

Numerical analysis of reinforced concrete beam considering physical nonlinearity and corrosion

Firmes, F.¹; Lemes, F.²

Graduandos, Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil

Oliveira Júnior, L. A.³

Professor Dr., Pontifícia Universidade Católica de Goiás, Goiânia, Goiás, Brasil

¹ felipefirmes@gmail.com; ² felipemiguellemes@outlook.com; ³ alvarojunior@pucgoias.edu.br

RESUMO: As estruturas estão submetidas a diversos mecanismos de deterioração, como por exemplo a corrosão das armaduras, que está ligada à concentração de íons cloreto em sua superfície, colocando em risco a vida útil, a estabilidade e a segurança da estrutura, uma vez que ela age diretamente no aço reduzindo sua área e afetando as características de resistência da estrutura. Este trabalho tem como objetivo avaliar, por meio de análise numérica via Método dos Elementos Finitos, uma viga de concreto armado considerando diferentes cenários de corrosão uniforme. Os valores da taxa de corrosão utilizados são empíricos e fundamentados nas leis de Faraday. Os resultados mostraram que conforme a viga perde sua área de aço, seja nas armaduras longitudinais ou nas transversais, a capacidade resistente diminui e, por isso, elevam-se as tensões principais, o número de fissuras e a magnitude dos deslocamentos.

Palavras-chaves: vigas em concreto armado, corrosão uniforme, MEF, perda da área da seção transversal

ABSTRACT: Structures are subject to various deterioration mechanisms, such as corrosion of reinforcement, which is referred to the concentration of chloride ions on its surface, putting at risk the useful life, stability and safety of the structure, since it acts directly on the steel reducing its area and affecting the strength of the structure. This work aims to evaluate, through numerical analysis via the Finite Element Method, a reinforced concrete beam considering different uniform corrosion scenarios. The corrosion rate values used are empirical and based on Faraday's laws. The results showed that as the beam loses its steel area, whether in longitudinal or transverse reinforcements, the resistant capacity decreases and, therefore, the main stresses, the number of cracks and the magnitude of displacements increase.

Keywords: reinforced concrete beam, uniform corrosion, FEM, loss of cross-sectional steel area

Área de Concentração: 01 – Estruturas.

1 INTRODUÇÃO

Após construídas, as edificações podem apresentar manifestações patológicas associadas a diversos mecanismos de deterioração, por exemplo a corrosão, a carbonatação, etc. Esses mecanismos são distintos, mas têm, em comum, o fato de comprometerem a durabilidade, a segurança, a estabilidade e o desempenho das edificações.

Sabe-se que a corrosão das armaduras é um dos mais conhecidos mecanismos de degradação possíveis de ocorrer nas estruturas de concreto armado e nas estruturas metálicas, sendo um mecanismo que afeta os metais e que pode se manifestar de formas diferentes em função de como são desencadeadas, sendo exemplos a corrosão por pites, caracterizada pela corrosão localizada em diferentes partes da armadura, formando cavidades, a corrosão sob tensão, que ocorre nas armaduras ativas das estruturas protendidas e é extremamente perigosa, e a corrosão galvânica, que se manifesta quando há contato entre diferentes metais.

A cidade de Goiânia, assim como tantas outras no Brasil, possui diversas obras públicas e/ou privadas que por algum motivo tiveram que ser paralisadas ou interrompidas. Entretanto, obras que são paralisadas acabam sofrendo degradação de seus materiais, comprometendo sua durabilidade e reduzindo sua vida útil. Neste tipo de situação é frequente, a depender do tempo de paralização das obras, a iniciação de processos corrosivos, além de outros mecanismos de degradação. Eles podem ser desencadeados, inclusive, pela exposição às intempéries, causadoras de fissuras que expõem as armaduras, facilitando a instalação da corrosão. O mesmo vale para edificações já antigas, cuja idade foi suficiente para a instalação de processos corrosivos.

O presente trabalho propõe a análise numérica pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) de vigas de concreto considerando a não linearidade física em diferentes níveis de corrosão, buscando avaliar o nível de comprometimento estrutural causado pela corrosão e pela fissuração. Nessa avaliação, foram consideradas as tensões, os panoramas de fissuração e as curvas força versus deslocamento.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Corrosão das armaduras

Segundo Farias (1992), a corrosão pode ser caracterizada como a deterioração de um material por ação química ou eletroquímica com o meio em que se encontra, juntamente ou não com esforços mecânicos.

As armaduras sofrem corrosão após o concreto sofrer o fenômeno da carbonatação e pela presença de cloretos livres no concreto. A carbonatação deixa a armadura de aço exposta uma vez que o gás carbônico reage com o concreto, diminuindo o pH da camada que protege o aço, facilitando assim, a ocorrência do fenômeno da corrosão (MEIRA, 2017). A figura 1 demonstra a aparência superficial da corrosão gerada pela carbonatação do concreto e pela ação dos íons cloreto.

Para Felix *et al.* (2018), primeiro ocorre a reação de carbonatação (a qual já foi descrita no tópico anterior) e com o tempo, prossegue pelo concreto até atingir as partes mais internas da estrutura, chamada de fase de progressão da corrosão. Na propagação, o hidróxido férrico (equação (1)) é oriundo da transformação do hidróxido de ferro e esse mesmo hidróxido férrico posteriormente se transforma em óxido férrico hidratado (equação (2)).

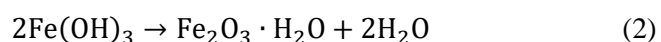
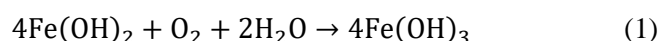


Figura 1 – Corrosão desencadeada pela carbonatação do concreto (a) e corrosão desencadeada pela ação dos íons cloreto (b).



Fonte: Meira (2017).

Existem basicamente duas formas de se identificar uma corrosão: de forma generalizada ou localizada. Na corrosão generalizada, há desgaste do material de maneira uniforme atingindo grandes áreas do aço. Já na corrosão localizada, ocorre o desgaste, porém, em apenas uma parte do aço.

O fenômeno da corrosão é bastante preocupante pois pode levar a danos estruturais fatais. Ele causa não só problemas estéticos, mas também problemas na estabilidade da estrutura. O processo da corrosão provoca alteração nas características básicas da estrutura entre outros fatores como: diminuição da seção transversal da armadura (com conseqüente redução da capacidade resistente); fissuração (a ferrugem é material expansivo e, portanto, gera tensões internas que microfissura a zona de transição); facilitação à penetração de agentes externos nocivos. Para se identificar o processo corrosivo, as primeiras manifestações patológicas mais comuns são: trincas, fissuras, manchas e destacamento (FARIAS, 1992).

Para a modelagem da corrosão nas estruturas de concreto armado, observa-se o tempo de iniciação da corrosão assim como sua respectiva taxa ao longo do tempo. O período de iniciação da corrosão está relacionado ao nível de penetração de íons cloreto no concreto.

Já a taxa de corrosão está relacionada a como se encontra a camada química de proteção da armadura, a qual vai sendo gravemente afetada pelo fenômeno da despassivação. Na literatura, assume-se que, a corrosão irá iniciar a partir da difusão de íons cloreto na estrutura e sua concentração na região da armadura atinge valores críticos. A equação para o início do tempo de corrosão é dada por Thoft-Christensen *et al* (1996) pela (3):

$$T_i = \frac{C^2}{4 \cdot D_c} \left[\text{erf}^{-1} \cdot \left(\frac{C_o - C_{cr}}{C_o} \right) \right]^{-2} \quad (3)$$

Na qual C é o cobrimento (cm); D_c é o coeficiente de difusão do cloreto (cm^2/ano); c_{cr} é a concentração crítica de cloretos a qual começa a corrosão (%) e c_o é o equilíbrio da concentração de cloretos na superfície do concreto (%); erf é a função erro de Gauss.

Existem diversos mecanismos para representar a difusão iônica no interior do concreto e, assim, alcançar o valor do coeficiente de difusão do cloreto. Para análise de corrosão, as leis de Fick (Val *et al*, 2009; Vu e Stewart, 2000) são consideradas, pois conseguem descrever o fluxo de íons cloreto através da seção do material por um determinado período. Existem na literatura outros modelos, os quais são mais complexos e dependem de mais parâmetros, sendo, portanto, preteridos.

Por simplicidade, o modelo que utiliza a menor quantidade de parâmetros, mas atinge bons resultados é o modelo de Bentz *et al* (1996), no qual basicamente precisa-se apenas da relação água/cimento (w/c) para encontrar o coeficiente de difusão de cloretos, a qual é dada pela equação (4), em que D_c é encontrado em cm^2/s .

$$D_c = 10^{(-10+4,66(\frac{w}{c}))} \quad (4)$$

Empiricamente, a taxa de corrosão na armadura é encontrada através de uma equação que considera a influência do tempo após o início da corrosão (t_p) proposta por BIZÓK (1972) como (5):

$$i_{corr}(t_p) = \frac{37,8 \left(1 - \frac{w}{c}\right)^{-1,64}}{c_{vr}} \quad (5)$$

em que c_{vr} é o cobrimento (cm); w/c é a relação água/cimento. O resultado encontrado se dá em microampère por centímetro quadrado ($\mu A/cm^2$). Para a relação água/cimento.

Tabela 1 – Valores de referência para taxa de corrosão.

i_{cor} ($\mu A/cm^2$)	Taxa de Corrosão ($\mu m/ano$)	Nível de Corrosão
< 0,1	< 1,16	Estado passivo
0,1 a 0,5	1,16 a 5,80	Baixo para moderado estado de corrosão
0,5 a 1,0	5,80 a 11,60	Moderado para alto estado de corrosão
> 1,0	> 11,60	Alta taxa de corrosão

Fonte: Cunha et al. (2003).

Como consequência do ataque dos íons cloreto, a armadura da estrutura é afetada a ponto de sua seção transversal ser reduzida com o tempo. As Leis de Faraday, têm sido utilizadas para modelagem da perda da seção transversal devido à corrosão. Para corrosões

uniformes, a camada de ferrugem é proporcional a massa total por unidade de comprimento de barra em processo de corrosão. Val e Melchers (1997) desenvolveram um método que permite identificar a área de armadura atual perdida pela corrosão uniforme. Este é dado por (6):

$$\Delta A_s(t_p) = \frac{\pi(\varphi_o - 0,0232i_{corr} \cdot t_p)^2}{4} \quad (6)$$

em que: i_{corr} é a taxa de corrosão ($\mu A/cm^2$); φ_o é o diâmetro da barra antes da corrosão (cm); t_p é o tempo a partir do início da corrosão (anos).

2.1.1 Durabilidade e manutenibilidade

A durabilidade é um fator de grande relevância para que as edificações atinjam sua vida útil de projeto (VUP), uma vez que, para um empreendedor, não basta que a sua obra simplesmente finalize, ela precisa além disso atender a diversos requisitos de qualidade, entre os quais destacam-se a durabilidade e a manutenibilidade do edifício e de seus sistemas, permitindo e favorecendo as inspeções previstas no Manual de Uso, Operação e Manutenção da norma de desempenho ABNT NBR 15.575-1:2013. Em se tratando das edificações residenciais, além dos requisitos das normas técnicas associadas ao projeto e execução de cada sistema da edificação e de seus elementos, há ainda os requisitos estabelecidos pela norma de desempenho, a NBR 15.575 (ABNT, 2013), que estabelece entre outros, requisitos específicos de durabilidade, manutenibilidade, estanqueidade, entre outros, que visam assegurar que a edificação seja capaz de cumprir as funções para as quais foi projetada ao longo de toda a vida útil de projeto.

Segundo a Organização Internacional para Padronização, ISO 13.823 (2008) entende-se durabilidade como sendo a capacidade de uma estrutura e/ou de seus componentes, em atender, com manutenção esperada, os requisitos de desempenho do projeto de edificação por um determinado período sob influência de ações ambientes, ou como fim natural por envelhecimento.

Esse conceito de durabilidade associa-se diretamente à vida útil. De acordo com a ABNT NBR 15.575 – Parte 1 – Requisitos gerais, 2013 (p.10), vida útil define-se como: “Período de tempo em que um edifício e/ou seus sistemas, elementos e componentes se prestam às atividades para as quais foram projetados e construídos considerando: 1- o atendimento dos níveis de desempenho previstos na NBR 15.575, e 2- a periodicidade e a correta execução dos processos de manutenção especificados no respectivo Manual de Uso, Operação e Manutenção”.

Juntamente a vida útil, a NBR 15575-1:2013 define a Vida Útil de Projeto (VUP) como o período estimado

para o qual um sistema é projetado atendendo aos requisitos de desempenho também estabelecidos nesta norma. A norma estabelece VUP mínima em uma tabela a qual está disposta na tabela 1. Esses valores são essenciais para que não haja edificações com durabilidade e manutenibilidade inadequadas e que possam prejudicar os usuários, até mesmo colocando suas vidas em risco (MOREIRA, 2019).

Tabela 2 – Vida útil de projeto (VUP).

Sistema	VUP mínima (anos)
Estrutura	≥ 50*
Pisos internos	≥ 13
Vedação vertical externa	≥ 40
Vedação vertical interna	≥ 20
Cobertura	≥ 20
Hidrossanitário	≥ 20

*NBR 8681 (ABNT, 2003)

Fonte: ABNT NBR 15.575-1:2013.

Embora a norma de desempenho não tenha poder jurídico, ela pode ser considerada um marco regulatório para a construção civil, pois protege aqueles que a cumprem e, sendo obrigatório o atendimento às normas técnicas pertinentes ao projeto e à construção, torna-se necessário atendê-la para que os diversos agentes do ciclo produtivo se resguardem de responsabilidades que não lhe caibam em razão de falhas em qualquer etapa do processo (POSSAN, 2013).

2.1.2 Capacidade resistente das estruturas de concreto armado

A norma vigente que define limites e os principais requisitos para as estruturas de concreto armado e pretendido é a NBR 6118 (2014). Segundo esta norma, entende-se como capacidade resistente: consiste basicamente na segurança à ruptura. Dentro disso, ressalva-se a importância do desempenho em serviço para que se garanta durabilidade à estrutura.

Para se entender os fenômenos das capacidades das estruturas de concreto armado, é necessário que se conheça sobre o estado limite último (ELU) e o estado limite de serviço (ELS) os quais são definidos pela NBR 6118 (2014) e pela NBR 8681 (2004) respectivamente, como:

a) Estado Limite Último: “Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”.

b) Estado Limite de Serviço: Critérios que estão diretamente ligados a durabilidade da estrutura.

Além do conhecimento sobre os estados limites, os deslocamentos também são importantes de se atentar. Segundo a NBR 6118 (2014) item 6.1, “As estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas, conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil”.

2.2 Vigas

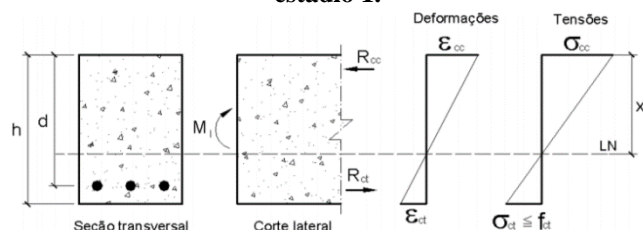
2.2.1 Resistência de vigas sob flexão simples

Na maioria das vezes, as estruturas construídas em concreto armado são constituídas de pilares, vigas e lajes. Dentre esses três elementos, dois são comumente submetidos à flexão simples: as lajes e as vigas. Estas últimas são “elementos lineares em que a flexão é preponderante” e elementos lineares “são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal” (NBR 6118:2014, item 14.4.1.1).

Para se compreender o comportamento de uma estrutura de concreto armado, deve-se avaliar a estrutura desde a aplicação de um carregamento que se inicia em zero até a ruptura da peça, que passa por várias fases as quais são denominadas “estádios”, quais sejam:

a) Estádio 1: Neste estágio, inicia-se o carregamento. As tensões não são elevadas e por isso o concreto resiste bem às tensões de tração, portanto, a tensão de tração no concreto é inferior à tensão de ruptura, com isso, o concreto acima da linha neutra resiste à compressão e, abaixo da linha neutra, junto à armadura, resiste a tração. Considerando a baixa resistência do concreto a tração, é notória a inviabilidade do dimensionamento da peça neste estágio. Nele, é importante, também, o dimensionamento da armadura mínima, uma vez que o cálculo do momento de fissuração é efetuado no estágio 1, com isso consegue-se identificar com segurança as tensões causadas pelo momento fletor, conforme Figura 2.

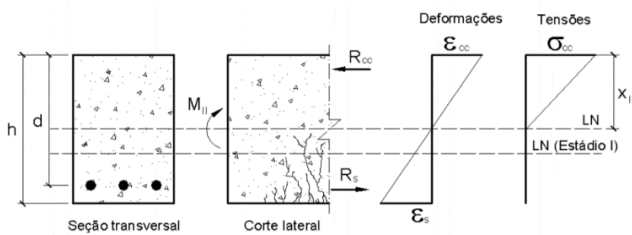
Figura 2 - Comportamento da seção de concreto no estágio 1.



Fonte: Pinheiro, Muzardo, Santos (2003).

b) Estádio 2: Este estágio inicia-se quando em algum ponto da seção transversal, a resistência à tração é alcançada e forma-se uma fissura. A partir de então, por simplificação e à favor da segurança, despreza-se a contribuição do concreto na resistência às tensões de tração solicitantes, de tal forma que a armadura passa a suportá-las integralmente. No estágio 2 as tensões no concreto na região abaixo da linha neutra são nulas, enquanto acima dela, as tensões continuam a variar linearmente (conforme ilustrado pela Figura 3), portanto, o concreto ainda trabalha no regime elástico (vale a Lei de Hooke) e consegue resistir bem aos esforços de compressão. Conforme o carregamento vai aumentando, as fissuras aumentam e inicia-se a plastificação do concreto (fenômeno ocasionado pelo escoamento da armadura o qual aumenta a distância entre a LN e borda inferior da seção transversal, e conseqüentemente, o braço de alavanca do binário formado pelas resultantes de tração e compressão em regime elástico).

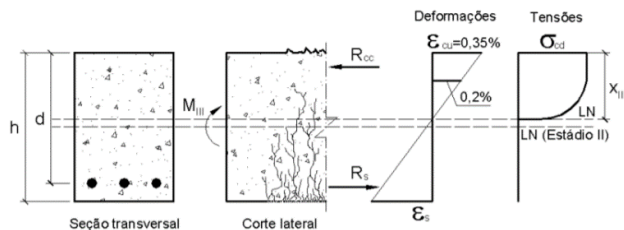
Figura 3 - Comportamento da seção de concreto no estágio 2.



Fonte: Pinheiro, Muzardo, Santos (2003).

c) Estádio 3: Quando o concreto comprimido não está mais em regime elástico e começa a plastificar, na iminência da ruptura, considera-se que a seção esteja no estágio 3. O diagrama de tensões, conforme ilustrado pela Figura 4, é do tipo parábola-retângulo.

Figura 4 - Comportamento da seção de concreto no estágio 3.



Fonte: PINHEIRO, MUZARDO, SANTOS, 2003.

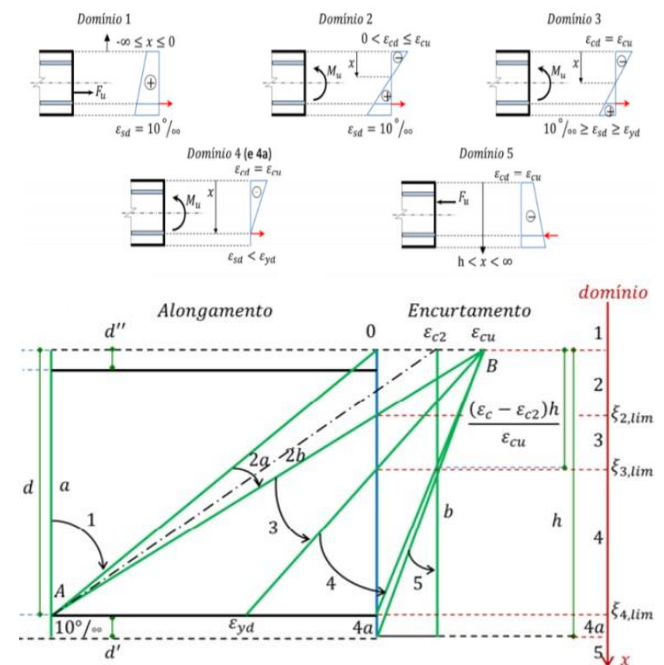
Neste estágio, ocorrem as maiores tensões, tanto para o concreto, quanto para o aço, de forma que este estágio permite o cálculo da seção na ruptura. A NBR 6118 (2014) define, a título de simplificação, que se utilize um diagrama retangular de tensões cuja área é equivalente à área limitada pelo diagrama parábola-

retângulo, de tal maneira que para esta condição ser atingida, admite-se a altura do bloco retangular equivalente de tensões igual a $0,8x$ para concretos de classe de resistência até C50, sendo x a profundidade da linha neutra medida a partir da borda inferior da seção transversal.

2.2.2 Domínios de deformação

Para se entender sobre as deformações correspondentes ao estado limite último nos materiais de uma viga submetida à flexão simples, é necessário compreender que estas mesmas deformações estão delimitadas em “domínios”. A Figura 5 demonstra os domínios de dimensionamento de estruturas de concreto armado.

Figura 5 - Domínios de estado limite último de uma seção transversal.



Fonte: BANDEIRA, 2015.

a) Retã a: corresponde a tração uniforme a qual temos a linha neutra dada $x = -\infty$. O ELU é alcançado por deformação plástica da armadura.

b) Domínio 1: corresponde a tração não uniforme, sem compressão. A linha neutra está fora da seção. Neste domínio, o colapso acontece justamente pela ruptura do aço.

c) Domínio 2: corresponde a flexão simples ou flexão composta. A linha neutra está dentro da seção transversal. Neste estágio, o colapso acontece com aviso prévio, uma vez que, a fissuração na viga ocorrerá com a armadura escoando além dos 10‰.

d) Domínio 3: corresponde à flexão simples ou composta. A linha neutra está dentro da seção transversal. Nele também há aviso prévio do colapso,

uma vez que haverá fissuração na viga quando a armadura escoar. Este domínio é o indicado para dimensionamento à flexão de vigas e lajes e as peças são consideradas sub-armadas.

e) Domínio 4: corresponde a flexão simples ou flexão composta. A linha neutra está dentro da seção transversal. Não há aviso prévio, pois há pouca deformação e pouca fissuração. Neste caso, a armadura tracionada não está mais escoando, pois a deformação de início de escoamento é maior que sua deformação ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$). Neste caso o concreto se encontra em ruptura (esmagamento), portanto ele não está bem aproveitado. Peças dimensionadas no domínio 4 são ditas superarmadas.

f) Domínio 4a: corresponde à flexão composta com armaduras comprimidas. A linha neutra encontra-se “ d ” e “ h ”. A deformação na armadura é muito baixa e existe somente uma região pequena de concreto tracionada, portanto essa armadura não é bem aproveitada. Trata-se de domínio de dimensionamento para pilares de concreto armado.

g) Domínio 5: corresponde a compressão não uniforme, sem tração. A linha neutra está fora da seção.

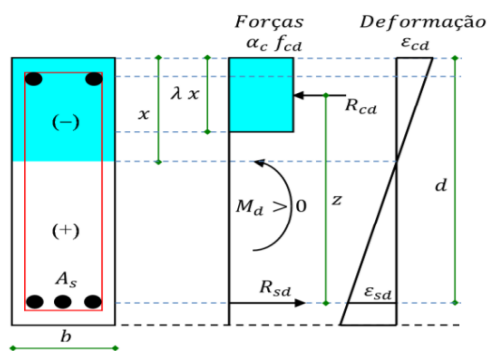
h) Reta b: corresponde a compressão uniforme com encurtamento igual a 0,2%. A linha neutra é identificada por $x = +\infty$.

Portanto, é possível e permitido pela NBR 6118 (ABNT 2014) que a estrutura seja dimensionada nos domínios 2, 3 e 4. Entretanto, o dimensionamento no domínio 4 requer a colocação de armadura de compressão na seção transversal pois nele a peça não tem ductilidade.

2.2.3 Dimensionamento de vigas.

Pensando em dimensionamento e supondo seção transversal retangular, deve-se analisar a seção transversal submetida à flexão simples, considerando o diagrama de equilíbrio da seção transversal apresentado na Figura 6.

Figura 6 - Diagrama de equilíbrio da seção transversal.



Fonte: Bandeira (2015).

Em que: b é a largura da seção; x é a posição da linha neutra a partir da seção comprimida; f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão; d é a altura útil a qual é a distância entre a seção mais comprimida ao centro de gravidade da armadura tracionada; R_{cd} é a força resultante das tensões de compressão no concreto; R_{st} é a força resultante das tensões de tração; z é a braço de alavanca; A_s é área de aço; M_d é momento fletor de cálculo.

Na flexão simples não há ocorrência de forças normais de tal forma que, conforme ilustra o diagrama, a resultante de compressão no concreto deve estar em equilíbrio com a resultante das tensões de tração na armadura A_s , como mostra a equação (7).

$$R_{cd} = R_{sd} \quad (7)$$

A resultante das tensões de compressão no concreto é dada pela equação (8), em que b_w é a largura da seção e f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto à compressão;

$$R_{cd} = 0,68 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x \quad (8)$$

E a resultante das tensões de tração na armadura é definida pela equação (9):

$$R_{sd} = A_s \cdot f_{yd} \quad (9)$$

A distância “ z ” entre as resultantes é dada pela equação (10) para concretos de classe de resistência até C50, e define o braço de alavanca entre as duas resultantes da seção:

$$z = d - 0,4x \quad (10)$$

Fixando a origem do sistema de coordenadas no centroide da armadura de tração, pode-se calcular o momento fletor com a resultante de compressão pela equação (11):

$$M_{cd} = R_{cd} \cdot z \quad (11)$$

Aplicando-se a equação (8) na equação (10) o M_{cd} torna-se como define a equação (12):

$$M_{cd} = 0,68 \cdot b_w \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4x) \quad (12)$$

Repete-se o raciocínio para os momentos das tensões no aço, com a origem do sistema de coordenadas fixado no centro de gravidade do bloco retangular de tensões, de modo a obter a equação (13).

$$M_{sd} = R_{sd} \cdot z \quad (13)$$

Aplica-se, então, a equação (9) na equação (13), obtendo-se a equação (14):

$$M_{sd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot z \quad (14)$$

Isolando, tem-se a equação que permite o cálculo da área de aço, dada por (15).

$$A_s = \frac{M_{sd}}{z \cdot f_{yd}} \quad (15)$$

Para obtenção da linha neutra “ x ”, utiliza-se da equação (16):

$$0,32x^2 - 0,8 \cdot d \cdot x + \frac{M_{cd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_w} = 0 \quad (16)$$

Descobrimos as raízes e desprezando a raiz negativa, obtém-se a equação da linha neutra dada por (16). Note-se que a linha neutra deve-se atender aos limites estabelecidos pela NBR 6118 (2014) que visam dotar a peça de ductilidade através de uma relação entre a posição da linha neutra com a altura útil da viga. Esses limites, além de tudo, visam garantia de segurança das estruturas.

$$x/d \leq 0,45 \text{ para concretos com } f_{ck} \leq 50\text{MPa}$$

$$x/d \leq 0,35 \text{ para concretos com } f_{ck} > 50\text{MPa}$$

Para analisar a deformação sofrida pelos materiais de uma estrutura de concreto armado, é necessário que se compreendam os domínios, os quais foram apresentados na Figura 5, sendo possível obter as equações (17), (18) e (19):

$$\frac{x}{\varepsilon_{cd}} = \frac{d - x}{\varepsilon_{sd}} = \frac{d}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{sd}} \quad (17)$$

Portanto, obtém-se:

$$\frac{d\xi}{\varepsilon_{cd}} = \frac{d - d\xi}{\varepsilon_{sd}} = \frac{d}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{sd}} \quad (18)$$

Reescrevendo:

$$\frac{\xi}{\varepsilon_{cd}} = \frac{1 - \xi}{\varepsilon_{sd}} = \frac{1}{\varepsilon_{cd} + \varepsilon_{sd}} \quad (19)$$

Logo, para os limites de dimensionamentos, obtém-se (20), (21), (22) e (23):

$$\xi_{2a,lim} = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} + 0,010} \quad (20)$$

$$\xi_{2b,lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0,010} \quad (21)$$

$$\xi_{3,lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + f_{yd}/E_s} \quad (22)$$

$$\xi_{4,lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + 0} = 1 \quad (23)$$

3 METODOLOGIA

3.1 Cálculo da perda da área de aço.

Para este trabalho a armadura que está sendo perdida ΔA_s foi calculada a partir da equação (6). A fim de

compreender melhor a perda da taxa de armadura na viga, foi realizado o cálculo inverso da equação, onde tratou-se apenas de uma equação para compreender quanto tempo levaria para uma perda estipulada em 5%, 10%, 15% e 20% do total de sua armadura, sendo que os autores entendem que uma viga com 80% de sua armadura ainda seja considerada segura e que possa atender a sua capacidade resistente.

Os valores utilizados para a taxa de corrosão foram baseados nos valores referências da tabela 1 (CUNHA *et al*, 2013). Estes valores estão em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ e são, respectivamente: 0,09 (estado passivo); 0,3 (baixo para moderado estado de corrosão); 0,75 (moderado para alto estado de corrosão); e 1,1 (alta taxa de corrosão).

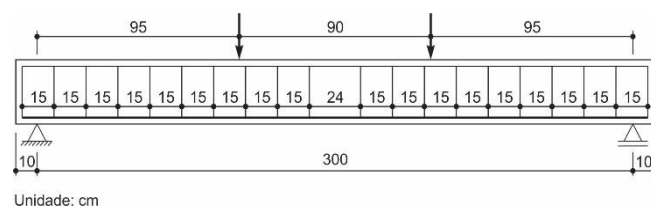
3.2 Modelagem computacional

Neste trabalho, foi utilizado um modelo mecânico com base no Método dos Elementos Finitos (MEF) e modelos não lineares de comportamento para o aço e o concreto. Com a utilização do software iDiana®, desenvolveu-se um modelo computacional representativo da estrutura acima mencionada para as devidas análises.

Considerou-se, como elemento estrutural, uma viga em concreto armado bi apoiada com apoio de 2º gênero à esquerda e de 1º gênero à direita, aplicando-se deslocamento de 30 mm nos terços da viga, cuja geometria é mostrada na Figura 7, enquanto a malha é mostrada na Figura 8.

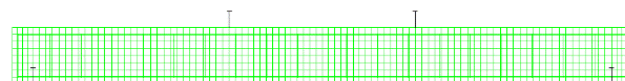
Os valores da geometria da viga, utilizadas para a análise foram: comprimento da viga (L) = 3,0 m; altura da viga (h) = 0,3 m; largura da viga (b) = 0,15 m. Para armadura, utiliza-se: três barras de 10 mm para armadura longitudinal positiva; duas barras de 6,3 mm para porta-estribos; barras de 6,3 mm para os estribos com espaçamento de 15 cm entre elas (exceto na faixa central da viga) e cobrimento de 3 cm.

Figura 7 – Viga considerada no estudo.



Fonte: Autores.

Figura 8 – Malha de elementos finitos do modelo.



Fonte: Autores.

Para a malha foram utilizados os elementos finitos quadriláteros Q8MEM, da classe QU4, os quais possuem quatro nós, cada um com dois graus de liberdade representativos das translações nos eixos x e y. A utilização desses elementos finitos resultou em uma malha com 891 nós e 784 elementos finitos Q8MEM, apresentada na Figura 8.

Para a modelagem, a área da seção transversal das armaduras longitudinais e transversais foram reduzidas conforme citado anteriormente em 5%, 10%, 15% e 20% do seu valor total inicial para simular a perda de seção resistente nas armaduras longitudinais e transversais supondo corrosão uniforme agindo em todas as barras. A modelagem em questão é qualitativa, uma vez que não há resultados experimentais para validação.

Depois da criação da geometria e a geração da malha, associou-se aos materiais que compõem o modelo computacional, diferentes modelos constitutivos. Neste modelo foi utilizado um modelo de fissuração distribuída do tipo “*Total Strain Fixed Crack*” conforme Quadro 1 (ver Anexo A).

Para o aço, foi utilizado o modelo de plasticidade de von Mises, o qual considera o aço como material elastoplástico perfeito. Estes dados estão dispostos no Quadro 2 (ver Anexo A). A tensão de escoamento do aço foi adotada como 550 MPa em razão do acréscimo médio de 10% que se costuma observar em ensaios de tração realizados com barras de até 16 mm de diâmetro nominal.

Na solução do sistema de equações não lineares foi usado o método de Newton-Raphson com 250 iterações para cada passo de carregamento, com 500 iterações para busca linear a fim de acelerar a convergência, a qual foi verificada por normas de deslocamentos e força desvinculados. Os deslocamentos foram aplicados em 100 passos de carga de mesmo valor.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

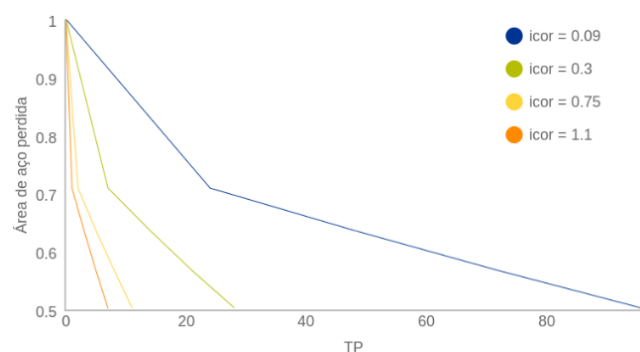
4.1 Perda da área de aço

A Figura 9 ilustra a redução da área de aço ao longo do tempo, enquanto a Tabela 3 detalha a perda de 5%, 10%, 15% e 20% para os quatro níveis de corrosão descritos na Tabela 1. Nesta análise observou-se que quanto maior a taxa de corrosão, menos tempo levará (em anos) para atingir uma redução considerável de 20% do total da sua área de seção transversal.

O valor unitário na Figura 9 corresponde à armadura íntegra. O segundo ponto corresponde à perda de 5%, o terceiro à perda de 10% e assim sucessivamente até chegar ao último ponto, para o qual a perda é de 20% da área total da armadura. Os valores de tempo, em

anos, encontrados utilizando interpolação linear são dados na Tabela 3.

Figura 9 – Área de aço perdida ao longo do tempo por nível de corrosão.



Fonte: Autores.

Tabela 3 – Tempos necessários para atingir a perda de 20% das armaduras por nível de corrosão.

Nível de corrosão	Perda (%)	Tempo	As Perdida (cm ²)
Estado Passivo	5%	24 anos	0,709
	10%	48 anos	0,636
	15%	72 anos	0,567
	20%	96 anos	0,502
Baixo para moderado nível de corrosão	5%	7 anos e 1 mês	0,709
	10%	14 anos e 5 meses	0,636
	15%	21 anos e 6 meses	0,568
	20%	28 anos e 8 meses	0,503
Moderado para alto nível de corrosão	5%	2 anos e 10 meses	0,709
	10%	5 anos e 9 meses	0,636
	15%	8 anos e 7 meses	0,567
	20%	11 anos e 6 meses	0,502
Alto nível de corrosão	5%	1 ano e 11 meses	0,709
	10%	3 anos e 11 meses	0,636
	15%	5 anos e 10 meses	0,567
	20%	7 anos e 10 meses	0,503

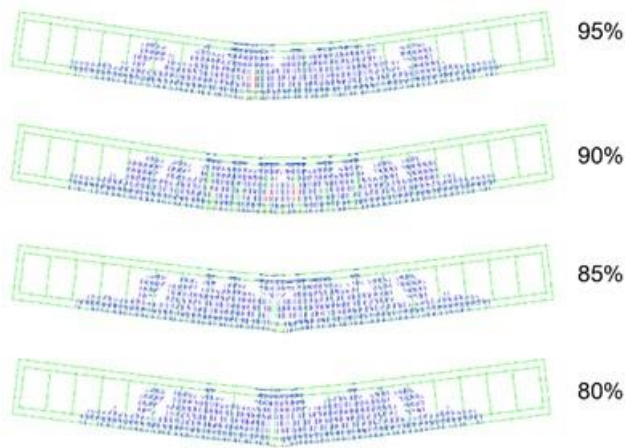
Fonte: Autores.

4.2 Panorama de fissuração

A Figura 10 apresenta os panoramas de fissuração das vigas analisadas para as diferentes taxas de armadura remanescente na viga.

Com as respectivas reduções das áreas da seção transversal, identificou-se que a extensão da área fissurada aumenta junto com a perda da seção, uma vez que, a armadura possui papel fundamental na resistência aos esforços de tração. Percebeu-se, também, que as fissuras passaram, em boa parte da viga, a altura da linha neutra comprometendo a borda superior da viga. Portanto, com menores taxas de armadura e com maiores fissurações, a viga já começa a ter sua vida útil reduzida.

Figura 10 – Fissuras na viga para cada percentual remanescente de armadura.

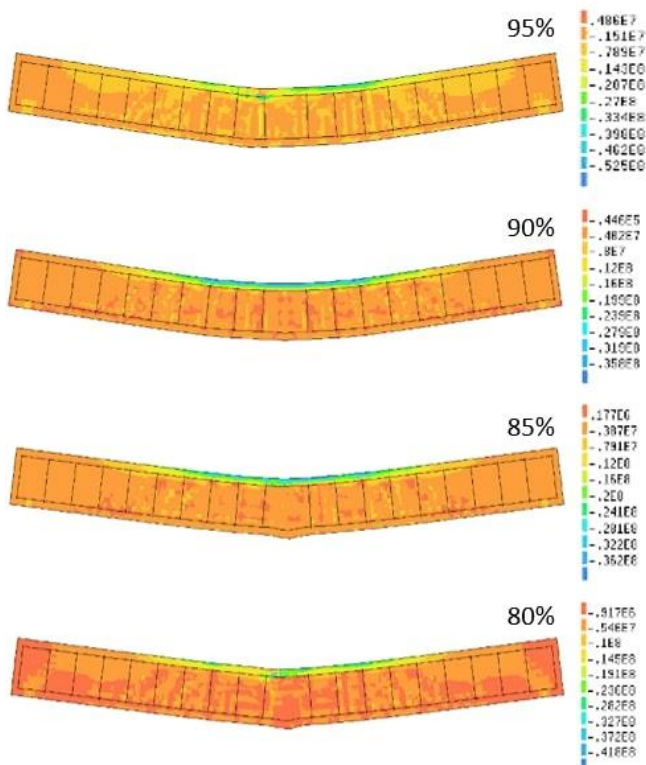


Fonte: Autores.

4.2.1 Tensões principais maiores

Neste caso, foi possível identificar os campos de tensões de compressão, sobretudo a presença de bielas de compressão, as quais são as regiões de coloração alaranjada mais clara da Figura 11. Observa-se que as bielas são compatíveis com o quadro de fissuração encontrado em cada percentual de área de aço remanescente. Portanto, da análise da treliça formada pelas bielas, seria possível dimensionar a viga a partir das tensões determinadas via MEF.

Figura 11 – Tensões principais maiores na viga para cada percentual remanescente de armadura.



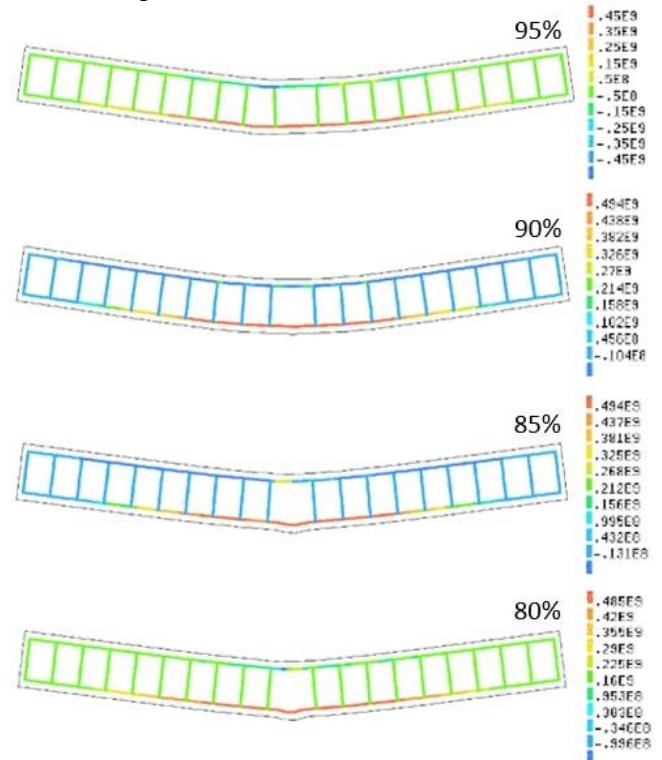
Fonte: Autores.

4.2.2 Tensões na armadura longitudinal

Na armadura longitudinal, para a viga com 90% e 85% da área de aço original, encontrou-se o valor de tensão equivalente a 500 MPa, na parte inferior central da viga, a qual diminui em direção às extremidades (ver Figura 12), o que está dentro do esperado, uma vez que esta região central é a região de momento fletor positivo máximo. Portanto, o comportamento foi semelhante para todos os cenários analisados.

Observaram-se, também, valores equivalentes de tensões na parte superior central da viga, porém de compressão. Notadamente, quanto maior a perda da seção transversal, maiores são as tensões na região comprimida da viga. Vale lembrar que a tensão de escoamento do aço foi atingida, o que significa que a armadura longitudinal entrou em plastificação na região de momento fletor máximo.

Figura 12 – Tensões na armadura longitudinal para cada percentual remanescente de armadura.



Fonte: Autores.

4.2.3 Tensões nos estribos

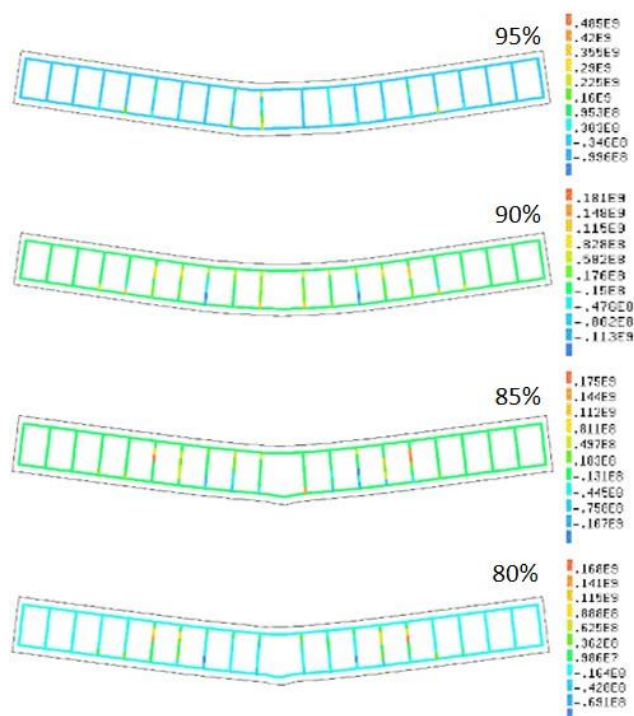
Já nos estribos, houve uma variação das tensões quanto a posição destes, porém sem plastificação (ver Figura 13).

Os estribos das extremidades, próximas aos apoios, apresentaram tensões entre 225 MPa e 194 MPa, respectivamente para as vigas com 95% e 80% da armadura transversal original, o que se justifica pelo fato de que nas vigas com menos armadura

remanescente, as tensões são menores porque a capacidade resistente está mais reduzida.

O maior valor da tensão de tração no estribo está localizado na região de esforço cortante máximo, cujos valores são significativos. Vigas com maior perda de seção transversal obtiveram maiores tensões nos locais mencionados. As tensões observadas nos estribos indicam que estes ainda estavam em regime elástico linear.

Figura 13 – Tensões nos estribos para cada percentual remanescente de armadura.

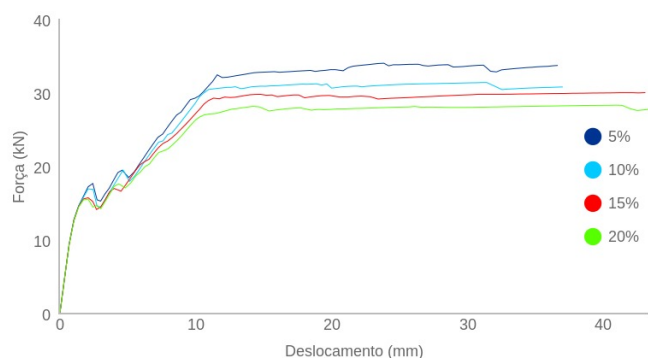


Fonte: Autores.

4.2.4 Curva força-deslocamento

A Figura 14 apresenta as curvas força versus deslocamento para as diferentes taxas de armadura remanescentes.

Figura 14 – Curva força versus deslocamento.



Fonte: Autores.

Observa-se que à medida que a taxa de armadura remanescente aumenta, a força de primeira fissura, a força de início do escoamento e a força última também aumentaram. Além disso, observa-se que os deslocamentos últimos foram maiores para as vigas com maior perda de área de aço, com patamares de escoamento muito bem definidos, ao passo que a rigidez na fase de formação e propagação de fissuras aumentou na medida em que a área de aço remanescente aumentava.

5 CONCLUSÕES

No presente trabalho, não houve validação da modelagem, uma vez que não há resultados experimentais para servir de parâmetros comparativos. Portanto, a viga utilizada foi desenvolvida pelos autores a fim de realizar uma análise numérica qualitativa da influência da redução da área da seção transversal na curva força x deslocamento.

O estudo numérico não linear apresentado considera o comportamento de uma viga de concreto armado sob influência da corrosão uniforme. A partir das análises, foi possível concluir o seguinte:

- A perda de área de aço foi maior nos cenários de corrosão mais severos, isto é, do estado passivo ao alto nível de corrosão.
- As fissuras apresentaram distribuição compatível com o que se espera nas vigas bi apoiadas submetidas a flexão em quatro pontos. Ainda, vale ressaltar que os panoramas de fissuração também foram coerentes com o que se obtém da aplicação de modelos de fissuração distribuída em modelagem numérica via MEF.
- As distribuições das tensões principais foram compatíveis com o aspecto esperado das bielas de compressão, bem como com os panoramas de fissuração correspondentes.
- As armaduras longitudinais para todas as vigas entraram em escoamento, o que não ocorreu para as armaduras transversais.
- As curvas força versus deslocamento mostraram que os modelos com maior taxa de armadura remanescente apresentaram maiores forças de primeira fissura, forças no escoamento e forças últimas, o que também já era esperado.

Sugere-se para pesquisas futuras a validação experimental do modelo para confirmar os resultados experimentais, bem como a análise quantitativa de outros parâmetros da curva força versus deslocamento.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 15.575 - Partes 1-6: Desempenho de Edifícios Habitacionais*. Rio de Janeiro, 2013. 378 p.

_____. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. 3. ed. Rio de Janeiro, 2014. 238p.

_____. *NBR 15.575: Desempenho de Edifícios Habitacionais – Partes 1-4*. ed. Rio de Janeiro, 2013. 378p.

BENTZ, D.P.; CLIFTON, J.R.; SNYDER, K.A. *Predicting service life of chloride-exposed reinforced concrete*. Concrete International, v.18 (12), 1996, p. 42-47

BICZÓK, I. *Corrosión y protección del hormigón*. España: Urmo S. A. De Ediciones, 1972.

Cunha, M., Helene, P., Lourenço, M. (2013), *Corrosão Em Estruturas De Concreto Armado: Teoria, Controle E Métodos De Análise*. Elsevier Brasil.

FARIAS, R. *Corrosão das armaduras do concreto: mecanismos e controle*. 1992. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da USP. São Paulo. 1992. Disponível em: http://www.pcc.usp.br/files/text/publications/BT_00069.pdf. Acesso em: 14 out. 2020.

FELIX, E.F.; BALABUCH, T.J.R.; POSTERLLI, M.C.; POSSAN, E.; CARRAZEDO, R. *Análise da vida útil de estruturas de concreto armado sob corrosão uniforme por meio de um modelo com RNA acoplado ao MEF*. Revista ALCONPAT, 2018.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). *General Principles on the Design of Structures for Durability*. ISO 13823. Geneva: ISO/TC, 2008.

MEIRA, G. *Corrosão de armaduras em estruturas de concreto: Fundamentos, diagnósticos e prevenção*. João Pessoa: Editora IFPB, 2017. Disponível em: <http://editora.ifpb.edu.br/index.php/ifpb/catalog/view/81/46/146-1>. Acesso em: 14 out. 2020.

MOREIRA, L. *Vida útil e prazos de garantia sob a ótica da norma de desempenho – NBR 15.575*. Conselho Regional de Engenharia e Agronomia de Goiás. 19 set. 2019. Disponível em: <https://www.creago.org.br/noticia/view/171/vida-uitl-e-prazos-de-garantia-sob-a-otica-da-norma-de-desempenho---nbr-15575>. Acesso em: 14 out. 2020.

PINHEIRO, L; MUZARDO, C; SANTOS, S. *Bases para cálculo – capítulo 6*. Universidade de São Paulo, USP, 2003. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/mdidatico/concreto/Textos/>

06%20Bases%20para%20Calculo.pdf. Acesso em: 20 out, 2020.

POSSAN, E. *Desempenho, durabilidade e vida útil das edificações: abordagem geral*. Universidade Federal da Integração Latino Americana. Revista Técnico-Científica do CREA-PR. Paraná, 2013. Disponível em: <http://creaprw16.crea-pr.org.br/revista/Sistema/index.php/revista/article/download/14/10>. Acesso em: 14 out. 2020.

THOFT-CHRISTENSEN, F.M et al. *Assessment of the Reliability of Concrete Slab Bridges*. 1996. Oxford, United Kingdom. Disponível em: Assessment of the Reliability of Concrete Slab Bridges — Aalborg University's Research Portal (aau.dk)en/publications//assessment-of-the-reliability-of-concrete-slab-bridges. Acesso em: 20 abr. 2021.

VAL, D.V.; CHERNIN, L.; STEWART, M.G. *Experimental and numerical investigation of corrosion-induced cover cracking in reinforced concrete structures*. ASCE Journal of Structural Engineering, v. 135, 2009, p. 376-385.

VAL, D.V.; MELCHERS, R.E. *Reliability of deteriorating RC slab bridges*. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, v. 123, n. 12, 1997, p. 1638-1644.

VU, K.A.T.; STEWART, M.G. *Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models*. Structural Safety, v. 22, n. 4, 2000, p. 313-333.

Configuração dos modelos constitutivos adotados

Quadro 1 – Especificações do modelo constitutivo para o concreto

Concreto

Regime elástico linear

Material isotrópico

Módulo de elasticidade ($E_{sm} = 31.7 \text{ GPa}$)

Coefficiente de Poisson ($\nu_m = 0,2$)

Regime não-linear

Concreto e materiais frágeis

Modelo de fissuras fixas (“*Total Strain Fixed Crack*”)

Entrada direta

Diagrama linear na tração

Modelo baseado na energia de fraturamento

Diagrama multilinear na compressão

Retenção de cisalhamento constante

Sem redução do coeficiente de Poisson

Resistência à compressão ($f_{cm} = 32 \text{ MPa}$)

Energia de fraturamento ($G_f = 134 \text{ N.mm/mm}^2$)

Curva de tensão versus deformação na compressão

Fator de retenção de cisalhamento ($\beta = 5\%$)

Quadro 2 – Especificações do modelo constitutivo para o aço das armaduras longitudinal e transversal.

Aço CA-50

Regime elástico linear

Armadura aderente

Módulo de elasticidade ($E_{sm} = 210 \text{ GPa}$)

Coefficiente de Poisson ($\nu_m = 0,3$)

Regime não-linear

Armadura aderente

Modelo de Plasticidade de von Mises

Plasticidade Ideal

Tensão de escoamento ($f_{ym} = 550 \text{ MPa}$)
