

Numerical approach about the effect of the corrosion on the mechanical capacity of the reinforced concrete beams considering material nonlinear models

Abordagem numérica sobre o efeito da corrosão de armaduras na capacidade mecânica de vigas em concreto armado ao longo do tempo considerando modelos não lineares dos materiais



G. P. PELLIZZER ^a
gpais@usp.br

E. D. LEONEL ^a
edleonel@sc.usp.br

C. G. NOGUEIRA ^b
cgnogueira@feb.unesp.br

Abstract

Every structure is subjected to the effects of time and environment on which they are located. The consideration of these effects and their consequences in design phase is called nowadays as durability analysis of the structural system. The corrosion of the reinforcement steel through the chloride penetration inside the concrete is the main cause of the lifetime deterioration of the reinforced concrete structures. As a direct consequence, the corrosion affects the resistant capacity of the structural elements as the process evolves over time. Therefore, the appropriate prediction of the structural lifetime depends directly of the prevision capacity of those effects over the behavior of the structural systems. In this work, a mechanical model that combines the corrosion effects over the reinforcement and the concrete and steel material nonlinear responses is proposed to predict the resistant loss of reinforced concrete beams over the time. The steel and concrete nonlinear behavior was modeled by model based on unidimensional plasticity theory and damage mechanics, respectively. The Fick's laws and empirical methods based on the Faraday's laws were used to represent chloride penetration inside concrete and reinforced degradation, respectively. A simplified process was adopted to simulate the corrosion beginning in different times over the structure. The results showed that the rate of loss resistant capacity of the analyzed beam is higher in the first years after the beginning of corrosion and tend to stabilized in subsequent years. Furthermore, the structural behavior is very sensitive regarding the considered corrosive effects in the analyses.

Keywords: reinforced concrete beams, structural integrity, mazars's damage model, fem, corrosion, Fick's law.

Resumo

Toda estrutura está sujeita aos efeitos do tempo e ambiente na qual estão inseridas. A consideração desses efeitos e suas consequências na fase de projeto é o que se chama atualmente de análise da durabilidade do sistema estrutural. A corrosão do aço das armaduras através da penetração de cloretos no concreto é a principal causa de deterioração ao longo do tempo em estruturas de concreto armado. Como consequência direta, a corrosão afeta a capacidade resistente dos elementos estruturais à medida que o processo evolui no tempo. Portanto, a previsão adequada da vida útil estrutural depende diretamente da capacidade de previsão desses efeitos sobre o comportamento dos sistemas estruturais. Neste trabalho, um modelo mecânico que combina os efeitos da corrosão de armaduras e as respostas não linear dos materiais aço e concreto é proposto com o objetivo de prever a perda de resistência de vigas em concreto armado ao longo do tempo. O comportamento dos materiais aço e concreto foram simulados por modelos baseados na teoria da plasticidade unidimensional e mecânica do dano, respectivamente. As leis de Fick e métodos empíricos fundamentados nas leis de Faraday foram utilizados para representar a entrada de cloretos e degradação das armaduras, respectivamente. Um processo simplificado foi adotado para a simulação do início da corrosão em tempos diferentes ao longo da estrutura. Os resultados mostraram que a taxa de perda de capacidade resistente da viga analisada é maior nos primeiros anos após o início da corrosão e tendem a se estabilizar nos anos posteriores. Além disso, o comportamento estrutural é muito sensível em relação aos efeitos corrosivos considerados nas análises.

Palavras-chave: vigas em concreto armado, integridade estrutural, modelo de dano de mazars, mef, corrosão, lei de Fick.

^a Departamento de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, Brasil;

^b Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Engenharia de Bauru, Universidade do Estado São Paulo, Bauru, SP, Brasil.

1. Introdução

O projeto estrutural nos dias atuais não pode limitar-se à avaliação do comportamento mecânico dos sistemas em concreto armado somente pela consideração dos efeitos produzidos por carregamentos diretos, mas deve, em conjunto, incluir os efeitos do tempo e das condições ambientais que atuam sobre as estruturas.

Dentre os principais mecanismos de envelhecimento e deterioração das estruturas de concreto armado provocados pelo meio ambiente estão: lixiviação, expansão por sulfatos e reação álcali-agregado com relação ao concreto; despassivação por carbonatação e ação de cloretos referentes às armaduras de aço (ABNT NBR 6118 [4]). Do ponto de vista da degradação mecânica definida pela perda de capacidade resistente dos elementos ao longo do tempo, a corrosão das armaduras é o principal fenômeno a ser considerado (CEB [11]; Gonzalez et al. [15]; Val e Melchers [33]; Val e Stewart [34]; Apostolopoulos e Papadakis [3]; Suo e Stewart [31]; Bastidas-Arteaga et al. [6]; Zhang et al. [37]). A corrosão eletroquímica produz perda de área de seção transversal das barras da armadura, bem como contribui para o aumento da fissuração no interior do concreto adjacente aos pontos de corrosão, provocando desprendimento de lascas do cobrimento. Isto reduz as seções transversais dos elementos estruturais e contribui para o aumento da exposição da armadura ao ambiente agressivo. Além disso, a corrosão altera diretamente a tensão de escoamento do aço, sua ductilidade e as condições de aderência aço-concreto, sendo capaz de alterar os modos de falha dos elementos em concreto armado, podendo transformar comportamentos dúcteis em frágeis ao longo do tempo à medida que a corrosão se desenvolve (Liberati et al. [17]; Apostolopoulos e Papadakis [3]; Almusallam [1]; Almusallam et al. [2]).

Estudos recentes a partir da década de 90 em diversas pontes em concreto armado nos Estados Unidos apontaram que 39% das pontes analisadas apresentavam problemas estruturais devido à corrosão de armaduras, com a maioria necessitando de intervenção imediata (Mehta e Monteiro [21]). Os custos anuais praticados em diversos países envolvendo problemas de corrosão foram estimados em cerca de 1,8 trilhões de dólares, o que corresponde de 3 a 4% do PIB de países industrializados (Schmitt [30]). Os custos envolvidos em intervenções para resolver problemas relacionados à corrosão poderiam ser diminuídos, a partir da adoção de estratégias simplificadas ainda na fase de projeto, bem como com rotinas de inspeções periódicas ao longo do tempo nas construções. Dentre estas estratégias simplificadas na fase de projeto estão o uso adequado de valores de cobrimento, fatores água-cimento, bem como tipos de cimento e adições que melhoram as propriedades do concreto referentes ao controle de entrada dos íons cloreto. No entanto, os requisitos de durabilidade das estruturas em concreto armado não podem ser baseados somente em medidas como essas, é necessário desenvolver métodos adequados para previsão e quantificação dos danos produzidos pelo tempo e exposição aos agentes agressivos, além de avaliar sua influência no comportamento mecânico dos sistemas ao longo de toda sua vida (Biondini et al. [8]; Biondini e Vergani [10]). Dentro deste contexto, como existem diversas incertezas presentes nos parâmetros e nos fenômenos, modelos que levam em conta tais aspectos são fundamentais para a previsão e avaliação do comportamento das estruturas sob o efeito da corrosão ao longo do tempo.

Com relação à modelagem mecânica capaz de prever tais comportamentos em estruturas de concreto armado, modelos baseados no Método dos Elementos Finitos (MEF) que consideram o comportamento não linear dos materiais e da estrutura tornam-se importantes ferramentas para esse tipo de investigação. O desenvolvimento de modelos do MEF capazes de levar em consideração os efeitos produzidos pela corrosão, como perda de seção transversal das barras da armadura, redução na tensão de escoamento e ductilidade do aço, lascamento do concreto e perdas de aderência aço-concreto tem sido propostos e utilizados em análises desse tipo (Du et al. [13]; Ozbolt et al. [25]; Biondini et al. [9]; Liberati et al. [17]; Biondini e Vergani [10]; Nogueira et al. [24]). Neste trabalho, uma formulação matemática acoplada entre um modelo mecânico baseado no MEF unidimensional, um modelo de dano e de plasticidade para o concreto e o aço das armaduras respectivamente e a segunda lei de Fick para simulação da penetração de íons cloreto no interior do concreto é apresentada. O modelo permite considerar os efeitos da degradação do concreto em termos da evolução do dano, à medida que a corrosão das armaduras avança no tempo e ainda avaliar o comportamento das estruturas em serviço mediante o aumento da corrosão. Com isso, é possível identificar a perda de capacidade resistente da estrutura ao longo de sua vida útil, em função do efeito combinado de aumento da corrosão do aço e da danificação do concreto de forma conjunta. Os efeitos de lascamento do cobrimento do concreto, bem como perdas de aderência aço-concreto devido à corrosão não são considerados neste estudo.

2. Modelagem do fenômeno da corrosão

2.1 Difusão de cloretos no concreto

Os íons cloreto penetram no interior do concreto pelo transporte de água contaminada, difusão iônica e por absorção capilar (Neville [22]). No entanto, para fins de análise de corrosão das armaduras no interior do concreto, o fenômeno pode ser bem representado apenas pelo processo de difusão iônica, a partir das leis de Fick (Vu e Stewart [36]; Samson et al. [29]; Val et al. [35]; Guzmán et al. [16]). Como a resposta dos elementos estruturais depende da concentração e do tempo de exposição aos agentes agressivos, a segunda lei de Fick é apropriada para a descrição do fenômeno. As hipóteses consideradas são: materiais homogêneos, isotrópicos, inertes e ainda que as propriedades do concreto à medida que ocorre a difusão permanecem iguais em todas as direções e se mantém constantes no tempo (Crank [12]). A base das leis de Fick consiste em descrever o transporte de cloretos no concreto (fluxo F de íons) através de uma seção unitária do material por unidade de tempo. Esse fluxo é proporcional ao gradiente de concentração de íons cloretos medido na direção perpendicular à superfície de exposição ao ambiente (Tuutti [32]) e pode ser escrito conforme:

$$F = -D_d \frac{\partial C}{\partial x} \quad (1)$$

Onde: D é o coeficiente de difusão do concreto. O sinal negativo significa que o fluxo ocorre na direção oposta ao aumento da concentração de cloretos.

No entanto, quando os íons cloreto deslocam-se no interior do concreto, ocorre a mudança na concentração desses íons ao longo do tempo e em cada ponto do concreto, caracterizando um estado de difusão não estacionário. A segunda lei de Fick atende essa demanda, pois considera o fluxo variável com a profundidade de penetração e com o tempo, retratando mais fielmente a situação real do processo de difusão de cloretos no concreto. Por meio do princípio de balanço de massa, a segunda lei de Fick pode ser escrita como:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-D_a \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (2)$$

Embora o coeficiente de difusão D varie com o tempo para casos de peças de concreto armado expostas por longos períodos, um caso particular a ser considerado permite adotar que coeficiente de difusão seja constante (D_0) e independente tanto da localização, quanto da concentração de cloretos. Dessa forma, a Equação (2) pode ser reescrita conforme:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D_0 \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (3)$$

A solução da equação diferencial considerando um domínio semi-infinito e com concentração uniforme na superfície do elemento estrutural e constante ao longo do tempo é dado por:

$$C(x, t) = C_0 \operatorname{erfc} \left[\frac{x_c}{2\sqrt{D_0 t}} \right] \quad (4)$$

Onde: C é a concentração de íons cloreto; C_0 é a concentração de íons cloreto na superfície do elemento estrutural; x é a profundidade no interior do concreto onde é avaliada a concentração; t é o instante de tempo considerado; erfc é a função matemática de valor complementar da função erro de Gauss.

Adotando-se para $C(x, t)$ o valor limite (C_{lim}) de concentração que leva à despassivação da armadura no interior do concreto e, com isso, o início do processo de corrosão e x como sendo igual ao cobrimento da armadura, a Equação (4) pode ser rearranjada para a determinação do tempo de início de corrosão (t_R), conforme:

$$t_R = \frac{1}{D_0} \left\{ \frac{x_c}{2 \operatorname{erfc}^{-1}[C_{lim}/C_0]} \right\}^2 \quad (5)$$

Vu e Stewart [36] recomendam para a concentração limite de cloretos (C_{lim}), média de $0,9 \text{ kg/m}^3$ com coeficiente de variação de 19%. Mehta e Monteiro [21] recomendam que para dosagens de concreto usadas normalmente na prática, C_{lim} varia entre 0,6 e 0,9 kg de Cl^- por metro cúbico de concreto. Com relação ao coeficiente de difusão do concreto (D_0), existem diversas formulações na literatura para sua determinação, com a consideração de vários parâmetros como fator água cimento (a/c), fator agregado cimento (a_g/c), massa específica dos agregados (r_g), massa específica do cimento (r_c) entre outros (Papadakis et al. [26]; Matsumura et al. [18]). Neste trabalho, com o objetivo de representar situações onde há escassez de informação, o modelo de Bentz et al. [7] é utilizado para a determinação do coeficiente de difusão do concreto, pois considera somente o fator água cimento em sua formulação, conforme:

$$D_0 = 10^{-10+4.66(w/c)} \quad (6)$$

Onde: D_0 é obtido em cm^2/s .

2.2 Efeito da corrosão sobre a área de armadura

As leis que regem as reações de eletrólise relacionam as massas das substâncias produzidas nos eletrodos e as quantidades de energia gastas no processo. Michael Faraday propôs em 1894 duas leis para descrever o fenômeno, nas quais: a massa de uma substância eletrólizada é diretamente proporcional à quantidade de carga elétrica que atravessa a solução (primeira lei); ao se empregar a mesma quantidade de carga elétrica em diversos eletrólitos, a massa da substância eletrólizada, em qualquer dos eletrodos, é diretamente proporcional ao equivalente-grama da substância (segunda lei). Em termos numéricos, as leis de Faraday indicam que para uma taxa de corrosão de $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ ocorre perda de seção transversal de aço de $11,6 \mu\text{m}/\text{ano}$ ou $0,0116 \mu\text{cm}/\text{ano}$. Com base nessas leis, Val e Melchers [33] apresentaram um método para a determinação da área atual de armaduras de aço atacadas pela corrosão por pites e também uniforme. Neste trabalho foi adotada a corrosão uniforme na modelagem estrutural, de forma que a área de armadura perdida (ΔA_S) no processo corrosivo pode ser dada por:

$$\Delta A_S(t_p) = \frac{\pi(\varphi_0 - 0.0232i_{corr}t_p)^2}{4} \quad (7)$$

Onde: i_{corr} é a taxa de corrosão calculada em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$; φ_0 é o diâmetro original da barra de aço em cm; t_p é o tempo em anos a partir do início da corrosão.

No caso da armadura ser composta por n barras de aço, a área total atual (A_S), isto é, remanescente após a ocorrência da corrosão pode ser obtida por:

$$A_S(t_p) = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\pi\varphi_{0,i}^2}{4} - \Delta A_S(t_p) \right] \quad (8)$$

A taxa de corrosão depende principalmente da disponibilidade de oxigênio e água, além de diversos outros parâmetros tais como fator água cimento, espessura do cobrimento de concreto, condições de umidade relativa do ambiente e temperatura. Um dos modelos empíricos mais utilizados para previsão da taxa de corrosão foi proposto por Vu e Stewart [36]. O modelo permite considerar ou não a influência do tempo decorrido após o início da corrosão (t_p), sendo calculado conforme:

$$i_{corr} = \left[\frac{37.8(1 - w/c)^{-1.64}}{x_c} \right] \quad (9)$$

$$i_{corr}(t_p) = \left[\frac{37.8(1 - w/c)^{-1.64}}{x_c} \right] 0.85t_p^{-0.29} \quad (10)$$

Onde: x é o cobrimento de concreto em cm; a/c é o fator água cimento. A unidade de i_{corr} obtida pelas Equações (9) e (10) é em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (microampère por centímetro quadrado).

As Figuras 1 e 2 ilustram a evolução da taxa de corrosão em função do tempo após o início da corrosão variando-se, respectivamente, o fator água cimento com cobrimento constante e, em seguida, o cobrimento com fator água cimento constante. Conforme pode ser observado, a taxa de corrosão é mais sensível à variação do fator água cimento do que o cobrimento de armadura. A ABNT

NBR 6118 [4] recomenda no item 7.4.2 valores limites para o fator água cimento em massa para elementos em concreto armado e protendido em função da classe de agressividade ambiental (CAA). Para o caso de classe CAA III que corresponde a regiões de forte agressividade com grande risco de deterioração tais como áreas industriais e até marinhas, o fator água cimento máximo permitido pela referida norma é de 0,55 para concreto armado e 0,50 para concreto protendido. Com relação ao cobrimento mínimo especificado para a mesma classe de agressividade, no caso de pilares e vigas, a NBR 6118 especifica 4 cm e no caso de lajes 3,5 cm. Uma vez que a taxa de corrosão depende fortemente desses parâmetros e que essas medidas são adotadas na fase de projeto, torna-se essencial a adoção de no mínimo esses valores para que a durabilidade seja garantida, além de que tais soluções tem custo desprezível quando comparadas a quaisquer tipos de intervenção depois da obra executada.

2.3 Efeito da corrosão sobre a resistência do aço

A corrosão também provoca a redução da tensão de escoamento do aço ao longo do tempo. Du et al. [13] realizaram um conjunto de ensaios experimentais para avaliar esse comportamento, nos quais variaram o diâmetro das barras, tipo da barra (lisa ou nervurada), condição de meio ambiente (barras expostas e barras imersas dentro do concreto) entre outros fatores. Dentre os resultados, os autores concluíram que a influência do diâmetro e o tipo de barra são insignificantes podendo ser negligenciados na prática. No entanto, os autores observaram mudanças na tensão de escoamento do aço ao longo do tempo e da taxa de corrosão. Assim, propuseram uma expressão empírica para a quantificação da tensão de escoamento do aço conforme:

$$\sigma_y = (1 - 0.005Q_{corr})\sigma_{y0} \quad (11)$$

Onde: Q_{corr} é a quantidade de corrosão da armadura em %; s_{y0} e s_y

são, respectivamente, as tensões de escoamento do aço íntegro e já atingido pela corrosão. Q_{corr} pode ser avaliada por:

$$Q_{corr} = 0.046 \frac{i_{corr}}{\phi_0} t_p \quad (12)$$

O diâmetro da barra na Equação (12) é utilizado em milímetros. Os demais parâmetros são empregados conforme as unidades já descritas anteriormente.

3. Modelagem mecânica de estruturas

3.1 Capacidade resistente à flexão de vigas em concreto armado segundo a NBR 6118

Embora a NBR 6118 não contemple critérios que permitam a realização de análises não lineares de elementos estruturais de forma explícita, suas recomendações foram consideradas neste estudo, com o objetivo de comparar as respostas mecânicas obtidas com os modelos de dano e plasticidade utilizados na previsão da perda de resistência em elementos de concreto armado ao longo do tempo mediante o efeito da corrosão das armaduras. Dentre as hipóteses básicas adotadas para a descrição do modelo tradicional utilizado pela norma brasileira estão:

- As seções transversais planas permanecem planas após o início da deformação até o estado limite último; adota-se a hipótese de Euler-Bernoulli para o cálculo das deformações nas fibras a partir da posição da linha neutra;
- Admite-se aderência perfeita entre as barras de armadura e o concreto adjacente;
- Admite-se que a falha da seção transversal ocorre quando as deformações específicas longitudinais na fibra mais comprimida do concreto e na armadura tracionada atingem os valores limites de -3,5‰ e 10‰, respectivamente;
- Resistência à compressão do concreto menor que 50 MPa (grupo I definido pela NBR 6118) com diagrama retangular de tensões para o concreto comprimido no estado limite último.

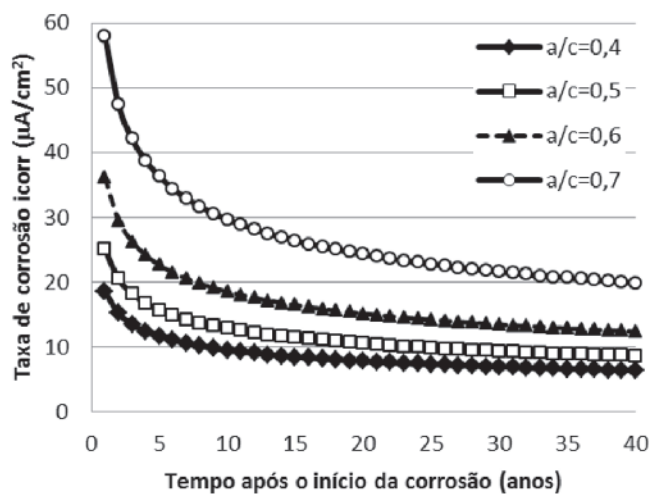


Figura 1 Evolução da taxa de corrosão no tempo (t_p) considerando cobrimento constante de 4 cm

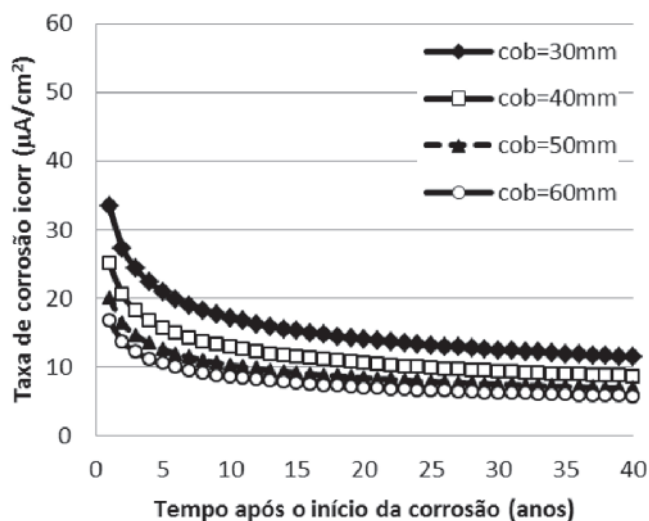


Figura 2 Evolução da taxa de corrosão no tempo (t_p) considerando fator água cimento constante de 0,5

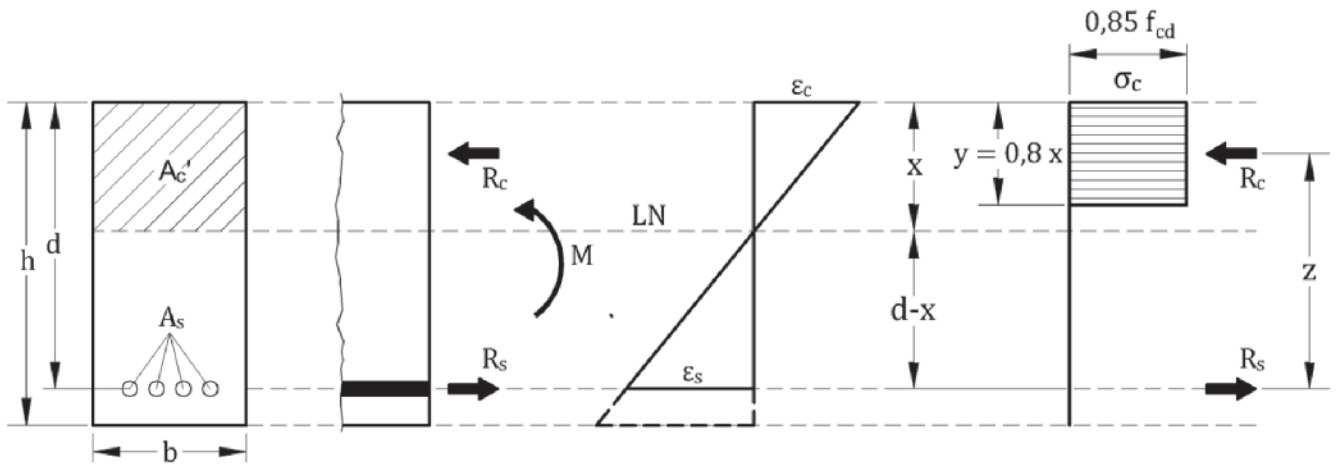


Figura 3
Tensões e deformações em seção transversal retangular com armadura simples

A Figura 3 ilustra a seção transversal típica em concreto armado considerada para a realização do dimensionamento e definição do momento fletor resistente.

Onde: h e d são, respectivamente, a altura total e altura útil da seção transversal (S.T.) da viga; b é largura da S.T.; A_c' e A_s são, respectivamente, as áreas de concreto comprimido e de armadura tracionada na S.T.; R_c e R_s correspondem, respectivamente, às forças resultantes axiais do concreto comprimido e da armadura tracionada; M é o momento fletor solicitante; LN representa a linha neutra; x define a posição da LN na S.T.; ϵ_c e ϵ_s são, respectivamente, as deformações longitudinais na fibra mais comprimida de concreto e na armadura tracionada; σ_c é a tensão de compressão na fibra mais comprimida, que no estado limite último, é igual a $0,85f_{cd}$; f_{cd} corresponde à resistência de cálculo do concreto comprimido dada por $f_{ck}/1,4$.

Na ausência de forças axiais externas aplicadas aos elementos estruturais submetidos à flexão, o equilíbrio das forças na direção axial do elemento exige que as forças resultantes axiais no concreto comprimido e na armadura tracionada sejam iguais ($R_c = R_s$). Assim, essas forças resultantes são obtidas conforme:

$$R_c = 0.68bx f_{cd} \tag{13}$$

$$R_s = f_{yd} A_s \tag{14}$$

Onde: f_{yd} é a tensão de escoamento de cálculo do aço das armaduras dada por $f_{yk}/1,15$.

O equilíbrio de momentos na seção resulta na condição de que o momento fletor atuante (M) seja igual ao momento fletor resistente (M_R) dado em função da força resultante do concreto ou da armadura conforme:

$$M = M_R = R_c z = R_s z \tag{15}$$

Admitindo-se que $z = d - 0,4x$ e substituindo nas Equações (13) e (14) obtém-se:

$$M = 0.68bx f_{cd} (d - 0.4x) \tag{16}$$

A solução da Equação (16) em termos de x fornece a posição da linha neutra na seção transversal conforme:

$$x = 1.25d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M}{0.425bd^2 f_{cd}}} \right] \tag{17}$$

A partir da Equação (17) e utilizando-se a Equação (14) determina-se a área de armadura tracionada conforme:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} (d - 0.4x)} \tag{18}$$

Finalmente, o momento fletor resistente da seção transversal de uma viga em concreto armado pode ser calculado por:

$$M_R = 0.408bx^2 f_{cd} = A_s f_{yd} (d - 0.4x) \tag{19}$$

3.2 Modelo mecânico de previsão da capacidade resistente de vigas em concreto armado

Com o objetivo de melhorar a resposta mecânica de estruturas em concreto armado, especialmente ao se considerar a corrosão das armaduras e a perda de capacidade resistente ao longo do tempo,

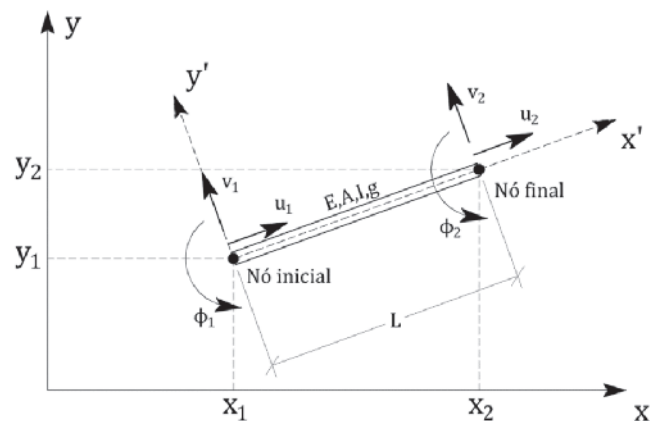


Figura 4
Elemento finito de pórtico plano utilizado

foi utilizado, neste trabalho, um modelo mecânico descrito com base no Método dos Elementos Finitos (MEF) e modelos não lineares de comportamento para o aço e o concreto. A discretização das vigas foi realizada adotando-se um elemento finito unidimensional de pórtico plano com dois nós (um em cada extremidade) e três graus de liberdade por nó, sendo dois deslocamentos de translação (u em x e v em y) e uma rotação (ϕ em z), conforme ilustrado na Figura 4. Toda a formulação matemática, implementação computacional, demais informações sobre o modelo, bem como sua validação estão publicadas no trabalho de Nogueira et al. [24].

Onde: A e I são, respectivamente, a área e o momento de inércia da seção transversal do elemento finito; g é a constante de Weaver utilizada para levar em conta as deformações de cisalhamento na Teoria de Timoshenko.

O comportamento não linear do concreto foi considerado através dos conceitos da Mecânica do Dano no Contínuo e uso do modelo de dano escalar de Mazars [19]. De um modo geral, modelos de dano são capazes de quantificar localmente o estado de degradação do material a partir de uma variável de dano e , com isso, avaliar as perdas de rigidez e resistência dos elementos à medida que essa degradação evolui. Especificamente para o concreto, tal capacidade é interessante, uma vez que o material sofre perda de rigidez em função da evolução da fissuração.

O modelo de dano de Mazars [19] foi proposto a partir das seguintes hipóteses: o dano ocorre somente devido a alongamentos, o que significa que para que haja evolução da danificação do material, ao menos uma das componentes do tensor de deformações principais deve ser tração; o dano é isotrópico e representado por uma única variável escalar D que pode assumir qualquer valor real no intervalo entre 0 e 1, sendo 0 a representação de um estado de integridade local total do material e 1 um estado de danificação local total do material; não são consideradas deformações residuais plásticas.

O critério para a verificação de ocorrência e evolução de dano num ponto do material localizado numa seção transversal do elemento pode ser escrito por:

$$f(\tilde{\epsilon}, D) = \tilde{\epsilon} - \hat{S}(D) \leq 0 \tag{20}$$

Onde: ϵ é uma medida de deformação equivalente local; $\hat{S}(\cdot)$ corresponde à deformação equivalente em função do dano; D é a variável de dano escalar.

No início da análise, $\hat{S}(D) = \epsilon_{d0}$, onde ϵ_{d0} é a deformação referente à resistência à tração do concreto, conforme mostrado na Figura 5. Ao longo do processo incremental de carregamento, $\hat{S}(D)$ assume o valor da deformação equivalente do último passo convergido.

A deformação equivalente num ponto qualquer da estrutura pode ser escrita de forma geral conforme:

$$\tilde{\epsilon} = \sqrt{(\epsilon_1)_+^2 + (\epsilon_2)_+^2 + (\epsilon_3)_+^2} \tag{21}$$

Onde: $(\epsilon_i)_+$ representam as componentes positivas do tensor de deformações principais definido em cada ponto da estrutura.

O comportamento do concreto diferente à tração e à compressão é considerado no modelo de dano de Mazars [19] a partir de duas variáveis independentes de dano definidas por D_T e D_C , respectivamente. Cada uma dessas componentes é calculada em função de um conjunto de parâmetros internos do modelo de Mazars [19], que normalmente são calibrados, por sua vez, com base em resultados experimentais de ensaios uniaxiais de tração e compressão do concreto. Assim, as parcelas de dano podem ser obtidas por:

$$D_T = 1 - \frac{\epsilon_{d0}(1 - A_T)}{\tilde{\epsilon}} - \frac{A_T}{e^{[B_T(\tilde{\epsilon} - \epsilon_{d0})]}} \tag{22}$$

$$D_C = 1 - \frac{\epsilon_{d0}(1 - A_C)}{\tilde{\epsilon}} - \frac{A_C}{e^{[B_C(\tilde{\epsilon} - \epsilon_{d0})]}} \tag{23}$$

Onde: A_T e B_T são parâmetros internos à tração; A_C e B_C são parâmetros internos à compressão. Mazars [19] propôs um intervalo de variação para esses parâmetros com valores mínimos e máximos com o objetivo de representar várias classes de

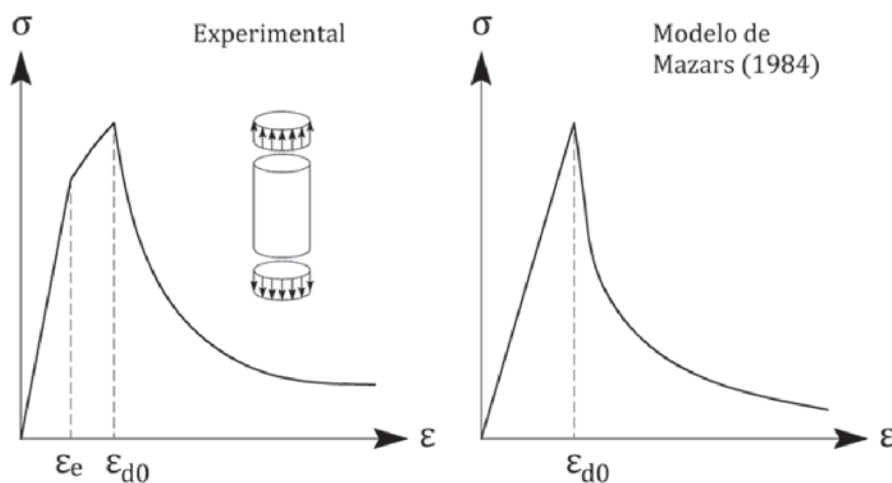


Figura 5

Lei constitutiva do concreto à tração experimental (à esquerda) e obtida pelo modelo de dano de Mazars [19] (à direita)

resistência à compressão do concreto. O intervalo de variação de cada parâmetro é dado por:

$$0.7 \leq A_T \leq 1; 1 \leq A_C \leq 1.5; 10000 \leq B_T \leq 100000; 1000 \leq B_C \leq 2000 \quad (24)$$

A variável escalar de dano D pode ser obtida a partir de uma combinação linear entre as parcelas independentes D_T e D_C conforme:

$$D = \alpha_T D_T + \alpha_C D_C \quad (25)$$

Os coeficientes α_T e α_C são ponderadores conforme a natureza do estado de tensão no ponto onde o dano está sendo avaliado. A proposta de Perego [27] para o cálculo desses coeficientes foi adotada neste trabalho e pode ser descrito como:

$$\alpha_T = \frac{\sum_i (\varepsilon_{Ti})_+}{\varepsilon_V^+}; \quad \alpha_C = \frac{\sum_i (\varepsilon_{Ci})_+}{\varepsilon_V^+} \quad (26)$$

Onde: ε_{Ti} e ε_{Ci} são componentes de deformação obtidas a partir das tensões principais considerando o material com comportamento elástico linear; ε_V^+ corresponde a uma variável cinemática representativa do estado de extensão local definida por:

$$\varepsilon_V^+ = \sum_i (\varepsilon_{Ti})_+ + \sum_i (\varepsilon_{Ci})_+ \quad (27)$$

Como o modelo de dano é isotrópico, a relação constitutiva tensão \times deformação é definida considerando-se que a variável de dano escalar D penaliza igualmente e diretamente todas as componentes do tensor de rigidez elástica \underline{D}_0 conforme:

$$\underline{\sigma} = (1 - D) \underline{D}_0 \underline{\varepsilon} \quad (28)$$

Onde: $\underline{\sigma}$ é o tensor de tensões com componentes de tensão normais e cisalhantes; $\underline{\varepsilon}$ é o tensor de deformações totais.

A Equação (28) é avaliada em cada ponto de integração numérica definida no elemento finito e fornece a distribuição de tensões finais utilizada para o cálculo dos esforços internos resistentes e verificação do equilíbrio em cada iteração do processo incremental de aplicação de carga.

Com relação ao aço das armaduras, a Teoria da Plasticidade com modelos uniaxiais foi utilizada. O aço, de um modo geral, apresenta comportamento dúctil com patamar de escoamento e endurecimento bem definidos antes de chegar à ruptura. Dessa forma, neste trabalho foi utilizado um modelo elastoplástico com encruamento isotrópico linear positivo para a representação do comportamento não linear do aço das armaduras. Além disso, com a utilização desse tipo de modelo, é possível representar as deformações residuais ou plásticas permanentes do aço em eventuais processos de descarregamentos.

O critério de plastificação adotado para o modelo elastoplástico com encruamento isotrópico linear positivo pode ser escrito como:

$$f = \sigma_s - (f_y + K\alpha) \leq 0 \quad (29)$$

Onde: σ_s é a tensão atuante na camada de armadura; f_y é a tensão de escoamento do aço; K corresponde ao módulo plástico de encruamento; α é a medida de deformação plástica equivalente.

Assim, conforme o valor da função do critério f , a tensão normal na camada de armadura é dada por:

$$f \leq 0 \rightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon \quad (30)$$

$$f > 0 \rightarrow \sigma_s = E'_s \varepsilon \quad (31)$$

Onde: E_s é o módulo de elasticidade do aço no regime elástico; E'_s é o módulo de elasticidade atualizado do aço considerando o comportamento plástico para o trecho de encruamento. Para o caso de comportamento elastoplástico perfeito, $E'_s = 0$ e para o caso com encruamento descrito acima, $E'_s = (E_s K) / (E_s + K)$. Nogueira et al. [24] apresentam a estratégia de solução do problema não linear em estruturas reticuladas através de um procedimento incremental iterativo com o algoritmo de Newton-Raphson. A matriz de rigidez tangente e o vetor de forças internas de cada elemento finito são obtidos combinando-se os comportamentos não lineares do aço e concreto, contribuição da armadura transversal e a não linearidade geométrica do pórtico, a partir de integração numérica. A técnica de integração utilizada é a quadratura de Gauss-Lobatto com colocação de pontos de integração ao longo

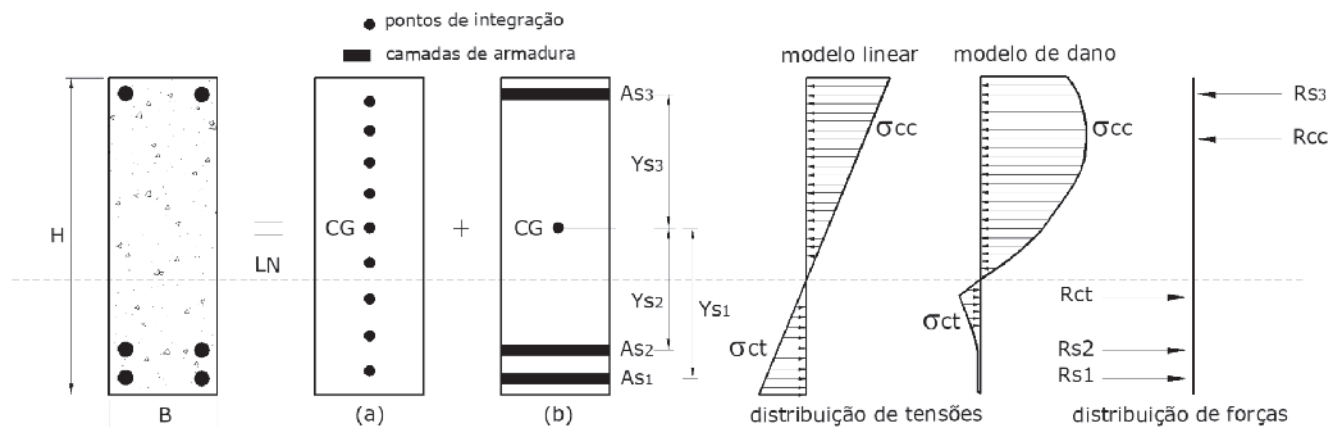


Figura 6 Esquema de integração numérica adotado em cada seção transversal dos elementos finitos

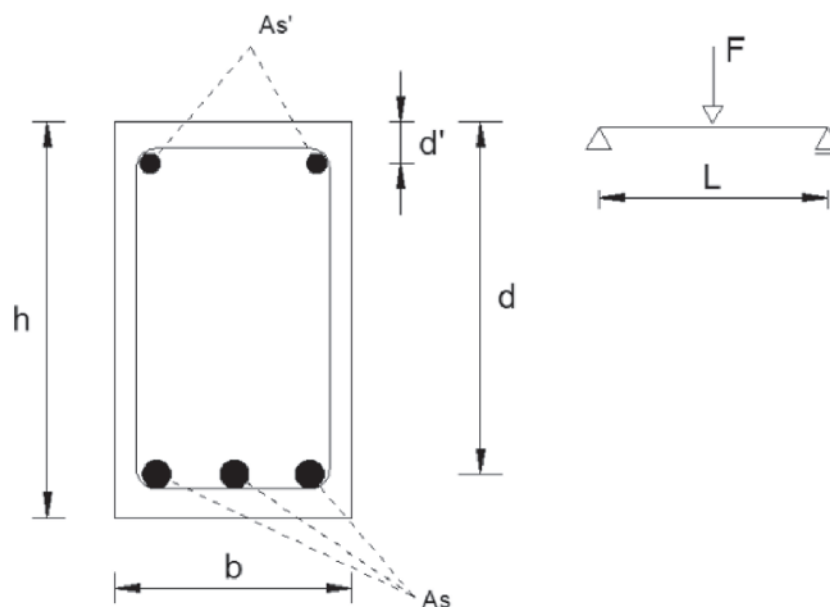


Figura 7
Esquema estático e detalhamento das vigas ensaiadas por Au e Bai [7]

do comprimento e da altura da seção transversal dos elementos finitos. Em cada ponto de integração, a Equação (28) é avaliada determinando-se a contribuição do concreto na montagem da matriz de rigidez e vetor de forças internas. No caso das armaduras, estas são discretizadas em camadas ao longo da altura da seção transversal e sua contribuição é obtida pelas Equações (30) e (31) em função da existência ou não da plastificação do aço. A Figura 6 ilustra o esquema de integração numérica realizada a cada iteração do processo de aplicação de cargas.

3.3 Aplicação do modelo do MEF: vigas ensaiadas por Au e Bai

O modelo mecânico baseado no MEF foi utilizado para a representação do comportamento estrutural de vigas ensaiadas experimentalmente por Au e Bai [7], com o objetivo de verificar a capaci-

dade do modelo. A Figura 7 mostra o esquema estático das vigas e o carregamento aplicado.

Foram analisadas duas vigas cujas diferenças estão na taxa de armadura longitudinal de tração, conforme descrito na Tabela 1. A Tabela 2 reúne as propriedades elásticas como resistência à compressão (f_{cc}), à tração (f_{ct}) e módulo de elasticidade do concreto (E_c), bem como a tensão de escoamento do aço e o módulo de elasticidade tanto para as armaduras longitudinais (f_y e E_s), quanto para a armadura transversal (f_{yw} e E_{sw}). Todos esses parâmetros foram adotados conforme os dados fornecidos por Au e Bai [7].

Com relação ao modelo de dano de Mazars [19] para o concreto, os parâmetros internos para a determinação da variável de dano escalar foram calibrados, na ausência de resultados experimentais, a partir de leis constitutivas da literatura. A lei de Popovics [28] foi utilizada para o concreto à compressão, enquanto que a lei de Figueiras [14] foi adotada para o concreto à tração. Além disso, os

Tabela 1
Dimensões e armaduras das vigas ensaiadas por Au e Bai [7]

Viga	L (mm)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	d' (mm)	A _{ST}	A _{SC}	A _{SW}
B1	2600	200	300	260	30	3φ16	2φ12	φ12 c/175
B2	2600	200	300	250	30	2φ25	2φ12	φ12 c/175

Tabela 2
Propriedades do concreto e aço utilizadas nas vigas ensaiadas por Au e Bai [7]

Viga	f _{cc} (MPa)	f _{ct} (MPa)	E _c (GPa)	f _y (MPa)	E _s (GPa)	f _{yw} (MPa)	E _{sw} (GPa)
B1	52,0	4,5	27,0	488,0	200,0	328,0	186,0
B2	52,0	4,5	27,0	488,0	200,0	328,0	186,0

Tabela 3

Parâmetros de dano utilizados para o concreto

Viga	Popovics [28]		Figueiras [14]		Nogueira [23]	
	A_c	B_c	A_t	B_t	A_t	B_t
B1	1,790	1241,886	0,772	5837,209	0,938	5417,491
B2	1,790	1241,886	0,772	5837,209	0,938	5417,491

parâmetros de tração (A_t e B_t) também foram obtidos com base numa lei teórica de decaimento exponencial para o trecho pós-pico do concreto tracionado apresentada em Nogueira [23]. A Tabela 3 apresenta os parâmetros de dano utilizados nesta análise. A escolha da malha de elementos finitos foi realizada através de uma análise de convergência onde foram testadas malhas com 8, 12, 16, 20 e 24 elementos finitos unidimensionais de mesmo comprimento. Os resultados foram obtidos considerando-se a teoria de Timoshenko com contribuição da armadura transversal (TS). O erro entre os valores de carga última foi comparado entre duas malhas sucessivas obtendo-se os seguintes resultados: malha de 8 para 12, erro = 3,9%; malha de 12 para 16, erro = 2,0%; malha de 16 para 20, erro = 1,2%; malha de 20 para 24, erro = 0,4%. Portanto, com base nesses resultados, a malha com 24 elementos finitos foi adotada para a análise posterior. O aço das armaduras neste exemplo foi considerado como sendo elastoplástico perfeito ($K = 0$).

As Figuras 8 e 9 ilustram as trajetórias de equilíbrio para as vigas B1 e B2 comparando-se as respostas numéricas deste modelo (TS-Fig. e TS-Expon.) com os resultados experimentais e numéricos de Au e Bai [7]. As siglas "TS-Fig." e "TS-Expon." significam, respectivamente, que as respostas mecânicas foram obtidas com o modelo de Timoshenko + contribuição da armadura transversal com parâmetros de dano à tração, calibrados segundo as leis constitutivas de Figueiras [14] (Fig.) e Nogueira [23] (Expon.). Conforme pode ser observado, os resultados mostraram-se bastante satisfatórios com boa aproximação do comportamento experimental das vigas. É importante ressaltar que o modelo aqui utilizado é unidimensional, com variável de dano escalar e hipótese de aderência perfeita entre aço e concreto adjacentes, enquanto que o modelo adotado por Au e Bai [7] é baseado em

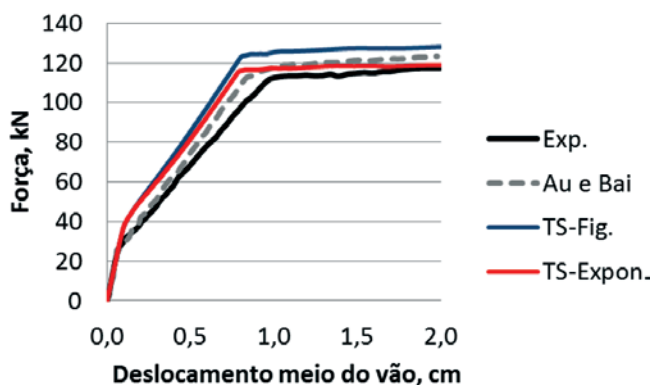


Figura 8
Trajetória de equilíbrio para a viga B1

elementos finitos planos retangulares com armadura embebida, leis biaxiais para o concreto em estado plano e ainda com a possibilidade de perda de aderência entre as barras da armadura e o concreto adjacente.

4. Análise da perda de capacidade resistente em função da corrosão

O objetivo desta análise é mostrar a influência da corrosão sobre a resposta mecânica de uma viga isostática em concreto armado, à medida que a deterioração das armaduras evolui e mediante a consideração ou não de determinados efeitos corrosivos no processo. A Figura 10 mostra a viga utilizada na análise, com geometria, seção transversal, detalhamento da armadura longitudinal e carregamento aplicado.

As análises determinam, para cada formulação e particularidades próprias, a variação da carga última da estrutura em função da evolução da corrosão no tempo. Para isto, foram consideradas as formulações da NBR 6118 e do modelo mecânico baseado no

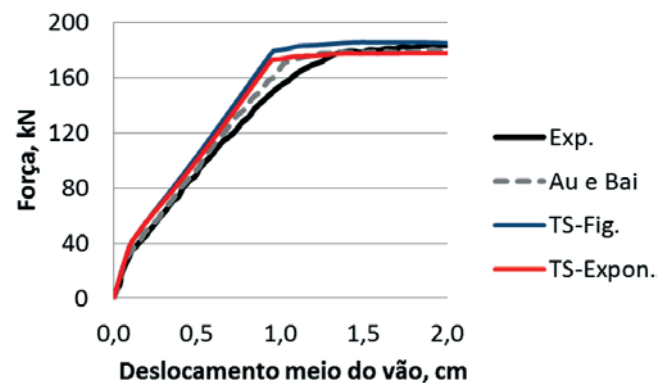


Figura 9
Trajetória de equilíbrio para a viga B2

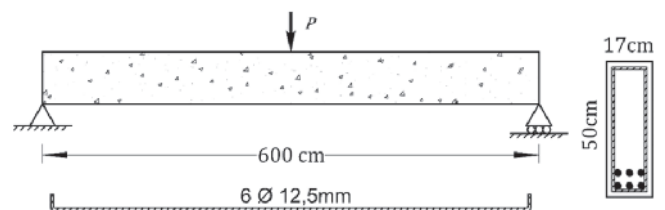


Figura 10
Viga adotada na análise de perda de capacidade resistente em função da corrosão

Tabela 4

Especificação das análises dependentes do tempo

Nº da análise	Modelo mecânico	Taxa de corrosão em função do tempo?	Tensão de escoamento do aço em função do tempo?	Aleatoriedade do fator a/c dos elementos finitos?	Nº de elementos finitos
1	NBR 6118	Não	Não	-	-
2	FEM	Não	Não	Não	10
3	FEM	Sim	Não	Não	10
4	FEM	Sim	Não	Sim	10
5	FEM	Sim	Não	Sim	100
6	FEM	Sim	Sim	Sim	100

MEF já apresentado. A definição da carga última variou para cada formulação: no caso da norma brasileira, a carga última foi definida como a carga P que provoca um momento fletor atuante no meio do vão igual ao momento fletor resistente da seção transversal obtido pela Equação (19); no caso do MEF, a carga última P foi estabelecida a partir dos limites de deformação dos materiais aço e concreto. Assim, quando as deformações longitudinais ε no concreto e no aço das armaduras longitudinais atingiram os limites impostos pela NBR 6118 de $-3,5\%$ para o concreto e 10% para o aço, admitiu-se a violação do estado limite último e, portanto, que a carga última foi atingida. Com relação aos parâmetros elásticos dos materiais utilizados na análise, foram adotados os seguintes valores: resistência característica à compressão do concreto de 30 MPa; módulo de elasticidade longitudinal do concreto de 28 GPa; coeficiente de Poisson do concreto de 0,2; tensão de escoamento do aço das armaduras de 500 MPa; módulo de elasticidade longitudinal do aço de 196 GPa; módulo plástico do aço de 19,6 GPa. Na seção transversal, as medidas do cobrimento de concreto e da altura útil foram de 3,0 cm e 44,12 cm, respectivamente. O carregamento foi aplicado em 100 passos iguais de força, com tolerância em forças e deslocamentos para a verificação do equilíbrio no processo iterativo de 10^{-4} . Os parâmetros do modelo de dano para o concreto foram os seguintes: $A_T = 0,7$; $B_T = 10000$; $A_C = 1,5$; $B_C = 2000$; $e_{00} = 6,41 \times 10^{-5}$. Foram adotados para a integração numérica, 6 pontos de Gauss ao longo do comprimento dos elementos e 20 pontos de Gauss ao longo da altura da seção transversal dos elementos finitos.

Em todas as análises, o modelo de corrosão uniforme foi adotado com atuação direta sobre todas as barras de armadura e a penetração dos íons cloreto no concreto foi modelada conforme a segunda lei de Fick. Os parâmetros considerados nesta análise associados ao processo de corrosão das armaduras foram adotados conforme:

- Concentração de cloretos limite no interior do concreto para despassivação das armaduras (C_{lim}): $0,9 \text{ kg/m}^3$ (Vu e Stewart [36]);
- Concentração de cloretos nas superfícies externas da viga (C_0): $1,15 \text{ kg/m}^3$ (McGee [20]). É importante ressaltar que essa concentração é assumida igual em todas as faces da viga;
- Coeficiente de difusão do concreto (D_0): $67,42 \text{ mm}^2/\text{ano}$ (Equação 6);
- Fator água cimento (a/c): 0,5;

- Incrementos de tempo para a evolução da corrosão (Δt_p): 2 anos.

Uma série de análises foi realizada considerando-se aspectos diferentes entre si com o objetivo de representar diversas possibilidades distintas na prática e compará-las em termos da taxa de perda de capacidade resistente da viga em função da evolução do processo corrosivo ao longo do tempo. A Tabela 4 enumera e especifica cada particularidade envolvida nas análises.

A análise realizada com o modelo analítico da NBR 6118 não considera o efeito do tempo sobre a taxa de corrosão e a tensão de escoamento do aço das armaduras. Essas considerações são adotadas apenas com o modelo do MEF segundo as Equações (10) e (11) respectivamente. Com relação ao número de elementos finitos e a variação do fator a/c ao longo do comprimento da viga, estas considerações foram realizadas com o objetivo de proporcionar um cenário de corrosão mais realista, com a possibilidade de início da corrosão em tempos diferentes para cada elemento. Assim, é possível simular de forma simplificada a ocorrência do fenômeno de forma independente para cada parte da estrutura. O fator a/c foi obtido a partir da geração de números aleatórios para toda a viga, sendo um valor para cada elemento finito. Tais valores foram obtidos a partir de uma distribuição uniforme de probabilidades com média 0,5 e coeficiente de variação de 11,5%.

A Figura 11 mostra os resultados em termos de carga última da viga em função do tempo ocorrido após o início da corrosão. Conforme pode ser observado, a carga última obtida com o modelo da NBR 6118 resultou no menor valor para $t_p = 0$ (instante antes de ocorrer corrosão com armadura totalmente íntegra), quando comparada às demais avaliadas com o MEF não linear para o mesmo instante. Isso ocorreu porque o modelo não linear do MEF, através do modelo de dano para o concreto, considera a contribuição do concreto tracionado a partir do trecho pós-pico do diagrama tensão \times deformação à tração. Dessa forma, em cada elemento finito, existe um pequeno ganho de resistência em função desses valores de tensão de tração residuais que o concreto resiste, aumentando a resistência global da viga.

As análises 5 e 6, embora apresentaram esse comportamento, obtiveram um valor de carga última antes da corrosão menor que as demais análises do MEF. Atribui-se esse comportamento à discretização da viga com 100 elementos finitos ao invés dos 10 elementos das demais análises, contribuindo para a diminuição da

rigidez da resposta numérica e, conseqüentemente, da resistência da viga. Em termos percentuais, as análises 2, 3 e 4 resultaram em cargas últimas 25% maiores que a análise 1 e 18% maiores que as análises 5 e 6.

A partir de 35 anos após o início da corrosão, o modelo da norma brasileira resultou em capacidade resistente nula, uma vez que na expressão do momento fletor resistente, quando a área de armadura tende a zero, a resistência da viga também se anula. Esse comportamento não foi observado nas análises realizadas pelo MEF não linear, nas quais a carga última tendeu a um valor residual de 17 kN. Embora a danificação do concreto abaixo da linha neutra (região tracionada) seja muito acentuada com valores muito próximos de 1, ainda existe capacidade resistente da seção transversal na região comprimida e que o dano é significativamente menor. Dessa forma, aliada à contribuição do concreto à tração no trecho pós-pico do diagrama tensão \times deformação, a viga ainda é capaz de resistir a uma pequena parcela da carga conforme ilustrado na Figura 11. Com relação à análise 2, esse comportamento foi observado, no entanto ocorreu a partir dos 10 anos e não dos 35 anos como nas demais análises numéricas. Isso ocorreu porque a taxa de corrosão i_{corr} foi considerada como independente do tempo, gerando um processo de evolução da corrosão muito severo, provocando a grande diminuição da capacidade resistente da viga.

A Tabela 5 apresenta a taxa média de redução da resistência da viga analisada em função do tempo para cada análise realizada. A análise 2, onde a taxa de corrosão e a tensão de escoamento do aço são constantes ao longo do tempo, resultou em uma taxa média de 10,4 kN/ano ao longo dos primeiros anos após o início da corrosão.

É interessante destacar que a embora a diferença entre as análises 2 e 3 seja apenas na consideração do tempo na taxa de corrosão, tal consideração alterou completamente o comportamento da viga ao longo do tempo em função do processo corrosivo, pois a penalização das armaduras é bem menos intensa nesse caso. Isso evidencia a influência da taxa de corrosão na resposta mecânica da estrutura ao longo do tempo.

As análises 4, 5 e 6 consideram a variabilidade do fator a/c ao longo do comprimento da viga através da geração aleatória de

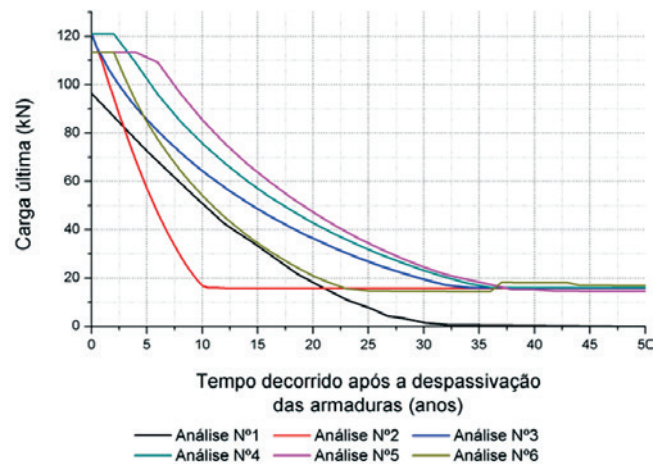


Figura 11

Perda de capacidade resistente da viga em função do tempo após a despassivação da armadura

valores de a/c e a alocação de cada valor em um elemento finito da discretização. Assim, é possível considerar o início da corrosão em tempos distintos ao longo da estrutura, simulando uma condição mais realista para a corrosão uniforme. Dessa forma, o tempo de início de corrosão é calculado pela segunda lei de Fick (Equação 5) fazendo com que cada elemento finito seja penalizado pelo efeito corrosivo nas armaduras em instantes diferentes. Essa característica explica o pequeno trecho constante de carga última nos primeiros anos após a despassivação das armaduras. Nesses casos, embora o início da corrosão tenha ocorrido em algum elemento da viga, este efeito não foi suficiente para alterar significativamente o comportamento de toda estrutura. Finalmente, observou-se que o comportamento da viga obtido com a análise 6 resultou bastante diferente dos demais (análises 3, 4 e 5). Esse fenômeno ocorreu em função da consideração da redução da tensão de escoamento com o aumento da corrosão, em conjunto com os modelos não lineares dos materiais.

Tabela 5

Evolução da capacidade resistente da viga em termos da taxa média anual

Faixa de tempo decorrido após a despassivação das armaduras (anos)	Taxa média de redução da carga última da estrutura (kN/ano)					
	Nº da análise					
	1	2	3	4	5	6
0 – 5	4,4	12,8	7,1	2,4	0,9	5,8
5 – 10	3,8	8,1	4,2	6,7	5,6	6,1
10 – 15	3,8	0,2	3,2	3,1	3,6	3,9
15 – 20	2,6	0,0	2,4	3,5	4,1	2,7
20 – 25	2,9	0,0	1,6	1,8	2,1	1,2
25 – 30	1,2	0,0	1,8	2,1	2,4	0,1
30 – 35	0,1	0,0	0,7	1,1	1,1	0,0

5. Conclusões

O trabalho apresentou um estudo sobre a influência da corrosão associada a modelos de comportamentos não lineares dos materiais aço e concreto, a partir da observação da taxa de evolução da capacidade resistente da estrutura ao longo do tempo. As conclusões foram enumeradas a seguir:

- O modelo mecânico baseado no MEF mostrou-se capaz de representar precisamente o comportamento global das vigas analisadas, em termos de deslocamentos e obtenção da carga última considerando os modelos de dano e plasticidade para o concreto e aço, respectivamente. Os resultados numéricos do MEF foram bastante sensíveis aos parâmetros calibrados do modelo de dano, evidenciando a importância de uma adequada calibração desses parâmetros. Além disso, o modelo apresentou estabilidade sem a ocorrência de casos de falta de convergência nas análises. A validação do modelo utilizado, conforme citado no item 3.2 encontra-se em Nogueira et al. [24], permitindo sua utilização para as análises realizadas neste estudo;
- A utilização da Equação (10) para a avaliação da taxa de corrosão, na qual o tempo após o início da corrosão é necessário para o cálculo mostrou-se mais consistente do que a consideração da taxa de corrosão independente do tempo. À medida que as reações de corrosão se desenvolvem, a degradação do aço é mais intensa nos primeiros anos e tende a diminuir ao longo dos anos subsequentes. Isso indica que a degradação da resistência mecânica das estruturas é mais intensa nos primeiros anos após a despassivação e menos intensa em anos posteriores. Portanto, os resultados das análises 3 a 6 são mais precisos e consistentes do que o resultado obtido na análise 2;
- Em função desse comportamento acerca da taxa de corrosão, a taxa de decaimento da resistência, medida pela carga última da viga, também é mais intensa nos primeiros anos após a despassivação das armaduras e mais branda nos anos posteriores;
- A redução da tensão de escoamento considerada ao longo do tempo pelo efeito corrosivo do aço, associada ao comportamento não linear dos materiais especialmente do aço, mostrou-se importante na determinação da resistência estrutural da viga em função do tempo. Até os 25 primeiros anos após a despassivação da armadura, a taxa de perda de resistência da viga para as análises 3 a 6 foi aproximadamente constante. No entanto, para a análise 6 após 25 anos, observou-se queda repentina da resistência, estabilizando o valor de carga última em 17 kN. Concluiu-se que esse fenômeno observado foi causado pela ação simultânea dos efeitos considerados como não linearidade dos materiais, variação da tensão de escoamento pela corrosão e elevada discretização em 100 elementos finitos;
- A técnica de associar grande número de elementos finitos na discretização com a geração de valores aleatórios para o fator água cimento e alocação de cada valor gerado em um elemento finito proporcionou grande melhoria para o uso do modelo de corrosão uniforme comparado com malhas mais pobres. Com a diminuição do comprimento dos elementos finitos, o modelo de corrosão uniforme se aproxima mais de uma configuração de corrosão por pites, porém com a vantagem de fácil modelagem e boa adaptação para modelos unidimensionais como o utilizado neste trabalho. Além disso, o uso de diferentes valores de fator

a/c ao longo de toda a estrutura permitiu que o fenômeno da corrosão fosse mais bem representado, pois cada elemento finito tem um tempo diferente de início da corrosão. Isso se aproxima mais da realidade, uma vez que as concentrações de cloretos, propriedades do concreto e demais condições locais podem variar ao longo dos elementos estruturais e da posição em que se encontram. Essa técnica mostrou-se promissora e merece mais estudos para verificar a extensão de sua potencialidade.

É importante ressaltar que a perda de aderência aço-concreto em função da evolução do fenômeno da corrosão não foi considerada neste estudo, embora seja um efeito importante nesse tipo de análise.

6. Agradecimentos

Os autores agradecem à FAPESP pelo apoio financeiro a essa pesquisa (processo 2014/18928-2) e ao José Vitor de Lira Haraki, em sua iniciação científica, pelo auxílio na elaboração do exemplo (item 3.3) sobre o modelo mecânico baseado no MEF.

7. Referências bibliográficas

- [1] ALMUSALLAM, A. Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars. *Construction and Building Materials*, v. 15, 2001, p. 361-368.
- [2] ALMUSALLAM, A.; AL-GAHTANI, A.S.; AZIZ, A.R.; RA-SHEEDUZZAFAR. Effect of reinforcement corrosion on bond strength. *Construction and Building Materials*, v. 10, n. 2, 1996, p. 123-129.
- [3] APOSTOLOPOULOS, C.A.; PAPADAKIS, V.G. Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. *Construction and Building Materials*, v. 22, n. 12, 2008, p. 2316-2324.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). Projeto de estruturas de concreto – procedimento (NBR 6118), Rio de Janeiro, 2014, 238 p.
- [5] AU, F.T.K.; BAI, Z.Z. Two-dimensional nonlinear finite element analysis of monotonically and non-reversed cyclically loaded RC beams. *Engineering Structures*, v. 29, 2007, p. 2921-2934.
- [6] BASTIDAS-ARTEAGA, E.; CHATEAUNEUF, A.; SÁNCHEZ-SILVA, M.; BRESSOLETTE, P.; SCHOEFS, F. A comprehensive probabilistic model for chloride ingress in unsaturated concrete. *Engineering Structures*, v. 51, 2011, p. 259-266.
- [7] 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.
- [8] BIONDINI, F.; CAMNASIO, E.; FRANGOPOL, D.M.; MALERBA, P.G. Probabilistic service life assessment and maintenance planning of concrete structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*, v. 132, 2006, p. 810-825.
- [9] BIONDINI, F.; CAMNASIO, E.; PALERMO, A. Lifetime seismic performance of concrete bridges exposed to corrosion. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 10, 2014, p. 880-900.
- [10] BIONDINI, F.; VERGANI, M. Deteriorating beam finite element for nonlinear analysis of concrete structures under corrosion. *Structure and Infrastructure Engineering*, v. 11, n. 4, 2015, p. 519-532.

- [11] COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Durable concrete structures – design guide (CEB). Bulletin d'information n. 183, London, 1992, Thomas Telford.
- [12] Crank, J. *The mathematics of diffusion*. 2nd ed., Oxford (London): Clarendon Press, 1975, p.414.
- [13] DU, Y.G.; CLARK, L.A.; CHAN, A.H.C. Residual capacity of corroded reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, v.57, n. 3, 2005, p. 135-147.
- [14] FIGUEIRAS, J.A. Ultimate load analysis of anisotropic and reinforced concrete plates and shells. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University College of Swansea, 1983;
- [15] GONZALEZ, J.A.; ANDRADE, C.; ALONSO, C.; FELIU, S. Comparison of rates of general corrosion and maximum pitting penetration on concrete embedded steel reinforcement. *Cement and Concrete Research*, v. 25, 1995, p. 257-264.
- [16] GUZMÁN, S.; GÁLVEZ, J.C.; SANCHO, J.M. Cover cracking of reinforced concrete due to rebar corrosion induced by chloride penetration. *Cement and Concrete Research*, v. 41, 2011, p. 893-902.
- [17] LIBERATI, E.A.P.; NOGUEIRA, C.G.; LEONEL, E.D.; CHATEAUNEUF, A. Nonlinear formulation based on FEM, Mazars damage criterion and Fick's law applied to failure assessment of reinforced concrete structures subjected to chloride ingress and reinforcements corrosion. *Engineering Failure Analysis*, v. 46, 2014, p. 247-268.
- [18] MATSUMURA, T.; SHIRAI, K.; SAEGUSA, T. Verification method for durability of reinforced concrete structures subjected to salt attack under high temperature conditions. *Nuclear Engineering and Design*, v. 238, n. 5, 2008, p. 1181-1188.
- [19] MAZARS, J. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6, 1984, Paris.
- [20] MCGEE, R. Modelling of durability performance of Tasmanian bridges. In: Melchers R.E., Stewart M.G., editors. *ICASP8 applications of statistics and probability in civil engineering*, v. 1, 1999, p. 297-306.
- [21] MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. São Paulo, Ibracon, 3^{ed}, 2008, 674 p.
- [22] NEVILLE, A.M. *Propriedades do concreto*. 5^a edição, Porto Alegre: Bookman, tradução: Ruy Alberto Cremonini, 2016, 888 p.
- [23] NOGUEIRA, C.G. Modelo mecânico para estruturas lineares em concreto armado – uma abordagem acoplada entre a mecânica do dano e algoritmos de otimização. *Engenharia Estudo e Pesquisa*, Santa Maria, v. 12, n. 2, jul./dez., 2012, p. 14-27.
- [24] NOGUEIRA, C.G.; VENTURINI, W.S.; CODA, H.B. Material and geometric nonlinear analysis of reinforced concrete frame structures considering the influence of shear strength complementary mechanisms. *Latin American Journal of Solids and Structures*, v. 10, 2013, p. 953-980.
- [25] OZBOLT, J.; BALABANIC, G.; KUSTER, M. 3D numerical modelling of steel corrosion in concrete structures. *Corrosion Science*, v. 53, 2011, p. 4166-4177.
- [26] PAPADAKIS, V.G.; ROUMELIOTIS, A.P.; FARDIS, M.N.; VAGENAS, C.G. Mathematical modelling of chloride effect on concrete durability and protection measures. In: Dhir RK, Jones MR, editors. *Concrete repair, rehabilitation and protection*, London (UK): E&FN Spon, 1996, p.165-174.
- [27] PEREGO, M.A. *Danneggiamento dei materiali lapidei: leggi costitutive, analisi per elementi finiti ed applicazioni*. Tesi di Laurea, Politecnico di Milano, 1990, Milano.
- [28] POPOVIC, S. A numerical approach to the concrete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, v. 3, 1973, p. 583-599.
- [29] SAMSON, E.; MARCHAND, J.; SNYDER, K.A. Calculation of ionic diffusion coefficients on the basis of mitigation test results. *Materials and Structures*, v. 36, 2003, p. 156-165.
- [30] SCHMITT, G. Global needs for knowledge dissemination, research and development in materials deterioration and corrosion control. *World Corrosion Organization*, May, 2009, 44 p.
- [31] SUO, Q.; STEWART, M.G. Corrosion cracking prediction updating of deteriorating RC structures using inspection information. *Reliability Engineering and System Safety*, v. 94, 2009, p. 1340-1348.
- [32] TUUTTI, K. *Corrosion of steel in concrete*. Swedish cement and concrete research institute, Stockholm, 1982.
- [33] 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.
- [34] VAL, D.V.; STEWART, M.G. Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments. *Structural Safety*, v. 25, n. 4, 2003, p. 343-362.
- [35] 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.
- [36] 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.
- [37] ZHANG, R.; CASTEL, A.; FRANÇOIS, R. Concrete cover cracking with reinforcement corrosion of RC beam during chloride-induced corrosion process. *Cement and Concrete Research*, v. 40, 2010, p. 415-425.