

INTRODUÇÃO DA DURABILIDADE NO PROJETO DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO

INTRODUCTION OF DURABILITY IN THE PROJECT OF CONCRETE STRUCTURES

PAULO R. L. HELENE

Nos últimos anos tem crescido o número de estruturas de concreto armado com manifestações patológicas, principalmente com problemas de corrosão de armaduras, como resultado do envelhecimento precoce das construções existentes. A perda da proteção natural oferecida à armadura pelo cobrimento de concreto pode ocorrer através de diversos mecanismos sendo preponderantes a despassivação por carbonatação e por íons cloreto. Em ambos os casos, na maioria das vezes, todo o componente estrutural é atacado pelo ambiente externo, porém a manifestação da corrosão se dá somente em alguns pontos localizados, como resultado da própria natureza do processo de corrosão eletroquímica onde regiões anódicas alternam-se com regiões de caráter preponderantemente catódico. Neste trabalho discute-se, de forma conceitual e original, a previsão da evolução da deterioração das estruturas de concreto armado através de modelos de comportamento que viabilizam projetar para durabilidade e não somente para resistência mecânica. Esta abordagem moderna e científica da deterioração e envelhecimento das estruturas de concreto armado e pretendido viabiliza a estimativa da vida útil das estruturas de concreto expostas, durante certo período de tempo, a determinados ambientes agressivos.

Palavras-chave: corrosão de armaduras; vida útil de estruturas; durabilidade.

The number of reinforced concrete structures with durability problems, mainly rebar corrosion, has been increasing during the last few years, as a result of the premature aging of these structures. The loss of rebar protection by the concrete cover may occur due to various factors, but the main one is the depassivation of the rebar due to carbonation or chloride ions. In both cases, the structure as a whole is damaged by the environment, in spite of the fact that corrosion only happens in some limited regions. This occurs as a result of the electrochemical process where anode areas are surrounded by cathode ones. This paper presents four recently adopted concepts for predicting the deterioration evolution of reinforced concrete structures. Models for corrosion development are described which allow for designing the structure while taking into account its durability and for predicting the lifespan of existing structures submitted to aggressive environments.

Key-Words: rebar corrosion; service life of structures; durability.

1 INTRODUÇÃO

A introdução da durabilidade e seu controle no projeto e construção das estruturas de concreto pode ser efetuada, em princípio, através de um dos seguintes quatro procedimentos de espectro amplo:

- com base nas experiências anteriores,
- com base em ensaios acelerados,
- através de métodos deterministas,
- através de métodos estocásticos ou probabilistas.

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, comandava apenas o bom senso e a experiência do profissional, sendo a durabilidade claramente subjetiva.

O estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado e pretendido 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 um 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 concreto¹.

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

Os principais agentes agressivos à armadura, o gás carbônico CO₂ e o cloreto Cl⁻, não são agressivos ao concreto, ou seja não o atacam deletariamente. Por outro lado, os agentes agressivos ao concreto como os ácidos, que contribuem para a redução do pH e conseqüente risco de despassivação da armadura, assim como os sulfatos e até a própria reação álcali-agregado, que geram produtos expansivos destruindo o concreto de cobrimento e de proteção da armadura, atuam de forma dupla, atacando principal e primeiramente o concreto e secundariamente a armadura.

Portanto, apesar de ainda não ser comum na normalização disponível atualmente, hoje em dia é conveniente e indispensável uma separação nítida entre os ambientes preponderantemente agressivos à armadura dos ambientes preponderantemente agressivos ao concreto. Da mesma forma, o traço ou a composição do concreto, ou seja, a proporção e a natureza dos materiais que o compõe, devem ser tratados em separado; concretos resistentes a meios agressivos à armadura e concretos resistentes a meios agressivos ao próprio concreto.

2 CONCEITO SISTÊMICO DE DURABILIDADE

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 ou planejamento; projeto; fabricação de materiais e componentes; execução propriamente dita e principalmente durante a etapa de uso da estrutura. É nessa etapa onde serão realizadas as operações de vistoriaⁱ, monitoramentoⁱⁱ e manutençãoⁱⁱⁱ preventiva e corretiva, indispensáveis numa consideração correta e sistêmica da vida útil.

Alguns dos documentos de referência que bem tratam do tema durabilidade são o CEB-FIP Model Code 90², CEB Design Guide³, ACI COMMITTEE 201⁴, o projeto de norma européia ENV-206⁵, o projeto de revisão e calibragem da NBR 6118 (NB-1 da ABNT), artigos de especialistas no tema tais como Andrade & Gonzalez⁶, Helene⁷, Rostam⁸, e documentos clássicos como a norma CETESB LI 007⁹. Tomando por base esses documentos fica claro que gerir o problema da durabilidade das estruturas de concreto implica em bem responder as seguintes questões gerais:

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

Não é objetivo deste artigo tratar em profundidade todas essas dez (10) respostas básicas necessárias à correta gestão de um problema de durabilidade das estruturas de concreto. Procurar-se-á responder, de forma resumida e objetiva, somente as seis primeiras perguntas.

3 MECANISMOS DE ENVELHECIMENTO E DETERIORAÇÃO

Os mecanismos mais importantes e freqüentes de envelhecimento e deterioração das estruturas de concreto são:

Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto

a) lixiviação: por ação de águas puras, carbônicas agressivas e ácidas que dissolvem e carregam os compostos hidratados da pasta de cimento. O sintoma básico é uma superfície arenosa ou com agregados expostos sem a pasta superficial, com eflorescências de carbonato, com elevada retenção de fuligem e com risco de desenvolvimento de fungos e bactérias. Como conseqüência observa-se também uma redução do pH do extrato aquoso dos poros superficiais do concreto do componente estrutural com risco de despassivação da armadura;

b) expansão por ação de águas e solos que contenham ou estejam contaminados com sulfatos dando origem a reações expansivas e deletérias com a pasta de cimento hidratado. O sintoma básico é uma superfície com fissuras aleatórias, esfoliação e redução significativa da dureza e resistência superficial do concreto, com conseqüente redução do pH do extrato aquoso dos poros superficiais, colocando em risco a passivação das armaduras. Do ponto de vista do concreto, os sulfatos presentes na água do mar, nas águas servidas, nas águas industriais e nos solos úmidos e gessíferos, podem acarretar reações deletérias de expansão com formação de compostos expansivos do tipo etringita e gesso secundário¹⁰;

c) expansão por ação das reações entre os álcalis do cimento e certos compostos e agregados reativos. Dentre os agregados reativos pode-se destacar a opala, a calcedônia, as sílicas amorfas e certos calcários. Além de agregados outros compostos reativos, inclusive os próprios silicatos hidratados da pasta de cimento podem reagir com os álcalis. Para que essas reações venham a ser significativamente deletérias é necessário estar em presença de elevada umidade. O sintoma básico é uma expansão geral da massa de concreto com fissuras superficiais, profundas e aleatórias no caso de massa contínua, e ordenadas no caso de estruturas delgadas.

d) reações deletérias superficiais de certos agregados decorrentes de transformações de produtos ferruginosos presentes na sua constituição mineralógica. Destaca-se como exemplo os problemas oriundos com agregados que contêm pirita que pode acarretar manchas de ferrugem, cavidades e protuberâncias na superfície dos componentes de concreto.

Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura

a) despassivação por carbonatação, ou seja, por ação de gás carbônico da atmosfera que penetra por difusão e reage com os hidróxidos alcalinos da solução dos poros do concreto reduzindo o pH dessa solução. A despassivação deletéria só ocorre de maneira significativa em ambientes de umidade relativa abaixo de 98% e acima de 60%, ou em ambientes sujeitos a ciclos de molhagem e secagem, possibilitando a instalação da corrosão. O fenômeno de carbonatação propriamente dita, não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto e até aumenta sua dureza superficial. A identificação da frente ou profundidade de carbonatação requer ensaios específicos. Ao atingir a armadura, dependendo das condições de umidade ambiente pode promover séria corrosão com aparecimento de manchas, fissuras, destacamentos de pedaços de concreto e até perda da seção resistente e da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de suas partes;

b) despassivação por elevado teor de íon cloro (cloreto), ou seja, por penetração do cloreto através de processos de difusão, de impregnação ou de absorção capilar de águas contendo teores de cloreto que ao superarem, na solução dos poros do concreto, um certo limite em relação à concentração de hidroxilas, despassivam a superfície do aço e instalam a corrosão. Eventualmente, esses teores elevados de cloreto podem ter sido introduzidos, inadvertidamente, durante o amassamento do concreto, geralmente através do excesso de aditivos aceleradores de endurecimento. O fenômeno não é perceptível a olho nu, não reduz a resistência do concreto nem altera seu aspecto superficial. A identificação da frente ou da profundidade de penetração de certo teor crítico de cloreto requer ensaios específicos. Ao atingir a armadura pode promover séria corrosão com aparecimento de manchas, fissuras, destacamentos de pedaços de concreto e até perda da seção resistente e da aderência, promovendo o colapso da estrutura ou de suas partes.

Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita

São todos aqueles relacionados às 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 estão no escopo deste trabalho.

4 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 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 macro clima 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, pode-se considerar as classes apresentadas na Tabela 1.

TABELA 1

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 de projetos correntes, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, conforme apresentado na Tabela 2.

TABELA 2

CLASSES DE AGRESSIVIDADE DO AMBIENTE EM FUNÇÃO DAS CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO

macro-clima	micro-clima			
	interior das edificações		exterior das edificações	
	seco ¹ UR ≤ 60%	úmido ou ciclos ² de molhagem e secagem	seco ³ UR ≤ 60%	úmido ou ciclos ⁴ de molhagem e secagem
rural	I	I	I	II
urbana	I	II	I	II
marinha	II	III	—	III
industrial	II	III	II	III
específico	II	III ou IV	III	III ou IV
respingos de maré	—	—	—	IV
submersa ³ 3m	—	—	—	I
solo	—	—	não agressivo, I	úmido e agressivo, II, III ou IV

Notas

1 salas, dormitórios ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura.

2 vestiários, banheiros, cozinhas, garagens, lavanderias.

- 3 obras no interior do nordeste do país, partes protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos.
 4 incluindo ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

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. Em lugar dessa norma e no caso de agressividade ao concreto, um outro critério mais rigoroso pode ser a avaliação através de determinações específicas conforme os valores referenciais propostos pelo CEB / FIP Model Code 1990, apresentados na Tabela 3.

TABELA 3
 CLASSIFICAÇÃO DA AGRESSIVIDADE AMBIENTAL VISANDO A DURABILIDADE DO CONCRETO

Classe de agressividade	pH	CO ₂ agressivo mg/L	amônia NH ₄ ⁺ mg/L	magnésia Mg ²⁺ mg/L	sulfato SO ₄ ²⁻ mg/L	sólidos dissolvidos mg/L
I	> 6,0	< 20	< 100	< 150	< 400	> 150
II	5,9 - 5,9	20 - 30	100 - 150	150 - 250	400 - 700	150 - 50
III	5,0 - 4,5	30 - 100	150 - 250	250 - 500	700 - 1500	< 50
IV	> 4,5	> 100	> 250	> 500	> 1500	< 50

Notas

- 1 No caso de solos a análise deve ser feita no extrato aquoso do solo;
 2 Água em movimento, temperatura acima de 30°C, ou solo agressivo muito permeável conduz a um aumento de um grau na classe de agressividade.
 3 Ação física superficial tal como abrasão e cavitação aumentam a velocidade de ataque químico.

5 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,
- 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 e de critérios adequados de projeto. Nesse sentido o texto provisório de revisão da NBR 6118 foi muito feliz e ressalta que para evitar envelhecimento precoce e satisfazer às exigências de durabilidade dos usuários devem ser observados os seguintes critérios de projeto:

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

Deve-se dar preferência a certos tipos de cimento Portland, a adições e a aditivos mais adequados a 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 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, e, para reduzir a penetração de cloretos são preferíveis os cimentos com adições tipo CP III e CP IV com adição extra de sílica ativa e cinza de casca de arroz.

A qualidade efetiva do concreto superficial de cobertura e 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 obtidos de ensaios experimentais nos concretos que realmente serão utilizados na estrutura, pode ser adotada a classificação orientativa, apresentada na Tabela 4, referente à corrosão de armaduras e na Tabela 5, referente à deterioração do concreto.

TABELA 4

CLASSIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS CONCRETOS FRENTE AO RISCO DE CORROSÃO DAS ARMADURAS

Classe de Concreto	Classe de Resistência (NBR 8953)	Máxima relação a/c	Deterioração por Carbonatação Teor de Adições	Deterioração por Cloretos Teor de Adições
durável	³ C50	² 0,38	² 10% de pozolana, sílica ativa ou escória de alto forno	³ 20% de pozolana ou sílica ativa ³ 65% de escória de alto forno
resistente	C35/C40/C45	² 0,50	² 10% de pozolana ou sílica ativa ² 15% de escória de alto forno	³ 10% de pozolana ou sílica ativa ³ 35 % de escória de alto forno
normal	C25/C30	² 0,62	qualquer	qualquer
efêmero	C10/C15/C20	qualquer	qualquer	qualquer

TABELA 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 (NBR 8953)	Deterioração por expansão		Deterioração por lixiviação
		Teor de C3A no Cimento Anidro	Teor de Adições	Teor de Adições
durável	³ C50	² 5%	³ 20% de pozolana ou sílica ativa ³ 65% de escória de alto forno	³ 20% de pozolana ou sílica ativa ³ 65% de escória de alto forno
resistente	C35 C40 C45	² 5%	³ 10% de pozolana ou sílica ativa ³ 35% de escória de alto forno	³ 10% de pozolana ou sílica ativa ³ 35% de escória de alto forno
normal	C25 C30	² 8%	qualquer	qualquer
efêmero	C10 C15 C20	qualquer	qualquer	qualquer

6 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 na Tabela 6.

TABELA 6

CORRESPONDÊNCIA ENTRE AGRESSIVIDADE DO AMBIENTE E DURABILIDADE DO CONCRETO

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

Uma correspondência direta como a indicada na Tabela 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 a nível de projeto e de dosagem do concreto são sempre muitas vezes mais convenientes, mais seguras e mais baratas que medidas protetoras tomadas "a posteriori". Os custos de intervenção na estrutura para atingir um 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 Sitter¹¹.

7 DEFINIÇÃO DE VIDA ÚTIL

As estruturas de concreto devem ser projetadas, construídas e utilizadas de modo que sob as condições ambientais previstas e respeitadas as condições de manutenção preventiva especificadas no projeto, conservem sua segurança, estabilidade, aptidão em serviço e aparência aceitável, durante um período

pré-fixado de tempo, sem exigir medidas extras de manutenção e reparo.

A durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e esforços coordenados de pelo menos seis responsáveis;

- a) o proprietário, definindo suas expectativas presentes e futuras de uso da estrutura;
- b) o responsável pelo projeto arquitetônico, definindo detalhes e especificando materiais;
- c) o responsável pelo projeto estrutural, definindo geometrias, detalhes e especificando materiais e manutenção preventiva;
- d) o responsável pela tecnologia do concreto, definindo características dos materiais, traços e metodologia de execução, em conjunto com os responsáveis pelo itens c e e;
- e) o responsável pela construção, definindo metodologias complementares da construção e respeitando o projetado e especificado anteriormente;
- f) o proprietário /usuário, obedecendo às condições de uso, de operação e de manutenção preventiva especificadas.

Tomando como referência o CEB/FIP Model Code 1990, por vida útil entende-se o período de tempo no qual a estrutura é capaz de desempenhar as funções para as quais foi projetada sem necessidade de intervenções não previstas, ou seja, as operações de manutenção previstas e especificadas ainda na fase de projeto, fazem parte do período total de tempo durante o qual se admite que a estrutura está cumprindo bem sua função.

Em obras de caráter provisório, transitório ou efêmero é tecnicamente recomendável adotar-se vida útil de projeto de pelo menos um ano. Para as pontes e outras obras de caráter permanente, poderão ser adotados períodos de 50, 75 ou até mais de 100 anos conforme recomendado pelas normas internacionais, tais como a norma inglesa (BS 7543¹²) e européias (CEN/EN 206). As normas brasileiras, por enquanto, não especificam vida útil de projeto, infelizmente. Em princípio, parece estar subentendido 50 anos.

Fica claro que cada vez mais cabe aos responsáveis dos projetos definir as medidas mínimas de inspeção, monitoramento e manutenção preventiva, necessárias a assegurar a vida útil de projeto da estrutura, em função da importância da obra.

O conceito de vida útil aplica-se à estrutura como um todo ou às suas partes. Dessa forma, determinadas partes das estruturas podem merecer consideração especial com valor de vida útil diferente do todo.

Deve-se ressaltar que os atuais e clássicos conceitos e métodos de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto não asseguram durabilidade nem são ferramentas adequadas para cálculo e previsão de vida útil. Há necessidade urgente de introduzir novas exigências pois as atuais não satisfazem.

Nos métodos de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto há vários anos (vide CEB/FIP Model Code 1972 e NBR 6118 de 1978) utiliza-se, em geral, os seguintes termos e critérios de dimensionamento visando a segurança e a estabilidade estrutural:

- estado limite último ou de ruptura
- estado limite de utilização ou de serviço

A questão da durabilidade, no entanto, nunca foi contemplada objetivamente nas normas, nem a questão da estética. Para essas duas novas exigências humanas é necessário estabelecer novos requisitos e novos critérios de dimensionamento e de consideração. 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 conseqüências. 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 se adaptar 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 freqüentemente;
- estimular a inspeção e observação periódica das estruturas com recálculos de vida residual e de vida útil efetivas e comprovação das hipóteses iniciais adotadas inicialmente 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 e “desmanchando-se”. Reconhecer 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 e técnicas e critérios modernos.

8 OS QUATRO MÉTODOS DE PREVISÃO DA VIDA ÚTIL

1 Com base nas experiências anteriores

Desde as primeiras normas sobre estruturas de concreto armado a questão da durabilidade tem sido introduzida de forma subjetiva, ou melhor qualitativa. São especificadas umas 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 data de 1903 e era suíça. Seguiram-na a alemã de 1904, a francesa de 1906 e a inglesa de 1907. Finalmente, em 1910 foi publicada a primeira norma americana¹³ para o projeto e construção de obras em concreto armado, que naquela época já especificou:

“... the main reinforcement in columns shall be protect by a minimum of two inches (5 cm)³ of concrete cover, reinforcement in girders and beams by one and one-half inches (3,8 cm)³ and floor slabs by one inch (2,5 cm)³ ...”

Essa postura de especificar adequadas espessuras de cobrimento de concreto às armaduras perdura nas normas americanas até hoje, conforme especificado no ACI 301¹⁴ seção 3.4 e no e no ACI 318¹⁵ de 1995, na seção 7.7.1, que além de recomendarem concretos com $f_{ck} \geq 28$ MPa e relação $a/c \geq 0,55$, ainda especificam os seguintes cobrimentos mínimos:

- componente em contato com o solo - $c \geq 76$ mm
- componente à intempérie - $c \geq 51$ mm p/ $\phi \geq 19$ mm
 $c \geq 38$ mm p/ $\phi \geq 16$ mm
- componente em interiores, lajes - $c \geq 19$ mm p/ $\phi \geq 36$ mm
interiores, vigas e pilares - $c \geq 38$ mm

No Brasil a primeira norma sobre estruturas de concreto data de 1931 e especificava:

- consumo de cimento ≥ 240 kg/m³, sempre;
- consumo de cimento ≥ 270 kg/m³, partes expostas;
- consumo de cimento ≥ 300 kg/m³, para pontes;
- água de amassamento não deve conter cloretos, sulfatos e nem matéria orgânica;
- cobrimento $\geq 1,0$ cm para lajes interiores e $\geq 1,5$ cm para exteriores;
- cobrimento $\geq 1,5$ cm para pilares e vigas interiores e $\geq 2,0$ cm para exteriores

Como se verifica claramente, a norma brasileira apesar de mais completa em relação à americana de 1910, era muito mais ousada, permitindo cobrimentos bem inferiores, e desprezando acintosamente a agressividade do meio ambiente. Hoje em dia, 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, já àquela época, era temerária, quase irresponsável.

Infelizmente 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 verifica-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 $f_{ck} \geq 24$ MPa, o Brasil até hoje não faz, em norma (NB 1/78), nenhuma exigência sobre a qualidade mínima do concreto para estruturas.

Infelizmente o texto em revisão da norma brasileira NBR 6118 (NB-1 da ABNT), ainda adota como principal ferramenta esse método, deixando apenas como opcional (nos comentários) o método determinista que é muito mais avançado. Não estará sozinha pois os dois mais importantes textos normativos do planeta, o CEB/FIP Model Code 1990 e o ACI 318/95, também ainda adotam o mesmo procedimento ultrapassado de assegurar durabilidade. Esses três (3) textos estão repletos de tabelas de cobrimentos mínimos e qualidades mínimas do concreto de cobrimento, evidentemente mais completas que no início do século, porém utilizando os mesmos conceitos praticados há quase cem anos, ora obsoletos, retrógrados e insuficientes.

2 Com base em ensaios acelerados

Trata-se de um método introduzido pelos americanos em 1978, na norma ASTM E 632¹⁸. Posteriormente foi publicada também a norma ISO 6241, com os mesmos conceitos.

Na realidade esse método aplica-se 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.

3 Através de métodos deterministas

A base científica deste método são os mecanismos de transporte de gases, de fluídos e de íons através dos poros do concreto, 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, a saber:

- 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 $c = k \cdot t^{1/2}$, onde c é a extensão percorrida pelo agente agressivo em mm, 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 de Langmuir	equação de Nernst-Planck & eq. de Arrhenius & eq. de Fick, 1ª e 2ª & eq.

- 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.

Por qualidade do concreto entende-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, gases e líquidos através de seus poros. Para dar uma reduzida idéia 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 alterou-se de 10 vezes e a vida útil 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 circunstâncias, fica um certo grau de liberdade entre a escolha da resistência (qualidade) do concreto e a espessura do cobrimento. Essa ainda não é, infelizmente, a postura do CEB¹⁹, nem do ACI 318/95, que não aconselham uma redução dos cobrimentos mínimos.

Esse novo conceito pode ser exemplificado na Figura 1, onde está apresentado um ábaco correspondente a uma estrutura sujeita a um ambiente agressivo no qual predomina a ação do gás carbônico, ou seja um fenômeno preponderante de carbonatação. Como se pode observar, uma mesma vida útil pode ser alcançada por diferentes pares de “cobrimentos /resistência (qualidade) de concreto”.

Da mesma forma a Figura 2, 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 318/95 e o CEB / FIP Model Code 1990 especificam, para essa condição, cobrimentos mínimos de concreto de 3 polegadas (3 75mm).

Carbonatação em faces externas dos componentes estruturais de concreto expostos à intempérie

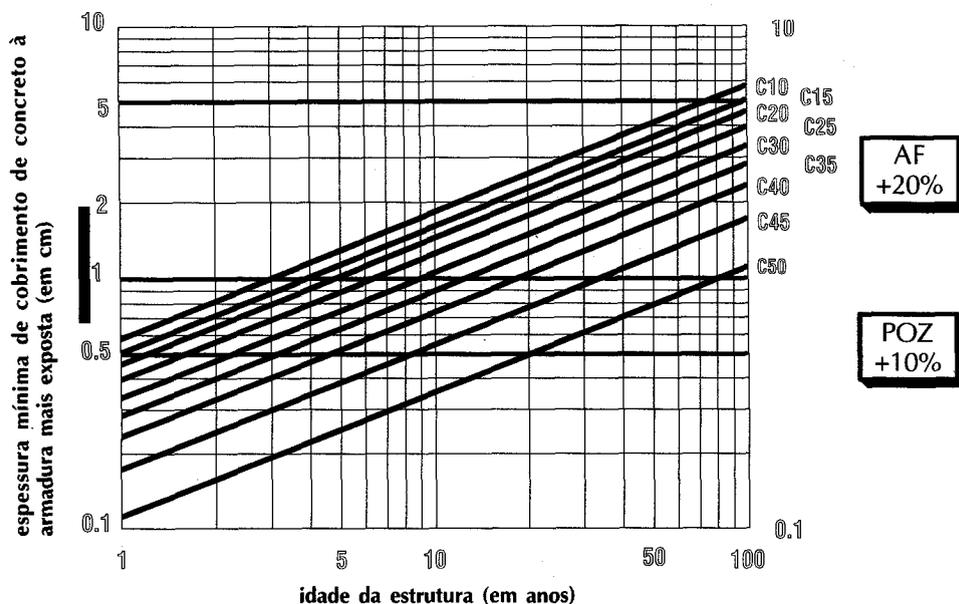


Figura 1 - Ábaco para obtenção da espessura de cobertura às armaduras em função do ambiente (zona urbana, industrial, marinha ou rural), do concreto (C10 a C50) e da vida útil desejada (1 a 100 anos). Caso sejam utilizados cimentos Portland com escórias de alto forno ou com pozolanas as espessuras mínimas características de cobertura de concreto à armadura, devem ser aumentadas em pelo menos 20% e 10%, respectivamente. Ábacos similares são disponíveis para outras condições de exposição.

Difusão de clorretos em faces externas de componentes estruturais de concreto expostos à zona de respingos de maré

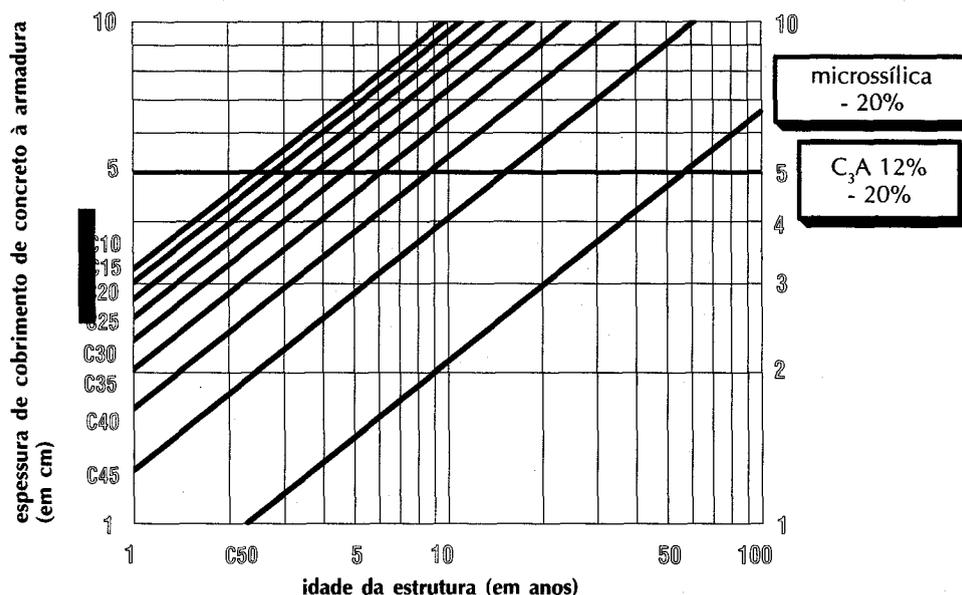


Figura 2 - Ábaco para obtenção da espessura de cobertura às armaduras em função do ambiente (zona urbana, industrial, marinha ou rural), do concreto (C10 a C50) e da vida útil desejada (1 a 100 anos). Caso sejam utilizadas adições de 8% de sílica ativa ou empregados cimentos Portland com teor de C₃A _ 12%, as espessuras mínimas características de cobertura de concreto à armadura, podem ser reduzidas em 20%. Ábacos similares são disponíveis para outras condições de exposição.

Nessas Figuras entende-se por cobertura mínimo característico aquele que é superado em pelo menos 95% das situações efetivas de obra. O CEB/FIP Model Code 1990 recomenda que para obter

Jo o cobrimento médio de obra, a ser especificado no projeto estrutural, seja somado o valor de pelo menos 10 mm ao mínimo encontrado nas tabelas tradicionais de cobrimento. Neste caso corresponderia a somar 10 mm aos cobrimentos indicados nos ábacos das Figuras 1 e 2.

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.

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.

A velocidade ou taxa de corrosão de uma armadura num certo concreto, numa certa parte de uma determinada estrutura localizada num certo 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). 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 denominada vida útil de serviço ou de utilização. — Por exemplo qual o período de tempo necessário, após a despassivação, para que um certo componente estrutural fissure?

Em 1993, Helene²⁰ 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 cobrimento 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_{corr}) é possível prever o período de tempo necessário ao aparecimento de fissuras no concreto de cobrimento, admitindo uma velocidade de corrosão constante no tempo. Outra questão freqüente tem sido:

- Quanto tempo levaria uma estrutura para ruir após despassivada a armadura? 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.

Andrade, Alonso e González²¹ apresentaram, em 1990, interessante modelo de previsão da vida útil total das estruturas de concreto a partir de medidas de taxa de corrosão, expressa em corrente de corrosão, conhecida por i_{corr} , baseado na lei ou equação de Faraday. Inicialmente adotam o modelo de vida útil proposto por Tuutti²², e analisam a vida útil residual total a partir da despassivação da armadura, ou seja, no período de propagação^{iv} da corrosão. O modelo proposto pelos autores citados depende do diâmetro da barra e da intensidade da corrente de corrosão. O modelo não considera a fissuração do concreto de cobrimento como limite de vida útil, ou seja, mesmo fissurado por expansão dos produtos da corrosão na direção longitudinal, paralelamente à direção da armadura principal, admite-se que o componente estrutural continuará desempenhando suas funções.

Os referidos autores adotaram como critério de perda da vida útil, apenas a redução da seção transversal da armadura seguindo os parâmetros e classificação do nível de degradação recomendados pelo CEB²³, em 1983. Certos estudos, no entanto, mostram que a fissura longitudinal pode comprometer significativamente a aderência da armadura ao concreto para perdas médias de seção transversal de 1,5 a 7,5%, segundo a espessura do cobrimento²⁴. Enquanto para relação espessura de cobrimento/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.

Concluindo esta consideração de modelos deterministas cabe observar que os principais mecanismos de transporte de gases e de líquidos em um meio poroso, ou seja, a absorção capilar, a permeabilidade, a migração e a difusão, podem ser representados por funções ou equações diretamente dependentes da raiz quadrada do tempo. Esse fato representa uma grande simplificação do estudo de transporte de

massa nos poros do concreto pois a posição geométrica da “frente de penetração” de elementos agressivos poderá ser indicada simplificadamente por $X = K \cdot t^{1/2}$.

Este autor acredita que dentro de pouco tempo os concretos poderão ser classificados por constantes K correspondentes aos elementos em estudo, ou seja, K_{O_2} , K_{CO_2} , K_{Cl} , K_{H_2O} , 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.

4 Através de métodos estocásticos ou probabilistas

Os documentos básicos de referência obrigatória deste quarto, mais moderno e mais realístico método de introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto são; o ASTM²⁵ STP 1098 de 1990, o RILEM Report 12²⁶ de 1995, o RILEM report 14²⁷ de 1996 e o CEB Bulletin 238²⁸ de 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 70²⁹.

Admite-se distribuições normais ou Gaussianas para as ações agressivas e log-normal para ou normal para as resistências da estrutura à essas ações de deterioração. O princípio é o da teoria das falhas onde se aplicam a distribuição de Weibull. Igual 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 e na seqüência do método considerar teoria das falhas e, nos casos mais aprofundados considerar 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 B, pode-se encontrar a espessura de cobrimento adequada para conferir uma certa probabilidade pequena de ocorrência a uma determinada idade, conforme apresentado a seguir. Considerando como ação deletéria no tempo (S,t)^v 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)^{vi} a espessura de cobrimento c com um coeficiente de variação também de 25%, a partir de:

$$b(t) = [m(R,t) - m(S,t)] / [s^2(R,t) + s^2(S,t)]^{1/2}$$

onde

$b(t)$	=	coeficiente de probabilidade
$m(R,t)$	=	valor médio de R na idade t
$m(S,t)$	=	valor médio de S no idade t
$s^2(R,t)$	=	variância de R na idade t
$s^2(S,t)$	=	variância de S na idade t

obtem-se:

$$b(t) = [c - k_{CO_2} \cdot t^{1/2}] / [(d \cdot c)^2 + (d \cdot k_{CO_2} \cdot t^{1/2})^2]^{1/2}$$

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, obtêm-se b(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 estrutura de concreto armado apresentar-se despassivado?

A partir de uma tabela de distribuição de b, obtêm-se, para o quantil de 10%, o valor de $b = 1,28$, o que acarreta uma espessura média de $c^3 = 55$ mm para o cobrimento de concreto na estrutura de $f_{ck} = 15$ MPa e de $c^3 = 15$ mm para a estrutura de $f_{ck} = 40$ MPa.

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. Este autor tem pesquisando a variabilidade efetiva dos cobrimentos em obras acabadas, construídas com diferentes rigores de qualidade de modo a viabilizar a aplicação desses conceitos estatísticos de forma mais consoante com a situação nacional.

Concluindo é desejo deste autor ver incorporados estes conceitos e práticas no novo texto da NBR 6118 que ora está em revisão no âmbito do Comitê Brasileiro de Construção Civil, CB-2 da Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, estando em discussão uma proposta de texto normativo incorporando parte destas idéias.

9 REFERÊNCIAS

i Também usualmente denominada atividades de inspeção preliminar, de inspeção detalhada, de inspeção principal ou

de inspeção cadastral, conforme: • ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA de NORMAS TÉCNICAS. *Vistoria de Pontes e Viadutos de Concreto*. NBR 9452. Rio de Janeiro, ABNT, ago. 1986. • DEPARTAMENTO NACIONAL de ESTRADAS de RODAGEM. *Norma de Procedimentos para Apresentação de Estudos Técnicos para Viabilização e Acompanhamento do Transporte de Cargas Excepcionais*. Brasília, DNER, Exp. 413/AET, 1985. • DEPARTAMENTO NACIONAL de ESTRADAS de RODAGEM. *Vistoria de Pontes e Viadutos de Concreto Armado e Protendido*. Brasília, DNER, IPR, PRO-OA 49-78, 1978. • DERSA DESENVOLVIMENTO RODOVIÁRIO S.A. *Especificação Técnica para Inspeção e Avaliação Estrutural / Funcional de Obras de Arte Especiais de Concreto Armado e Protendido*. São Paulo, DERSA, Documento Técnico ET-C01/007, set. 1995)

ii Também denominado atividades de acompanhamento ou de controle.

iii Também denominada atividades de conservação de obras, conforme: • INSTITUTO de ENGENHARIA de SÃO PAULO. Manifesto. 1997; • INSTITUTO de ENGENHARIA de SÃO PAULO. *Especificações para Contratação de Serviços de Engenharia Consultiva Relativos a Obras de Arte*. São Paulo, IE, Divisão de Estruturas, sd.

iv Evidentemente a vida útil do componente estrutural deve ser contada desde o momento do término da sua construção incluindo portanto o período de iniciação e o de propagação da corrosão. A separação é no entanto necessária pois no período de iniciação os fenômenos estão relacionados à difusão de cloretos e à carbonatação, ou seja, ligados direta e exclusivamente à qualidade do concreto de cobrimento e à agressividade do ambiente. No período de propagação os fenômenos são essencialmente de corrosão eletroquímica.

v Entende-se por S, o mesmo conceito de solicitações adotado nas normas de dimensionamento e projeto das estruturas de concreto.

vi Entende-se por R, o mesmo conceito de resistências adotado nas normas de dimensionamento das estruturas de concreto.

10 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- HELENE, Paulo R.L. La agresividad del medio y la durabilidad del hormigón. *Hormigón*, n.10, p.25-35, mayo/ ago. 1983.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. *CEB-FIP model code 1990: design code*. Lausanne : CEB, 1993. 437p. (Bulletin D'Information 213-214).
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. *Durable concrete structures: design guide*. Lausanne : Thomas Telford, 1992.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Guide to durable concrete: reported by ACI Committee 201. *ACI. Materials Journal*, v.88, n.5, p.544-82, Sep./Oct. 1991.
- EUROPEAN NORMALIZATION VOLUNTAIRE. ENV-206. *Performance, production, mise en oeuvre et critères de conformité du béton*. s.l.p., 1992.
- ANDRADE, C., GONZALEZ, J. A. Tendencias actuales en la investigación sobre corrosión de armaduras. *Informes de la Construcción*, v.40, n.398, nov./dic. 1988. p.7-14
- HELENE, Paulo R.L. Vida útil de estruturas de concreto armado sob o ponto de vista da corrosão da armadura. In: SEMINÁRIO DE DOSAGEM E CONTROLE DOS CONCRETOS ESTRUTURAIS. Brasília, São Paulo, Belo Horizonte, Recife, Rio de Janeiro, jul./set.1993. *Anais*. Brasília: ENCOL/SENAI, 1993.
- ROSTAM, Steen. Service life design: the European approach. *Concrete International*, v.15, n.7, p.24-32, Jul. 1993.
- COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO. CETESB LI 007 - *Agressividade do meio ao concreto*. São Paulo : CETESB, 1995.
- COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. *Durable concrete structures: CEB design guide*. Lausanne: CEB, June 1989. 120 p. (Bulletin D'Information, n.182) & Thomas Telford, 1992. (Bulletin D'Information, n.183).
- SITTER, W.R. Costs for service life optimization: the "law of fives". In: CEB-RILEM International Workshop on Durability of concrete structures. *Proceedings*. Copenhagen, 18-20 May 1983. Copenhagen: CEB, 1984. (Workshop Reported by Steen Rostam)
- BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS 754. *Guide to durability of buildings and building element, products and components*. London, 1992. 43 p.
- NATIONAL ASSOCIATION OF CEMENT USERS. *Standard building regulations for the use of reinforced concrete*. Philadelphia, Feb. 1910.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 301 - Specifications for Structural Concrete for Buildings : reported by ACI. In:—. *ACI manual of concrete practice*. Detroit, 1997. v. 3.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 318 - Building code requirements for reinforced concrete: reported by ACI. In:—. *ACI manual of concrete practice*. Detroit, 1997. v. 3.
- HELENE, Paulo R. L., TERZIAN, Paulo R. *Manual de dosagem e controle do concreto*. São Paulo : Pini, 1993.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CONCRETO. Regulamento para as construções em concreto armado. *Cimento Armado*, v.3, n.3, p.7-21, jul. 1931.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM E-632 - Standard practice for developing accelerated tests to aid prediction of the service life of building components and materials. In:—. *Annual book of ASTM standards*. Philadelphia, 1996.
- COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. *High performance concrete: recommended extensions to the model code 90, research needs*. Lausanne : CEB, 1995. 55p. (Bulletin D'Information, 228).

HELENE, Paulo R. L. *Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado*. São Paulo, 1993. 231 p. Tese de Livre-Docência (Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil da Escola Politécnica). Fig. IV-11, p. 192 e Fig. IV-13, p. 197.

ANDRADE, C., ALONSO, M. C., GONZALEZ, J. A. An initial effort to ease the corrosion rate measurements for estimating rebar durability. In: Berke, N. S., Chaker, V., Whiting, D., ed. *Corrosion rates of steel in concrete*. Philadelphia: ASTM, 1990. p.29-37. (STP 1065)

TUUTTI, Kyosti. *Corrosion of steel in concrete*. Stockholm : Swedish Cement and Concrete Research Institute, 1982. p.17-21

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. *Assessment of concrete structures and design procedures for upgrading (redesign)*: contribution to the 23rd plenary session of CEB, Praga, 1983. Lausanne, 1983. p.87-90. (Bulletin D'Information, 162).

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*, p.220-31, Mar./Apr. 1990.

KELLEY, S. J., MARSHALL, P.C. *Service life of rehabilitated buildings and other structures*. Philadelphia, 1990. (ASTM - STP 1098).

REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D'ESSAIS ET MATERIAUX. *Performance criteria for concrete durability*: state of the art report of RILEM Technical Committee TC-116-PCD. London : E & FN Spon/Chapman & Hall, 1995. (RILEM Report 12, edited by J. Kropp and H. K. Hilsdorf).

REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D'ESSAIS ET MATERIAUX. *Durability design of concrete structures*. Report of RILEM Technical Committee 130-CSL. London : E & FN Spon/Chapman & Hall, 1996. (RILEM Report 14, edited by A. Sarja and E. Vesikari).

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. *New approach to durability design: an example for carbonation induced corrosion*. Lausanne, 1997. (Bulletin D'Information, 238)

ZAGOTTIS, Décio Leal de. *Introdução da segurança no projeto estrutural*. São Paulo: PEF/USP, 1974.

PAULO R L HELENE
Professor Titular da Universidade de São Paulo
PCC USP, Caixa Postal 61548, Cidade Universitária, São Paulo,
CEP 05424-970
E-mail: helene@pcc.usp.br