

## Capítulo 22

# Durabilidade e Vida Útil das Estruturas de Concreto

**Marcelo Henrique Farias de Medeiros**

Universidade Federal do Paraná

**Jairo José de Oliveira Andrade**

Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul

**Paulo Helene**

PhD Engenharia & Consultoria

### 22.1 Importância do tema

Em função dos crescentes problemas de degradação precoce observados nas estruturas, das novas necessidades competitivas e das exigências de sustentabilidade no setor da Construção Civil, observa-se, nas últimas duas décadas, uma tendência mundial no sentido de privilegiar os aspectos de projeto voltados à durabilidade e à extensão da vida útil das estruturas de concreto armado e protendido (CLIFTON, 1993).

Vários documentos internacionais como o *CEB-FIP Model Code 90*, *fib Model Code 2010*, *fib (CEB-FIP) Model Code 2006 for Service Life Design*, *ACI 201.1R-08*, *ACI 365.1R 00*, a norma europeia *EN-206*, a ABNT NBR 12655:2006, artigos de especialistas no tema tais como Helene (1983), Andrade & Gonzalez (1988), Rostam (1993), e documentos clássicos como a norma CETESB L1 007, entre outras, nos últimos 20 anos, têm contribuído para introduzir e consolidar novos conceitos em defesa da durabilidade e do aumento da vida útil das estruturas de concreto.

Segundo o *fib Model Code for Service Life Design* (2006), a questão da vida útil deve ser tratada sob, pelo menos, três aspectos:

- Métodos de Introdução ou Verificação da Vida Útil no Projeto;
- Procedimentos de Execução e Controle de Qualidade;
- Procedimentos de Uso, Operação e Manutenção.

Ainda, segundo o mesmo documento, para a introdução da durabilidade e seu controle no projeto e construção das estruturas de concreto, ou seja, para verificação da vida útil no projeto, há, pelo menos, quatro métodos ou estratégias, a saber:

1. Método probabilista completo (*confiabilidade* – ISO 2394:1998);
2. Método dos coeficientes parciais de segurança (*semiprobabilista* – ISO 22111:2007 e ABNT NBR 8681:2003);
3. Método “por atributos” ou exigências prescritivas;
4. Método indireto de proteção da estrutura.

Evidentemente essa visão é a que o meio técnico pode ter hoje como consequência da enorme evolução havida nos últimos anos nesse campo. No início das construções em concreto, no princípio do século XX e até a década de 80, comandava apenas o bom senso e a experiência do profissional, sendo a durabilidade claramente subjetiva, assegurada exclusivamente através de exigências prescritivas.

O estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado e protendido tem evoluído graças ao maior conhecimento dos mecanismos de transporte de líquidos e de gases agressivos nos meios porosos, como o concreto, que possibilitaram associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos.

Conseqüentemente, passou a ser viável a avaliação da vida útil expressa em número de anos e não mais em critérios apenas qualitativos de adequação da estrutura a certo grau de exposição.

O princípio básico, no entanto, não se alterou. Há necessidade, por um lado, de conhecer, avaliar e classificar o grau de agressividade do ambiente e, por outro, de conhecer o concreto e a geometria da estrutura, estabelecendo então a correspondência entre ambos, ou seja, entre a agressividade do meio *versus* a durabilidade da estrutura de concreto (HELENE, 1983).

A resistência da estrutura de concreto à ação do meio ambiente e ao uso dependerá, no entanto, da resistência do *concreto*, da resistência da *armadura*, e da resistência da *própria estrutura*. Qualquer um que se deteriore, comprometerá a estrutura como um todo.

Portanto, hoje é conveniente e indispensável uma separação nítida entre os ambientes preponderantemente agressivos à armadura dos ambientes preponderantemente agressivos ao concreto, assim como identificar projetos de arquitetura e detalhes estruturais que aumentem a “resistência” da estrutura ao meio ambiente.

Pode-se afirmar que o conhecimento da durabilidade e dos métodos de previsão da vida útil das estruturas de concreto são fundamentais para:

- auxiliar na previsão do comportamento do concreto em longo prazo - *o conceito de vida útil é introduzido no projeto estrutural de forma análoga ao de introdução da segurança*;
- prevenir manifestações patológicas precoces nas estruturas- *esse conhecimento é fundamental para reduzir riscos de fissuras, corrosão, expansões e outros problemas nas estruturas*;
- contribuir para a economia, sustentabilidade e durabilidade das estruturas-

*sempre lembrando que fazer uma boa engenharia significa manejar bem custos, técnica, recursos humanos e respeito ao meio ambiente.*

Vários trabalhos têm demonstrado a importância econômica da consideração da durabilidade a partir de pesquisas que demonstram os significativos gastos com manutenção e reparo de estruturas em países desenvolvidos (UEDA & TAKEWAKA, 2007), conforme apresentado no Quadro 1.

Quadro 1. Gastos em países desenvolvidos com manutenção.

país	gastos com construções novas	gastos com manutenção e reparo	gastos totais com construção
França	85,6 Bilhões de Euros (52%)	79,6 Bilhões de Euros (48%)	165,2 Bilhões de Euros (100%)
Alemanhã	99,7 Bilhões de Euros (50%)	99,0 Bilhões de Euros (50%)	198,7 Bilhões de Euros (100%)
Itália	58,6 Bilhões de Euros (43%)	76,8 Bilhões de Euros (57%)	135,4 Bilhões de Euros (100%)
Reino Unido	60,7 Bilhões de Pounds (50%)	61,2 Bilhões de libras (50%)	121,9 Bilhões de Pounds (100%)

*Nota: todos os dados se referem ao ano de 2004, exceto no caso da Itália que se refere ao ano de 2002.*

## 22.2 Definições e Terminologia

Durabilidade é uma das necessidades do usuário tal como definido no conceito de desempenho formulado pela ISO 6241:1984 *Performance standards in building - Principles for their preparation and factors to be considered*, e pela ASTM E 632, ainda no início da década de 80, o que demonstra que é um conceito incorporado há mais de 35 anos no âmbito das edificações, tardiamente incorporado às normas de estruturas de concreto no Brasil pela ABNT NBR 6118:2003.

Segundo esse conceito, *Durabilidade* é o resultado da interação entre a estrutura de concreto, o ambiente e as condições de uso, de operação e de manutenção. Portanto não é uma propriedade inerente ou intrínseca à estrutura, à armadura ou ao concreto. Uma mesma estrutura pode ter diferentes comportamentos, ou seja, diferentes *funções de durabilidade no tempo*, segundo suas diversas partes, até dependente da forma de utilizá-la.

Para a ABNT NBR 6118:2007, item 5.1.2.3, Durabilidade “consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e o contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto”. No *item 6.1* prescreve que “as estruturas de concreto devem ser projetadas e construídas de modo que sob as condições ambientais previstas na época do projeto e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o período correspondente à sua vida útil”.

Segundo a ISO 13823:2008 entende-se por *vida útil* “o período efetivo de tempo durante o qual uma estrutura ou qualquer de seus componentes satisfazem os requisitos de desempenho do projeto, sem ações imprevistas de manutenção ou reparo”. Observe-se que essa definição engloba o conceito de desempenho

formulado na década de 80 pela ISO 6241 já citada e que só recentemente, em 2010, foi introduzido na normalização brasileira através da ABNT NBR 15575:2010.

Para a ABNT NBR 6118:2007 item 6.2, vida útil de projeto é o “período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor, conforme itens 7.8 e 25.4, bem como de execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais”.

O *item 7.8* da ABNT NBR 6118:2007 entende que o conjunto de projetos relativos a uma obra deve orientar-se sob uma estratégia explícita que facilite procedimentos de inspeção e manutenção preventiva da obra e que deve ser produzido um Manual de Manutenção da estrutura conforme *item 25.4*: dependendo do porte da construção e da agressividade do meio e de posse das informações dos projetos, dos materiais e produtos utilizados e da execução da obra, esse Manual deve ser produzido por profissional habilitado, devidamente contratado pelo Proprietário da obra. Esse Manual deve explicitar de forma clara e sucinta, os requisitos básicos para a utilização e a manutenção preventiva, necessárias para garantir a vida útil prevista para a estrutura conforme indicado na ABNT NBR 5674:1999.

O *item 3.4* da ABNT NBR 5674 define Manual de Operação, Uso e Manutenção como o documento que reúne apropriadamente todas as informações necessárias para orientar essas atividades. Deve ser elaborado em conformidade com a ABNT NBR 14037:1998 *Manual de operação, uso e manutenção das edificações. Conteúdo e recomendações para elaboração e apresentação*.

Resumindo pode-se afirmar que vida útil deve sempre ser analisada de um ponto de vista amplo que envolve o projeto, a execução, os materiais, o uso, operação e a manutenção sob um enfoque de desempenho, qualidade e sustentabilidade.

Por outro lado, apesar das várias definições de vida útil, sua aplicação prática ainda esbarra em deficiências graves da normalização nacional atualmente em vigor. Como definido anteriormente, vida útil é um conceito quantitativo associado a um período de tempo, não definido nas normas brasileiras, salvo recentemente na ABNT NBR 15575:2010 que para edificações de até 5 andares, especifica 40 anos, mas que só entrará em vigor em 2012.

A definição de vida útil também depende da explicitação dos requisitos de desempenho ou estados limites de utilização ou de serviço (ELS no Brasil e SLS no exterior) que não estão na ABNT NBR 6118:2007, pois esta se refere quantitativamente apenas a fissuras de flexão indicadas por  $w_k$  e flechas máximas em vãos de vigas e lajes. Não há limites explícitos para fissuras de corrosão, expansões por reações álcali-agregados, lixiviação tipo eflorescências, fungos, manchas, despassivação, carbonatação, perfil de cloretos e outras formas de deterioração das estruturas de concreto.

Portanto a aplicação prática dos conceitos de durabilidade e de vida útil (introduzidos há mais de 35 anos na construção civil) ainda fica sujeita ao subjetivismo de cada um dos intervenientes.

No exterior há países mais adiantados, por exemplo, o ACI 365.1R-00, além de especificar o modelo (função matemática) de previsão da vida útil, define a vida útil de projeto como correspondente ao período de tempo em anos entre a data da estrutura concretada e a data da despassivação da armadura (por carbonatação ou por cloretos) somado de mais 6 anos (corresponde à letra A+mais 6 anos, da Figura 1).

Também a BS 7543:2003 *Guide to durability of buildings and building elements, products and components*, há mais de 30 anos define claramente os períodos de vida útil para diversas obras, especificando mínimo de 60 anos para edifícios e 120 anos para pontes, estádios, barragens e metrô.

No Brasil há uma proposta de definição clara de vida útil de projeto desde o início da década de 90 (HELENE, 1993), limitada aos fenômenos de corrosão das armaduras, que pode ser esquematizado conforme mostrado nas Figuras 1 e 2. Essa proposta foi realizada tomando por base o modelo proposto por Tuutti (1982) em sua tese de doutorado. Para os demais fenômenos de deterioração ainda não há propostas brasileiras nem internacionais.

Em nível internacional o *fib Model Code 2006 for Service Life Design* considera apenas os fenômenos da corrosão das armaduras, aplicável no Brasil, e os mecanismos de danificação devidos ao gelo e degelo, sem utilidade no Brasil. Já o *fib Draft Model Code 2010* também apresenta modelos de vida útil para os fenômenos de ação de águas ácidas e lixiviação.

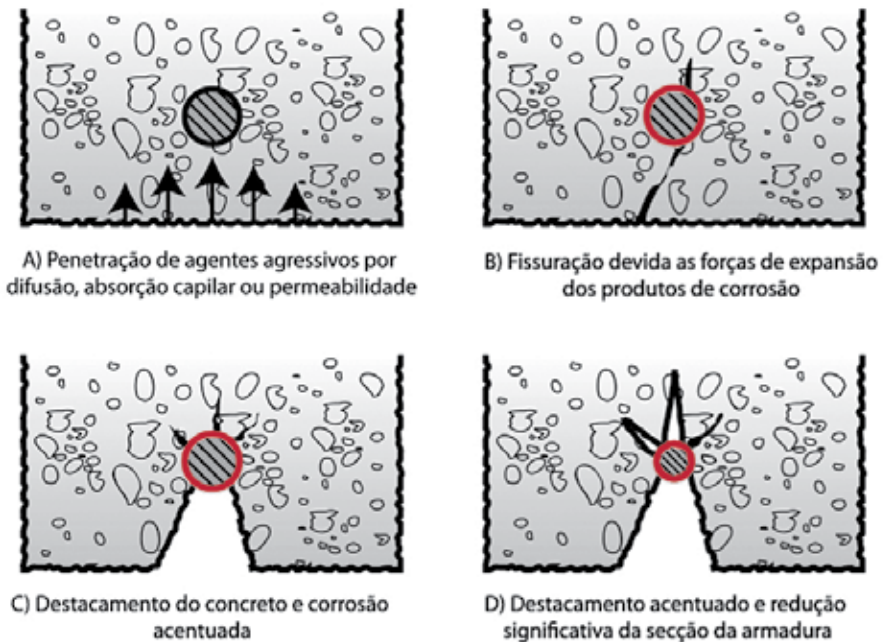


Figura 1 – Evolução esquemática da deterioração de estruturas de concreto por corrosão de armaduras (HELENE,1986).

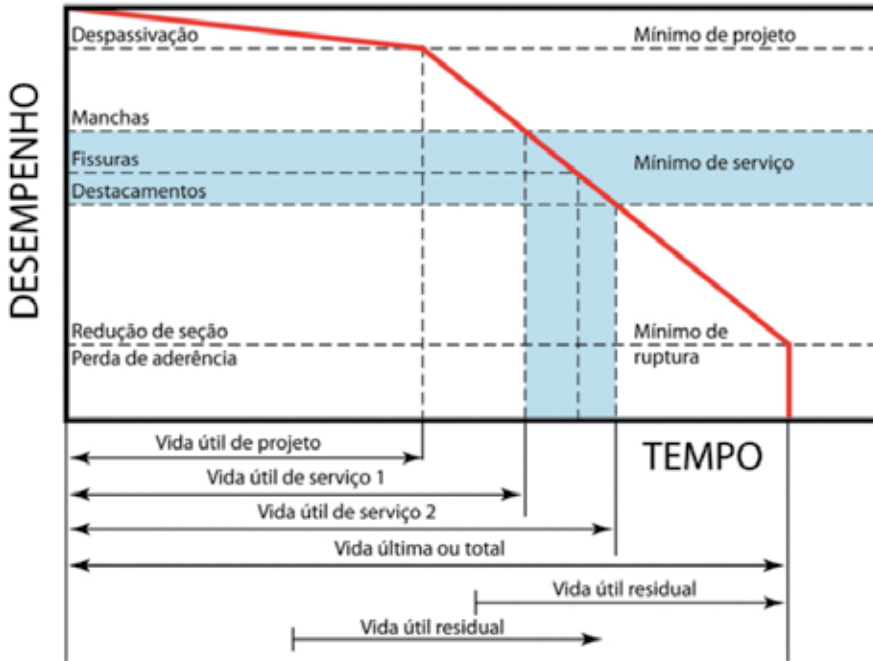


Figura 2 – Conceituação de vida útil das estruturas de concreto tomando por referência o fenômeno de corrosão de armaduras (HELENE, 1997).

Interpretando a Figura 2, temos as definições especificadas a seguir:

- **Vida útil de projeto:** Período de tempo que vai até a despassivação da armadura, normalmente denominado de período de iniciação. Corresponde ao período de tempo necessário para que a frente de carbonatação ou a frente de cloretos atinja a armadura. O fato da região carbonatada ou de certo nível de cloretos atingir a armadura e teoricamente despassivá-la, não significa que necessariamente a partir desse momento haverá corrosão importante, apesar de que em geral ela ocorre. Esse período de tempo, no entanto, é o período que deve ser adotado no projeto da estrutura, a favor da segurança;
- **Vida útil de serviço:** Período de tempo que vai até o momento em que aparecem manchas na superfície do concreto, ou ocorrem fissuras no concreto de cobrimento, ou ainda quando há o destacamento do concreto de cobrimento. É muito variável de um caso para outro, pois depende das exigências associadas ao uso da estrutura<sup>1</sup>. Enquanto em certas situações é inadmissível que uma estrutura de concreto apresente manchas de corrosão ou fissuras, em outros casos somente o início da queda de pedaços de concreto, colocando em risco a integridade de pessoas e bens, pode definir o momento a partir do qual se deve considerar terminada a vida útil de serviço;

<sup>1</sup> O estado limite de utilização ou de serviço corresponde às condições “adequadas” de funcionamento da estrutura do ponto de vista de compatibilidade com outras partes da construção e do ponto de vista do conforto psicológico. Basicamente são cálculos simplificados de deformações máximas em peças fletidas por ação de cargas características (não majoradas) e de abertura máxima característica de fissuras (cujo valor em torno de 0,3 ou 0,4 mm corresponde ao limite de desconforto humano), assim como limitações de tensões de trabalho. Em outras palavras, corresponde exigir da estrutura uma rigidez e integridade mínimas que permita assentar paredes e pisos sem que estes fissurem por deformações exageradas da estrutura.

- *Vida útil última ou total*: Período de tempo que vai até a ruptura ou colapso parcial ou total da estrutura. Corresponde ao período de tempo no qual há uma redução significativa da seção resistente da armadura ou uma perda importante da aderência armadura / concreto, podendo acarretar o colapso parcial ou total da estrutura;
- *Vida útil residual*: Corresponde ao período de tempo em que a estrutura ainda será capaz de desempenhar suas funções, contado nesse caso a partir de uma data qualquer, correspondente a uma vistoria. Essa vistoria e diagnóstico podem ser efetuados a qualquer instante da vida em uso da estrutura. O prazo final, nesse caso, tanto pode ser o limite de projeto, o limite das condições de serviço, quanto o limite de ruptura, dando origem a três possíveis vidas úteis residuais; uma mais curta, contada até a despassivação da armadura, outra até o aparecimento de manchas, fissuras ou destacamento do concreto e outra longa contada até a perda significativa da capacidade resistente do componente estrutural ou seu eventual colapso.

Nos métodos de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto, há vários anos utilizam-se os seguintes termos e critérios de verificação da segurança e estabilidade estrutural:

- estado limite último ou de ruptura (ELU ou ULS);
- estado limite de utilização ou de serviço (ELS ou SLS).

A questão da durabilidade, no entanto, nunca foi contemplada objetivamente nas normas, nem a questão da estética, nem a de conforto psicológico. Para essas exigências humanas, é necessário estabelecer novos requisitos e novos critérios de dimensionamento. Serão outros critérios para “estados limites” últimos ou de serviço, que devem ser estabelecidos a partir do conhecimento dos fenômenos e dos mecanismos de envelhecimento e de suas consequências.

Esse “conhecimento” deve derivar, de preferência, da observação histórica de estruturas com problemas patológicos de uma determinada natureza, deve considerar o custo e os problemas de uma intervenção corretiva e deve adaptar-se aos mesmos princípios básicos que norteiam o projeto estrutural clássico. Em outras palavras devem ser estabelecidos de tal forma que tenham uma probabilidade muito pequena de serem atingidos durante o período de tempo considerado.

Na definição da vida útil, o importante é construir uma sistemática abrangente que permita:

- deixar bem claro o critério de julgamento;
- fixar uma condição de alta probabilidade de sucesso, pois o “engenheiro” vai ter de passar a projetar e garantir aquilo que projetou e construiu e não poderá frustrar-se frequentemente;
- estimular a inspeção e a observação periódicas das estruturas com recálculos de vida residual e de vida útil efetivas e comprovação das hipóteses inicialmente adotadas na fase de projeto;

- revalorizar o papel da técnica na decisão da durabilidade. Evitar manter a situação atual na qual a “perda da vida útil” se faz com base a observação visual, em que todos, inclusive e principalmente os “leigos”, percebem que a vida útil de uma estrutura terminou, pois esta se mostra visivelmente alterada, fissurada, manchada, deformada e até “desmanchando-se”. Reconhecer que o término da vida útil de projeto de uma estrutura não é um procedimento visual para qualquer um, mas deve ser um procedimento especializado empreendido por um engenheiro profissional através do uso de equipamentos, de técnicas e de critérios modernos.

Uma evolução das ideias de definição da vida útil foi apresentada pela *ISO 13823:2008* através do conceito de estado limite de durabilidade (ELD). Tal conceito refere-se aos valores mínimos aceitáveis para o desempenho, ou os máximos aceitáveis para a degradação, que uma estrutura deve apresentar para fins de estimativa da vida útil de projeto, que está associado a um critério de desempenho.

Segundo a *ISO 13823:2008*, o valor do índice de confiabilidade ( $\beta$ ), associado a um estado limite de durabilidade, encontra-se na faixa de 0,8 a 1,6, e deveria estar associado a uma probabilidade de falha de 5% a 20%.

### 22.3 Conceito Sistêmico de Durabilidade e Vida Útil

A questão da vida útil das estruturas de concreto deve ser enfocada de forma holística, sistêmica e abrangente, envolvendo equipes multidisciplinares. Deve também ser considerada como resultante de ações coordenadas e realizadas em todas as etapas do processo construtivo: concepção; planejamento; projeto; materiais e componentes; execução propriamente dita e principalmente durante a etapa de uso da estrutura.

A palavra holística vem do grego *holos* e significa que o perfeito entendimento de um fenômeno ou processo não pode ser deduzido a partir da soma de cada uma das partes constituintes dos mesmos, e sim através de uma visão global, que leve em consideração a interação existente entre as partes que contribuem para o funcionamento do todo (ANDRADE, 1997).

Isso ocorre porque é comum existir um efeito de sinergia entre as partes de um sistema. Por exemplo, uma estrutura de concreto armado submetida a uma ocorrência da reação álcali-agregado vai expandir-se e fissurar, abrindo caminho para o ingresso mais rápido de cloretos que irão causar corrosão de armaduras.

Outro indicador de sinergia entre processos de degradação é o fato de que os principais agentes agressivos à armadura, o gás carbônico e o íon cloreto não são agressivos ao concreto, ou seja, não o atacam deletериamente. Por outro lado, os agentes agressivos ao concreto como as chuvas ácidas podem danificar o concreto de cobertura e facilitar a ação nefasta do gás carbônico e dos cloretos sobre as armaduras.



Uma relação que aborda a interação que existe entre tais temas foi apresentada por Andrade *et al.* (2009) e complementada por Possan (2010), cuja representação esquemática da evolução dos conceitos relativos ao projeto estrutural está apresentada na Figura 3.

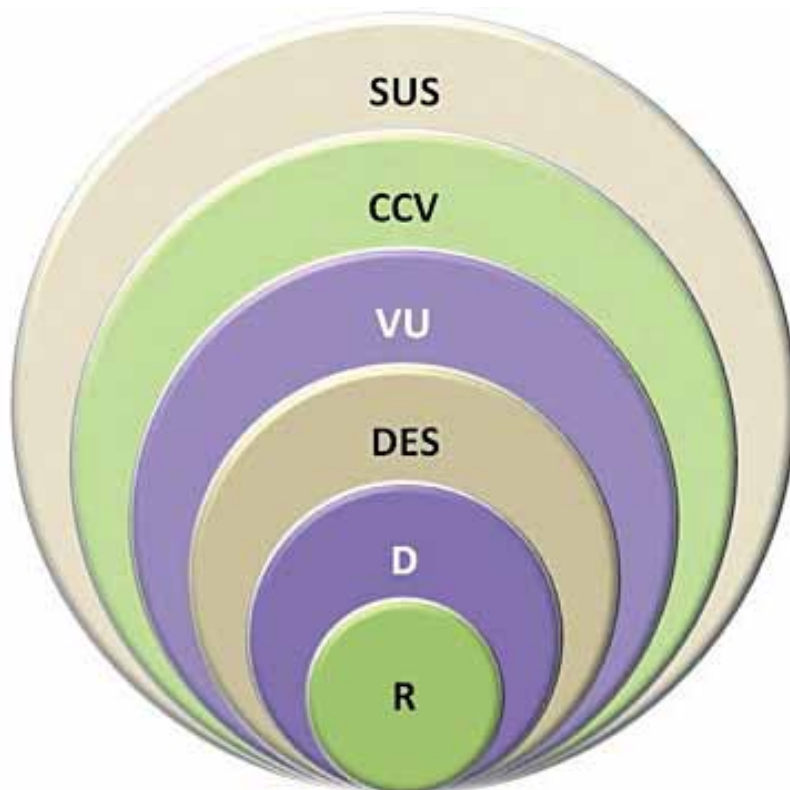


Figura 3 – Evolução conceitual do projeto das estruturas de concreto em que R=resistência; D=durabilidade; DES=desempenho; VU=vida útil; CCV=custos do ciclo de vida; SUS=sustentabilidade (POSSAN, 2010).

No início do desenvolvimento e da difusão do concreto armado, nas primeiras décadas de 1900, as estruturas eram projetadas utilizando bom senso e experiência profissional, em que a principal característica controlada era a resistência média à compressão e que, durante muito tempo, foi tida como fonte única e segura das especificações de projeto.

Com o passar dos anos se enfatizou a durabilidade dessas estruturas e dos seus materiais constituintes, aliando esse conceito ao desempenho das mesmas, ou seja, ao comportamento em uso.

Ainda faltava inserir nos projetos a variável tempo, surgindo então os estudos de vida útil. Atualmente, fatores como competitividade, custos e preservação do meio ambiente estão novamente impondo mudanças na maneira de conceber-se estruturas, exigindo que essas sejam projetadas de forma holística, pensando no seu ciclo de vida e nos custos associados.

A partir dos conceitos e procedimentos de análise dos custos durante o ciclo de vida das estruturas, vários estudos podem ser conduzidos viabilizando o projeto para a sustentabilidade.

Para estruturas de concreto armado que necessitam vida útil elevada, a redução da durabilidade provoca o aumento do consumo de matérias-primas, produção de poluentes, gastos energéticos e custos adicionais com reparos, renovação e manutenção das construções. Nestes casos, aumentar a vida útil, de maneira geral, mostra-se uma boa solução em longo prazo para a preservação de recursos naturais, redução de impactos, economia de energia e prolongamento do potencial de extração das reservas naturais.

Para auxiliar o entendimento da visão holística da durabilidade, Barbudo & Castro-Borges (2001) propuseram um diagrama de fluxo, abrangente e sistêmico, que leva em conta as variáveis envolvidas.

Existem níveis de desempenho mínimos aceitáveis e a estrutura vai perdendo sua capacidade inicial ao longo do tempo de utilização. Isso vem do fato incontestável de que nada é eterno e toda construção tem um tempo de vida útil que é finito. A Figura 4 ilustra essa questão e também destaca a necessidade de manutenção periódica.

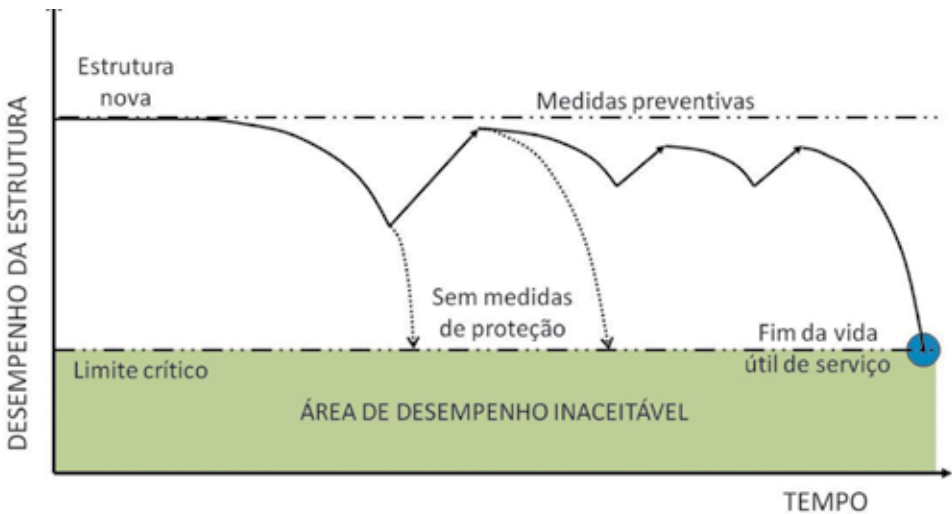


Figura 4 - Variação do desempenho de uma estrutura de concreto armado ao longo do tempo.

Concluindo, pode-se dizer que existe uma relação íntima entre desempenho, qualidade, durabilidade, vida útil e sustentabilidade cuja discussão mais aprofundada pode ser encontrada no *fib Draft Model Code 2010* e no capítulo 50 deste livro. Focando na durabilidade, ser sustentável é projetar as estruturas com qualidade, resistência e vida útil compatível com as suas necessidades de utilização, respeitando o meio ambiente.

Tomando por base a bibliografia e conceitos citados, fica claro que gerir o problema da durabilidade das estruturas de concreto implica em bem responder as questões gerais mencionadas a seguir.

- Qual a definição de vida útil?
- Quais são os mecanismos de envelhecimento das estruturas de concreto armado e protendido?
- Como classificar o meio ambiente quanto à sua agressividade à armadura e ao concreto?
- Como classificar o concreto quanto à sua resistência aos diferentes meios agressivos?
- Qual a correspondência entre a agressividade do meio e a resistência à deterioração da estrutura de concreto?
- Quais são os métodos de previsão da vida útil?
- Quais devem ser os critérios de projeto arquitetônico e estrutural?
- Como deve ser a dosagem e a produção do concreto?
- Quais os procedimentos adequados de execução e controle da estrutura?
- Quais os procedimentos, limitações e critérios para bem utilizar a estrutura?
- Quais os procedimentos e critérios para bem exercer a vistoria, o monitoramento e a manutenção das estruturas?

Como pode ser observado, há uma interdependência entre os fatores que influenciam na durabilidade de uma estrutura, podendo-se observar a existência de três grandes grupos: o primeiro referente ao processo de projeto, à produção e ao uso da estrutura; o segundo referente às características do concreto e um terceiro relativo à agressividade do ambiente.

## 22.4 Mecanismos de Envelhecimento e Deterioração

Os mecanismos mais importantes e frequentes de envelhecimento e de deterioração das estruturas de concreto estão descritos nas ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 12655:2006 e listados a seguir.

*Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto:*

- lixiviação (águas puras e ácidas);
- expansão (*sulfatos, magnésio*);
- *expansão* (reação álcali-agregado);
- reações deletérias (superficiais tipo eflorescências).

*Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura:*

- corrosão devida à carbonatação;
- corrosão por elevado teor de íon cloro (cloreto).

*Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita:*

- ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas (fadiga), deformação lenta (fluência), relaxação, e outros considerados em qualquer norma ou código regional, nacional ou internacional, mas que não fazem parte de uma análise de vida útil e durabilidade tradicional.

No Quadro 2, está apresentada uma visão geral dos principais mecanismos físico-químicos de deterioração das estruturas de concreto armado e protendido, tratados em profundidade em outros capítulos deste livro.

Com relação a ambientes industriais, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP, 1990) e a *Portland Cement Association* (PCA, 2007) disponibilizam tabelas que descrevem os efeitos de diversas substâncias sobre o concreto.

De forma geral, ácidos orgânicos e minerais, óleos, substâncias fermentadas, esgoto industrial podem atacar o concreto.

Numa estrutura de concreto armado e protendido, o aço é a parte mais sensível ao ataque do meio ambiente e por essa razão as armaduras devem ficar protegidas através de uma espessura de concreto de cobrimento.

Essa “pele” de pasta, argamassa e concreto sobre o aço também possui características variáveis ao longo do tempo. Logo após a compactação e durante o período de cura, ela é altamente alcalina com pH de aproximadamente 12,6. A partir da interrupção da cura, inicia-se o processo de envelhecimento que poderá culminar com a despassivação das armaduras.

Observa-se que o cobrimento das armaduras tem uma importância fundamental no que se refere à vida útil das estruturas, assim como os procedimentos executivos têm consequências preponderantes na qualidade desta camada. Sendo assim, é imperativo que o cobrimento seja projetado e executado adequadamente, a fim de garantir o desempenho projetado para a estrutura.

Quadro 2 – Principais mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado.

agressividade do ambiente		consequências sobre a estrutura	
natureza do processo	condições particulares	alterações iniciais na superfície do concreto	efeitos a longo prazo
carbonatação	UR 60% a 85%	imperceptível	redução do pH corrosão de armaduras fissuração superficial
lixiviação	atmosfera ácida, águas puras	eflorescências, manchas brancas	redução do pH corrosão de armaduras desagregação superficial
retração	umedecimento e secagem, ausência de cura UR baixa (< 50%)	fissuras	fissuração corrosão de armaduras
fuligem	partículas em suspensão na atmosfera urbana e industrial	manchas escuras	redução do pH corrosão de armaduras
fungos e mofo	temperaturas altas (>20°C e <50°C) com UR > 75%	manchas escuras e esverdeadas	redução do pH desagregação superficial corrosão de armaduras
concentração salina, Cl <sup>-</sup>	atmosfera marinha e industrial	imperceptível	despassivação e corrosão de armaduras
sulfatos	esgoto e águas servidas	fissuras	expansão → fissuras desagregação do concreto corrosão de armaduras
álcali-agregado	composição do concreto umidade, UR > 95%	fissuras gel ao redor do agregado gráúdo	expansão → fissuras desagregação do concreto corrosão de armaduras

## 22.5 Classificação da Agressividade do Meio Ambiente

A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e de outras previstas no dimensionamento das estruturas de concreto.

A classificação da agressividade do ambiente, com base nas condições de exposição da estrutura ou suas partes, deve levar em conta o micro e macroclima atuantes sobre a obra e suas partes críticas.

A partir de uma síntese das publicações disponíveis, a agressividade ambiental pode ser avaliada segundo o ponto de vista da durabilidade da armadura e da durabilidade do próprio concreto. No caso dos projetos das estruturas correntes, é possível considerar as classes adotadas pela ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 12655:2006, apresentadas no Quadro 3.

Quadro 3 – Classes de agressividade ambiental.

classe de agressividade	agressividade	risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	insignificante
II	Média	pequeno
III	Forte	grande
IV	muito forte	elevado

A classificação da agressividade do meio ambiente às estruturas de concreto armado e protendido pode ser avaliada, simplificada para fins dos projetos correntes, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, conforme apresentado no texto das normas ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 12655:2006.

Uma classificação mais rigorosa, com base na concentração efetiva de certas substâncias agressivas no ambiente que envolve a estrutura ou suas partes pode também ser utilizada em casos especiais, recomendando-se os limites orientativos constantes da norma CETESB L 1.007, ou da EN 206, conforme discutido em profundidade nos capítulos 9, 21, 23, 24, 25, 26, 27, 28 e 30 deste livro.

## 22.6 Classificação dos Concretos

A resistência do concreto aos diferentes meios agressivos depende, entre outros fatores, da natureza e tipo dos seus materiais constituintes assim como da composição ou dosagem do concreto, ou seja, depende de:

- tipo e consumo de cimento;
- tipo e consumo de adições e de água;
- relação água / cimento;
- natureza e  $D_{\max}$  do agregado.

Na realidade o mais importante é a resistência da estrutura ao meio ambiente e esta depende não só da qualidade do concreto, mas também da execução, do uso correto e de critérios adequados de projeto.

É conhecido que para evitar envelhecimento precoce e satisfazer às exigências de durabilidade devem ser observados os seguintes critérios de projeto:

- prever drenagem eficiente;
- evitar formas arquitetônicas e estruturais inadequadas;
- garantir concreto de qualidade apropriada, particularmente nas regiões superficiais dos elementos estruturais;
- garantir cobrimentos de concreto apropriados para proteção às armaduras;
- detalhar adequadamente as armaduras;
- controlar a fissuração das peças;
- prever espessuras de sacrifício ou revestimentos protetores em regiões sob condições de exposição ambiental muito agressivas;
- definir um plano de inspeção e manutenção preventiva.

Deve-se dar preferência a certos tipos de cimento Portland, a adições minerais e a aditivos mais adequados para resistir à agressividade ambiental, em função da natureza dessa agressividade. Do ponto de vista da maior resistência à lixiviação, são preferíveis os cimentos com adições tipo CP III e CP IV. Para minimizar o risco de reações álcali-agregado<sup>2</sup> são preferíveis os cimentos pozolânicos tipo CP IV. Para reduzir a profundidade de carbonatação são preferíveis os cimentos tipo CP I e CP V sem adições. Para reduzir a penetração de cloretos são preferíveis os cimentos com adições tipo CP III e CP IV com adição extra de sílica ativa, metacaulim e cinza de casca de arroz.

A qualidade efetiva do concreto superficial de revestimento e de proteção à armadura depende da adequabilidade da fôrma, do aditivo desmoldante e, preponderantemente da cura dessas superfícies. Em especial devem ser curadas as superfícies expostas precocemente, devido à desmoldagem, tais como fundo de lajes, laterais e fundos de vigas e faces de pilares e paredes.

Uma diretriz geral, encontrada na literatura técnica, ressalta que a durabilidade da estrutura de concreto é determinada por quatro fatores identificados como regra dos **4C**:

- Composição ou traço do concreto;
- Compactação ou adensamento efetivo do concreto na estrutura;
- Cura efetiva do concreto na estrutura;
- Cobrimento das armaduras.

Na ausência de valores de ensaios experimentais nos concretos que realmente serão utilizados na estrutura, pode ser adotada a classificação orientativa, apresentada no Quadro 4, referente à corrosão de armaduras e no Quadro 5, referente à deterioração do concreto.

<sup>2</sup> A ABNT NBR 15577:2008 estabelece como deve ser realizada a avaliação de agregados para concreto e a prevenção da ocorrência de reação álcali-agregado, em obras novas, por meio de uma análise de risco da estrutura em função do local de implantação, dos materiais utilizados e do tipo de estrutura, dando as diretrizes para a mitigação da ocorrência da reação.

Quadro 4 – Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de corrosão das armaduras.

classe de concreto	classe de resistência (ABNT NBR 8953:2009)	máxima relação a/c	deterioração por carbonatação	deterioração por cloretos
			teor de adições	teor de adições
durável	≥ C50	≤ 0,38	≤ 10% de pozolana, metacaulim ou escória de alto forno	≥ 20% de pozolana ou metacaulim ≥ 65% de escória de alto forno aço galvanizado ou inox
resistente	C35 C40 C45	≤ 0,50	≤ 10% de pozolana ou metacaulim ≤ 15% de escória de alto forno	≥ 10% de pozolana ou metacaulim ≥ 35 % de escória de alto forno aço galvanizado ou inox
normal	C25 C30	≤ 0,62	Qualquer	qualquer
efêmero	C10 C15 C20	qualquer	Qualquer	qualquer

Quadro 5 – Classificação da resistência dos concretos frente ao risco de deterioração por lixiviação ou por formação de compostos expansivos.

classe de concreto	classe de resistência (ABNT NBR 8953:2009)	deterioração por expansão		deterioração por lixiviação
		teor de C <sub>3</sub> A no cimento anidro	teor de adições	teor de adições
durável	≥ C50	≤ 5%	≥ 20% de pozolana ou metacaulim ≥ 65% de escória de alto forno	≥ 20% de pozolana ou metacaulim ≥ 65% de escória de alto forno
resistente	C35 C40 C45	≤ 5%	≥ 10% de pozolana ou metacaulim ≥ 35 % de escória de alto forno	≥ 10% de pozolana ou metacaulim ≥ 35 % de escória de alto forno
normal	C25 C30	≤ 8%	Qualquer	qualquer
efêmero	C10 C15 C20	qualquer	Qualquer	qualquer

## 22.7 Agressividade do Meio *versus* Durabilidade do Concreto

Uma vez que sejam mantidas constantes as demais variáveis que entram em jogo na problemática da durabilidade das estruturas de concreto, a correspondência básica entre agressividade do meio ambiente e durabilidade do concreto pode ser a considerada, simplificada, no Quadro 6.

Quadro 6 – Correspondência entre agressividade do ambiente e durabilidade do concreto.

classe de agressividade	concreto recomendável
I ou fraca	efêmero, normal, resistente ou durável
II ou média	normal, resistente ou durável
III ou forte	resistente ou durável
IV ou muito forte	durável

Uma correspondência direta como a indicada no Quadro 6 só tem sentido como primeira aproximação, pois é possível utilizar com segurança e sem comprometimento da durabilidade, um concreto não recomendável desde que esse fato seja compensado com outras medidas protetoras e preventivas.

Esse é o caso da grande maioria das obras já construídas e em operação no Brasil. Nessas obras dificilmente foi empregado o concreto recomendável, porém medidas posteriores de manutenção e proteção podem assegurar uma vida útil compatível com as expectativas dos usuários e com a necessidade da sociedade.

Cabe ressaltar, no entanto, que do ponto de vista econômico todas as medidas visando durabilidade, tomadas em nível de projeto e de dosagem do concreto são sempre muitas vezes mais convenientes, mais seguras e mais econômicas que medidas protetoras tomadas *a posteriori*.

Os custos de intervenção na estrutura para atingir certo nível de durabilidade e proteção crescem progressivamente quanto mais tarde for essa intervenção. A evolução desse custo de intervenção pode ser representado por uma progressão geométrica de razão 5, conhecida por lei dos 5 ou regra de Sitter (1984).

## 22.8 Métodos para Estimar Vida Útil

De acordo com Helene (2004), a estimativa de vida útil de estruturas de concreto pode ser efetuada através de um dos quatro procedimentos a seguir:

- com base nas experiências anteriores;
- com base em ensaios acelerados;
- com base em enfoque determinista;
- com base em enfoque estocástico ou probabilista.

Felizmente, o avanço no conhecimento sobre os mecanismos de transporte de líquidos e de gases agressivos nos meios porosos como o concreto tem proporcionado uma evolução nos estudos sobre durabilidade das estruturas de concreto armado, possibilitando associar o tempo aos modelos matemáticos que expressam quantitativamente esses mecanismos. Consequentemente, passou a ser viável a avaliação da vida útil expressa em número de anos e não mais em critérios apenas qualitativos de adequação da estrutura a certo grau de exposição.

Esse pode ser considerado um grande avanço na área de vida útil de estruturas de concreto armado. Porém, apesar de muitos modelos com essa finalidade estarem disponíveis atualmente, suas validações a partir de comparações com resultados de campo precisam ser realizadas e são mais demoradas por envolverem monitoramento de estruturas em condições reais de utilização, cuja degradação é relativamente lenta.

### 22.8.1 Método com base nas experiências anteriores

Desde as primeiras normas sobre estruturas de concreto armado, a questão da durabilidade tem sido introduzida de forma qualitativa. São especificadas



certas exigências construtivas que “asseguram” durabilidade. Em outras palavras significa “– Faça assim que tem dado bom resultado. – Mas quantos anos de vida útil terá? – Não se sabe, mas parece que dessa maneira tem funcionado bem...”

A primeira norma sobre estruturas de concreto<sup>3</sup> data de 1903 e era Suíça. Seguiram-na a Alemã de 1903/1904, a Francesa de 1906 e a Inglesa de 1907. Finalmente, em 1910 foi publicada a primeira norma Americana para o projeto e construção de obras em concreto armado, que naquela época já especificava: “*the main reinforcement in columns shall be protect by a minimum of two inches ( $\geq 5\text{cm}$ ) of concrete cover, reinforcement in girders and beams by one and one-half inches ( $\geq 3,8\text{cm}$ ) and floor slabs by one inch ( $\geq 2,5\text{cm}$ )*” (HELENE, 2004).

Essa postura de especificar adequadas espessuras de cobrimento de concreto às armaduras perdura nas normas americanas até hoje, conforme especificado no *ACI 318-08*.

No Brasil a primeira norma sobre estruturas de concreto, publicada pela Associação Brasileira de Concreto (ABC), data de julho de 1931 e especificava:

- consumo de cimento  $\geq 240 \text{ kg/m}^3$ , sempre;
- consumo de cimento  $\geq 270 \text{ kg/m}^3$ , partes expostas;
- consumo de cimento  $\geq 300 \text{ kg/m}^3$ , para pontes;
- água de amassamento não deve conter cloretos, sulfatos e nem matéria orgânica;
- cobrimento  $\geq 1,0\text{cm}$  para lajes interiores e  $\geq 1,5\text{cm}$  para exteriores;
- cobrimento  $\geq 1,5\text{cm}$  para pilares e vigas interiores e  $\geq 2,0\text{cm}$  para exteriores.

Como se observa, a norma Brasileira, apesar de mais completa em relação à Americana de 1910, era muito mais ousada, permitindo cobrimentos bem inferiores, e desprezando a agressividade do meio ambiente. Hoje, em face dos enormes prejuízos causados com a perda precoce da vida útil de inúmeras obras públicas e privadas, poder-se-ia dizer que a norma Brasileira, àquela época, era temerária, quase irresponsável.

Esse método chamado de “com base na experiência anterior” continuou sendo praticado nas normas brasileiras seguintes de 1937, 1940, 1943, 1950, 1960 e 1978. Em todas elas observam-se valores de cobrimento bem inferiores aos exigidos nos países desenvolvidos. Mais recentemente enquanto esses países também passaram a exigir concretos de qualidade superior, em geral um mínimo de  $f_{ck} \geq 24 \text{ MPa}$ , o Brasil ainda exige apenas 20 MPa para estruturas de concreto simples, armado e protendido.

Infelizmente o texto da ABNT NBR 6118:2007 ainda adota como principal ferramenta esse método, não considerando, sequer, o método determinista, o de ensaios acelerados nem muito menos o probabilista que é muito mais avançado. Mas vale salientar que ela não está sozinha, pois os dois mais importantes textos normativos, *Eurocode II* e o *ACI 318*, também ainda adotam o mesmo

<sup>3</sup> Para aprofundar consulte o Capítulo 5 deste livro sobre Normalização.

<sup>4</sup> Tradução de Medeiros, Andrade e Helene: “a armadura principal em pilares deve ser protegida pelo menos por duas polegas ( $\geq 5\text{cm}$ ) de concreto de cobrimento, armaduras em vigas por uma polegada e meia ( $\geq 3,8\text{cm}$ ) e lajes por uma polegada ( $\geq 2,5\text{cm}$ )”.

procedimento ultrapassado de assegurar durabilidade, deixando para outros documentos os métodos mais adequados e modernos de introduzir a vida útil no projeto das estruturas.

Esses três textos normativos ABNT NBR 6118:2007, *ACI 318-08* e *Eurocode II*, apresentam várias tabelas de cobrimentos mínimos e qualidades mínimas do concreto de cobertura, consumo de cimento, relação a/c máxima, evidentemente mais completas que no início do século XX, porém utilizando os mesmos conceitos praticados há mais de cem anos, ora obsoletos, retrógrados e até insuficientes em alguns casos.

### 22.8.2 Método com base em ensaios acelerados

Trata-se de um método introduzido pelos Americanos em 1978, na primeira norma ASTM E 632. Posteriormente foi publicada também a norma *ISO 6241:1984*, com conceitos similares.

Na realidade esse método se aplica melhor ao estudo de produtos orgânicos e é de difícil aplicação direta no projeto de estruturas de concreto cujos principais materiais são de natureza inorgânica. De qualquer modo, considerando que nos últimos anos tem havido um grande desenvolvimento de métodos de ensaio acelerados, de fundamento eletroquímico, em câmaras de carbonatação e em câmaras de *salt-spray*, é possível que futuramente venha a ser mais utilizado no projeto e construção de estruturas de concreto.

Esses ensaios de degradação acelerada podem ser usados para estimar a vida útil do concreto, porém o mecanismo de degradação no ensaio acelerado difere das condições reais. Se a degradação avança da mesma forma, mas em velocidades diferentes nesses dois casos, é possível determinar um coeficiente de aceleração  $K$ :

$$K = \frac{T_{ea}}{T_{cr}} \quad (\text{Equação 1})$$

em que:

$T_{ea}$  = taxa de degradação pelo ensaio acelerado;

$T_{cr}$  = taxa de degradação em condições reais.

A dificuldade de uso de ensaios acelerados para a previsão de vida útil é a falta de dados de desempenho em uso em longo prazo de estruturas de concreto para determinar  $T_{cr}$ . Um trabalho nesta linha foi realizado por Possan (2004), que verificou a correlação existente entre concretos moldados, com e sem adição de sílica ativa ensaiados de forma acelerada, comparativamente a mesmos concretos expostos por sete anos em ambiente natural protegido da chuva, todos com a/c alta, acima de 0,8. Os concretos, ainda com idade reduzida, foram submetidos a um ensaio acelerado em câmara de carbonatação

com concentração de CO<sub>2</sub> igual a 5% por um período de 14 semanas. Esses concretos apresentam coeficientes de aceleração da ordem de 30, ou seja, 14 semanas de ensaio acelerado corresponderam a cerca de 420 semanas (mais de 8 anos) de exposição em atmosfera natural.

### 22.8.3 Método com enfoque determinista

A base científica desse método são os mecanismos de transporte de gases, de fluídos e de íons através dos poros do concreto<sup>5</sup>, no caso do período de iniciação e a lei de Faraday no caso do período de propagação, sempre que se trate de corrosão das armaduras (HELENE, 1997), a saber:

#### 22.8.3.1 Modelos de Previsão até Despassivar - Termodinâmica da Corrosão

Baseiam-se nos 4 (quatro) principais mecanismos de transporte de massa no concreto que simplificados podem ser expressos por  $c = k \cdot t^{1/2}$ , em que  $c$  é a extensão percorrida pelo agente agressivo em cm,  $k$  é o coeficiente de um dos quatro mecanismos citados a seguir, e  $t$  é a vida útil em anos:

- permeabilidade- *equação de D'Arcy & de Arrhenius*;
- absorção capilar- *equação de D'Arcy modificada & eq. de Laplace & eq. de Arrhenius*;
- difusão de gases e íons- *equação de Arrhenius & eq. de Fick, 1ª e 2ª & eq. de Langmuir*;
- migração de íons- *equação de Nernst-Planck & eq. de Arrhenius & eq. de Fick, 1ª e 2ª & eq. de Langmuir*.

#### 22.8.3.2 Modelos de Previsão após Despassivar - Cinética da Corrosão

Baseiam-se nos seguintes mecanismos:

- mecanismos de perda de massa no aço- *equação de Faraday*;
- mecanismos de difusão da ferrugem- *equações de Fick*;
- geometria da peça- *equações de resistência dos materiais*.

Os modelos numéricos e deterministas de deterioração e envelhecimento das estruturas também devem ser considerados separadamente se afetos à corrosão das armaduras ou se afetos à deterioração do concreto.

Para os primeiros, há modelos atuais de envelhecimento, enquanto que para os segundos, que corresponderiam a velocidades de deterioração por sulfatos, por lixiviação, por reação álcali-agregado e outras formas, não há ainda modelos matemáticos satisfatórios, devendo as considerações de durabilidade ainda basear-se apenas em avaliações qualitativas.

Basicamente considera-se por um lado a “qualidade” do concreto e por outro o “percurso” que o agente agressivo deve percorrer até atingir a armadura em concentrações e quantidades significativas para deteriorar a estrutura.

<sup>5</sup> Para maior aprofundamento, consultar os Capítulos 23 e 26 deste livro.

Por qualidade do concreto utilizam-se os coeficientes de difusão, de permeabilidade, de absorção capilar, de migração, enfim os parâmetros do material concreto com relação ao transporte de certos íons, de gases e de líquidos através de seus poros.

Para dar uma ideia da enorme variabilidade dessas propriedades nos concretos, sabe-se que o coeficiente de carbonatação (difusão do gás carbônico no concreto) pode variar de  $0,1 \text{ cm}\cdot\text{ano}^{-1/2}$  para concretos de 60 MPa, a  $1,0 \text{ cm}\cdot\text{ano}^{-1/2}$  para concretos de 15 MPa, nas mesmas condições de exposição. Enquanto a resistência à compressão alterou-se de 4 vezes, a “qualidade” do concreto alteraria de 10 vezes e a vida útil seria alterada de 100 (cem) vezes, mantido o mesmo cobrimento e condições de exposição.

Portanto a vida útil desejada para a estrutura pode ser alcançada através de uma combinação adequada e inteligente desses fatores, ou seja, ao empregar um concreto de melhor qualidade é possível reduzir o cobrimento mantendo a mesma vida útil de projeto, e vice-versa. Admitindo que o adensamento e a cura serão e deverão ser bem executados em qualquer circunstância, fica um certo grau de liberdade entre a escolha da resistência (qualidade) do concreto e a espessura do cobrimento.

Essa ainda não é a postura do *Eurocode II*, nem do *ACI 318-08*, nem da ABNT NBR 6118:2007, que não aconselham uma redução dos cobrimentos mínimos ali tabelados. No entanto, a ABNT NBR 9062:2006 já deu um primeiro passo nessa direção, ao estabelecer a possibilidade de reduzir em 5 mm o cobrimento das armaduras para os elementos estruturais pré-fabricados, desde que seja utilizado concreto com  $f_{ck} \geq 40 \text{ MPa}$  e relação água/cimento  $\leq 0,45$ , limitando os valores finais em função do tipo de elemento estrutural a não menos do que aqueles previstos para a classe mais branda de agressividade ambiental da ABNT NBR 6118:2007.

Um dos modelos mais empregados para representar a penetração de agentes agressivos através da rede de poros do concreto é denominado modelo da raiz quadrada do tempo, que foi inicial e historicamente apresentado no começo do século passado, sendo representado pela;

$$x = k\sqrt{t} \quad (\text{Equação 2})$$

em que:

$x$  = profundidade de carbonatação (cm);

$k$  = coeficiente de carbonatação ( $\text{cm}^2/\text{ano}$ );

$t$  = tempo (anos).

Por exemplo, no caso de carbonatação, o valor de  $k_{\text{CO}_2}$  depende da difusividade, da reserva alcalina, da concentração de  $\text{CO}_2$  no ambiente, das condições de exposição da estrutura, entre outros fatores. Assim, para estruturas novas a serem construídas, o valor de  $k$  deverá ser adotado com bom senso, pois esse depende de uma série de parâmetros que não estão disponíveis para o engenheiro no momento da concepção das estruturas.

Pesquisadores como Helene (1993) e Rodrigues & Andrade (2000) defendem que esse modelo também pode ser estendido para o caso de ataque por cloretos e outros.

Vale destacar que atualmente ainda não existe um consenso a respeito do teor crítico de cloretos necessário para que haja a despassivação das armaduras, pois esse teor crítico depende do tipo e do teor de cimento empregado, da presença de aditivos, do teor de umidade do ambiente, se o elemento é de concreto armado ou protendido, entre outros fatores. Li & Sagués (2001) verificaram que o valor da concentração crítica de cloretos pode variar entre 0,17 e 2,5% da massa de cimento, por exemplo.

Apesar dessas dificuldades uma aplicação prática dessa complexa função matemática pode ser exemplificada na Figura 5 (HELENE, 2004; HELENE, 2007), onde está apresentado ábaco correspondente a uma estrutura sujeita a um ambiente agressivo no qual predomina a ação do gás carbônico. Como se pode observar, uma mesma vida útil pode ser alcançada por diferentes pares de “cobrimentos / resistência (qualidade) de concreto”.

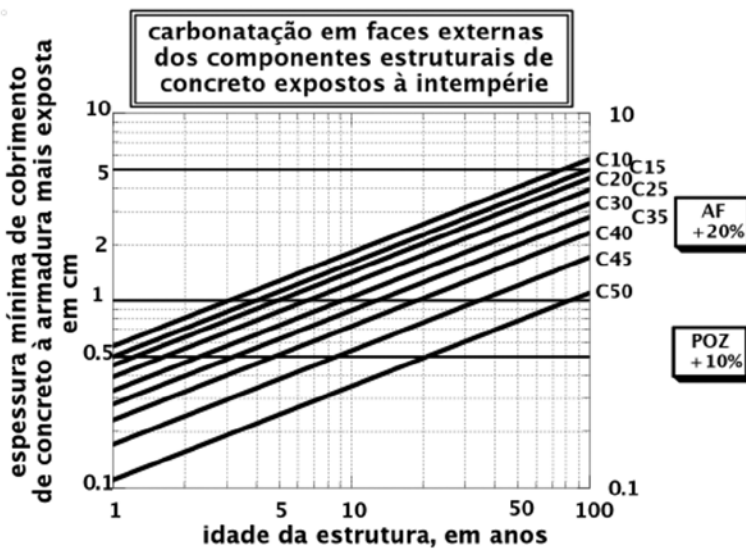


Figura 5 – Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras em função de um ambiente agressivo onde prepondera o risco de carbonatação. Caso sejam utilizados cimentos Portland com escórias de alto forno ou com pozolanas as espessuras mínimas características de cobrimento de concreto à armadura, devem ser aumentadas em pelo menos 20% e 10%, respectivamente. Ábacos similares podem ser construídos para outras condições de exposição (HELENE, 2007).

Da mesma forma, a Figura 6 apresenta um ábaco determinista para o caso de estrutura de concreto situada em zona de variação de maré e respingos que é uma das situações naturais mais agressivas ao concreto armado e protendido. Para ter-se uma referência, o *ACI 318-08* e o *Eurocode II* especificam, para essa condição, cobrimentos mínimos de concreto de 3 polegadas ( $\geq 75\text{mm}$ ), ou mais.

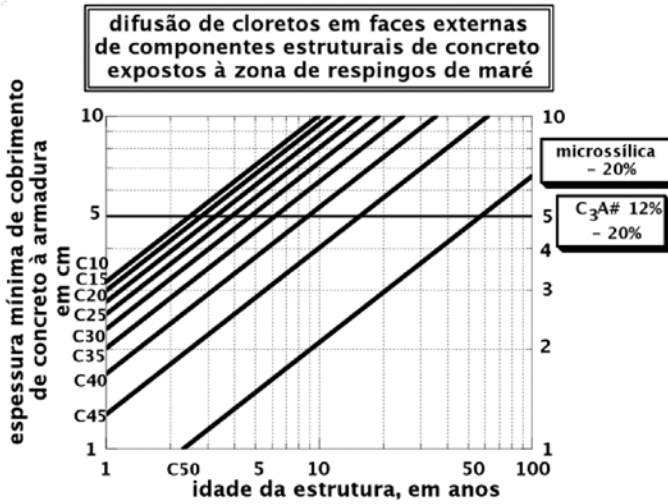


Figura 6 – Ábaco para obtenção da espessura de cobrimento às armaduras em função de um ambiente agressivo onde prepondera o risco de penetração de cloretos. Caso sejam utilizadas adições de 8% de Metacaulim ou sílica ativa ou empregados cimentos Portland com teor de C3A  $\geq$  12%, as espessuras mínimas características de cobrimento de concreto à armadura podem ser reduzidas em 20%. Ábacos similares podem ser construídos para outras condições de exposição (HELENE, 2007).

Nessas figuras entende-se por cobrimento mínimo característico aquele que é superado em pelo menos 95% das situações efetivas de obra. Para obter o cobrimento médio de obra, ou nominal de projeto, deve ser somado o valor de pelo menos 10 mm ao mínimo. Neste caso corresponderia a somar 10 mm aos cobrimentos indicados nos ábacos das Figuras 5 e 6.

O coeficiente de carbonatação,  $k_{CO_2}$ , depende da difusividade do gás carbônico, do gradiente de concentração de  $CO_2$  no ambiente, da temperatura ambiente, dos eventuais ciclos de molhagem e secagem do concreto, da quantidade retida de  $CO_2$  em função da composição e eventuais adições ao cimento, entre outros. Da mesma forma o coeficiente de difusividade dos cloretos nos concretos depende de outras variáveis que não só a composição ou traço do concreto.

No entanto, conhecidas a idade da estrutura e a espessura carbonatada, ou o perfil de penetração das concentrações de cloreto, é possível calcular a constante  $k_{CO_2}$  e  $k_{Cl}$  dessa estrutura, numa determinada região da mesma. Uma vez conhecidos esses coeficientes, pode-se prever a velocidade de avanço da frente de carbonatação e de cloretos e, portanto, calcular o tempo que tardará em chegar até a armadura, desde que ainda não a tenha alcançado na ocasião da vistoria. O período de tempo contado da data da vistoria e inspeção detalhada até a época em que a frente de carbonatação ou de cloreto atingirá a armadura será denominado vida útil residual referida à despassivação.

Vale salientar que a vida útil residual referida ao aparecimento de manchas de corrosão, de fissuras, de destacamento do concreto de cobrimento será muito superior à de despassivação e dependerá da velocidade com que a armadura irá corroer-se.

Concluindo as considerações sobre este modelo com enfoque determinista, acredita-se que dentro de pouco tempo os concretos poderão ser classificados por constantes  $k$  correspondentes aos elementos em estudo, ou seja,  $k_{CO_2}$  e  $k_{Cl^-}$  que pela simplicidade certamente contribuirão para aumentar a conscientização do meio técnico para a importância da durabilidade das estruturas de concreto e da consideração desses parâmetros por ocasião do projeto da estrutura.

Na literatura especializada, ainda são encontrados vários modelos alternativos e em geral muito mais complexos que o “raiz de t” citado. Nesses modelos são utilizadas outras funções matemáticas com origem nos trabalhos de condução térmica de Fourier<sup>6</sup>, e de difusão em materiais porosos de Fick<sup>7</sup>, resolvidas por transformada de Laplace<sup>8</sup>.

A aplicação efetiva da solução da segunda lei de Fick para avaliar a penetração de cloretos no concreto foi apresentada pela primeira vez por Collepari *et al.* (1970).

Certas condições de contorno também foram estabelecidas para a aplicação do modelo, tais como:

- admitir que o concreto é um material homogêneo e isotrópico;
- considerar que o único mecanismo de transporte atuante é a difusão;
- admitir que não ocorrem interações entre os cloretos e os componentes do concreto no momento da penetração;
- admitir que o meio considerado é infinito;
- admitir que tanto o coeficiente de difusão quanto a concentração de cloretos na superfície são constantes ao longo do tempo, isto é, o coeficiente de difusão é completamente independente da concentração superficial.

Entretanto, algumas dessas premissas não refletem o comportamento exato da penetração de íons no concreto. Os fenômenos de transporte relativos à absorção e à difusão podem estar atuando simultaneamente, em especial nas estruturas inseridas em meio ambiente marinho.

Dessa forma, novos desenvolvimentos foram necessários buscando modelos que contemplassem os seguintes aspectos:

- o período de absorção;
- a variação do coeficiente de difusão e da concentração de cloretos na superfície ao longo do tempo;
- a dependência do coeficiente de difusão com a concentração de cloretos na superfície;
- a influência do tipo de cimento no coeficiente de difusão de cloretos;
- o grau de saturação de água do concreto.

Procurando resolver esses problemas, o Projeto Europeu, denominado Duracrete (1999), desenvolveu um modelo no qual admite a variação do coeficiente de difusão em função do tempo cujo resultado final é:

6 Joseph Fourier (1768 – 1830), matemático francês.

7 Adolf Eugen Fick (1829 – 1901) foi um fisiologista alemão. Em 1855 introduziu a lei de difusão que governa o fluxo de um gás e íons através de um material poroso. Na realidade seus estudos focaram a medicina e foram posteriormente extrapolados a outras áreas do conhecimento.

8 Matemático francês Pierre-Simon Laplace, que a apresentou em 1785, dentro de sua teoria de probabilidade. A Transformada de Laplace de uma função  $f(t)$ , definida para todos os números reais, é a função  $F(s)$ , definida por:  $F(s) = \mathcal{L}\{f(t)\} = \int_0^{\infty} e^{-st} f(t) dt$  (sempre que a integral esteja definida)

$$x(t) = 2 \cdot \operatorname{erf}^{-1} \left( 1 - \frac{C_{cr}}{C_s} \right) \cdot \sqrt{k_t \cdot D_{RCM,0} \cdot k_e \cdot k_c \left( \frac{t_0}{t} \right)^\alpha \cdot t} \quad (\text{Equação 3})$$

em que:

$x(t)$  = espessura de cobrimento do concreto em função do tempo;

$C(t)$  = teor de cloretos no concreto em função do tempo;

$C_{cr}$  = concentração crítica de cloretos;

$C_s$  = concentração de cloretos na superfície;

$D_{RCM,0}$  = coeficiente de migração de cloretos medido no tempo  $t_0$ ;

$k_t$  = coeficiente que leva em consideração a influência do ensaio no valor do coeficiente efetivo de difusão na idade  $t_0$ ;

$k_e$  = coeficiente que leva em consideração a influência do ambiente no valor do coeficiente efetivo de difusão na idade  $t_0$ ;

$k_c$  = coeficiente que leva em consideração a influência das condições de cura no valor do coeficiente efetivo de difusão na idade  $t_0$ ;

$t$  = período de exposição;

$t_0$  = tempo inicial;

$\alpha$  = coeficiente referente à idade;

$\operatorname{erf}^{-1}$  = inversa da função de erro de Gauss (curva normal).

O parâmetro  $k_t$  é empregado para converter os resultados obtidos através do teste de migração no valor do coeficiente efetivo de difusão ( $D_0$ ), de acordo com a equação:

$$D_0 = D_{RCM,0} k_t \quad (\text{Equação 4})$$

Outros modelos têm sido propostos tais como o de Andrade (2001), que pode ser representado pela equação:

$$y_{0,4\%} = 7,35 \frac{UR^{0,7} T^{0,1} Cl^{0,7}}{K_1 f_{ck} K_2 (1 + Ad)^{0,2}} \sqrt{t} \quad (\text{Equação 5})$$

em que:

$y_{0,4\%}$  = posição da concentração crítica de cloretos ( $C_{cr} = 0,4\%$ ) a partir da superfície do concreto (mm);

$UR$  = umidade relativa média do ambiente (%);

$T$  = temperatura ambiental ( $^{\circ}C$ );

$Cl$  = concentração de cloretos na superfície (%);

$K_1$  = fator que varia em função do tipo de cimento;

$f_{ck}$  = resistência à compressão (28 dias) (MPa);

$K_2$  = fator que leva em consideração o tipo de adição empregado no concreto;

$Ad$  = quantidade de adição empregada no concreto (%);

$t$  = tempo (anos).

Seguindo a mesma linha de raciocínio proposta por Andrade (2001), foi desenvolvido um modelo matemático por Possan (2010) para prever a profundidade de penetração do  $CO_2$  através da espessura de cobrimento do concreto, também com bons resultados.



Os modelos exemplificados anteriormente servem para estimar o período de iniciação<sup>9</sup> da corrosão, porém, também existem modelos que servem para estimar o período de propagação<sup>10</sup>. Nesse último caso, é necessário conhecer indicadores da cinética da corrosão.

A velocidade ou taxa de corrosão de uma armadura num certo concreto, numa parte de uma determinada estrutura localizada num dado ambiente, pode ser estimada através do conhecimento da umidade de equilíbrio do concreto, da sua resistividade elétrica ou da corrente de corrosão (lei de Faraday<sup>11</sup>). Admitindo-se que esses parâmetros permanecerão constantes no tempo, é possível estimar o período de tempo até a ocorrência de uma manifestação patológica considerada grave para a obra em estudo.

O período de tempo total, contado a partir do término da construção até o aparecimento de uma manifestação patológica considerada grave, é denominado vida útil de serviço ou de utilização. Cabe perguntar: qual o período de tempo necessário, após a despassivação, para que um dado componente estrutural fissure?

Em 1993, Helene desenvolveu um nomograma que representa a espessura total corroída da seção transversal da barra da armadura necessária para iniciar o processo de ruptura do concreto de cobertura e, conseqüentemente, ser considerada de intensidade severa ou grave. A espessura total necessária para fissurar depende do diâmetro das barras consideradas e da natureza dos produtos de corrosão, ou seja, sua maior ou menor expansão em relação ao volume de aço corroído.

Confrontando essas reduções de seção transversal com a taxa de corrosão ou a intensidade da corrente de corrosão ( $i_{\text{corr}}$ ), é possível prever o período de tempo necessário ao aparecimento de fissuras no concreto de cobertura, admitindo uma velocidade de corrosão constante no tempo. Outra questão frequente tem sido: quanto tempo levaria uma estrutura para ruir após despassivada a armadura?

Na verdade a previsão da vida útil total que corresponde à ruptura total ou colapso parcial da estrutura não tem muita utilidade prática, pois muito antes, na maioria das vezes, a estrutura já perdeu a característica de atender às funções para a qual foi projetada. De qualquer forma esse conhecimento pode auxiliar no estabelecimento dos prazos críticos para intervenção e correção dos problemas.

Modelos que não considerem a fissuração do concreto de cobertura como limite de vida útil, ou seja, que considerem 15% ou mais de redução de seção ou colapso, como fim da vida útil não são convenientes. Os estudos de Al-Sulaimani *et al.* (1990) mostraram que a fissura longitudinal pode comprometer significativamente a aderência da armadura ao concreto para perdas médias de seção transversal de apenas 1,5% a 7,5%, segundo a espessura do cobertura. Enquanto para relação espessura de cobertura/diâmetro da armadura igual a 7 ( $c/\phi=7$ ), a perda de aderência somente ocorre com 4% de perda de seção, para  $c/\phi=3$  basta cerca de 1% de perda de seção.

Cascudo & Helene (1999) realizaram extenso programa experimental buscando quantificar a influência dos produtos da corrosão nas propriedades mecânicas do concreto

<sup>9</sup> Trata-se do tempo contado desde a execução da estrutura de concreto armado até o momento em que a corrosão de armaduras se inicia.

<sup>10</sup> Trata-se do tempo contado desde o momento do início da corrosão de armaduras até o final da vida útil última da estrutura de concreto armado.

<sup>11</sup> Michael Faraday (1791 - 1867) foi um químico inglês que contribuiu muito para a eletroquímica e o eletromagnetismo.

de cobrimento com vistas à previsão de vida útil a partir do momento da fissuração do concreto na superfície.

Os resultados obtidos permitiram formular o modelo apresentado na Figura 7 onde se vê claramente que a vida útil total de projeto é a soma do tempo até a despassivação mais o tempo de corrosão até a formação de um volume considerável de produtos de corrosão suficiente para romper e destacar o concreto de cobrimento.

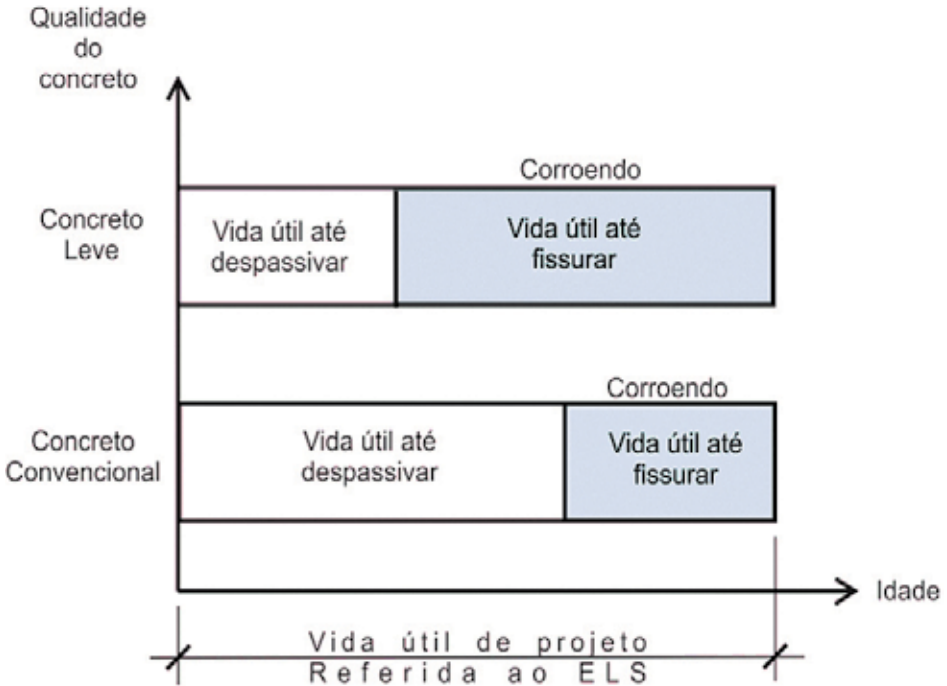


Figura 7 – Vida útil total de projeto (ELS) é a soma do período de tempo até a despassivação mais o período de tempo até a primeira fissura superficial

Num período de tempo além desse cenário, a estrutura continuaria estável, porém apresentaria fissuras e destacamentos incompatíveis do ponto de vista psicológico e social, denominado na engenharia de segurança, de estados limites de serviço (ELS). Um colapso, estados limites últimos (ELU) somente ocorreria décadas depois.

Nesse modelo pode-se observar claramente que, quanto maior a porosidade do concreto, maior é o tempo que levaria para a formação de volume suficiente de produtos de corrosão capazes de romper o concreto de cobrimento.

O período de tempo total contado a partir do término da construção até o aparecimento de uma manifestação patológica considerada grave, nesse caso a primeira fissura, é denominado vida útil de projeto associada aos Estados Limites de Serviço (ELS).

O período de tempo até colapsar seria vida útil de projeto associada aos Estados Limites Últimos (ELU), que em geral, não é a vida útil adequada para ser adotada na maioria dos casos e certamente não se adéqua a este caso de habitação.

Para o cálculo dessa vida útil de projeto (ELS), pode-se utilizar o modelo simplificado proposto por Helene (1993), baseado na lei de Faraday a seguir exposto.

Lei de Faraday:

$$m = \frac{i \ t \ a}{n \ F} \quad \text{(Equação 6)}$$

em que:

$m$  – massa em g do metal corroído

$i$  – corrente elétrica em A<sup>12</sup>

$t$  – tempo em s

$a$  – massa atômica em g

$n$  – valência dos íons do metal

$F$  – constante de Faraday<sup>13</sup> [96.493 C]

Por exemplo, considere-se o caso de um diâmetro de armadura de 4,2mm imerso num concreto “poroso” cujo produto de corrosão tem coeficiente de expansão da ordem de 3 vezes o volume original do metal que lhe deu origem.

Destaca-se aqui que grande parte do produto inicial da corrosão ocupa os poros, cavidades e microfissuras da estrutura interna e porosa do concreto, e conseqüentemente, podem não gerar pressões iniciais de expansão significativas, porém reduzindo a secção resistente<sup>14</sup>.

Além disso, admite-se uma acomodação interna de parte dos produtos iniciais de corrosão nos poros do concreto resultando que uma grande parte da secção de armadura deverá ser corroída antes do aparecimento de fissuras superficiais.

Admite-se também que uma redução de secção de armadura resistente de 15% seja também considerada como limite para fins de ELU. Portanto sempre haverá dois limites: a fissura e a redução de 15% da secção resistente.

As reações eletroquímicas produzem e consomem elétrons, portanto, a melhor maneira de medir a taxa de corrosão é através da medida do fluxo de elétrons ou de íons, ou seja, da corrente elétrica passante. A equação que relaciona a perda ou consumo de massa do metal com o fluxo de elétrons é conhecida por lei de Faraday.

O modelo de Faraday mostra a dependência da taxa de corrosão com a área, uma vez que corrente concentrada em uma pequena área pode gerar grande densidade de corrente e conseqüentemente intensa corrosão.

<sup>12</sup> Um Ampere é igual a um Coulumb (C) por segundo, ou seja, 1A = 6,2x10<sup>18</sup> elétrons/s. A unidade Ampere foi criada em homenagem a André Marie Ampère (1775–1836) físico e matemático francês com grande contribuição no campo das medidas elétricas.

<sup>13</sup> Michael Faraday (1791–1867), físico e químico britânico que descobriu, através de experiências químicas, os princípios do eletromagnetismo e da indução de corrente elétrica.

<sup>14</sup> Apesar de não haver manifestação patológica externa (visual), durante esse período a armadura vai se corroendo e a secção resistente de aço vai reduzindo progressivamente até chegar um momento em que os volumes dos produtos de corrosão que não conseguem mais acomodar-se nos poros do concreto geram pressões suficientes para induzir a primeira fissura.

Para um mesmo metal, a taxa de corrosão passa a ser proporcional apenas à corrente de corrosão,  $i_{\text{corr}}$ :

$$r = k \cdot i_{\text{corr}} \quad (\text{Equação 7})$$

Estão consagradas universalmente certas unidades de taxa de corrosão. A partir da equação anterior, considerando o metal ferro puro e empregando  $i_{\text{corr}}$  em  $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , obtêm-se as seguintes taxas de corrosão;

$$r = 0,01161 \cdot i_{\text{corr}} \quad \text{em mm/ano, ou} \quad (\text{Equação 8})$$

$$r = 11,61 \cdot i_{\text{corr}} \quad \text{em } \mu\text{m/ano} \quad (\text{Equação 9})$$

Admitindo uma taxa de corrosão de  $0,5\mu\text{A}/\text{cm}^2$ , máxima viável num componente estrutural interno, e considerando que esse componente poderia ficar úmido somente o equivalente a 72 dias seguidos por ano (20% dos dias do ano durante 24h o componente fica úmido), para corroer 15% da seção da armadura de aço carbono desse concreto, seriam necessários mais de 4 décadas. Por outro lado, os produtos de corrosão gerados a partir da corrosão de cerca de 15% da seção de bitola 4,2 mm, num concreto poroso e imerso (cobrimento) a 30 mm da face, poderiam não ser suficientes para romper o concreto e fissurá-lo externamente.

Trabalhos posteriores de Rodrigues & Andrade (2000) também concluíram que o tempo para a abertura de fissuras depende principalmente da qualidade do concreto e da relação entre cobrimento e diâmetro da barra.

#### **22.8.4 Método com enfoque estocástico ou probabilista**

Os documentos básicos de referência obrigatória deste mais moderno e mais realístico método de introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto são: o *fib Model Code 2006 for Service Life Design*, o *ASTM STP 1098:1990*, o *RILEM Report 12 (1995)*, o *RILEM Report 14 (1996)* e o *CEB Bulletin 238 (1997)*.

Os princípios de dimensionamento para a durabilidade são em tudo similares aos clássicos princípios de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto, muito discutidos na década de 70 (ZAGOTTIS, 1974).

Admitem-se distribuições normais ou Gaussianas para as ações agressivas e log-normal ou normal para as resistências da estrutura a essas ações de deterioração. O princípio é o da teoria das falhas onde se aplicam a distribuição de Weibull. Da mesma forma que para os demais três métodos anteriores, aqui também há níveis de profundidade dos estudos. O mais simples é combinar modelos deterministas introduzindo parâmetros probabilistas.

Com esses dados, considera-se teoria das falhas e, nos casos mais aprofundados, considera-se também o conceito de risco, ou seja, o produto da probabilidade de falha pelo custo do prejuízo causado.

Utilizando a distribuição de probabilidade de Weibull, da teoria de probabilidade de falha, indicada pelos coeficientes  $\beta$ , também conhecida por confiabilidade, pode-se encontrar a espessura de cobrimento adequada para conferir certa probabilidade pequena de ocorrência a uma determinada idade, conforme apresentado a seguir.

Considerando como ação deletéria no tempo (S,t)<sup>15</sup> a espessura de carbonatação indicada pela clássica expressão  $c = k_{CO_2} \cdot t^{1/2}$ , com um coeficiente de variação de 25%, e como função de resistência no tempo (R,t)<sup>16</sup> a espessura de cobrimento  $c$  com um coeficiente de variação também de 25%, a partir de:

$$\beta(t) = [\mu(R,t) - \mu(S,t)] / [\sigma^2(R,t) + \sigma^2(S,t)]^{1/2} \quad (\text{Equação 10})$$

em que:

$\beta(t)$  = coeficiente de probabilidade

$\mu(R,t)$  = valor médio de R na idade t

$\mu(S,t)$  = valor médio de S na idade t

$\sigma^2(R,t)$  = variância de R na idade t

$\sigma^2(S,t)$  = variância de S na idade t

obtém-se:

$$\beta(t) = [c - k_{CO_2} \cdot t^{1/2}] / [(\delta \cdot c)^2 + (\delta \cdot k_{CO_2} \cdot t^{1/2})^2]^{1/2} \quad (\text{Equação 11})$$

Conhecendo-se  $k_{CO_2}$  para dois concretos, um de 15 MPa e outro de 40 MPa, na idade de 50 anos, correspondente à vida útil de projeto, e substituindo-se na equação os valores dos coeficientes de variação, obtém-se  $\beta(t)$  como função exclusiva de  $c$ .

Dessa forma, é possível responder à seguinte questão: qual o cobrimento médio de concreto às armaduras que deve ser adotado para que, aos 50 anos de idade, exista uma probabilidade de apenas 10% do total da armadura da estrutura de concreto armado apresentar-se despassivado?

A partir de uma tabela de distribuição de  $\beta$ , obtém-se, para o quantil de 10%, o valor de  $\beta = 1,28$ , o que acarreta uma espessura média de  $c \geq 55$  mm para o cobrimento de concreto na estrutura de  $f_{ck} = 15$  MPa e de  $c \geq 15$  mm para a estrutura de  $f_{ck} = 40$  MPa.

Observa-se que, na Engenharia, muitos problemas envolvem processos naturais e fenômenos que são inerentemente aleatórios. Observa-se também que certas variáveis envolvidas nesses processos e fenômenos não podem ser consideradas como constantes no tempo. Dessa forma, muitas decisões que são tomadas nas atividades de planejamento/projeto de empreendimentos de Engenharia são realizados sob condições de incerteza.

Assim, a aplicação das teorias e métodos de probabilidade se mostram promissores, pois são ferramentas úteis para a resolução de problemas dessa natureza. No caso específico da previsão da vida útil de estruturas, os pesquisadores estão empregando as teorias da confiabilidade (teoria das falhas) para prever como se comportará uma determinada estrutura (SILVA, 1998; ANDRADE, 2001; POSSAN, 2010).

Baseando-se nessa abordagem, Andrade (2001) procurou determinar o tempo necessário para que ocorra a despassivação das armaduras considerando a ação dos íons cloreto, construindo um ábaco apresentado na Figura 8.

<sup>15</sup> Entende-se por S o mesmo conceito de solicitações adotado nas normas de dimensionamento e projeto das estruturas de concreto.

<sup>16</sup> Entende-se por R o mesmo conceito de resistências adotado nas normas de dimensionamento das estruturas de concreto.

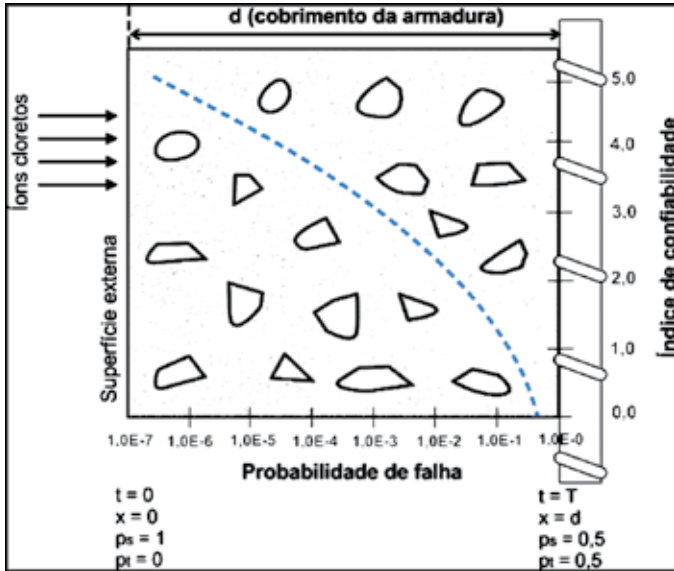


Figura 8 – Representação gráfica da relação existente entre o índice de confiabilidade ( $\beta$ ), a probabilidade de falha ( $p_f$ ) e a penetração de cloretos (ANDRADE, 2001).

Quando a estrutura é imediatamente inserida em um ambiente contendo cloretos ( $t=0$ ), a confiabilidade da mesma é máxima, ou seja, a probabilidade de falha tende a valores próximos a zero. Contudo, à medida que os íons cloreto começam a penetrar no concreto ( $d$ ), o índice de confiabilidade tende a diminuir até o instante ( $t=T$ ) quando ocorre a despassivação das barras.

Vale salientar que esse teor de cloretos responsável pela despassivação seria igual à concentração crítica ( $C_{cr}$ ), admitindo-se esta como sendo igual a 0,4% de cloretos em relação à massa de cimento.

Em nível laboratorial, Andrade (2003) realizou um trabalho que teve como objetivo principal avaliar a penetração de cloretos em concretos moldados com 2 tipos de cimento (CP IV e CP V) quando inseridos em soluções de NaCl com concentrações iguais a 1,5M e 3,5 M durante 6 meses, através de ensaio não acelerado. Foram realizadas análises probabilísticas em que a solução da Segunda Lei de Fick foi empregada como função de estado limite. Os resultados da análise de confiabilidade mostraram que o tempo para despassivação para o CP V ficou em torno de 1 ano e para o CP IV foi de 4 anos para os corpos de prova imersos na solução de 1,5 M. Assim, uma alternativa a ser adotada para aumentar a vida útil de projeto seria o incremento da espessura de cobrimento das armaduras, onde, ao se aumentar tal parâmetro de 2 cm para 5 cm o tempo para despassivação poderia passar de menos de 4 anos para mais de 13 anos.

Gehlen & Schiessl (1999) realizaram uma aplicação da metodologia probabilística no projeto do Western-Scheldt Tunnel. Esse túnel apresenta 6,5 km e um diâmetro externo de 11 m. Todos os elementos foram dimensionados de acordo com o modelo

do Projeto Duracrete (1999), empregando análises probabilísticas. O resultado da análise de confiabilidade está apresentado na Figura 9.

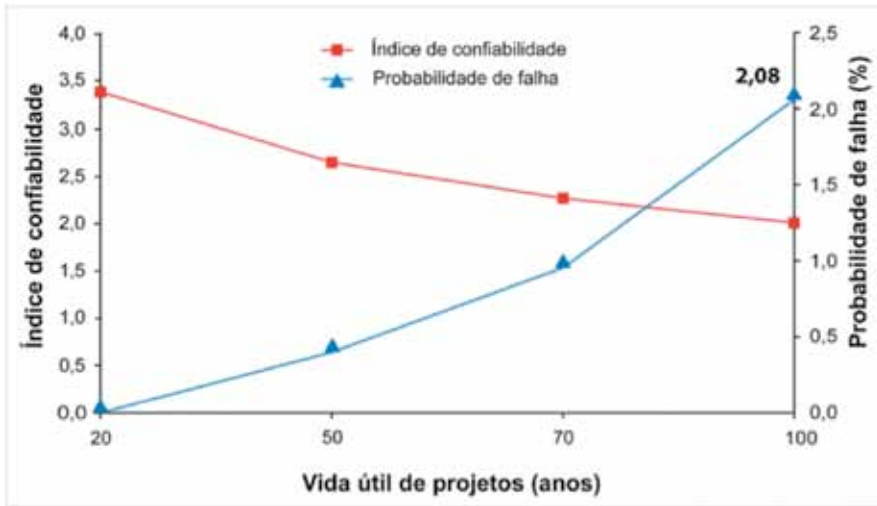


Figura 9 – Resultado da análise de confiabilidade para o projeto do Western-Scheldt Tunnel (GEHLEN & SCHIESSL, 1999).

Conforme pode ser observado, foram obtidos baixos valores para a probabilidade de falha da estrutura (2,08%) considerando uma vida útil de 100 anos determinada na etapa de projeto.

Ferreira *et al.* (2004) realizaram uma análise de durabilidade em um porto localizado na Noruega, onde as estruturas foram construídas entre 1995 e 1996. Foram retiradas amostras para determinação do teor de cloretos e realizadas medidas da espessura de cobertura das armaduras, além de medidas de potencial de corrosão. Os dados obtidos foram inseridos no modelo proposto pelo Projeto Duracrete (1999), do qual foram extraídos os valores do coeficiente de difusão e da concentração superficial de cloretos. Através da realização de uma análise de confiabilidade, foi encontrado que havia uma probabilidade alta de iniciação do processo corrosivo igual a 10% para um período entre 10 e 15 anos, dependendo do elemento estrutural avaliado.

## 22.9 Principais Orientações de Normas e Códigos sobre a Durabilidade e Vida Útil das Estruturas

Conforme comentado no item precedente, há todo um esforço em se tentar especificar valores numéricos para a vida útil das estruturas. Tal tarefa é bastante complexa, principalmente em função da quantidade e variabilidade dos parâmetros intervenientes. Contudo, alguns organismos internacionais apresentam valores de referência para a vida útil, considerando principalmente o tipo de obra.

Neste sentido, os Quadros 9 e 10 mostram as recomendações de vida útil de alguns documentos de referência internacional.

Quadro 9 — Vida útil de projeto recomendada na Inglaterra (BS 7543:1992).

<b>BS 7543 (1992) Guide to Durability of Buildings and Buildings Elements, Products and Components*</b>	
<b>Tipo de estrutura</b>	<b>Vida útil nominal</b>
Temporárias	≥ 10 anos
Substituíveis	≥ 10 anos
Edifícios industriais e reformas	≥ 30 anos
Edifícios novos e reformas de edifícios públicos	≥ 60 anos
Obras de arte e edifícios públicos novos	≥ 120 anos

\*Guia para durabilidade de edifícios e elementos de edifícios, produtos e componentes.

Quadro 10 — Vida útil de projeto recomendada pelas normas na Europa (EN 206-1:2007).

<b>EN 206-1 (2007) Concreto: Especificação, desempenho, produção e conformidade</b>	
<b>Tipo de estrutura</b>	<b>Vida útil nominal</b>
Temporárias	≥ 10 anos
Partes estruturais substituíveis (Ex.: apoios)	10 a 25 anos
Estruturas para agricultura e semelhantes	15 a 30 anos
Edifícios e outras estruturas comuns	≥ 50 anos
Edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil	≥ 100 anos

De certa forma, observa-se que os valores para a vida útil apresentados nas diferentes normas são similares, considerando tipos específicos de estruturas. Para obras de caráter provisório, transitório ou efêmero é tecnicamente recomendável adotar-se vida útil de projeto de pelo menos um ano.

Verifica-se que o tempo de vida útil de projeto para estruturas correntes é de no mínimo 50 anos, salientando que a norma inglesa é ainda mais exigente com a prescrição de tal parâmetro. A fixação desse valor é de extrema importância para garantir os níveis mínimos de desempenho exigidos pela estrutura. É importante salientar a exigência de valores da ordem de 120 anos para estruturas de caráter especial, tais como as obras de arte, considerando-se o montante financeiro despendido em todas as etapas do processo construtivo desse tipo de estrutura.

Com relação às recomendações de cobrimento e relação a/c, em ambientes contaminados com cloretos, o *ACI 201.2R-08* recomenda o emprego de cobrimento de 50 mm e concreto de relação a/c menor ou igual a 0,40. Já a *EN 206-1:2007* especifica que em exposição ao processo de carbonatação o cobrimento deve ser entre 25 mm e 40 mm e para o caso de ataque por íons cloretos o cobrimento deve ser entre 45 mm e 55 mm, em função das condições de exposição.

A ABNT NBR 6118:2007 especifica que o cobrimento mínimo deve variar entre 25 mm e 50 mm para pilares e vigas de concreto armado, dependendo das condições de exposição.



Recentemente o *fib* Draft Model Code 2010 introduziu 6 novos modelos matemáticos destinados a auxiliar a previsão de vida útil, especificamente para os seguintes mecanismos de deterioração: carbonatação e ingresso de cloretos relativos à armadura, e gelo e degelo, reação álcali-agregado, ação de ácidos e lixiviação relativos ao concreto.

## 22.10 Considerações Finais

De acordo com os pontos abordados no presente capítulo, as principais considerações finais podem ser assim resumidas nos itens a seguir.

a) Há a necessidade da modelagem dos mecanismos de degradação, principalmente da corrosão das armaduras, reação álcali-agregado e ataque por sulfatos. O desenvolvimento de modelos aplicáveis na prática, que representem com melhor acurácia os fenômenos envolvidos, é importante para fornecer ao engenheiro uma ferramenta para quantificar a vida útil de uma estrutura.

b) Há necessidade de definir e de introduzir os Estados Limites de Durabilidade ELD ou DLS.

c) Faz-se necessária a incorporação de métodos probabilísticos para considerar as variabilidades das características do concreto e das condições ambientais nos modelos de previsão da vida útil.

d) O sucesso do desempenho de uma estrutura durante sua vida útil depende das decisões tomadas pelos proprietários e pelos agentes da construção. Como o concreto é um material que altera suas propriedades ao longo do tempo, é necessário o monitoramento da estrutura após a entrada em serviço. Além disso, a qualidade do concreto e da estrutura pode ser verificada após a execução, sendo ainda desconhecida na fase de projeto ou quando a obra foi contratada.

e) Para assegurar o desempenho desejado, o proprietário é obrigado a definir a qualidade e a vida útil requerida, garantir que a qualidade dos materiais e execução seja satisfatória, arcando com os eventuais custos adicionais da qualidade. Assim, o proprietário deve selecionar uma equipe de engenharia competente e o suporte financeiro necessário.

f) Devem ser realizadas inspeções periódicas nas obras, com recálculos da vida útil residual, para verificação das hipóteses iniciais adotadas nos projetos.

g) As normas de projeto estrutural atuais em todo o mundo ainda usam os métodos baseados em experiências anteriores com a prescrição de cobrimentos, com o consumo de cimento e com a resistência mecânica mínimos para cada tipo de condição de exposição. Introduzir os métodos deterministas e probabilistas nas normas constitui-se um grande desafio para a engenharia civil tornando a análise de vida útil mais precisa, versátil e confiável.

De forma geral, pode-se afirmar que a determinação da vida útil das estruturas de concreto pode ser uma tarefa um tanto difícil de ser realizada. Contudo,

desde que se tenha ciência dos vários fatores envolvidos na sua estimativa, não é uma tarefa inexecutável, sendo que previsões que incorporam as incertezas referentes às características do concreto e às condições de exposição podem fornecer resultados com a menor margem de erro possível.

Portanto, uma evolução saudável e profícua no momento é o meio técnico passar a conhecer melhor a variabilidade efetiva dos cobrimentos praticados no país, assim como a variabilidade efetiva das espessuras de carbonatação e dos perfis de cloreto.

## 22.11 Referências Bibliográficas

- AL-SULAIMANI, G. J.; KALEEMULLAH, M.; BASUNBUL, I. A.; RASHEEDUZZAFAR. Influence of Corrosion and Cracking on Bond Behavior and Strength of Reinforced Concrete Members. *ACI Structural Journal*, v. 87, n. 2, p. 220-31, 1990.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 201 Guide to Durable Concrete: reported by ACI Committee 201. *ACI Materials Journal*, v. 88, n. 5, p. 544-82, 1991.
- \_\_\_\_\_. **ACI 201.2R Guide to Durable Concrete**: reported by ACI Committee 201. 2008. p. 1-53.
- \_\_\_\_\_. **ACI 365 Service-Life Prediction – State-of-the-Art Report**. ACI Committee 365. ACI 365.2R-00. 2000.
- \_\_\_\_\_. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**: reported by ACI Committee 318. ACI Manual of Concrete Practice. Detroit, 2008.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **Service Life of Rehabilitated Buildings and Other Structures**. STP 1098. Stephen J. Kelley & Philip C. Marshall, 1990.
- \_\_\_\_\_. Standard Practice for Developing Accelerated Tests to Aid Prediction of the Service Life of Building Components and Materials. ASTM E-632-82. *In: Annual book of ASTM Standards*. West Conshohocken, 1996.
- ANDRADE, C. & GONZALEZ, J. A. Tendencias Actuales en la Investigación sobre Corrosion de Armaduras. **Revista Informes de la Construcción**, Madrid, v. 40, n. 398, p. 7-14, nov.-dic. 1988.
- ANDRADE, J. J. O. **Contribuição à Previsão da Vida Útil das Estruturas de Concreto Armado Atacadas pela Corrosão da Armadura: Iniciação por Cloretos**. Porto Alegre: UFRGS, 2001. 778 fl. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.
- \_\_\_\_\_. Abordagem probabilística na previsão da vida útil das estruturas de concreto armado. *In: SIMPÓSIO EPUSP DE ESTRUTURAS DE CONCRETO*, 5, 2003, São Paulo. **Proceedings...** São Paulo: Escola Politécnica da USP, 2003. 15p.
- \_\_\_\_\_. Critérios Probabilísticos para a Previsão da Vida Útil das Estruturas de Concreto Armado. **Revista Engenharia Civil**, v. 22, p. 35-47, 2005.
- \_\_\_\_\_. **Durabilidade das Estruturas de Concreto Armado: Análises das Manifestações Patológicas nas Estruturas no Estado de Pernambuco**. Porto Alegre: UFRGS, 1997. 148 fl. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (ABCP). **Efeitos de várias substâncias sobre o concreto**. Sylvio Ferreira Junior e Danilo Alves da Cunha. São Paulo: ABCP. 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO ABC. **Regulamento para as Construções em Concreto Armado**. São Paulo, v.3, n.13, p. 7-21, jul. 1931.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6181: Ações e segurança nas estruturas Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- \_\_\_\_\_. **NBR 12655: Concreto de cimento Portland. Preparo, controle e recebimento. Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- \_\_\_\_\_. **NBR 15575: Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho: Parte 1: Requisitos gerais**. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- \_\_\_\_\_. **NBR 14037: Manual de operação, uso e manutenção das edificações. Conteúdo e recomendações para elaboração e apresentação**. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto. Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- BAUMANN, M. *et al.* Learning from the lotus flower: selfcleaning coatings on glass. *In: VITKALA, J. (Ed.)*. Conf. Glass Processing days. **Proceedings...** Tampere: GPD, 2003. p. 330-333.
- BRITISH STANDARD INSTITUTION (BSI). **Guide to Durability of Buildings and Building Element, Products and Components**. BS 7543. London, 2003.
- CASCUDO BASTOS, O.; HELENE, P. Comportamento Mecânico del Hormigon de Recubrimiento frente a los Productos de Corrosión de las Armaduras. **Hormigón Y Acero**, Barcelona, n. 214, p. 75-83, dez. 1999.
- CLIFTON, James R. Predicting the Service Life of Concrete. *ACI Materials Journal*, v. 90, n. 6, p. 611-16, 1993.

- COLLEPARDI, M.; MARCIALIS, A.; TURRIZIANI, R. The kinetics of chloride ions penetration in concrete. **II Cemento**, v. 67, p. 157-164, 1970.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON (CEB). **New Approach to Durability Design – An Example for Carbonation Induced Corrosion**. (Bulletin D'Information, 238), 1997.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL du BETON (CEB) e FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAINTÉ (FIP). **CEB-FIP Model Code 1990. Design Code**. Lausanne: CEB, p. 437, 1993.
- \_\_\_\_\_. **CEB-FIP Bulletin 53 – Model code for structural concrete: textbook on behaviour, design and performance Volume 3: Design of durable concrete structures**. Lausanne, p. 390, 2009.
- \_\_\_\_\_. **CEB-FIP Model Code 2006. Model code for service life design**. Lausanne, CEB, Bulletin n. 34, p. 116, 2006.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO (CETESB). **Agressividade do Meio ao Concreto**. CETESB L1 007. São Paulo: CETESB, 1995.
- DURACRETE. **Probabilistic Performance Based Durability Design of Concrete Structures**. The European Union – Brite Euram III, 1999. 86 p.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings**. Europa, 2004.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **Betão: Parte 1 – Especificação, desempenho, produção e conformidade**. EN 206-1, Portugal, 2007.
- FERREIRA, M.; JALALI, S.; GJORV, O. Probabilistic assessment of the durability performance of concrete structures. **Revista Engenharia Civil**, n. 21, p. 39-48, 2004.
- GEHLEN, C.; SCHIESSL, P. Probability based design for the Werstern-Scheldt Tunnel. In: Duranet WORKSHOP – DESIGN OF DURABILITY OF CONCRETE, 1999, Berlin. **Proceedings...** Berlin. 1999. p. 124-139.
- HELENE, P. A Nova ABNT NBR 6118 e a Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: Seminário de Patologia das Construções, 2, 2004, Porto Alegre. **Proceedings...** Porto Alegre: Novos Materiais e Tecnologias Emergentes, LEME, UFRGS, 2004. v. 1. p. 1-30
- \_\_\_\_\_. **Comentários Técnicos e Exemplos de Aplicação da ABNT NBR 6118:2003 Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento**. São Paulo: Publicações Especiais IBRACON, 2007. 260. ISBN 978-85-98576-11-4.
- \_\_\_\_\_. **Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado**. Tese de Livre docência, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1993. 231 p.
- \_\_\_\_\_. **Corrosão em Armaduras para Concreto Armado**. São Paulo: PINI/ IPT, 1986. 45 p. ISBN 85-09-00004-2
- \_\_\_\_\_. La Agressividad del Medio y la Durabilidad del Hormigón. **Revista Hormigón**, Barcelona, n. 10, p. 25-35, 1983.
- \_\_\_\_\_. Vida Útil das Estruturas de Concreto. In: CONGRESSO IBERO AMERICANO DE PATOLOGIA DAS CONSTRUÇÕES, 4, CONGRESSO DE CONTROLE DA QUALIDADE, 6, 1997, Porto Alegre. **Proceedings...** Porto Alegre: CON PAT-97, 1997. v. 1, p. 1-30.
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **Bases for design of structures – General requirements**. ISO 22111. 2007.
- \_\_\_\_\_. **General principles on reliability for structures**. ISO 2394. 1998.
- \_\_\_\_\_. **General principles on the design of structures for durability**. ISO 13823. 2008.
- \_\_\_\_\_. **Performance standards in building – Principles for their preparation and factors to be considered**. ISO 6241. 1984.
- LI, L. & SAGUÉS, A.A. Chloride corrosion threshold of reinforcing steel in alkaline solutions – Open-circuit immersion tests. **Corrosion**, v. 57, n. 1, p. 19–28, 2001.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). **Effects of substances on concrete and guide to protective treatment**. Stockie: PCA, 2007.
- POSSAN, E. **Contribuição ao estudo da carbonatação do concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado**. Porto Alegre: UFRGS, 2004. 153 fl. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.
- \_\_\_\_\_. **Modelagem estocástica da carbonatação e previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. Porto Alegre: UFRGS, 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.
- REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D'ESSAIS ET MATERIAUX. **Durability Design of Concrete Structures**. Report of RILEM Technical Committee 130-CSL. Ed. by A. Sarja and E. Vesikari. London, RILEM Report 14, E & FN Spon, Chapman & Hall, 1996.
- \_\_\_\_\_. **Performance Criteria for Concrete Durability**. State of the Art Report of RILEM Technical Committee TC-116-PCD. Ed. by J. Kropp & H. K. Hilsdorf. London, RILEM Report 12, E & FN Spon, Chapman & Hall, 1995.
- RODRÍGUES, J. & ANDRADE, C. **Manual de Evaluación de Estructuras Afectadas por Corrosión de la Armadura**. Madrid: Instituto Eduardo Torroja, 2000.
- ROSTAM, Steen. Service Life Design - The European Approach. USA, **Revista Concrete International**, v. 15, n. 7, p. 24-32, July 1993.
- SILVA, T. J. **Predicción de la Vida Útil de Forjados Unidireccionales de Hormigón Mediante Modelos Matemáticos de Deterioro**. Catalunya: 1998. 327 fl. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universitat Politècnica de Catalunya, Espanha, 1998.
- SITTER, W. R. Costs for service life optimization. The “Law of fives”. **Durability of concrete structures, Proceedings...** Copenhagen: CEB-RILEM, 1984. p. 18-20.
- TUUTTI, K. Corrosion of steel in concrete. **Swedish Cement and Concrete**. Research Institute, Stockholm, 1982.

UEDA, T.; TAKEWAKA, K. Performance-based Standard Specifications for Maintenance and Repair of Concrete Structures in Japan. **Structural Engineering International**, v. 4, p. 359-366, 2007.

ZAGOTTIS, D. L. **Introdução da Segurança no Projeto Estrutural**. São Paulo: Universidade de São Paulo, PEF / USP, 1974.

