



AVALIAÇÃO DA INTEGRIDADE MECÂNICA DE ESTRUTURAS EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS À CORROSÃO DE ARMADURAS: ABORDAGEM VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS, MECÂNICA DO DANO E LEI DE FICK

Giovanni Pais Pellizzer

Edson Denner Leonel

gpais@usp.br

edleonel@sc.usp.br

Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos.

Avenida Trabalhador São Carlense, 400, 13566-590, São Carlos-SP, Brazil.

Caio Gorla Nogueira

cgnogueira@feb.unesp.br

Universidade Estadual de São Paulo.

Avenida Engenheiro Luiz Edmundo Carrijo Coube, 17033-360, Bauru-SP, Brazil.

Resumo. *Sistemas estruturais, inevitavelmente, estão submetidos aos efeitos de degradação mecânica provocados pelo ambiente no qual estão inseridos. A desconsideração destes efeitos na fase de projeto pode resultar em um comportamento estrutural imprevisto, indesejado ou até mesmo inseguro durante a vida útil estrutural. O zelo pela durabilidade estrutural está, portanto, diretamente associado à correta consideração desses efeitos de deterioração. Dentre os efeitos, particularmente nas estruturas em concreto armado, a corrosão das armaduras devido ao ataque de cloretos se destaca como um dos mais frequentes e graves. Quando a concentração de cloreto, ao longo de seu processo de difusão no interior do elemento estrutural, atinge uma concentração limite na superfície das armaduras, o processo corrosivo é iniciado. O presente trabalho apresenta uma formulação numérica não linear para a análise mecânica de estruturas em concreto armado submetidas aos efeitos corrosivos que ocorrem nas armaduras. A análise mecânica é efetuada utilizando-se uma formulação baseada no Método dos Elementos Finitos. O comportamento não linear do concreto e do aço são modelados por meio do modelo de dano de Mazars e um modelo elastoplástico isotrópico com encruamento positivo, respectivamente. O comportamento não linear geométrico é determinado por meio de um modelo baseado na descrição lagrangiana atualizada. O processo de difusão dos cloretos é representado via segunda lei de Fick. Os parâmetros e efeitos dependentes do tempo associados à corrosão, como a redução da tensão de escoamento do*

aço, a taxa de corrosão e a redução da área da seção transversal das armaduras são considerados por meio de equações empíricas. Como aplicação da metodologia proposta, será analisada uma viga bi apoiada com uma carga concentrada no centro do vão. A viga será analisada utilizando-se, primeiramente, a formulação descrita na NBR 6118:2014. Em seguida serão efetuadas análises complementares, utilizando-se a formulação não linear proposta. As análises revelam que as taxas de redução da carga última da estrutura ao longo do tempo são maiores para os primeiros anos após o início do processo corrosivo. Além disso, estas diminuem até atingirem valores constantes. Assim, o presente trabalho contribui para o estudo da previsibilidade do comportamento mecânico estrutural frente a este tipo de problema patológico.

Keywords: durabilidade estrutural. corrosão. lei de Fick. modelo de dano de Mazars.

1 INTRODUÇÃO

Sistemas estruturais, inevitavelmente, estão submetidos aos efeitos de degradação mecânica provocados pelo ambiente no qual estão inseridos. Alguns dos agentes agressivos mais comuns são: altas temperaturas, baixas temperaturas, umidade relativa do ar, vento, insetos e microrganismos. Estes agentes agressivos interferem na estrutura, gerando assim patologias. Dentre as diversas patologias estruturais existentes, a corrosão das armaduras é evidenciada como a causa mais comum de degradação mecânica em estruturas em concreto armado (Val e Melchers, 1997; Val e Stewart, 2003; Apostolopoulos e Papadakis, 2008; Suo e Stewart, 2009; Bastidas-Arteaga et al., 2011).

Um relatório da *Federal Highway Administration*, enviado ao congresso dos EUA em 1991, destacava que 39% das pontes em concreto armado do país apresentavam problemas estruturais, sendo que 23% requeriam reparo imediato. A corrosão foi apontada como a patologia mais comum encontrada (Mehta e Monteiro, 2008). Estudos realizados em diversos países demonstraram que o custo mundial anual envolvido em problemas de corrosão é de cerca 1,8 trilhões de dólares. Isto equivale a cerca de 3 a 4 % do produto interno bruto dos países industrializados (Schmitt, 2009).

É evidente que os custos envolvidos no reparo estrutural não podem ser completamente eliminados. Contudo, a utilização de estratégias ótimas de projeto, inspeção e reparo podem diminuir substancialmente esses montantes. Assim, a compreensão do comportamento mecânico da estrutura submetida a esse fenômeno é o primeiro passo para um adequado tratamento do problema.

A corrosão das armaduras é resultado da incapacidade do concreto de exercer sua função química protetora. A armadura pode perder a proteção oferecida pelo concreto (despassivação), geralmente, através da ação de elementos agressivos contidos ou originários de fontes externas que atuam sobre o concreto, reduzindo a alcalinidade ou rompendo a película protetora. Para o caso das armaduras, os cloretos e a carbonatação do concreto são os principais iniciadores da corrosão (Helene, 1993; Silva, 2003). O presente trabalho trata especificamente da corrosão por cloretos.

O modelo clássico de vida útil das armaduras submetidas à corrosão foi proposto por Tuutti (1982) e é amplamente conhecido e divulgado no meio técnico. A vida útil das armaduras é dividida em duas fases no modelo de Tuutti: iniciação e propagação. O período de iniciação corresponde ao tempo desde a execução da estrutura até a ação do agente agressivo em atravessar o cobrimento do concreto, alcançar a armadura e despassivá-la. O segundo período,

o da propagação, corresponde ao desenvolvimento do processo corrosivo até níveis inaceitáveis de deterioração.

Entre os efeitos mecânicos ocasionados pelo processo corrosivo, podem ser citados:

- A redução da área de aço das armaduras;
- A redução da tensão de escoamento das armaduras;
- A fissuração do concreto de cobrimento decorrente dos produtos expansivos originados por meio das reações químicas do fenômeno e;
- A influência na aderência entre a armadura e o concreto.

Na literatura é possível encontrar um número considerável de trabalhos que propõem formulações para o tratamento e consideração dos fenômenos acima elencados em análises estruturais. Du et al. (2006) propõem um modelo em elementos finitos para a análise dos efeitos de fissuração no concreto provocados pela expansão radial das armaduras corroídas, buscando inclusive validar a formulação por meio de ensaios de laboratório. Ozbolt et al. (2011) apresentam um modelo numérico tridimensional para a investigação da variação da taxa de corrosão segundo a composição do concreto, fissuração e nível de saturação. Potisuk et al. (2011) apresentam um modelo em elementos finitos para a simulação do comportamento de estruturas em concreto armado submetidas à esforços predominantemente de cisalhamento, levando em consideração corrosão uniforme e por pites, fissuração do concreto por expansão radial das armaduras e redução de aderência entre estribos e o concreto.

Entretanto, a utilização de um modelo consistente que considere simultaneamente a degradação mecânica do aço e do concreto frente a este fenômeno, permanece ainda um desafio no campo da engenharia estrutural. O presente trabalho se insere neste contexto, apresentando uma formulação numérica não linear, baseada no Método dos Elementos Finitos, para a análise mecânica de estruturas em concreto armado submetidas a efeitos corrosivos. A degradação mecânica do concreto e do aço são descritas, respectivamente, por um modelo de dano e por um modelo de plasticidade. A degradação do aço ocasionada pelos efeitos do fenômeno corrosivo é considerada por meio de equações empíricas disponíveis na literatura. A formulação apresentada permite quantificar a redução da capacidade resistente da estrutura em função do tempo, com o avanço do processo corrosivo.

2 CONCRETO: MODELO DE DANO

A mecânica do dano é um dos campos da mecânica das estruturas que se destaca por apresentar modelos para a representação do comportamento mecânico do concreto. A mecânica do dano permite a determinação da resistência de uma estrutura solicitada em função da evolução de um campo de defeitos (microfissuras ou poros) considerado continuamente distribuído. Os conceitos iniciais desse campo da mecânica foram apresentados no final dos anos 50, servindo, ainda hoje, de base para o desenvolvimento de diversos modelos.

Neste trabalho a não linearidade do comportamento mecânico do concreto é representada por meio do modelo de dano proposto por Mazars (1984), baseado na mecânica do dano no contínuo. Dentre os diversos modelos de dano encontrados na literatura, o modelo de dano de Mazars (1984) se adequa bem à modelagem de materiais com ruptura frágil. Este modelo de dano permite a representação consistente do processo progressivo de fissuração no concreto.

O modelo segue as seguintes hipóteses:

- Não se consideram as deformações plásticas residuais. Se considera, portanto, somente a perda da rigidez do material;
- A lei de evolução do dano é definida em termos de alongamentos. Assim, para que exista evolução do dano, ao menos uma das componentes do tensor de deformações principais deve ser de tração e;
- O dano é isótropo e é representado por uma variável escalar.

Assim, em um determinado ponto da estrutura, define-se a grandeza deformação equivalente $\tilde{\epsilon}$ como:

$$\tilde{\epsilon} = \sqrt{(\epsilon_1)_+^2 + (\epsilon_2)_+^2 + (\epsilon_3)_+^2} \quad (1)$$

sendo que: $(\epsilon_i)_+$ representam as componentes positivas do tensor de deformações principais, definidas por:

$$(\epsilon_i)_+ = \frac{1}{2}[\epsilon_i + |\epsilon_i|] \quad (2)$$

O início do dano é caracterizado quando a deformação equivalente $\tilde{\epsilon}$ atinge o valor de deformação que corresponde ao pico de tensão do ensaio uniaxial de tração, representado neste trabalho por ϵ_{d0} (Fig.1).

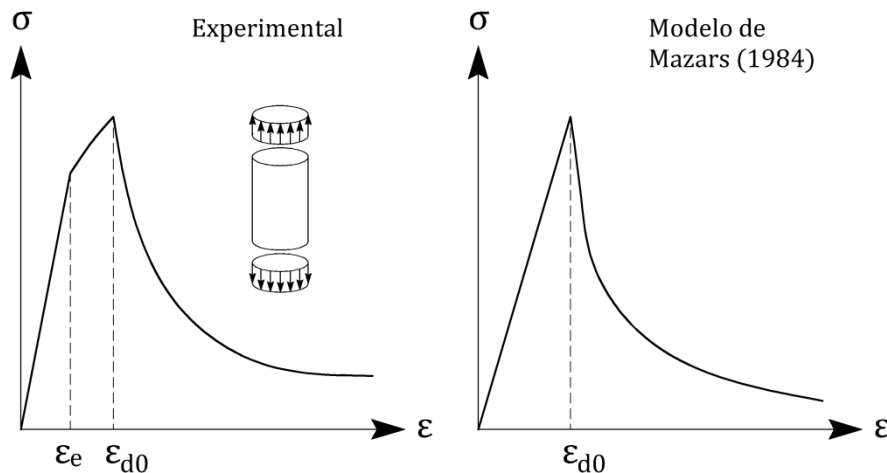


Figura 1. Diagrama tensão deformação experimental e segundo o modelo de Mazars (1984) do concreto a tração

Partindo-se da hipótese de que a danificação seja iniciada a partir de deformações equivalentes maiores que a deformação correspondente ao pico de tensão do ensaio uniaxial de tração (ou seja, $\tilde{\epsilon} > \epsilon_{d0}$), foi estabelecido o seguinte critério de danificação:

$$f(\tilde{\epsilon}, D) = \tilde{\epsilon} - \hat{S}(D) \leq 0 \quad (3)$$

sendo que D é a variável escalar que define o dano e $\hat{S}(D)$ representa a deformação equivalente em função do dano. No início do processo incremental-iterativo, $\hat{S}(D)$ assume o valor de ϵ_{d0} . Nos demais passos, $\hat{S}(D)$ é calculado considerando o valor de $\tilde{\epsilon}$ do último passo convergido.

A não simetria da resposta do concreto à tração e à compressão frente a situações uniaxiais de carregamento é considerada no modelo por meio de duas variáveis independentes D_T e D_C . Isto é justificável uma vez que o processo de fissuração ocorre de maneira diferente para cada

tipo de solicitação. As componentes de dano a tração D_T e a compressão D_C são calculadas em função dos parâmetros internos do modelo A_T , B_T , A_C e B_C , conforme as seguintes equações:

$$D_T = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1 - A_T)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_T}{e^{[B_T(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{d0})]}} \quad (4)$$

$$D_C = 1 - \frac{\varepsilon_{d0}(1 - A_C)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_C}{e^{[B_C(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{d0})]}} \quad (5)$$

Utilizando-se de uma combinação linear de D_T e D_C , é possível definir a variável de dano D para casos multiaxiais como:

$$D = \alpha_T D_T + \alpha_C D_C \quad (6)$$

Neste trabalho, os coeficientes α_T e α_C para estados de tensão multiaxiais são determinados por meio da proposta adotada por Perego (1990):

$$\alpha_T = \frac{\sum_i (\underline{\varepsilon}_{Ti})_+}{\underline{\varepsilon}_V^+} \quad \alpha_C = \frac{\sum_i (\underline{\varepsilon}_{Ci})_+}{\underline{\varepsilon}_V^+} \quad (7)$$

sendo que $\underline{\varepsilon}_{Ti}$ e $\underline{\varepsilon}_{Ci}$ são determinadas a partir das tensões principais considerando o material elástico linear e sendo $\underline{\varepsilon}_V^+$ uma variável cinemática representativa do estado local de extensão, sendo definida por:

$$\underline{\varepsilon}_V^+ = \sum_i (\underline{\varepsilon}_{Ti})_+ + \sum_i (\underline{\varepsilon}_{Ci})_+ \quad (8)$$

Finalmente, em termos de relação tensão deformação, pode-se afirmar que o dano escalar penaliza diretamente todas as componentes do tensor de rigidez elástica. Assim sendo, a relação constitutiva do modelo, na forma tangente, é dada por:

$$\underline{\underline{\sigma}} = (1 - D) \underline{\underline{D}}_0 \underline{\underline{\varepsilon}} \quad (9)$$

sendo $\underline{\underline{\sigma}}$ o tensor de tensões, $\underline{\underline{D}}_0$ o tensor constitutivo e $\underline{\underline{\varepsilon}}$ o tensor de deformações.

3 AÇO: MODELO ELASTOPLÁSTICO

Uma das características dos materiais dúcteis, como o aço, por exemplo, é que estes apresentam comportamento característico plástico após atingirem o escoamento. No âmbito da modelagem do comportamento mecânico do aço, é possível representar o surgimento e acúmulo de deformações residuais ou plásticas permanentes por meio da teoria da plasticidade e em especial, utilizando-se modelos elastoplásticos uniaxiais.

No modelo elastoplástico isotrópico com encruamento positivo, o critério de plastificação é definido como:

$$f = \sigma_s - (\sigma_{sy} + K\alpha) \leq 0 \quad (10)$$

sendo σ_s a tensão atuante nas armaduras, σ_{sy} a tensão de escoamento do aço, K é o módulo plástico de encruamento isótropo e α é uma medida da deformação plástica equivalente.

Caso f resulte em um valor menor ou igual a zero, o aço encontra-se em regime elástico e portanto a tensão na barra é determinada por meio da seguinte equação:

$$f \leq 0 \rightarrow \sigma_s = E\varepsilon \quad (11)$$

Caso f resultar em um valor maior que zero, o aço encontra-se em regime plástico e portanto a tensão na barra é determinada por meio da seguinte equação:

$$f > 0 \rightarrow \sigma_s = E_T \varepsilon \quad (12)$$

sendo E_T o módulo elastoplástico tangente do aço, dado por:

$$E_T = \frac{EK}{E + K} \quad (13)$$

4 NÃO LINEARIDADE GEOMÉTRICA E ELEMENTO FINITO DE PÓRTICO PLANO

A não linearidade geométrica, neste trabalho, é descrita por meio de uma formulação lagrangeana atualizada. Nesta formulação utilizam-se as informações do último passo de carga convergido a fim de descrever a situação de equilíbrio no passo de carga atual. A implementação computacional desta formulação necessita de duas atualizações a cada configuração de equilíbrio.

A primeira atualização refere-se ao vetor de coordenadas cartesianas nodais no passo atual $\underline{X}_i$, sendo este o resultado da soma entre o vetor de coordenadas cartesianas nodais do passo anterior convergido $\underline{X}_{i-1}$ e o vetor com os incrementos de deslocamentos da última iteração do passo atual $\underline{\Delta u}_i$. A primeira atualização pode então ser assim escrita:

$$\underline{X}_i = \underline{X}_{i-1} + \underline{\Delta u}_i \quad (14)$$

Assim, ao longo do processo de solução do problema, em um dado incremento i , tem-se inicialmente a estrutura com novas coordenadas cartesianas nodais e, portanto, na posição deslocada.

A segunda atualização refere-se ao tensor de tensões do passo atual, pois, na descrição atualizada, a mudança contínua de referencial impõe que o tensor de tensão seja transformado para a nova configuração, rotacionada em relação à anterior. Essa transformação é realizada relacionando o tensor de Cauchy com o tensor de Piola-Kirchhoff de segunda espécie.

No entanto, para pequenas deformações, o tensor de Cauchy na configuração atual coincide com o tensor de Piola-Kirchhoff de segunda espécie da configuração do passo anterior. Assim, a atualização é realizada sobre o tensor de tensões do passo atual $\underline{S}_i$, sendo este o resultado da soma entre o tensor de tensões do passo anterior convergido $\underline{S}_{i-1}$ e o tensor com os incrementos de tensão da última iteração do passo atual $\underline{\Delta S}_i$. A segunda atualização pode então ser assim escrita:

$$\underline{S}_i = \underline{S}_{i-1} + \underline{\Delta S}_i \quad (15)$$

Neste trabalho utiliza-se um elemento finito de pórtico plano. Este elemento é obtido por meio da composição entre dois elementos finitos mais simples: o elemento finito de viga considerando a hipótese de Timoshenko e o elemento finito de barra simples unidimensional. A dedução da matriz de rigidez desses elementos pode ser vista em Gere e Weaver (1981). Contudo, são feitas algumas observações a respeito desses elementos.

O elemento finito de pórtico plano possui dois nós e três graus de liberdade por nó: deslocamento axial, rotação e deslocamento transversal, conforme apresentado na Fig. 2. As funções interpoladoras adotadas para os deslocamentos axiais, rotações e deslocamentos transversais são um polinômio do primeiro, segundo e terceiro grau, respectivamente.

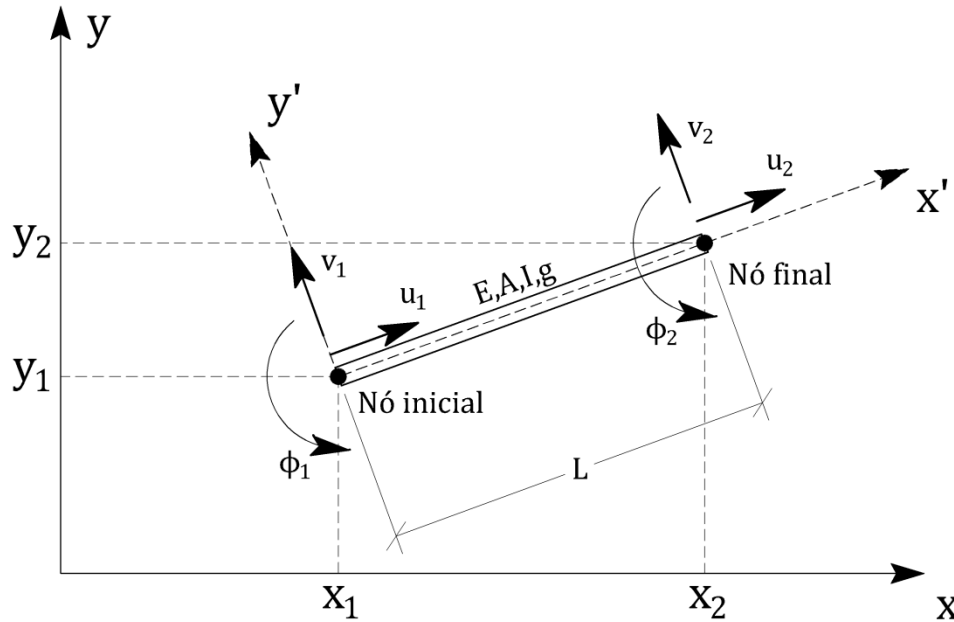


Figura 2. Elemento finito de pórtico plano

A matriz de rigidez e o vetor de forças internas para o elemento de pórtico plano com modelo de dano, com influência do cisalhamento e não linearidade geométrica, envolvem equações integrais. Essas equações são numericamente resolvidas utilizando-se a quadratura de Gauss e Gauss-Lobatto. Ambas as técnicas consistem em substituir as integrais analíticas por somatórios. A precisão desta aproximação dependerá do número de pontos escolhidos para a interpolação da função integrada, sendo este número de pontos convenientemente escolhido de forma que o erro tenda a zero e que não implique em um alto custo computacional.

Matematicamente, a análise estrutural consiste na solução do sistema de equações:

$$[\underline{\underline{K}} + \underline{\underline{K}}(\underline{u})] \cdot \underline{u} = \underline{F}^{ext} \quad (16)$$

sendo $\underline{\underline{K}}$ a parte linear da matriz de rigidez da estrutura, $\underline{\underline{K}}(\underline{u})$ a parte não linear da matriz de rigidez da estrutura, dependente dos deslocamentos residuais, $\underline{u}$ o vetor de deslocamentos e rotações e $\underline{F}^{ext}$ o vetor de forças externas aplicadas sobre a estrutura.

Para a solução do sistema de equações utiliza-se o método de Newton-Raphson. O critério de convergência é definido em função da norma do vetor de resíduos em força.

5 DIFUSÃO DE CLORETOS

Os mecanismos de transporte que levam ao movimento e concentração iônica dos cloretos no concreto são os seguintes: absorção capilar, difusão iônica, permeabilidade sob pressão e migração iônica (Cascudo, 1997). Contudo, o mecanismo de transporte dos cloretos no interior do concreto pode ser adequadamente representado considerando-se apenas a difusão iônica. Para representar tal fenômeno, a lei de Fick tem sido amplamente utilizada e considerada uma forma adequada de modelar esse mecanismo (Vu e Stewart, 2000; Samson et al., 2003; Val et al., 2009; Guzmán et al. 2011).

Fick apresenta duas leis. A primeira é aplicável à difusão em estado estacionário. A segunda lei, que representa uma condição transiente, pode ser escrita em função do tempo de exposição aos cloretos (Helene, 1993). A segunda lei de difusão de Fick é aplicável a materiais homogêneos, isotrópicos e inertes e assume que as propriedades mecânicas no processo de difusão sejam iguais em todas as direções do espaço e se mantêm constantes ao longo do tempo (Crank, 1975).

Segundo as premissas teóricas da difusão de Fick, o transporte de cloretos no concreto, através de uma seção transversal unitária de material por unidade de tempo (fluxo F), é proporcional ao gradiente de concentração de cloretos, medido na direção normal à seção transversal (Tuutti, 1982). Assim:

$$F = -D \frac{\partial C}{\partial x} \quad (17)$$

O sinal negativo nessa equação surge, pois a difusão de íons cloreto ocorre na direção oposta ao aumento da concentração destes íons. A constante de proporcionalidade D , apresentada na Eq. (17), é o coeficiente de difusão de cloretos. Em geral, D não é uma constante, pois depende de vários parâmetros como o tempo para o qual a difusão deve ser medida, localização do ponto na estrutura, composição do concreto, etc.

Quando os íons cloreto difundem-se no concreto, ocorre a mudança na concentração de cloretos C , ao longo de um tempo t , em cada ponto x do concreto, caracterizando um estado de difusão não estacionário. Com o intuito de simplificar a análise, o problema de difusão pode ser considerado como sendo unidimensional.

A segunda lei de Fick considera o fluxo variável com a profundidade de penetração e com o tempo t , e, com isso, retrata uma situação mais 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:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(-D \frac{\partial C}{\partial x} \right) \quad (18)$$

Para a aplicação da segunda lei de difusão de Fick, como apresentado na Eq. (18), em concretos expostos a cloretos durante um longo período de tempo, dever-se-ia conhecer a variação do coeficiente de difusão ao longo do tempo. Se apenas poucas observações existirem em um cenário específico, é possível estimar limites inferiores e superiores para a variação de D ao longo do tempo. Apesar dessa dependência, pode-se considerar um caso particular no qual o coeficiente de difusão é independente da localização x , do tempo t e da concentração de cloretos C . Neste caso, a segunda lei de Fick pode ser assim reescrita:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = -D_0 \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (19)$$

Nesta equação, D_0 é o coeficiente de difusão constante. A solução desta equação diferencial, para um domínio semi-infinito e com uma concentração uniforme na superfície estrutural, é dada por:

$$C(x, t) = C_0 \operatorname{erfc} \left[\frac{x}{2\sqrt{D_0 t}} \right] \quad (20)$$

Nesta equação, C_0 é a concentração de íons cloreto sobre a superfície da estrutura (considerada constante ao longo do tempo) e erfc é a função matemática de valor complementar da função erro de Gauss.

Adotando na Eq. (20) um valor de $C(x, t)$ igual a concentração de cloretos limite na interface concreto-aço ($C(x, t) = C_{lim}$), um valor de x igual ao cobrimento do elemento de concreto ($x = cob$), pode-se determinar o tempo para a despassivação das armaduras e, conseqüente, início da corrosão. Neste caso, o tempo para iniciação da corrosão t_r , pode ser determinado explicitamente conforme a seguir:

$$t_r = \frac{1}{D_0} \left\{ \frac{cob}{2 \operatorname{erfc}^{-1}[C_{lim}/C_0]} \right\}^2 \quad (21)$$

Na literatura existem diversas formulações para a determinação do coeficiente de difusão. Algumas englobam apenas um fator para o cálculo de D_0 , outras são mais complexas e englobam diversos parâmetros. A utilização de uma ou outra formulação fica condicionada a disponibilidade de dados e a sensibilidade de resposta procurada para o problema tratado.

Por conveniência e com o objetivo de representar a aplicabilidade na análise de casos práticos, onde pode haver pouca informação disponível, neste trabalho é utilizado o modelo de Bentz et al. (1996) para o cálculo do coeficiente de difusão dos cloretos. A expressão que os autores apresentam depende apenas da relação água cimento (a/c):

$$D = 10^{-10+4,66 a/c} \quad (22)$$

Modelos mais completos estão disponíveis na literatura conforme pode ser visto em Saetta et al. (1993), Papadakis et al. (1996) e Matsumura et al. (2008),

6 EQUAÇÕES DO FENÔMENO CORROSIVO

6.1 Redução da área de aço das armaduras

As leis que regem as reações de eletrólise são leis que relacionam as massas das substâncias produzidas nos eletrodos e as quantidades de energia gastas na eletrólise. Michael Faraday, famoso químico-físico inglês, propôs em 1894 duas leis para descrever o fenômeno. A primeira lei diz que a massa de uma substância eletrolisada é diretamente proporcional à quantidade de carga elétrica que atravessa a solução. A segunda lei diz que, empregando-se a mesma quantidade de carga elétrica em diversos eletrólitos, a massa da substância eletrolisada, em qualquer dos eletrodos, é diretamente proporcional ao equivalente-grama da substância. As leis

de Faraday indicam que, a uma corrente de corrosão de $1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$, corresponde uma perda de seção de aço de $11,6 \mu\text{m}/\text{ano}$ ou $0,0116 \mu\text{cm}/\text{ano}$.

Baseados nas leis de Faraday, Val e Melchers (1997) propuseram uma forma de calcular a área residual de armaduras submetidas à corrosão por pite e à corrosão uniforme. Considerando-se o caso de corrosão uniforme, que é o tipo de corrosão modelado neste trabalho, a área de aço perdida por meio da corrosão A_{unif} , considerando uma taxa de corrosão i_{corr} dada em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$, o diâmetro íntegro da barra d_0 dado em centímetros, em um dado instante t_p em anos, é dada por:

$$A_{unif}(t_p) = \frac{\pi(d_0 - 0,0232 i_{corr} t_p)^2}{4} \quad (23)$$

Nesse caso, em uma dada seção transversal de um elemento de concreto armado, composta por n barras, sendo o diâmetro íntegro de cada barra d_{0i} dado em centímetros, a área total remanescente das seções transversais de aço submetidas à corrosão uniforme $A_{r,unif}$, em um dado instante t_p dado em anos, é obtido por meio da expressão:

$$A_{r,unif}(t_p) = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\pi d_{0i}^2}{4} - A_{unif_i}(t_p) \right] \quad (24)$$

Além da disponibilidade de oxigênio e água, a taxa de corrosão, presente na Eq. (23), é influenciada por uma infinidade de outros fatores como a relação água/cimento, o cobrimento do concreto e pelas condições ambientais (temperatura e umidade relativa). Considerar ao mesmo tempo a influência de todos, ou muitos, desses fatores é uma tarefa complexa, já que os modelos de previsão da taxa de corrosão são obtidos, em sua maioria, de forma empírica.

Um dos modelos desenvolvidos empiricamente para a obtenção da taxa de corrosão é apresentado por Vu e Stewart (2000). Desconsiderando-se a variação da taxa de corrosão i_{corr} com o tempo de propagação t_p , tem-se:

$$i_{corr} = \left[\frac{37,8(1 - a/c)^{-1,64}}{cob} \right] \quad (25)$$

e considerando a dependência da taxa de corrosão i_{corr} com o tempo de propagação t_p , tem-se:

$$i_{corr}(t_p) = \left[\frac{37,8(1 - a/c)^{-1,64}}{cob} \right] 0,85 t_p^{-0,29} \quad (26)$$

sendo i_{corr} a taxa de corrosão independente do tempo em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (microampère por centímetro quadrado), $i_{corr}(t_p)$ a taxa de corrosão dada em $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ (microampère por centímetro quadrado) em função do tempo decorrido após o início do processo corrosivo t_p dado em anos, a/c a relação água/cimento e cob o cobrimento do concreto dado em centímetros.

6.2 Redução da tensão de escoamento do aço

Além da redução da área de aço das armaduras, a corrosão ocasiona também a redução da tensão de escoamento do aço. Para a avaliação da evolução desta redução Du et al. (2005)

realizaram estudos experimentais, variando o diâmetro das barras, o tipo de barra (lisa ou nervurada), a condição da barra (nua ou imersa em concreto), entre outros fatores.

Du et al. (2005) explicam que para uma mesma corrosão, a capacidade residual de armaduras corroídas nuas e de armaduras imersas em concreto são similares. Embora a capacidade residual de diâmetros menores e/ou de armaduras lisas diminua mais rapidamente que diâmetros maiores ou armaduras nervuradas, a influência do tipo e diâmetro da armadura são insignificantes, tendo um nível de significância de 5% na maioria dos casos, podendo ser negligenciado na engenharia prática.

Como resultado do estudo, Du et al. (2005) propõem uma expressão para a previsão da tensão de escoamento de uma barra corroída:

$$\sigma_y = (1,0 - 0,005 Q_{corr})\sigma_{y_0} \quad (27)$$

sendo σ_y a tensão última ou tensão de escoamento da barra corroída, σ_{y_0} a tensão última ou tensão de escoamento da barra não corroída e Q_{corr} a quantidade de corrosão da armadura (%), dada pela Eq. (28).

$$Q_{corr} = 0,046 \frac{i_{corr}}{d_0} t_p = 1 - \left(\frac{d_s}{d_0}\right)^2 \quad (28)$$

sendo i_{corr} a taxa de corrosão da armadura na estrutura real ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$), t_p o tempo decorrido após a despassivação das armaduras (anos), d_s o diâmetro da armadura corroída (mm) e d_0 o diâmetro da armadura não corroída (mm).

Os resultados obtidos por meio da Eq. (27) e Eq. (28) para a avaliação da capacidade residual de armaduras corroídas estão razoavelmente de acordo com aqueles obtidos por meio de condições naturais de corrosão (Tapan e Aboutaha, 2011).

7 MODELO MECÂNICO SEGUNDO A NORMA BRASILEIRA

As hipóteses de cálculo descritas na norma brasileira NBR 6118:2014 não contemplam critérios de dano nem de plastificação. Contudo, mesmo considerando procedimentos simplificados, o modelo mecânico da norma é utilizado no exemplo do presente trabalho com a finalidade de compará-lo com o modelo em elementos finitos proposto que utiliza critérios de dano para o concreto e de plastificação para as armaduras.

Dentre as hipóteses básicas de cálculo na formulação, podem ser citados:

- As seções transversais permanecem planas após o início da deformação até o estado limite último: as deformações são, em cada ponto, proporcionais à sua distância até a linha neutra da seção (hipótese de Bernoulli);
- Admite-se solidariedade perfeita entre o concreto e a armadura: dessa forma, a deformação específica de uma barra da armadura, em tração ou compressão, é igual à deformação específica do concreto adjacente;
- As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no estado limite último;
- O colapso mecânico da seção transversal (peça sob ações majoradas e materiais com resistências minoradas) para qualquer tipo de flexão no estado limite último fica caracterizada pelas deformações específicas de cálculo do concreto na fibra menos

tracionada e do aço, próxima à borda mais tracionada, que atingem (uma delas ou ambas) os valores últimos (máximos) das deformações específicas desses materiais;

- Para os concretos até a classe C50, admite-se que a distribuição de tensões no concreto seja efetuada de acordo com o diagrama parábola-retângulo e para concretos das classes C50 a C90, a distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com um diagrama curvo e retangular.

A Fig. (3) mostra a seção transversal retangular de uma viga, com largura b e altura h , sob flexão simples, solicitada por um momento fletor positivo, com armadura longitudinal A_s e área A_c' de concreto comprimido, delimitada pela linha neutra (LN). A linha neutra é demarcada pela distância x , contada a partir da fibra mais comprimida da seção transversal. A altura útil é d , considerada da fibra mais comprimida até o centro de gravidade da armadura longitudinal tracionada.

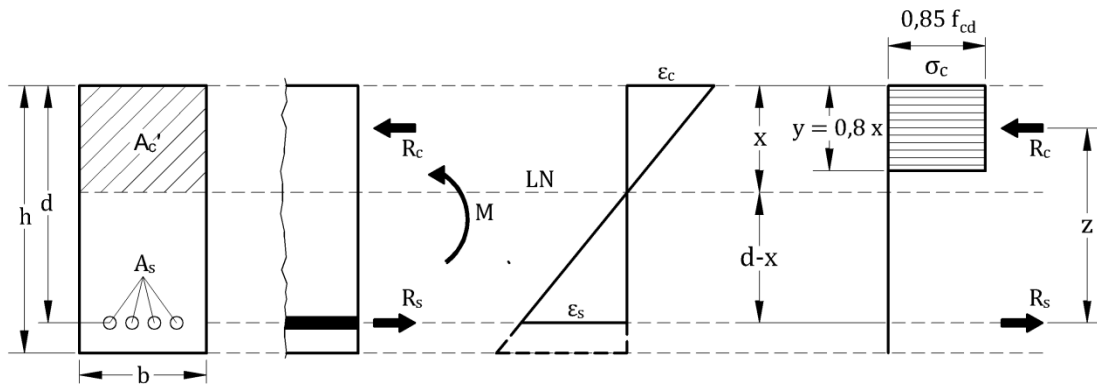


Figura 3. Distribuição de tensões e deformações em viga de seção retangular com armadura simples

O diagrama de deformações ao longo da altura da seção, com as deformações notáveis ϵ_c (máxima deformação de encurtamento do concreto comprimido) e ϵ_s (deformação de alongamento na armadura tracionada) e o diagrama retangular simplificado de distribuição de tensões de compressão, com altura $y = 0,8x$, e as respectivas resultantes de tensão no concreto comprimido e na armadura tracionada (R_c e R_s) estão também mostrados na Fig. (3).

Considerando que na flexão simples não ocorram forças normais solicitantes, e que a força resultante das tensões de compressão no concreto deva estar em equilíbrio com a força resultante das tensões de tração na armadura A_s , como indicadas na Fig. (3), pode-se escrever que:

$$R_c = R_s \quad (29)$$

Sabendo que $\sigma = R/A$, a força resultante das tensões de compressão no concreto, considerando o diagrama retangular simplificado, pode ser escrita como:

$$R_c = f_{cd} A_c' \quad (30)$$

Considerando a área de concreto comprimido (A_c') correspondente ao diagrama retangular simplificado com altura $0,8x$, a Eq. (30) pode ser assim reescrita:

$$R_c = 0,68 b x f_{cd} \quad (31)$$

e a força resultante das tensões de tração na armadura tracionada são assim definidas:

$$R_s = \sigma_{yd} A_s \quad (32)$$

sendo σ_{yd} a tensão de cálculo na armadura tracionada e A_s a área de aço da armadura longitudinal tracionada.

Considerando o equilíbrio de momentos fletores na seção, o momento fletor solicitante deve ser equilibrado por um momento fletor resistente, proporcionado pelo concreto comprimido e pela armadura tracionada. Assumindo valores de cálculo, por simplicidade de notação, ambos os momentos fletores devem ser iguais ao momento fletor de cálculo M_d , tal que:

$$M_{solic} = M_{resist} = M_d \quad (33)$$

As forças resistentes internas, proporcionadas pelo concreto comprimido e pela armadura tracionada, formam um binário oposto ao momento fletor solicitante, podendo ser assim escrito:

$$M_d = R_c z \quad (34)$$

$$M_d = R_s z \quad (35)$$

sendo $R_c z$ o momento interno resistente proporcionado pelo concreto comprimido e $R_s z$ o momento interno resistente proporcionado pela armadura tracionada.

Com $z = d - 0,4 x$ e aplicando a Eq. (31) na Eq. (36) tem-se:

$$M_d = 0,68 b x f_{cd} (d - 0,4 x) \quad (36)$$

Resolvendo a Eq. (36) (que é uma equação do segundo grau em x) obtém-se a posição x da linha neutra. Portanto:

$$x = 1,25 d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425 b d^2 f_{cd}}} \right] \quad (37)$$

A força na armadura R_s vem do produto da área de aço A_s pela tensão atuante no aço σ_{yd} (conforme Eq. (32)). Da Eq. (35) tem-se $M_d/z = R_s = \sigma_{yd} A_s$. Com $z = d - 0,4 x$ tem-se:

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{yd} (d - 0,4 x)} \quad (38)$$

A partir da área de aço calculada, pode-se então determinar o momento resistente da viga:

$$M_{resist} = 0,408 b x^2 f_{cd} = A_s \sigma_{yd} (d - 0,4 x) \quad (39)$$

8 APLICAÇÃO

As análises apresentadas neste exemplo têm por objetivo ilustrar a influência na resposta mecânica, para uma mesma estrutura isostática de concreto armado sendo corroída sob o efeito de cloretos, a partir da consideração ou não de determinados parâmetros e efeitos corrosivos. Para tanto, analisa-se uma viga em concreto armado bi-apoiada com um carregamento concentrado P aplicado no centro do vão. A viga foi dimensionada segundo a formulação e hipóteses da norma ABNT NBR 6118:2014, considerando, portanto, coeficientes de segurança. Na Fig. (4) está ilustrada a viga bi-apoiada analisada.

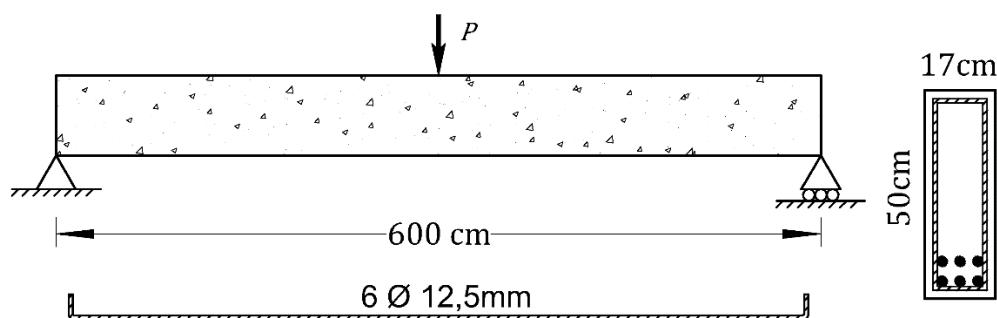


Figura 4. Viga bi-apoiada analisada

As análises realizadas fundamentalmente visam determinar a variação da carga última da estrutura em função do avanço do processo corrosivo. Para a análise mecânica primeiramente é utilizada a formulação prescrita pela norma NBR 6118:2014 e em seguida é utilizada a formulação não linear descrita neste trabalho. A definição da carga última depende da formulação utilizada. Em todas as análises deste exemplo, a carga última se refere a carga P aplicada no meio do vão.

Para a análise utilizando a formulação da norma brasileira, a carga última é definida como sendo igual a carga P que ocasiona um momento fletor igual ao momento resistente da seção (Eq. (39)) no centro do vão, onde esse tipo de esforço possui o valor máximo. Tanto o aço quanto o concreto são assumidos em seus estados elásticos lineares em todo instante.

Para as análises utilizando a formulação não linear proposta, a carga última é definida como sendo igual a carga P que configura um estado em que os materiais, ou aço ou concreto, atingem valores de deformação limite pré-estabelecidos. Conforme já comentado, os comportamentos mecânicos do aço e do concreto são representados, respectivamente, por meio do modelo de dano e do modelo de plasticidade descritos neste trabalho. A não linearidade geométrica e o elemento finito de pórtico plano são também utilizados, sendo o número de elementos finitos convenientemente escolhido.

Os parâmetros mecânicos e as geometrias comuns às análises usando a formulação da norma e a formulação não linear proposta são os seguintes: vão da viga de 600 cm, seção transversal de 17 cm x 50 cm, altura útil de 44,12 cm, $f_{ck} = 30$ MPa, módulo de elasticidade do concreto $E_c = 28000$ MPa, coeficiente de Poisson do concreto igual a 0,2, tensão de escoamento do aço $\sigma_{yk} = 500$ MPa e cobrimento da armadura de 3,0 cm.

Em todas as análises realizadas a penalização do aço é efetuada considerando a corrosão uniforme das armaduras e a difusão dos cloretos é modelada por meio da segunda lei de Fick. Os parâmetros envolvidos na análise de corrosão são: $C_{lim} = 0,9$ kg/m³ (conforme apresentado por Vu e Stewart (2000)), $C_0 = 1,15$ kg/m³ (conforme apresentado por McGee (1999)), $D_0 = 67,42$ mm²/ano (conforme expressão dada por Bentz et al. (1996)), relação água/cimento igual a 0,5 e incrementos de tempo de corrosão de 2 anos.

Nas análises que utilizam a formulação não linear apresentada, os dados comuns são os seguintes: limite de deformação para o concreto comprimido igual a 0,35% (conforme NBR 6118:2014), limite de deformação para as armaduras igual a 1% (conforme NBR 6118:2014), módulo de elasticidade do aço $E_s = 196000$ MPa, módulo plástico do aço igual a 19600 MPa, 100 passos de carga igualmente espaçados e tolerância em força igual a 10^{-4} . Os parâmetros de dano são os seguintes: $A_T = 0,70$, $B_T = 10000$, $A_C = 1,50$, $B_C = 2000$ e sendo a deformação inicial ε_{d0} para a qual o concreto começa a apresentar danificação igual a $6,4124 \times 10^{-5}$. A integração numérica é realizada utilizam-se 6 pontos de Gauss ao longo do comprimento de cada elemento e 20 pontos de Gauss ao longo da altura.

A análise efetuada usando a formulação da norma brasileira não considera a variação da taxa de corrosão em função do tempo, sendo calculada conforme Eq. (25). Essa análise não considera também o efeito de redução da tensão de escoamento do aço. Essas considerações são assumidas apenas nas análises que utilizam a formulação não linear proposta. A redução da tensão de escoamento, quando considerada, é calculada conforme a Eq. (27). A variação da taxa de corrosão em função do tempo, quando considerada, é assumida conforme Eq. (26).

Outras duas considerações que variam entre as análises que utilizam a formulação proposta são o número de elementos finitos adotados para a discretização da viga e a consideração ou não da variabilidade do fator água cimento de elemento para elemento. Para cada elemento finito são gerados valores pseudoaleatórios de fator água cimento afim de que o início da corrosão aconteça em instantes de tempo distintos, o que reproduz um cenário corrosivo mais real.

Foram realizadas 6 análises diferentes, sendo que as considerações a respeito das mesmas estão resumidas na Tabela 1. Os resultados da análise são apresentados na Fig. 5 em termos de carga última em função do tempo decorrido após a despassivação das armaduras.

Tabela 1. Considerações feitas nas análises

Nº da análise	Formulação utilizada	Taxa de corrosão em função do tempo?	Tensão de escoamento do aço em função do tempo?	Aleatoriedade no fator a/c dos elem. finitos?	Nº de elementos finitos
1	NBR 6118:2014	Não	Não	-	-
2	Proposta	Não	Não	Não	10
3	Proposta	Sim	Não	Não	10
4	Proposta	Sim	Não	Sim	10
5	Proposta	Sim	Não	Sim	100
6	Proposta	Sim	Sim	Sim	100

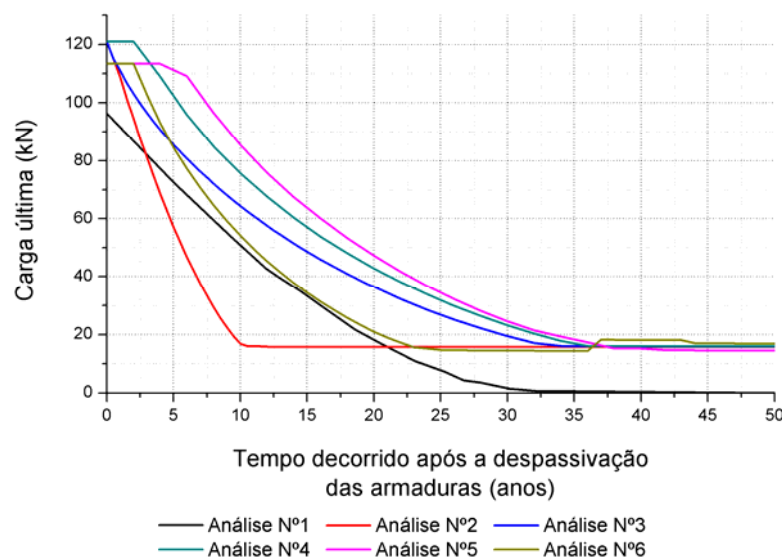


Figura 5. Avaliação da carga última com o avanço do processo corrosivo para as diversas análises realizadas

Percebe-se que a análise 1, utilizando o modelo da norma, é a análise que resultou em uma menor carga última inicial, ou seja, resultou em uma menor carga última na configuração onde as armaduras não se encontravam ainda corroídas. Este comportamento pode ser justificado pelo fato da formulação aplicada nessa análise ser linear, não levando em consideração a resistência do concreto a tração. Já a formulação não linear proposta leva em consideração a rigidez completa que o concreto proporciona a estrutura. Assim, nas análises não lineares 2, 3 e 4 as cargas últimas iniciais possuem valores iniciais 25% maiores do que na análise do tipo linear e 18% maiores, nas análises não lineares 5 e 6.

Na análise linear a carga última da estrutura a partir de aproximadamente 35 anos é nula, ou seja, a estrutura não é mais capaz de absorver nenhum tipo de carregamento. Isso pode ser explicado pela formulação adotada nessa análise, sendo que quando a área das armaduras for igual a zero, o momento fletor resistente de qualquer seção torna-se também zero. Já no caso das análises não lineares, percebe-se que a partir de 35 anos, a estrutura praticamente tem sua carga última estabilizada em aproximadamente 17 kN. Isto ocorre também justamente pelo fato de que a formulação não linear proposta leva em consideração a rigidez que o concreto proporciona à estrutura, enquanto que a análise linear não leva este parâmetro em consideração.

A única análise que resultou em algum momento cargas últimas menores do que a da análise 1 foi a análise 2. Isto pode ser explicado pelo fato de que na análise 2 considera-se a taxa de corrosão invariável com o tempo e, portanto, a taxa de corrosão permanece como sendo um valor constante e muito elevado ao longo da análise, sendo igual a $39,27 \mu\text{A}/\text{cm}^2$. Assim, as armaduras têm a sua área de aço reduzida muito mais rapidamente, produzindo um efeito mais severo em termos de carga última no caso da análise não linear via elementos finitos.

Na análise 2 a taxa de corrosão e a tensão de escoamento do aço são consideradas invariáveis com o tempo. Utilizaram-se 10 elementos finitos para efetuar a análise não linear. Essa é a análise que resultou na mais rápida redução de carga última da estrutura, tendo uma taxa média de redução da carga última de 10,4 kN/ano nos 10 primeiros anos após a despassivação das armaduras, período após o qual a carga última de mantém constante, pois o aço foi totalmente corroído.

Na análise 3 consideram-se as mesmas premissas da análise 2, com exceção da taxa de corrosão que, neste caso, é considerada como dependente do tempo. Esta consideração faz com que a velocidade de redução das áreas de aço das armaduras seja menor em comparação com as análises 1 e 2, resultando em uma diminuição da taxa de redução da carga última. Nesta análise a carga última permaneceu sempre maior do que a carga da análise utilizando o modelo da norma ao longo do tempo. Outro ponto a ser observado refere-se as análises 2 e 3, que possuem cargas últimas no tempo zero iguais, porém possuem históricos de evolução bem distintos.

Nas análises 4, 5 e 6 é considerada a variabilidade associada ao fator água cimento de cada elemento finito. Essa variabilidade foi assumida a fim de simular mais realisticamente o comprimento de ação da corrosão ao longo das armaduras longitudinais no interior de uma peça em concreto armado. Adotando uma distribuição estatística, uma média e um desvio padrão para o fator água/cimento, é possível gerar valores pseudoaleatórios de fatores água/cimento para cada elemento finito. Procedendo desta forma, cada elemento finito terá um tempo individual e próprio para a despassivação de suas armaduras, conforme pode ser calculado pela segunda lei de Fick. Além disso, uma análise de uma estrutura com um maior número de elementos finitos faz com que o tamanho de cada elemento seja menor, permitindo representar a corrosão de forma mais próxima à realidade, onde existem pequenos trechos onde ocorre a corrosão e não ao longo do comprimento total de todas as armaduras. Assim, as áreas das

armaduras são penalizadas diferentemente de elemento para elemento ao longo dos incrementos de tempo corrosivo de análise.

Assim, para as análises 4, 5 e 6, inclui-se a variabilidade do fator água/cimento, adotando-se uma distribuição uniforme com média 0,5 e desvio padrão de 0,0577. Na Fig. 5, para essas análises, são representadas as variações das cargas últimas da estrutura a partir do instante onde o primeiro elemento finito tem alguma de suas armaduras despassivadas, ou seja, a origem do eixo das abcissas representa um tempo no qual o primeiro elemento finito teve suas armaduras submetidas aos efeitos corrosivos. Portanto, nestas análises, o elemento finito que possuir um valor sorteado de fator água/cimento mais alto será o primeiro onde ocorrerá a despassivação das armaduras.

É possível notar nas análises 4, 5 e 6 que as curvas de respostas das mesmas (Fig. 5) possuem um trecho reto nos primeiros anos após a ocorrência da primeira despassivação de armadura de algum elemento finito. Esse trecho reto, ou seja, o período em que a carga última permanece inalterada com o avanço do processo corrosivo, pode ser explicado pelo fato de que, nessas análises, a quantidade de elementos finitos que tiveram suas armaduras despassivadas não é suficientemente grande para alterar a resposta estrutural em termos de carga última. Portanto, a estrutura apresenta o mesmo comportamento até que uma quantidade suficiente de elementos finitos tenham suas armaduras despassivadas para que assim a resposta global da estrutura seja alterada.

O resultado da análise 4 apresentou uma carga última no tempo zero igual as das análises 2 e 3, porém seu histórico de evolução tem um comportamento um pouco diferente da análise 3 e bastante distinto com relação a análise 2. A carga última dessa análise permanece sempre superior às das análises 2 e 3 ao longo do tempo devido ao fato de que a corrosão age diferentemente em cada elemento finito, ou seja, a redução da área de aço das armaduras não se inicia ao mesmo tempo em todos os elementos finitos. Assim, por dispor de uma maior quantidade de área de aço, a estrutura apresentará maior rigidez para resistir aos esforços solicitantes.

Nas análises 5 e 6 optou-se por considerar uma maior quantidade de elementos finitos, a fim de representar menores trechos de barra e assim simular de forma mais consistente e realista o comprimento de ação dos efeitos corrosão considerados. Em ambas as análises a carga última no tempo zero resultou menor do que as das análises 2, 3 e 4, resultado este que pode ser atribuído à maior discretização da estrutura.

Comparando-se a análise 5 às demais análises até o ano 35 aproximadamente, nota-se que sua carga última permanece como sendo àquela maior, com exceção dos primeiros 3 anos para a análise 4 e dos primeiros meses para as análises 2 e 3. As análises 3, 4 e 5 são as que apresentam maior semelhança de resposta estrutural escrita em termos de carga última.

No caso da análise 6 a consideração do efeito de redução da tensão de escoamento das armaduras devido ao processo corrosivo alterou sensivelmente a resposta estrutural com relação a análise 5, aumentando assim sua taxa de redução de carga última. Além disso, na análise 6 pode-se notar que o período até o qual a carga última se estabiliza é menor do que nas análises 3, 4 e 5, ocorrendo 12 anos antes do que estas.

9 CONCLUSÕES

A fim de facilitar as conclusões deste estudo, apresenta-se na Tabela 2 os valores médios das taxas de redução da carga última para as diversas análises realizadas. As taxas foram calculadas para faixas de tempo de 5 em 5 anos.

Tabela 2. Taxa média de redução da carga última das análises por faixas de tempo

Faixa de tempo decorrido após a despassivação das armaduras (anos)	Taxa média de redução da carga última (kN/ano)					
	Número da análise					
	1	2	3	4	5	6
0-5	4,35	12,77	7,09	2,39	0,86	5,75
5-10	3,77	8,06	4,22	6,67	5,60	6,10
10-15	3,77	0,19	3,17	3,07	3,58	3,93
15-20	2,61	0,00	2,44	3,50	4,06	2,71
20-25	2,90	0,00	1,57	1,81	2,10	1,24
25-30	1,16	0,00	1,82	2,12	2,43	0,05
30-35	0,14	0,00	0,68	1,07	1,06	0,01

De forma geral, as maiores taxas de redução da carga última devido aos efeitos corrosivos considerados se dão nos primeiros anos após a despassivação das armaduras. Com o avanço do processo corrosivo, essa taxa tende a reduzir-se devido ao fato de que, em idades avançadas, a estrutura se estabiliza em torno de um valor constante de carga última.

As análises 5 e 6 foram as que levaram em conta um maior número de efeitos mecânicos e um maior número de elementos finitos. Isto resultou em um expressivo tempo computacional de processamento. Com incrementos de tempo de 1 ano, por um período total de 50 anos de análise, o tempo de processamento foi de aproximadamente 17 horas. Isto resulta em um tempo médio de 20,4 minutos para o processamento de uma chamada do modelo mecânico, enquanto que nas análises 2, 3 e 4, que utilizam apenas 10 elementos finitos, o tempo médio de processamento de uma chamada do modelo mecânico foi de 2,5 minutos.

A extensão deste trabalho consiste na consideração na análise de outros efeitos mecânicos ocasionados pelo fenômeno corrosivo, como a fissuração do concreto devido aos produtos expansivos e a alteração do mecanismo de aderência entre aço/concreto. Aplicações em outros tipos de estrutura também podem ser explorados.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer a FAPESP pelo apoio financeiro prestado por meio do projeto nº 2014/18928-2.

REFERÊNCIAS

Associação Brasileira De Normas Técnicas, 2014. *ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Apostolopoulos, C.A., Papadakis, V.G., 2008. Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bar. *Construction and Building Materials*, v.22, n.12, p.2316-2324.

- Bastidas-Arteaga, E., Chateauneuf, A., Sánchez-Silva, M., Bressolette, P., Schoefs, F., 2011. A comprehensive probabilistic model for chloride ingress in unsaturated concrete. *Engineering Structures*, v.51, p.259-266.
- Bentz, D.P., Clifton, J.R., Snyder, K.A., 1996. Predicting service life of chloride-exposed reinforced concrete. *Concrete International*, v.18(12), p.42-47.
- Cascudo, O., 1997. *O controle da corrosão de armaduras em concreto: inspeção e técnicas eletroquímicas*, São Paulo: Pini, Goiânia: Editora UFMG.
- Crank, J., 1975. *The mathematics of diffusion*. 2nd ed., Oxford (London): Clarendon Press, p.414.
- Du, Y.G., Clark, L.A., Chan A.H.C., 2005. Residual capacity of corroded reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, v.57, n.3, p.135-147.
- Gere, J.M., Weaver, W.J., 1981. *Analysis of framed structures*. Ed. Guanabara S.A., Rio de Janeiro.
- Guzmán, S., Gálvez, J.C., Sancho, J.M., 2011. Cover cracking of reinforced concrete due to rebar corrosion induced by chloride penetration. *Cement and Concrete Research*, v.41, p.893-902.
- Helene, P.R.L., 1993. *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado*. Tese (Livre docência), 231f, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- Matsumura, T., Shirai, K., Saegusa, T., 2008. Verification method for durability of reinforced concrete structures subjected to salt attack under high temperature conditions. *Nuclear Engineering and Design*, v.238, n. 5, p.1181-1188.
- Mazars, J., 1984. Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non lineaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6, Paris.
- McGee, R., 1999. 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, p.297-306.
- Mehta, P.K., Monteiro, P.J.M., 2008. *Concreto: microestrutura, propriedades e materiais*. Tradução da 3. ed. em inglês. São Paulo: Ibracon.
- Ozbolt, J., Balabanic, G., Kuster, M., 2011. 3D numerical modelling of steel corrosion in concrete structures. *Corrosion Science*, vol.53, p.4166-4177.
- Papadakis V.G., Roumeliotis, A.P., Fardis M.N., Vagenas, C.G., 1996. Mathematical modelling of chloride effect on concrete durability and protection measures. In: Dhir RK, Jones MR, editors. *Concrete repair, rehabilitation and protection*, London (UK): E&FN Spon, p.165-174.
- Perego, M.A., 1990. *Danneggiamento dei materiali lapidei: leggi costitutive, analisi per elementi finiti ed applicazioni*. Tesi di Laurea, Politecnico di Milano, Milano.
- Potisuk, T., Higgins, C.C., Miller, T.H., Yim, S.C., 2011. Finite element analysis of reinforced concrete beams with corrosion subjected to shear. *Advances in civil engineering*, Hindawi Publishing Corporation.
- Saetta, A.V., Scotta, R.V., Vitaliani, R.V., 1993. Analysis of chloride diffusion into partially saturated concrete. *ACI Materials Journal*, v.90, n.5, p.441-451.
- Samson, E., Marchand, J., Snyder, K.A., 2003. Calculation of ionic diffusion coefficients on the basis of migration test results. *Materials and Structures*, v.36, p.156-165.

Silva, S.J.H., 2003. *Análise de estruturas de concreto armado sujeitas à corrosão de armadura por cloretos através do método dos elementos finitos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia), 171f, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Suo Q., Stewart, M.G., 2009. Corrosion cracking prediction updating of deteriorating RC structures using inspection information. *Reliability Engineering and System Safety*, vol.94, p.1340-1348.

Schmitt G., 2009. Global needs for knowledge dissemination, research, and development in materials deterioration and corrosion control. *World Corrosion Organization*, New York.

Tapan, M., Aboutaha, R.S., 2011. Effect of steel corrosion and loss of concrete cover on strength of deteriorated RC columns. *Construction and Building Materials*, 25, p.2596-2603.

Tuutti, K., 1982. *Corrosion of steel in concrete*. Swedish cement and concrete research institute, Stockholm.

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

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

Val, D.V., Stewart, M.G., 2003. Life-cycle cost analysis of reinforced concrete structures in marine environments. *Structural Safety*, v.25, n.4, p.343-362.

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