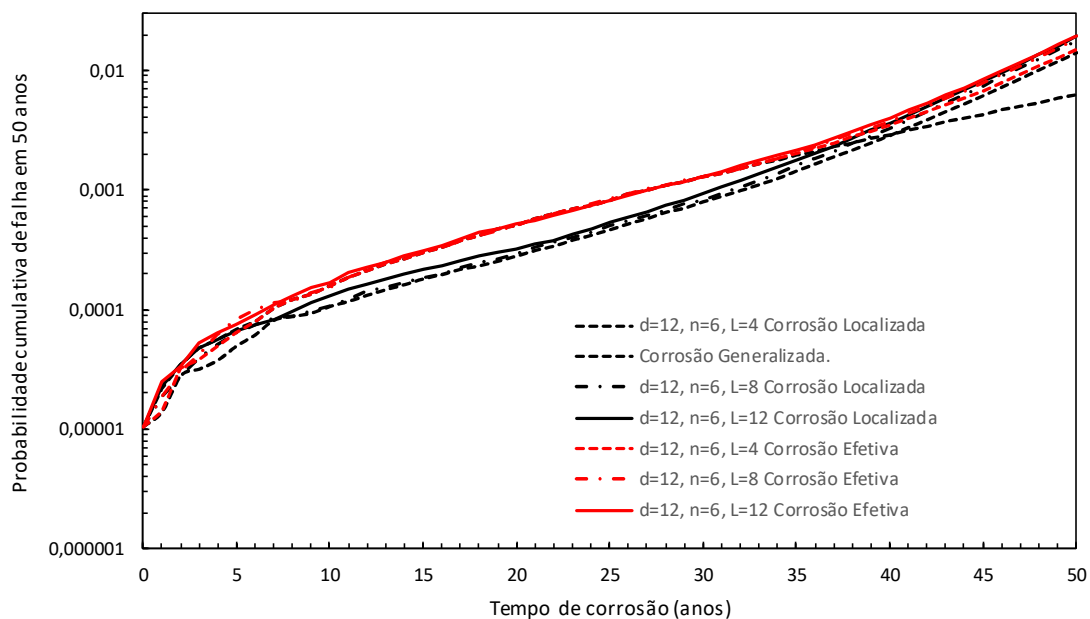


Figura 4.12 - Probabilidade cumulativa de falha para corrosão localizada, generalizada e efetiva de vigas com $d = 12 \text{ mm}$, $n = 6$, $L = 4, 8, 12 \text{ m}$, em 50 anos.

Conclui-se pela Figura 4.12 que as mesmas vigas com comprimentos de vão diferentes têm o mesmo comportamento no que toca à evolução da corrosão efetiva.

4.2.6. Análise espacial vs não-espacial

Como abordado anteriormente neste capítulo, a resistência mínima da viga nem sempre ocorre a meio vão, especialmente em vigas com um maior número de segmentos. Por essa razão é necessário desenvolver uma análise espacial em detrimento de uma análise sem variabilidade espacial.

A Figura 4.13 mostra o incremento de percentagem da probabilidade de falha, $P_f(0,50)$ se for incluída na análise da corrosão localizada a vertente espacial, comparando-a com a corrosão localizada sem variabilidade espacial.

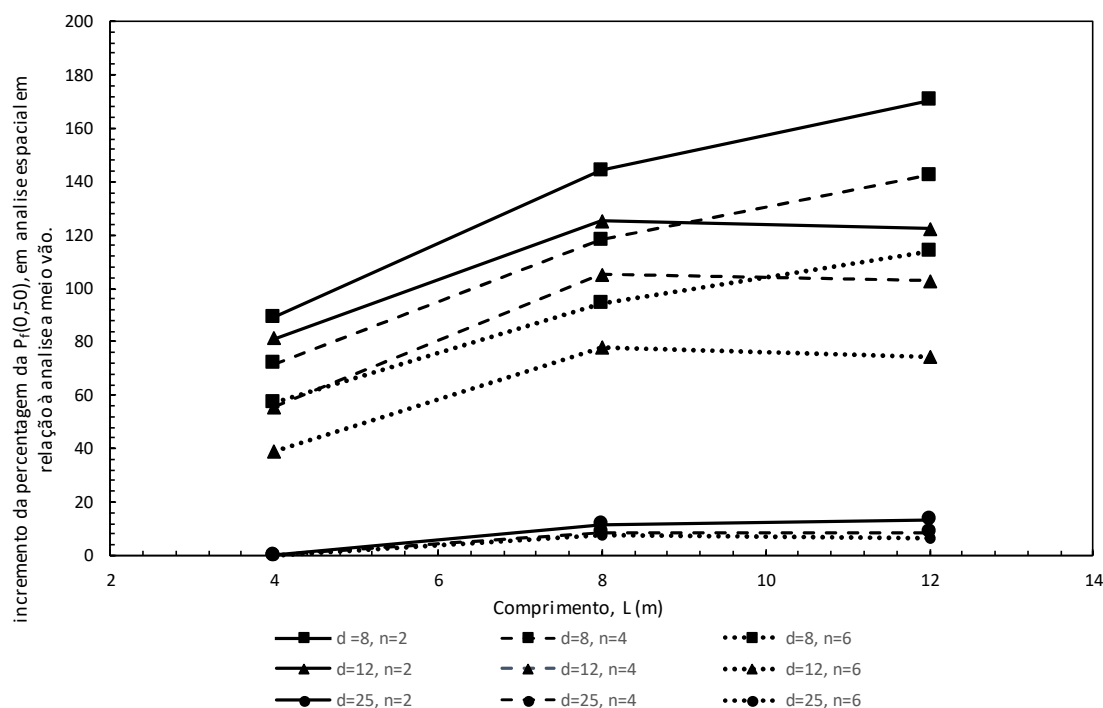


Figura 4.13 – Percentagem da relação da probabilidade de falha em 50 anos devida à corrosão localizada e à corrosão localizada não espacial.

Conclui-se, a partir da Figura 4.13, que quanto maior o vão da viga, menor o número de varões e menor o diâmetro dos varões, maior é a probabilidade da falha ocorrer noutra zona da viga que não a meio vão. Contrariamente, quanto menor for o vão de uma viga, maior o número de varões e maior o seu diâmetro, maior é a probabilidade de a falha ocorrer a meio vão. Estes resultados justificam-se porque vigas com maiores comprimentos de vão e varões de aço com menor dimensão de diâmetro têm mais segmentos, logo existe uma probabilidade maior da falha ocorrer em segmentos vizinhos. Conclui-se que, ao não considerar a variabilidade espacial, está-se a subestimar a probabilidade de falha.

Observa-se que para vigas com comprimentos de vão entre 4 metros e 8 metros, existe um comportamento semelhante e estritamente crescente. Observa-se que para vigas com varões de aço de diâmetro de 25 mm, a partir dos 8 metros de vão até aos 12 metros, esta percentagem estabiliza, mantendo-se quase constante, com ligeiras alterações, sendo a maior de 2%. A maior probabilidade de uma viga com este diâmetro de varão ter uma falha que não seja a meio vão é sensivelmente de 13%.

Para vigas com varões de aço de 8 mm de diâmetro, a percentagem continua a crescer até aos 12 metros de comprimento de viga, atingindo valores entre 90% e 170%, dependendo do número de varões de aço na viga.

Em vigas com varões de aço com diâmetros de 12 mm, após 8 metros de comprimento, a percentagem decresce, sendo que a maior descida registada é de 8%, o que apesar de não

ser um decréscimo significativo, pode-se admitir que por efeitos de simulação não o suficiente para ser alcançado o valor esperado.

4.2.7. Probabilidade de falha

Nesta secção analisa-se a probabilidade de falha em 50 anos desde o início da corrosão, para diferentes comprimentos de viga e diâmetros de varões.

Comparam-se as probabilidades de falha em vigas sujeitas às corrosões, localizada, generalizada e efetiva. Na Figura 4.14 é possível observar a comparação entre a corrosão localizada e generalizada, para vigas com varões de diâmetros de 8 mm, 12 mm e 25 mm, e diferentes comprimentos de vão.

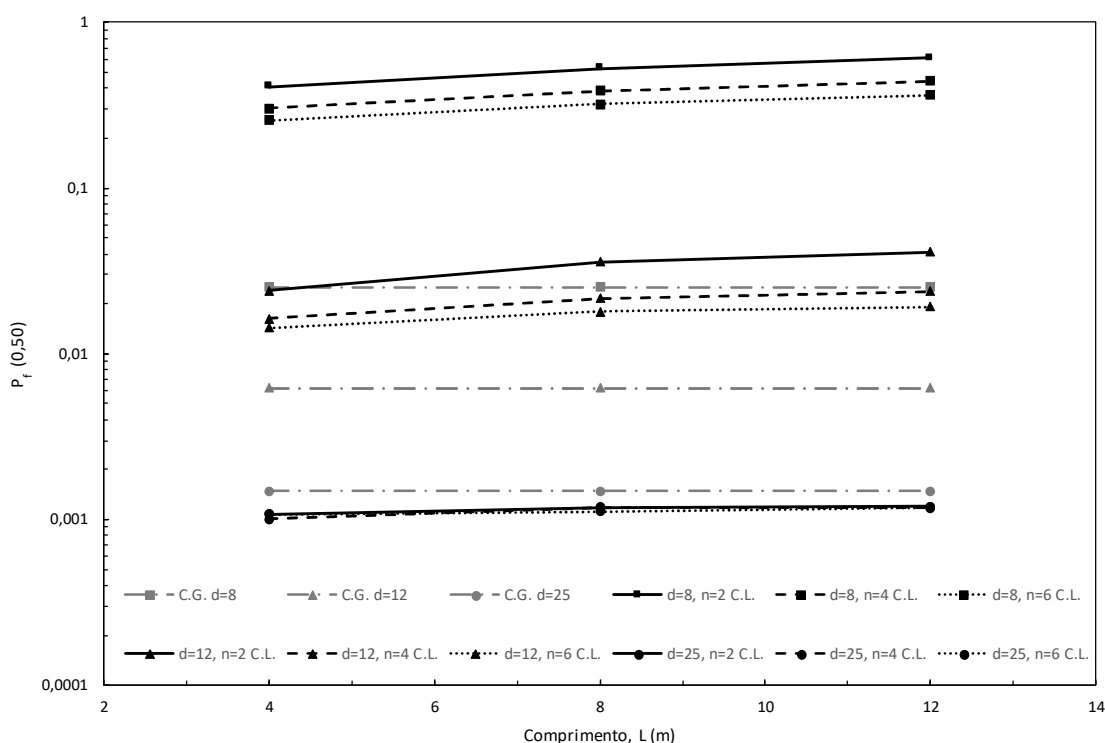


Figura 4.14 – Probabilidade de falha em 50 anos devida à corrosão localizada e generalizada, em vigas com $d = 8, 12$ e 25 mm, vários comprimentos e com diferentes números de varões.

Como esperado à medida que o vão da viga aumenta (um maior número de segmentos por viga), a fiabilidade estrutural decresce. Isto acontece porque quantos mais segmentos uma viga tiver, maiores são as possibilidades de ocorrência de falha nos mais diversos segmentos, logo a probabilidade de haver falha é maior.

Doutra forma, a fiabilidade estrutural cresce com o aumento de varões. Isto acontece porque quando se dá o aumento de varões, a área transversal de aço inicial ($A_{st.nom}$), calculada pela formula (3.18), tem um crescimento linear e maior do que a perda de área transversal (A_{pit}), calculada pela formula (3.26). Uma vez que a perda de área transversal (A_{pit}) depende da

profundidade de penetração máxima da corrosão localizada (P), este valor não aumentará com o aumento do número de varões, obtendo-se apenas um valor médio para todos os varões.

Conclui-se que o efeito da corrosão localizada é tanto pior quanto menor for o diâmetro dos varões dentro da viga sendo que, para vigas com varões de grandes diâmetros, em 50 anos, o efeito da corrosão generalizada é mais prejudicial do que o da corrosão localizada. No entanto, a longo prazo, a corrosão localizada é mais determinante para o deterioramento da viga.

A Figura 4.15 mostra o efeito da corrosão efetiva, para além de vigas sujeitas à corrosão generalizada e localizada indicando a probabilidade de falha efetiva das vigas para 50 anos de corrosão.

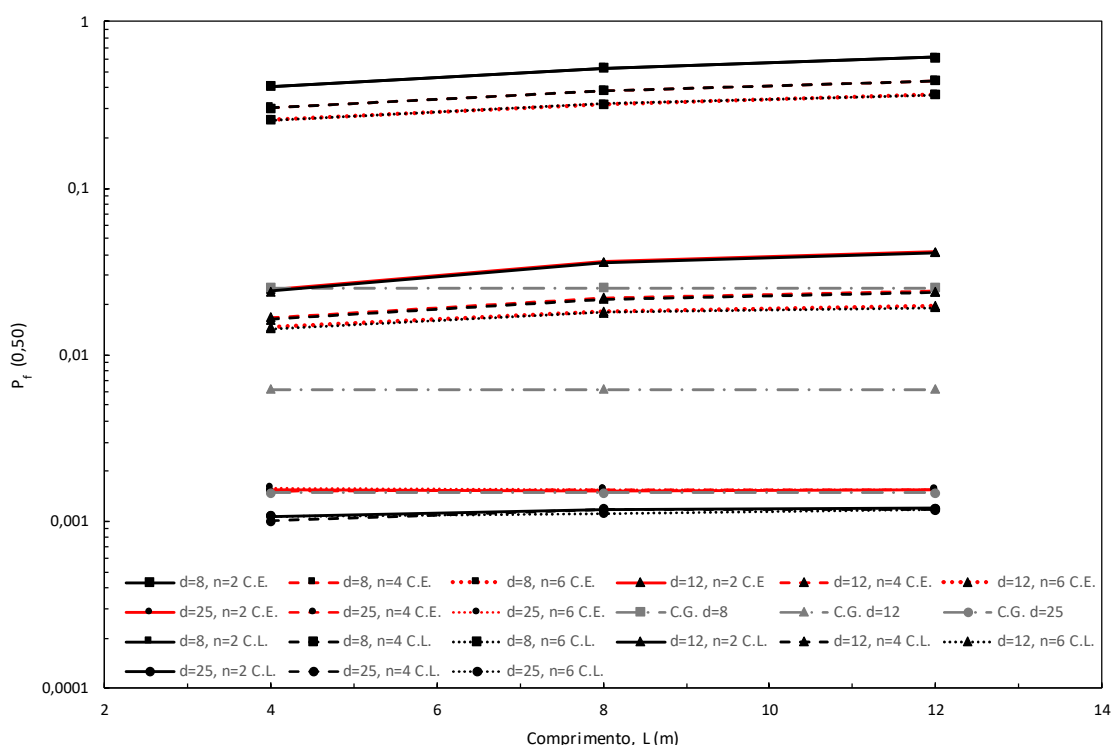


Figura 4.15 – Probabilidade de falha em 50 anos devido à corrosão localizada, generalizada e real, em vigas com $d = 8, 12$ e 25 mm, vários comprimentos e com diferentes números de varões.

Conclui-se que a probabilidade de falha da corrosão efetiva em 50 anos está sobreposta com a probabilidade de falha da corrosão localizada em vigas com varões de 8 e 12 mm, apesar de pequenos desvios. No entanto, para vigas com varões de 25 mm de diâmetro, a corrosão efetiva fica praticamente sobreposta à corrosão generalizada.

As Tabela 4.2, 4.3 e 4.4, mostram, em percentagem, a probabilidade de falha para a corrosão localizada, de 0 a 12 metros de viga, e para os diferentes diâmetros e numero de varões considerados.

Tabela 4.2 – Probabilidade de falha do efeito da corrosão localizada para vigas com varões com $d = 8 \text{ mm}$.

Corrosão Localizada, $d = 8 \text{ mm}$			
m	n=2	n=4	n=6
4	41%	30%	26%
8	53%	38%	32%
12	61%	44%	36%

Tabela 4.3 – Probabilidade de falha do efeito da corrosão localizada para vigas com varões com $d = 12 \text{ mm}$.

Corrosão Localizada, $d = 12 \text{ mm}$			
m	n=2	n=4	n=6
4	2%	1,6%	1,4%
8	3,5%	2,1%	1,7%
12	4%	2,3%	2%

Tabela 4.4 - Probabilidade de falha do efeito da corrosão localizada para vigas com varões com $d = 25 \text{ mm}$.

Corrosão Localizada, $d = 25 \text{ mm}$			
m	n=2	n=4	n=6
4	0,11%	0,10%	0,11%
8	0,12%	0,11%	0,11%
12	0,12%	0,12%	0,12%

Capítulo 5

5. Conclusões e desenvolvimentos futuros

5.1. Conclusões

Na presente dissertação recorreu-se ao método de simulação de Monte Carlo para estudar a fiabilidade ao longo de um período de vida útil de 50 anos de vigas de betão armado sujeitas à flexão e à corrosão das armaduras. Consideraram-se vários cenários neste estudo: (i) ausência de corrosão; (ii) corrosão generalizada, (iii) corrosão localizada considerando também a possibilidade da sua variação espacial ao longo do comprimento das armaduras; e (iv) corrosão efetiva correspondente à ocorrência simultânea de corrosão generalizada e localizada. Analisaram-se vigas com diversos comprimentos e diferentes pormenorizações no que diz respeito ao número e diâmetro dos varões utilizados.

Os resultados obtidos permitiram concluir que, a longo prazo, a corrosão localizada tende a ser mais determinante para redução da fiabilidade (aumento da probabilidade de falha) de um elemento estrutural do que a corrosão generalizada. Esta tendência agrava-se com a redução do diâmetro dos varões utilizados na pormenorização das armaduras. Por outro lado, a curto prazo, os efeitos da corrosão generalizada têm maior influência na redução da fiabilidade estrutural, sobretudo quando se utilizam varões de maior diâmetro.

Verificou-se também, que a não consideração da variabilidade espacial em situações de corrosão localizada pode conduzir a uma subavaliação da probabilidade de falha, tanto mais significativa quanto maior o vão da viga e menor o diâmetro e número de varões utilizados na sua pormenorização. Concluiu-se ainda que a fiabilidade da estrutura aumenta com o número de varões utilizados na pormenorização como consequência da redução da variabilidade espacial da área de secção perdida.

5.2. Desenvolvimentos futuros

Como desenvolvimentos futuros propõem-se os seguintes estudos:

- Consideração do agravamento das sobrecargas ao longo do tempo;
- Consideração da correlação entre os fatores de corrosão localizada dos vários segmentos de um elemento estrutural;
- Consideração de outros mecanismos de deterioração resultantes da corrosão, para além da perda de secção transversal;
- Consideração de modelos mais realistas que o hemisférico para avaliação da perda de secção transversal das armaduras no processo de corrosão localizada.

Bibliografia

- ACI318. Building code requirements for structural concrete. Detroit, Michigan: ACI. 1999.
- Almusallam, Abdullah A. "Effect of Degree of Corrosion on the Properties of Reinforcing Steel Bars." *Construction and Building Materials* 15(8):361–68. 2001.
- Al-Sulaimani, GJ, Kaleemullah, M. and Basunbul, IA. Influence of corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members. *ACI Structural Journal*, 87(2). 1990.
- Azam, R. Behaviour of shear critical RC beams with corroded longitudinal steel reinforcement. *MASc Thesis, University of Waterloo, Canada*, (November). 2010.
- Buijs, F., Sayers, P., Hall, J., & Van Gelder, P. (2010). Time-dependent reliability analysis of anchored sheet pile walls. *Flood Risk Management: Research and Practice*, (January 2005), 503–513. <https://doi.org/10.1201/9780203883020.ch58>
- BRITE/EURAM. The residual service life of reinforced concrete structures, Final Technical Report, Report No. BRUE-CT92-0591, 1995.
- Cairns, J., Lin, Z., Eyre, J. R., Zhao, Z., Raoof, M., & Nokhasteh, M. A. Behaviour of Concrete Beams With Exposed Reinforcement. Discussion. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 104(3), 351–355. 2007.
- Cavaco, E. S. ROBUSTNESS OF CORRODED REINFORCED CONCRETE OR STRUCTURES, Phd thesis. 2013.
- Chalk PL, Corotis RB. Probability models for design live loads. *J Struct Div ASCE*; 106(ST10):2017–33. 1980.
- Clear, K.C. and Hay, R.E. Time-to-corrosion of reinforcing steel in concrete slabs vol 1. effect of mix design and construction parameters. Technical report, 1973.
- Darmawan, M. S., & Stewart, M. G. Effect of Spatially Variable Pitting Corrosion on Structural Reliability of Prestressed Concrete Bridge Girders. *Australian Journal of Structural Engineering*, 6(2), 147–158. 2017.
- Dhir RK, Jones MR, McCarthy MJ. PFA concrete: chloride-induced reinforcement corrosion. *Mag Concrete Res*; 46(169):269–77. 1994.
- Ellingwood B, Galambos TV, MacGregor JG, Cornell CA. Development of a Probability Based Load Criterion for American National Standard A58, National Bureau of Standards Special Publication 577. Washington DC: US Government Printing Office; 1980.
- Faber, M. Risk and safety in civil engineering. *Swiss Federal Institute of Technology, Switzerland*. 2001.
- GI, D. N. V, & No, R. APPENDIX A Assessment of Global Cost of Corrosion. 2015.

- International, N. Costs of corrosion and Preventive strategies. *Weather*. 2002.
- Jana, D. Delamination - A state-of-the-art review DELAMINATION – A STATE-OF-THE-ART REVIEW, (April). 2016.
- Kumar Verma, S., Singh Bhadauria, S., & Akhtar, S. Estimating Residual Service Life of Deteriorated Reinforced Concrete Structures. *American Journal of Civil Engineering and Architecture*, 1(5), 92–96. 2013.
- Lu, Z. H., Ou, Y. Bin, Zhao, Y. G., & Li, C. Q. Investigation of corrosion of steel stirrups in reinforced concrete structures. *Construction and Building Materials*, 127, 293–305. 2016.
- Marano, G. C., Quaranta, G., & Mezzina, M. Fuzzy Time-Dependent Reliability Analysis of RC Beams Subject to Pitting Corrosion. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 20(9), 578–587. 2008.
- Miguel, J., & Miranda, P. Análise de fiabilidade de estruturas com funções de estado limite implícitas. 2014.
- Núñez, P. F. K. Análise da Fiabilidade e Disponibilidade de Sistemas de Navios, 106. 2014.
- Pelotas, U. F. De, & Paniz, O. G. Corrosão química, 4, 2–5. 2013.
- PCA, Portland Cement Association. Corrosion of embedded metals. 2013.
- RAOOF, M., & LIN, Z. Structural Characteristics of Rc Beams With Exposed Main Steel. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 122(1), 35–51. 2007.
- REBAP. Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado - Decreto Lei no 349-C/83 de 30 de Julho do Ministério das Obras Públicas e Transportes. *Diário Da República*. 1983.
- Schroeder, R. M., & Müller, I. L. Stress corrosion cracking and hydrogen embrittlement susceptibility of an eutectoid steel employed in prestressed concrete. *Corrosion Science*, 45(9), 1969–1983. 2003.
- Stewart, M. G. Spatial variability of pitting corrosion and its influence on structural fragility and reliability of RC beams in flexure. *Structural Safety*, 26(4), 453–470. 2004.
- Tuutti. Corrosion of steel in concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm. General. 1982.
- Uhlig, H. H. E. Corrosion Handbook. *Corrosion Handbook Online*. 2015.
- Val, D.V. and Melchers, R. E. RELIABILITY OF DETERIORATING RC SLAB BRIDGES, 1638–1644. 1997.
- Vavpetic, P. Corrosion in concrete steel. *Corrosion in Concrete Steel*. 2008.
- Zhang, W., Zhou, B., Gu, X., & Dai, H. Probability Distribution Model for Cross-Sectional Area of

Corroded Reinforcing Steel Bars. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26(5), 822–832. 2013.

Anexo A

Em anexo mostra-se o código desenvolvido no software MATLAB 2017. Importa referir que a modelação apresentada apenas se cinge à corrosão localizada e generalizada.

Os dados do problema são expostos da seguinte maneira:

```
d = ; % Diâmetro dos varões
n = ; % N° de varões
t =51; % Tempo de corrosão
icorr = 1; % Taxa de corrosão
L = ; % Comprimento do vão
nexecucoes = 1000000; % N° de simulações feitas
DM = 4; % Diagrama de momentos
%1 - triangular
%2 - uniforme
%3 - Hiperbólico
%4 - trapezoidal
percen = 0.20; % percentagem de uniforme em trapezio

% Calculo do Lsynt(comprimento de ligação de desenvolvimento de tração)
if d == 8
    Lsynt = 30*d;
    w = (L/(2*Lsynt));
elseif d == 16
    Lsynt = 30*d;
    w = (L/(2*Lsynt));
elseif d == 24
    Lsynt =30*d ;
    w = (L/(2*Lsynt));
elseif d == 12
    Lsynt =30*d ;
    w = (L/(2*Lsynt));
elseif d ==25
    Lsynt =30*d ;
    w = (L/(2*Lsynt));
end

% Calculo de m (quantidade de segmentos)

if w <= round(w)
    m = round(w);
else
    m = round(w)+1;
end

% Calculo de Ast.nom (Area de armadura inicial dos varões presentes na viga)
Ast_nom = (n*pi*d^2)/4;
```

Após a simulação dos dados, apresentam-se os cálculos dos valores que são gerados:

```
%Geração da carga permanente Gn e Sobrecargas Q1 e Q2.
Gn = zeros(t,nexecucoes);
Q1 = zeros(t,nexecucoes);
Q2 = zeros(t,nexecucoes);

for k =1:nexecucoes
    for i = 1:t

        Gn(i,k) = normrnd(1.05,0.105);
        Q1(i,k) = gamrnd((0.3/0.18)^2,(0.18^2)/0.3);
        Q2(i,k) = gamrnd((0.19/0.1254)^2,(0.1254^2)/0.19);
    end
end

% Calculo da variavel mu_mnom (Capacidade maxima de flexão)
M= 1.05;
v2 = (0.11*1.05)^2;

a= log((M^2)/sqrt(v2+M^2));
b = sqrt(log(v2/M^2+1));

for k = 1:nexecucoes
    mu_mnom(k) = lognrnd(a,b);
end

%Geração de R(fator de corrosão localizada)
r = zeros(n,m);

for k = 1:nexecucoes
    for i = 1:n
        for j= 1:m

            r(i,j,k) =-evrnd(-(5.08+(1/1.02)*log(2*Isyt*d/(8*125))),1/1.02);

        end
    end
end
```

Após estes dois primeiros passos na simulação, seguem-se os cálculos das demais funções. Apresentam-se em primeiro lugar os cálculos referentes à corrosão localizada:

```
%calculo de Pt (maxima profundidade corroida)
i=1:t*n;
v(i) = ceil(rem(i, (n+0.01)));
fat=1;

for i= 1:n:t*n
    if n== 1
        T(i) = i-fat;
        fat = fat+n-1;
    elseif n == 2
        T(i) = i-fat;
        T(i+1) = i-fat;
        fat = fat+n-1;
    elseif n==4
        T(i) = i-fat;
        T(i+1) = i-fat;
        T(i+2)= i-fat;
        T(i+3) = i-fat;
        fat = fat+n-1;
    elseif n==8
        T(i) = i-fat;
        T(i+1) = i-fat;
        T(i+2)= i-fat;
        T(i+3)= i-fat;
        T(i+4)= i-fat;
        T(i+5)= i-fat;
        T(i+6)= i-fat;
        T(i+7)= i-fat;
        fat = fat+n-1;
    elseif n==6
        T(i) = i-fat;
        T(i+1) = i-fat;
        T(i+2)= i-fat;
        T(i+3)= i-fat;
        T(i+4)= i-fat;
        T(i+5)= i-fat;
        fat = fat+n-1;
    end
end

Pt = zeros(t*n,m,nexecucoes);

for k = 1:nexecucoes
    for i = 1:t*n
        for j = 1:m

Pt(i,j,k) = 0.0116*r(v(i),j,k)*T(i)*icorr;    %profundidade de corrosão

        end
    end
end
```

```

%Calculo referente a Apit (area corroida).

Apit = zeros(n*t,m,nexecucoes);

for k = 1:nexecucoes
    for i = 1:n*t
        for j =1:m

            if Pt(i,j,k) == 0
                Apit(i,j,k) = 0;

            elseif Pt(i,j,k) <= d/sqrt(2)

                a = 2*Pt(i,j,k)*sqrt(1-(Pt(i,j,k)/d)^2);

                O1 = 2*asin(a/d);
                O2 = 2*asin(a/(2*Pt(i,j,k)));

                A1 = 0.5*(O1*((d/2)^2)-a*abs((d/2)-((Pt(i,j,k)^2)/d)));
                A2 = 0.5*(O2*(Pt(i,j,k)^2)-a*((Pt(i,j,k)^2)/d));

                Apit(i,j,k) = A1+A2;

            elseif Pt(i,j,k) < d

                a = 2*Pt(i,j,k)*sqrt(1-(Pt(i,j,k)/d)^2);

                O1 = 2*asin(a/d);
                O2 = 2*asin(a/(2*Pt(i,j,k)));

                A1 = 0.5*(O1*((d/2)^2)-a*abs((d/2)-((Pt(i,j,k)^2)/d)));
                A2 = 0.5*(O2*(Pt(i,j,k)^2)-a*((Pt(i,j,k)^2)/d));

                Apit(i,j,k) = ((pi*(d^2))/4)- A1+A2;

            else %Pt(i,j,k) >= d
                Apit(i,j,k) = ((pi*(d^2))/4);

            end

        end
    end
end
end
end

```

```

if n>1
    k = 1;
    for i = 1 : n : t*n
        tv = squeeze(Apit(i:(i+n-1), :, :));
        ts = sum(tv, 1);
        TApit(k, :, :) = ts; %TApit (soma de todos os varões num ano)
        k = k + 1;
    end
elseif n ==1

    TApit=Apit;
end

%Calculo de Ast (Area remanescente).
for k = 1:nexecucoes
    for i = 1:t
        for j = 1:m

Ast_SC(i,j,k) = Ast_nom -TApit(i,j,k);
        %Area restante da corrosão localizada

            end
        end
    end

% Calculo da Resistencia(Mj) & Acções(Sj)

Mr_nominal = 3.44;
Mr_ultimo = Mr_nominal*mu_mnom;
Mj_SC= zeros(t,m,nexecucoes);

Carga = (1.4*Gn + 1.7*(Q1 + Q2))*0.9;
Sj_SC = zeros(t,m,nexecucoes);

for k= 1:nexecucoes
    for i = 1:t
        for j = 1:m
            Mj_SC(i,j,k) = mu_mnom(k) * (Ast_SC(i,j,k)/Ast_nom);

            Sj_SC(i,j,k) = Carga(i,k)*fj(j);

                end
            end
        end

% Calculo de Gj (Função estado Limite)

Gj_SC = Mj_SC-Sj_SC;

```

Segue-se o código desenvolvido em MATLAB 2017 referente à corrosão generalizada:

```
%Calculo de Pav (Profundidade de corrosão generalizada)
%Calculo de Ast_GC (Area remanescente por consequencia da corrosão
localizada)
Pav = zeros(t,nexecucoes);
Ast_GC = zeros(t,nexecucoes);

for k = 1:nexecucoes
    for i = 1:t

        if i ==1
            Pav(i) =0;
        else
            Pav(i) = 0.0116*icorr*(i-1);
        %profundidade de corrosão generalizada
        end

            Ast_GC(i,k) = (n*pi*(d-2*Pav(i))^2)/(4);
        % Area de restante da corrosão generalizada

        end
    end

%Calculo das Ações a meio vão
Carga = (1.4*Gn + 1.7*(Q1 + Q2))*0.9;

%Calculo da Resistência sobre corrosão generalizada (Mj.GC)
for k= 1:nexecucoes
    for i = 1:t

Mj_GC(i,k) = Mr_ultimo(k) * (Ast_GC(i,k)/Ast_nom);
        end
    end

%Calculo de Gj.GC (Função estado limite referente `corrosão
generalizada)
Gj_GC = Mj_GC- Carga;
```

Apresenta-se agora o cálculo da probabilidade de falha e da probabilidade de falha cumulativa. Como os cálculos são iguais para todos os tipos de corrosão, apenas se mostra o código para a corrosão localizada:

```
% Calculo da matriz I[ ], de valor lógico, "falha" =1, "não falha" =0

I_SC = zeros(t,nexecucoes);

for k= 1:nexecucoes

    for i = 1:t
        for j = 1:m

            if i ==1
                if Gj_SCT(i,j,k)<0
                    I_SC(i,k)=1;
                end
            else

                if Gj_SCT(i,j,k)<0

                    if I_SC(i-1,k)==0
                        I_SC(i,k)=1;
                    if I_SC(i-1,k)==1
                        I_SC(i,k)=2;
                    end
                end
            else
                if I_SC(i-1,k)>0
                    I_SC(i,k) =2;
                end
            end
        end
    end
end

end

end

end

%Calculo de Pf (Probabilidade de falha)

nfalhas_SC = zeros(1,t);

for i = 1:t
    A=0;
    for k = 1:nexecucoes

        if I_SC(i,k) ==1

            nfalhas_SC(i) = I_SC(i,k)+A;
            A= A+1;

        end
    end
end
end
```

```
falhas_SC = sum(nfalhas_SC);

PF_SC = falhas_SC/(nexecucoes);

%Calculo da probabilidade cumulativa de falha

for i =1:t
    if nfalhas_SC(i) >= 1
        AF_SC(i) =i;          %Ano de falha
    else
        AF_SC(i) = 0;
    end
end

u_SC = unique(AF_SC);
for x =1:length(u_SC)-1
    U_SC(x) = u_SC(x+1);
end

for i =2:t
    CPF_SC(1) = nfalhas_SC(1)/(nexecucoes);
    CPF_SC(i) = nfalhas_SC(i)/(nexecucoes) + CPF_SC(i-1);
end

end
```