

Capítulo 32

Análise de Estruturas de Concreto com Problemas de Resistência e Fissuração

Luiz Carlos Pinto da Silva Filho

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Paulo Helene

PhD Engenharia

32.1 Introdução

O presente capítulo discute a questão da avaliação de estruturas de concreto com problemas de resistência e perda de integridade por fissuração. Esses são processos patológicos importantes que necessitam ser adequadamente diagnosticados e tratados, pois podem afetar negativamente a segurança, durabilidade e funcionalidade das estruturas de concreto.

Dada a importância da análise da resistência à compressão do concreto em estruturas existentes, esse será o foco principal do presente capítulo. Isso se justifica na medida em que se verifica que a resistência à compressão é o principal, e muitas vezes único, parâmetro que é efetivamente monitorado durante o processo de construção. Embora as normas e recomendações mais recentes demandem ou sugiram que se amplie o número de parâmetros de controle da qualidade de obras de concreto, incluindo, por exemplo, o módulo de elasticidade e a absorção capilar, a tradição da área ainda é basear o controle fundamentalmente no monitoramento dos resultados de ensaios à compressão de corpos-de-prova moldados durante a concretagem.

Sob o ponto de vista de durabilidade e funcionalidade, é fundamental verificar não só a resistência à compressão, mas também a integridade dos elementos de concreto. Sabe-se que a resistência à tração do concreto é muito inferior à sua resistência à compressão. Por isso certos esforços localizados podem facilmente provocar o aparecimento de fissuras. Nas seções finais deste capítulo, discutem-se brevemente alguns ensaios para mapeamento, controle e diagnóstico das causas de fissuras que ameaçam a integridade de estruturas acabadas.

32.2 Conceitos Básicos Sobre a Resistência à Compressão do Concreto

Num processo de projeto típico de uma estrutura civil, a resistência à compressão é usada como base pelo projetista para estimar, através de equações de correlações definidas nas normas, outros parâmetros de dimensionamento fundamentais, tais como a resistência à tração, a resistência ao cisalhamento e o módulo de elasticidade.

A questão é que a resistência do concreto vai certamente variar ao longo de uma estrutura de grandes dimensões, construída durante um período de tempo de vários meses, utilizando diferentes betonadas ou caminhões de concreto, que ficam sujeitas a condições ambientais e carregamentos distintos.

O boletim 214R-02 do ACI, que discute a avaliação de resultados de ensaios de resistência do concreto, aponta uma série de fatores que podem causar variações na resistência do concreto (ACI, 2002) que serão descritos a seguir.

- Variações na relação água/materiais cimentícios, causadas por:
 - controle deficiente da quantidade de água;
 - variações de umidade nos agregados;
 - uso de adições durante a concretagem.
- Variações na demanda de água devido a:
 - variações na granulometria, forma e taxa de absorção do agregado;
 - variações nas propriedades do cimento ou adições;
 - variações no conteúdo de ar aprisionado;
 - variações no tempo e temperatura durante o transporte.
- Variações nas características e proporções dos materiais constituintes (agregados, materiais cimentícios, adições e aditivos).
- Variações nas condições de mistura, transporte, lançamento e adensamento.
- Variações nas condições ambientais durante o processo de cura.

Para lidar com essa variabilidade, utilizam-se conceitos estatísticos, definindo o conceito de resistência característica, como explicado a seguir.

32.2.1 A visão estatística da resistência à compressão

No *fib* (CEB-FIP) *Draft Model Code 2010* (FIB, 2010), que pode ser considerado como o mais recente e atualizado documento de projeto para estruturas de concreto, descrevem-se cinco formas de verificação dos estados limites de serviço (ELS/SLS) e últimos (ELU/ULS) a serem utilizados durante o processo de projeto de estruturas de concreto.

Ou seja, existem pelo menos cinco diferentes formas de introduzir a segurança e a vida útil no projeto estrutural. As duas principais, atualmente, são:

- o uso de um método probabilístico completo, baseado nos conceitos de confiabilidade e usando o coeficiente de confiabilidade β de forma explícita, como proposto, por exemplo, na norma ISO 2394:1998 ou

- o uso do método dos coeficientes parciais de segurança (denominado método semiprobabilístico), que trabalha com coeficientes independentes de minoração das cargas e de majoração das solicitações, como discutido na norma *ISO 22111:2007*.

Dadas as dificuldades de implementação, a complexidade e a falta de familiaridade com o uso dos métodos totalmente probabilísticos, que demandam o conhecimento das funções de probabilidade de todas as variáveis envolvidas, na grande maioria das normas, inclusive na ABNT NBR 6118:2007, o método semiprobabilístico é adotado.

No método semiprobabilístico, a introdução da segurança no projeto estrutural é efetuada considerando as ações (cargas) e as resistências dos materiais (ou seja, solicitações atuantes e resistentes) como variáveis aleatórias, que podem ser representadas pela distribuição de extremos e pela distribuição de Gauss, respectivamente, sendo introduzidos coeficientes de ponderação para “representar” outras variáveis.

Na prática, somente as resistências dos materiais são usadas como variáveis aleatórias a serem medidas e quantificadas durante o processo de execução e uso da estrutura, pois as cargas estão pré-fixadas em tabelas de cargas médias e textos normativos.

Como discutido nos Capítulos 3 e 17 deste livro, tanto no caso do concreto quanto do aço, assume-se que a resistência pode ser representada por uma curva normal ou gaussiana, distribuição estatística comumente utilizada para representar variações de fenômenos naturais, que é caracterizada por dois parâmetros: a média (μ) e o desvio padrão (σ). No caso do concreto, a resistência média, tomada aos 28 dias, é denominada f_{cmj} .

A questão é que o valor médio corresponde, em teoria, ao valor central, que tem uma probabilidade de 50% de ser superado e uma probabilidade de 50% de ser maior que um resultado individual qualquer. Sob o ponto de vista de segurança estrutural, portanto, o uso desse valor seria inadequado, pois a chance de se terem porções de concreto com resistência inferior àquela considerada como referência para o projeto seria muito alta.

Por isso, se convencionou utilizar, para expressar a resistência de um material, um valor característico, definido estatisticamente como aquele que seria superado, em tese, por 95% dos valores individuais. Ou seja, só haveria uma chance de 5% de um valor individual mostrar-se inferior ao característico.

Dessa forma, o parâmetro usado comumente para caracterizar a capacidade mecânica de um concreto acaba sendo a resistência característica do concreto à compressão, aos 28 dias de idade, denominada f_{ck} . Esse é o valor adotado como referencial pelo projetista estrutural, e expressa o desejo

que 95% do volume de concreto produzido e entregue para a construção de uma estrutura, e controlado através de métodos padronizados focados num corpo-de-prova moldado, apresente uma resistência à compressão acima desse valor.

O f_{ck} é utilizado como ponto de partida para os cálculos de dimensionamento e, no caso de problemas, para revisão do projeto do ponto de vista da segurança estrutural. Também é utilizado para fins de análise de durabilidade, quando for necessário o estudo de vida útil de projeto ou vida útil residual.

Obviamente, o valor efetivo da resistência característica aos 28 dias ($f_{ck,ef}$), assim como o valor da resistência média efetiva aos 28 dias ($f_{cmj,ef}$), nunca pode ser conhecido de fato, pois não é possível testar todo o concreto da estrutura real. O $f_{ck,ef}$ é em essência um valor que depende das características específicas de cada concreto, assim como da qualidade e conformidade da execução¹ em relação ao projeto. A determinação de $f_{ck,ef}$ implicaria em ensaiar à ruptura o próprio componente estrutural ou a estrutura, em *ensaio de carregamento único, de curta duração*² e *monotônico*.

Como isso seria impossível, trabalha-se, na prática, com estimativas da resistência característica ($f_{ck,est}$) obtidas da análise estatística de resultados de ensaios de controle efetuados em corpos-de-prova. Para que o concreto seja aceito, o $f_{ck,est}$ deve ser igual ou superior ao f_{ck} previamente especificado e adotado pelo projetista da estrutura.

Admite-se, ainda, no entanto, que, em certas situações de obra, o $f_{ck,ef}$ poderá ser menor que a estimativa de f_{ck} , efetuada a partir de corpos-de-prova, devido a diferenças de geometria, cura, adensamento, segregação interna, variabilidade da resistência do concreto superior à de produção medida através de corpos-de-prova padrão, simplificação dos modelos de cálculo, etc. Por isso, para fins de projeto, aplica-se um coeficiente de minoração à resistência característica, o que resulta na definição da resistência de cálculo do concreto à compressão, aos 28 dias de idade, denominada f_{cd} , que representa a estimativa de resistência “disponível” no componente estrutural, caso o mesmo fosse ensaiado até a ruptura, numa condição de ensaio monotônico e “instantâneo”, aos 28 dias.

O uso de um coeficiente de minoração é um recurso matemático utilizado pelo projetista estrutural para assegurar a segurança da obra. Na impossibilidade de conhecer $f_{ck,ef}$, o projetista adota f_{cd} como um valor provável, observando que esse valor sempre será inferior a f_{ck} , pois se usa um coeficiente de minoração para seu cálculo. No Brasil esse coeficiente é denominado γ_c e assume o valor $\gamma_c = 1,4$ para o concreto

1 A execução de estruturas de concreto deve seguir as regras clássicas de “bem construir” e os procedimentos prescritos pela ABNT NBR 14931:2004.

2 Entende-se por ensaio de resistência à compressão de curta duração, o ensaio que dura menos de 15 a 20 minutos. Além desse período, o resultado passaria a ser afetado pelos efeitos deletérios das cargas de longa duração (efeito Rüsich). Em muitos casos, e estes pesquisadores assim o fazem, a literatura chama esses ensaios de curta duração, de carregamentos ou ensaios “instantâneos”.

(ou seja, $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$). No Eurocode 2 (EN 1992, CEN 2004), esse valor é de 1,5 para o concreto e de 1,15 para o aço das armaduras.

O f_{cd} é, portanto, um **valor hipotético** ou de gabinete (*imaginário, desejado*)³. Os projetistas adotam o valor de resistência minorada (f_{cd}) presumindo que a execução da estrutura estará sob controle e que essa execução atenderá, no mínimo, aos critérios da ABNT NBR 14931:2004.

Obter a melhor estimativa possível de resistência é fundamental para que se possam verificar adequadamente se os critérios de projeto foram atendidos. O desafio do controle de qualidade é garantir que a resistência do concreto atenda ao valor especificado, ou seja, o f_{ck} , que é usado como base para calcular f_{cd} .

Por isso, o processo de controle da qualidade do concreto normalmente está voltado para obter a melhor estimativa possível da resistência característica, $f_{ck,est}$, a partir de resultados de ensaios, realizados aos 28 dias de idade, com carregamento único, “instantâneo” e monotônico, em corpos-de-prova padrão moldados a partir de concreto amostrado na boca da betoneira.

Na prática, o $f_{ck,est}$ representa a resistência característica do concreto à compressão de um determinado lote de concreto em exame⁴ e é obtido a partir da aplicação de conceitos estatísticos a um conjunto de dados que contém as resistências individuais de cada exemplar de concreto ($f_{c,j}$) que contém o lote.

O $f_{c,j}$ é um valor que representa a resistência à compressão do concreto, à idade j , medida através de procedimentos padronizados de ensaio em corpos-de-prova padrão retirados na “boca” da betoneira, respeitando os

³ Na realidade γ_c é utilizado para representar várias diferenças entre o valor experimentalmente obtido do ensaio padrão em corpos-de-prova na boca da betoneira, e o valor efetivo da resistência em um elemento estrutural de uma estrutura bem construída. Conforme explicitado no texto do *fib (CEB-FIP) Model Code 90, item 6.3 p. 59*, $\gamma_c = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot \gamma_{c3} = 1,5$, em que: γ_{c1} representa a variabilidade da resistência do concreto na estrutura em relação à variabilidade da resistência desse concreto dentro da betoneira e pode ser admitido como da ordem de 1,23. γ_{c2} representa a diferença entre a resistência no corpo-de-prova e a resistência do concreto no elemento estrutural e pode ser admitido como da ordem de 1,05. γ_{c3} representa as incertezas na avaliação matemática da capacidade resistente do elemento estrutural (R) devido a desvios na construção e modelos de cálculo, e pode ser admitido como da ordem de 1,15. No caso do Brasil poder-se-ia adotar $\gamma_{c1} \approx 1,21$, $\gamma_{c2} \approx 1,03$ e $\gamma_{c3} \approx 1,12$. Segundo a ABNT NBR 8681:2003, f_k é resistência característica inferior e γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências, sendo: $\gamma_m = \gamma_{m1} * \gamma_{m2} * \gamma_{m3}$, em que: γ_{m1} leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência; γ_{m2} considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos-de-prova padronizados, e γ_{m3} considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos, seja em virtude do método de cálculo empregado; esse conceito é reafirmado na ABNT NBR 6118:2007, em que se denota que γ_m refere-se a qualquer material e γ_c ao concreto, mais especificamente. O texto do *fib Draft Model Code 2010* simplifica esse raciocínio adotando um γ_c fixo, que engloba γ_{c1} e γ_{c2} e tem valor $\gamma_c = 1,3$. Esse pode, ou não, ser multiplicado por γ_{Rd} (que tem certa equivalência com γ_{c3}) sendo sugerido um valor $\gamma_{Rd} = 1,15$ no caso geral de obras novas. Já na análise de uma estrutura existente, onde existem menos incertezas, γ_{Rd} pode ser adotado como igual a 1. Entende-se γ_{Rd} como o coeficiente que cobre as incertezas do modelo de resistência e as variações geométricas (tolerâncias). Mais informações sobre este tema consultar o Capítulo 3.

⁴ A ABNT NBR 12655:2006 prescreve os tamanhos máximos de lotes de concreto, em volume, a serem considerados de cada vez. Evidentemente o tamanho mínimo de lote possível coincide com a menor unidade de produto, ou seja, com o volume de uma betonada. Uma vez conhecidas as resistências de todas as betonadas, o universo dos resultados é conhecido e não há mais necessidade de aplicar estimadores (modelos matemáticos utilizados para inferência estatística).

procedimentos de amostragem da ABNT NBR 12655:2006 e o método de moldagem estabelecido na ABNT NBR 5738:2003.

Para que se obtenha um valor adequado de $f_{c,j}$, os corpos-de-prova devem ser sazoados, ensaiados e rompidos, aos j dias de idade, seguindo as recomendações da ABNT NBR 5739:2007. O ensaio deve ser de carregamento único, “instantâneo” e monotônico, preferencialmente executado em laboratórios certificados ou com adequado nível de controle das operações de ensaio.

Dessa forma, e tendo seguido as prescrições de norma, o $f_{c,j}$ pode ser tomado como representando a resistência média potencial de um volume definido e homogêneo de concreto bem misturado, frequentemente equivalente ao volume de uma betonada ou caminhão betoneira⁵, que estatisticamente é entendido como o valor de um “exemplar” de concreto. Esse é normalmente o único valor medido fisicamente da resistência à compressão do concreto.

Embora se possa admitir que, do ponto de vista teórico, mesmo um volume de concreto equivalente a uma única amassada tenha variações, pode-se considerar que o desvio padrão dessa massa, confeccionada com os mesmos materiais e equipamentos, num mesmo momento, seja muito pequeno. Por isso, do ponto de vista prático, é razoável representar essa massa por um único valor, ou seja, é considerado adequado admitir que todo o concreto de uma amassada apresente o mesmo $f_{c,j}$.

Para estimar o $f_{c,j}$, em uma dada idade, normalmente se coletam dois corpos-de-prova de uma betonada ou caminhão betoneira. De preferência, como detalhado no item 32.3.1, o local de aplicação de cada betonada ou caminhão betoneira deve ser registrado, para que se possam saber quais os elementos afetados caso a resistência seja inferior ao esperado.

Devido à sua similaridade, os dois corpos-de-prova da mesma betonada ou caminhão são chamados de “irmãos”. Segundo a ABNT NBR 12655:2006, o valor representativo do exemplar, na idade de ensaio, é igual ao maior dos valores obtidos nos ensaios dos dois corpos-de-prova irmãos.

Dessa forma, cada unidade de produto passa a ser representada por um único valor de resistência à compressão, que é admitido como o valor potencial da resistência do concreto daquela betonada ou caminhão, na idade de ensaio, na boca da betoneira.

O conjunto de valores de exemplares é usado na estimativa de $f_{ck,est}$. O primeiro passo consiste em ajustar uma distribuição normal aos resultados dos exemplares. A Fig.1, apresentada pelo boletim ACI 214R-02 (ACI, 2002),

⁵ Admite-se que a menor unidade homogênea de concreto é o volume de concreto de uma betonada, seja de uma betoneira estacionária de 300L, seja de um caminhão betoneira de 12.000L (12m³). Para isso ser verdade, é necessário que o equipamento esteja em perfeitas condições de conservação e que seja operado adequadamente, principalmente quanto ao tempo de mistura, pás internas e giros da betoneira. A máxima variabilidade de resistência (resultante da soma da variabilidade inerente do concreto com a variabilidade das operações de ensaio) tolerada num volume de concreto de um caminhão betoneira corresponde a um coeficiente de variação das resistências dentro de uma mesma betonada de apenas $v_c < 2,5\%$, sendo da mesma ordem de grandeza da variabilidade das operações de ensaio. Ao atender o critério de amostrar corretamente o concreto da betonada, fica subentendido que se busca essa resistência máxima potencial. Sempre cabe ressaltar que não há como elevar a resistência do concreto a não ser alterando o traço. Portanto quaisquer erros de amostragem, moldagem transporte e ensaio, sempre tenderão a reduzir esse valor potencial, jamais aumentá-lo, a não ser por má fé ou erro humano grosseiro.

mostra um exemplo de aplicação desse tipo de modelagem. Pode-se observar, na figura, que uma curva normal com média de 24 MPa e desvio padrão de 3,21MPa foi ajustada a uma série de 46 resultados.

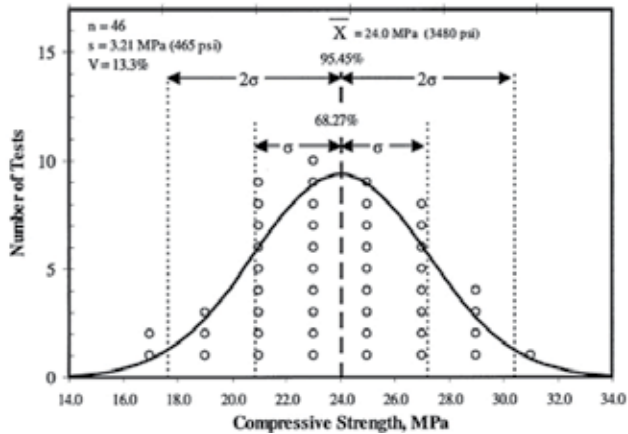


Figura 1 – Ajuste de uma distribuição normal a resultados de ensaios de resistência.
Fonte: Boletim 214R-02 (ACI, 2002).

Sabe-se que, numa distribuição normal, o quantil de 95% de aceitação é obtido quando tomamos um valor situado 1,65 desvios padrão abaixo da média. Dessa forma, para a distribuição normal da Figura 1, a resistência à compressão característica $f_{ck,est}$ seria dada por:

$$f_{ck,est} = 24 - 1,65 * 3,21 = 18,7 \text{ [MPa]} \quad (\text{Equação 1})$$

Observe-se que essa estimativa está centrada no valor característico, mas pressupõe um adequado conhecimento do desvio padrão, o que só é possível em amostras muito grandes, compostas por um grande número de exemplares, tal como o conjunto de 46 valores usados no exemplo. Isso poderia equivaler ao controle de 46 caminhões, ou seja, a um volume de concreto total de, no mínimo, 368 m³. Essa quantidade de concreto é bastante elevada e não condiz com as necessidades de controle de muitas obras de edificações correntes, nas quais pode ser necessário e conveniente julgar a conformidade do concreto dos pilares de um andar, por exemplo, o que representaria um volume total de cerca de 20 m³. Nessas circunstâncias o número de exemplares é baixo e a estimativa do desvio padrão não pode ser feita com um nível de precisão confiável.

Por essa razão, quando o número de exemplares considerados é menor que 20, a ABNT NBR 12655:2006 utiliza-se de outros estimadores mais práticos, derivados de operações aritméticas que podem ser aplicadas a um conjunto reduzido de valores de exemplares. A norma estabelece que o número mínimo de exemplares necessário para que se possa fazer uma estimativa de resistência é de seis, para os concretos do Grupo I (classes até C50, inclusive) e doze para os concretos do Grupo II (classes

superiores a C50). Para lote com número de exemplares entre 6 e 19, o valor estimado da resistência característica à compressão seria, nesse caso, dado por:

$$f_{ckest} = 2 [(f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}) / (m - 1)] - f_m \quad (\text{Equação 2})$$

em que $m = n/2$ e f_1, f_2, \dots, f_m os valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente.

Deve-se desprezar o valor mais alto de n , se for número de exemplares for ímpar. A norma limita o valor de f_{ckest} a $\psi_6 \cdot f_1$, sendo fornecidos valores de ψ_6 conforme o número de exemplares disponíveis.

A estimativa obtida seguindo essa recomendação, apesar de estatisticamente não ser tão precisa, mostra-se eficaz para a estimativa da resistência.

Quando existem dúvidas em relação aos dados obtidos dos exemplares moldados durante a concretagem, pode ser necessário coletar testemunhos da própria estrutura. Nesse caso, determina-se um novo valor, denominado $f_{c,ext,j}$, que representa a resistência à compressão do concreto obtida a partir de testemunhos extraídos e ensaiados, com carregamento único, instantâneo e monotônico, através de procedimentos padronizados na ABNT NBR 7680:2007, em uma idade j qualquer, em geral superior aos 28 dias.

Esse é um segundo valor que pode ser fisicamente medido e que, naturalmente, tende a ser mais próximo de $f_{ck,ef}$ do que o $f_{ck,est}$. Mas o valor estimado ainda tende a ser menor que o valor real, pois as operações de extração e ensaio, por melhor que sejam realizadas, introduzem efeitos deletérios no testemunho e podem reduzir sua resistência original.

Resumindo, pode-se dizer que devem ser feitas duas considerações quando se analisam estimativas de resistência do concreto efetuadas a partir de testemunhos extraídos: a primeira é que existe uma redução do valor de $f_{c,ext}$ em relação ao $f_{c,ef}$. A segunda é que $f_{c,ext}$ é mais “próximo” de $f_{c,ef}$. Portanto, seria requerida a aplicação de, no mínimo, dois coeficientes de “correção”, um de tecnologia de concreto e outro de segurança, para viabilizar uma comparação adequada entre o valor de resistência obtida a partir de testemunhos extraídos da estrutura e a resistência padrão medida em corpos-de-prova moldados na “boca” da betoneira.

32.2.2 Correções na resistência devido aos efeitos de longa duração

Quando se deseja considerar efeitos de longa duração, muitas vezes é necessário fazer uso de critérios de determinação das tensões admissíveis que contemplem a consideração do caráter visco-elástico do concreto. Do ponto de vista prático, isso equivale à determinação de uma nova “tensão máxima admissível” do concreto, modificada pelos efeitos de longa duração.

A maneira mais usual de considerar os efeitos do crescimento da resistência com a idade, combinados com as consequências deletérias da ação da carga mantida e

de longa duração⁶, consiste em fazer uso do coeficiente β_2 (não confundir com o coeficiente de confiabilidade que também é expresso pela mesma letra grega β) proposto nos trabalhos de Rüsç (1960), como recomenda Helene (1993).

O coeficiente β é um coeficiente de minoração da resistência de projeto do concreto à compressão que leva em conta os efeitos deletérios da ação das cargas de longa duração combinado com o efeito benéfico de crescimento da resistência do concreto com o tempo.

Nesse caso, a tensão à compressão de cálculo do concreto, σ_{cd} , aos 50 anos de idade, a ser utilizada pelo projetista estrutural, seria um valor **hipotético** e conservador, calculado a partir da multiplicação do f_{cd} , obtido aos 28 dias, pelo coeficiente β . Dessa forma ter-se-ia:

$$\sigma_{cd} = f_{cd} * \beta = (f_{ck} / \gamma_c) * \beta \quad (\text{Equação 3})$$

Essa seria a tensão admitida como disponível no elemento estrutural, para fins de introdução da segurança no projeto da estrutura. A proposta admite que o carregamento máximo de projeto, nas condições dos estados limites últimos ELU, seria aplicado aos 28 dias de idade e mantido até 50 anos de idade.

O coeficiente β de Rüsç é obtido pelo produto de dois coeficientes⁷:

- β_1 que depende da taxa de crescimento da resistência à compressão do concreto a partir da data de aplicação da carga e
- β_2 que depende da taxa de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” do material (concreto, aço, madeira) também chamado no Brasil de efeito Rüsç.

No caso da ABNT NBR 6118:2007, admite-se que o crescimento da resistência à compressão do concreto, a partir de 28 dias até 50 anos, será de apenas $\beta_1 = 1.16$ e que o decréscimo da resistência à compressão do concreto devido à carga aplicada aos 28 dias e mantida até 50 anos, o chamado efeito Rüsç, será de $\beta_2 = 0.73$. O produto ($1.16 * 0.73$) resulta num valor $\beta = 0.85$ (item 17.2.2 da ABNT NBR 6118:2007).

Observa-se que se adotam valores muito conservadores, pois, na realidade, o crescimento da resistência do concreto de 28 dias a 50 anos sempre supera 16% e o decréscimo por efeito Rüsç, segundo o próprio Rüsç (1960), seria de no máximo 0,75.

Helene (2011) destaca que o coeficiente β_1 depende do tipo de cimento, das condições de exposição do componente estrutural, da relação água/cimento, da natureza dos agregados, etc. O mesmo enfatiza que, na ampla maioria dos casos reais, esse crescimento é muito superior a 16%.

⁶ Observa-se que, para fins de estimativa da resistência de estruturas de materiais como concreto, aço, pedras e alvenaria cerâmica, qualquer duração da carga acima de 15 minutos é considerada como sendo uma carga de longa duração.

⁷ Certos pesquisadores consideram que são 3 (três) coeficientes. Além dos dois betas citados β_1 e β_2 , ainda deveria ser considerado um terceiro coeficiente que levasse em conta a diferença entre um corpo-de-prova cilíndrico de $h/d = 2$ para um pilar que teria geometria diversa desta. Esses pesquisadores atribuem a esse coeficiente valores de 2% a 5%, sem especificar qual a geometria do pilar, qual a direção de extração, qual a dimensão do corpo-de-prova ou do testemunho, etc. Dada essa definição imprecisa, esse coeficiente não foi considerado, sendo admitido que o mesmo tenha pouca importância frente às demais variáveis em jogo.

No caso de não se dispor de resultados reais de crescimento da resistência do concreto da estrutura em análise, ou seja, de resultados experimentais representativos, pode-se adotar como uma previsão conservadora, o modelo matemático sugerido pelo *CEB-FIP Model Code 90* (1993), amplamente aceito pela tecnologia de concreto⁸ do nosso país:

$$\frac{f_{c,j}}{f_{c,28}} = e^{s*(1-\sqrt{\frac{28}{j}})} \quad (\text{Equação 4})$$

em que:

j: idade do concreto em dias;

$f_{c,j}$: resistência à compressão média do concreto na idade j dias;

$f_{c,28}$: resistência à compressão média a 28 dias;

s: coeficiente que depende do tipo de cimento

No Quadro 1, podem-se observar os valores de s recomendados e a relação obtida, usando esse modelo, para diferentes tipos de cimento.

Quadro 1 – Coeficientes de crescimento da resistência para diferentes tipos de cimentos.

Tipo cimento	s	f_c a 50 anos	f_c a 1 ano	f_c entre 1 e 50 anos
CPV ARI	s = 0,20	1,21 → 50anos	1,15 → 1ano	1,05 de 1ano a 50anos
CP I / II	s = 0,25	1,28 → 50anos	1,20 → 1ano	1,07 de 1ano a 50anos
CP III / IV	s = 0,38	1,45 → 50anos	1,32 → 1ano	1,10 de 1ano a 50anos
NBR 6118	s = 0,1545	1,16 → 50anos	1,11 → 1 ano	1,05 de 1ano a 50anos

Ainda segundo Helene (2011), o próprio Rüsç salienta que o decréscimo da resistência à compressão do concreto por ação das cargas de longa duração se manifesta de forma “constante” e independente, valendo as seguintes verdades:

- o mesmo independe do nível do f_c , ou seja, é igual para qualquer valor de f_{ck} ;
- o máximo coeficiente de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” é sempre o mesmo, ou seja, para t_∞ sempre vale 0.75, qualquer que seja o t_0 de aplicação das cargas de longa duração;
- o mecanismo de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” é sempre o mesmo qualquer que seja a data, t_0 (idade), de aplicação da carga;
- o coeficiente de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” é sempre referido, ou seja, sempre aplicado à resistência do concreto na idade (data) t_0 de aplicação da carga.

A Figura 2 ilustra o comportamento do efeito Rusch.

⁸ O texto da ABNT NBR 6118:2007, item 12.3.3, adota a mesma formulação, porém restringe seu uso apenas a idades inferiores a 28 dias.

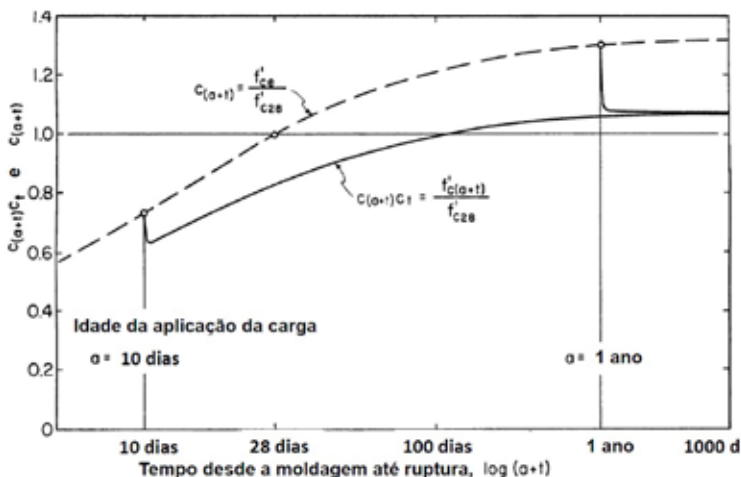


Figura 2 - Representação da “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” do concreto, segundo Rüschi (ACI, 1960).

Conforme o *fib (CEB-FIP) Model Code 2010*, o modelo matemático que melhor representa o efeito deletério da ação das cargas de longa duração é:

$$\frac{f_{c,sus,j}}{f_{c,t_0}} = 0,96 - 0,12 * \sqrt{\ln\{72 * (j - t_0)\}} \quad (\text{Equação 5})$$

em que:

$f_{c,sus,j}$ = resistência à compressão do concreto sob carga mantida, na idade j dias, em MPa;

f_{c,t_0} = resistência potencial à compressão do concreto na data (idade) t_0 instantes antes de aplicação da carga de longa duração, em MPa;

t_0 = idade de aplicação da carga, em dias, considerada significativa⁹;

j = qualquer idade do concreto *a posteriori* de t_0 , expressa em dias ou fração de dias.

A seguir apresentam-se alguns exemplos de aplicação do conceito:

- $t_0 = 28 \text{ dias} \rightarrow$ para 28 dias + 1h $\rightarrow f_{c,28d+1h} = 0,84 * f_{c,28d}$;
- $t_0 = 28 \text{ dias} \rightarrow$ para 1 ano $\rightarrow f_{c,1ano} = 0,75 * f_{c,28d}$;
- $t_0 = 28 \text{ dias} \rightarrow$ para 50 anos $\rightarrow f_{c,50anos} = 0,73 * f_{c,28d}$;
- $t_0 = 1 \text{ ano (CP V)} \rightarrow$ para 1 ano + 1h $\rightarrow f_{c,1ano+1h} = 0,84 * f_{c,1ano} = 0,84 * 1,15 * f_{c,28d} = 0,97 * f_{c,28d}$;
- $t_0 = 1 \text{ ano (CP III)} \rightarrow$ para 1 ano + 1h $\rightarrow f_{c,1ano+1h} = 0,84 * f_{c,1ano} = 0,84 * 1,32 * f_{c,28d} = 1,11 * f_{c,28d}$;
- $\sqrt{t_0} = 1 \text{ ano (CP V)} \rightarrow$ para 50anos $\rightarrow f_{c,50anos} = 0,73 * f_{c,1ano} = 0,73 * 1,15 * f_{c,28d} = 0,84 * f_{c,28d}$.

⁹ Não há consenso sobre o que significa carga significativa. Sabe-se que se o concreto estiver descarregado, tal qual um corpo-de-prova na câmara úmida, a resistência vai crescer livremente. Já se o concreto estiver muito carregado (com cargas da ordem de 0,7 de sua resistência f_c de ensaio instantâneo), sua resistência vai subir menos, pois estará sendo reduzida pelo efeito Rüschi. Ou seja, a resistência de longo prazo estará sendo reduzida pelo mecanismo da “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração”. Os autores deste capítulo recomendam que, para cargas abaixo de $0,4f_c$, despreze-se o efeito, pois não há efeito notório de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração”. Já para carregamentos acima desse valor, deve-se considerá-lo integralmente. Embora ainda não haja comprovação experimental, essa parece ser uma simplificação de bom senso.

Resumindo, pode-se afirmar que aos 50 anos:

- $\beta_2 \geq 0,73$ de f_{ck} → para carga aplicada a 28 dias (talvez somente algumas lajes poderão sofrer o carregamento de projeto em 28 dias) para qualquer cimento (*visão conservadora da ABNT NBR 6118:2007*);
- $\beta_2 \geq 0,84$ de f_{ck} → para carga aplicada a um ano (maioria dos pilares de edifícios) para qualquer cimento (*visão mais realística*).

Ou seja, pode-se considerar que, adotar o valor de 0,73 para o coeficiente que representa o efeito Rüschi, é estar sempre do lado mais conservador, pois, na maioria das vezes, a situação real se caracteriza pela aplicação de cargas efetivas em idades superiores a 28 dias e com concreto de cimentos que crescem muito mais que 16% a partir dos 28 dias até os 50 anos.

32.3 Princípios de Controle da Resistência do Concreto em Estruturas

A determinação da resistência à compressão do concreto é uma tarefa muito importante e complexa. Importante porque a adoção de um determinado valor de referência para a resistência à compressão durante o processo de projeto estrutural tem repercussões vitais na segurança e durabilidade das estruturas de concreto resultantes, visto que muitos efeitos e propriedades importantes estão diretamente ou indiretamente associados à resistência à compressão do concreto, principal parâmetro de controle de estruturas de concreto simples e armado. É complexa porque envolve cuidados para uma adequada coleta de amostras e realização de ensaios de laboratório representativos. Sua análise demanda a participação de diferentes profissionais, tanto ligados à tecnologia do concreto quanto ao cálculo estrutural, além de envolver considerações estatísticas.

Como já foi explicado na seção anterior, o controle da resistência mecânica do concreto em estruturas em construção é normalmente efetuado por meio da coleta de amostras, denominadas corpos-de-prova, de lotes do concreto que está sendo usado na execução dos elementos estruturais.

O processo de controle da resistência visa, em última instância, comparar o resultado de resistência estimada do concreto, por meio do ensaio de corpos-de-prova, com o valor de resistência característica do concreto à compressão que foi adotado no projeto da estrutura.

A partir da análise dos resultados de ensaios à compressão axial de amostras coletadas durante a concretagem, estima-se o valor característico, efetuando análise com as mesmas bases estatísticas de segurança usadas no projeto das estruturas de concreto.

32.3.1 Especificações normativas sobre controle da resistência

No Brasil, o documento técnico principal que orienta o projeto de estruturas de concreto é a norma técnica ABNT NBR 6118:2007 publicada em primeira versão em 1940 como NB-1, quando da fundação da ABNT, reconhecida pelo

INMETRO como ABNT NBR 6118:1980, em 1980 e em vigor atualmente em sua última edição, datada de maio de 2007 (detalhes complementares sobre essa Norma Brasileira podem ser obtidos no Capítulo 5). A mesma referencia outros documentos normativos nacionais e internacionais, considerados como subordinados ou complementares.

Um dos documentos complementares mais importantes, para as questões relativas à resistência mecânica é a ABNT NBR 14931:2004, e estabelece, no Item 5.3.1 (*Requisitos da qualidade do Concreto*), que:

O concreto deve ser preparado e atender aos critérios de controle da qualidade previstos na ABNT NBR 12655:2006 - Concreto de cimento Portland. Preparo, controle e recebimento. Procedimento. Quando se tratar de concreto dosado em central, além dos requisitos da ABNT NBR 12655, o concreto deve ainda estar de acordo com o que estabelece a ABNT NBR 7212:1984. No controle da qualidade dos materiais componentes do concreto deve ser obedecido o disposto na ABNT NBR 12654:2000

O item 4.4 da ABNT NBR 12655:2006 discorre sobre o processo de recebimento e controle de qualidade do concreto e especifica que

os responsáveis pelo recebimento do concreto (3.2.4) são o proprietário da obra e o responsável técnico pela obra, designado pelo proprietário. A documentação comprobatória do cumprimento desta Norma (relatórios de ensaios, laudos e outros) deve estar disponível no canteiro de obra, durante toda a construção, e ser arquivada e preservada pelo prazo previsto na legislação vigente, salvo o disposto em 4.1.2.

Ainda, segundo a ABNT NBR 12655:2006, todo concreto entregue em obra deve ser submetido ao controle de recebimento e ao controle da consistência e resistência do concreto endurecido. Em geral, são tomadas várias providências para tentar garantir que cada lote de concreto seja bem produzido, seja em canteiro seja em Central, conforme a ABNT NBR 7212:1984, o que ajuda a reduzir a variabilidade. Mas podem ocorrer falhas na fabricação do material, razão pela qual é fundamental ter um processo bem estruturado de controle da resistência do concreto.

O controle da resistência do concreto pode ser feito usando a estratégia de **controle total**, em que o concreto de cada betonada é controlado individualmente (100%), sendo realizado mapeamento dos locais de lançamento na estrutura; ou de **controle parcial**, em que o controle é feito sem que seja realizado o mapeamento dos locais de lançamento do concreto na estrutura, independentemente se a amostragem é total ou parcial.

Embora não seja um requisito de norma, os autores deste capítulo recomendam que, de preferência, proceda-se ao controle total (100%) do concreto, com mapeamento detalhado dos locais ou elementos que receberam o volume de concreto de um determinado caminhão betoneira.

32.3.2 Cuidados necessários na coleta de amostras

Na impossibilidade de submeter um corpo-de-prova de pequeno volume às mesmas condições de cura, temperatura e carregamento que o concreto real aplicado aos elementos estruturais, as normas adotam procedimentos padrão para o adensamento, cura, preparação e ensaio dos corpos-de-prova, visando reduzir a variabilidade e permitir comparações.

Um dos cuidados necessários para garantir que os corpos-de-prova moldados representem a resistência do concreto diz respeito aos procedimentos de coleta das amostras. A norma ABNT NBR 12655:2006 estabelece todos os procedimentos para retirada e acondicionamento de amostras. Analisando a norma, verifica-se que são necessários vários cuidados para garantir que a amostra seja representativa do lote de concreto.

Nos casos triviais, na chegada do caminhão betoneira, após bem misturar o concreto do balão no canteiro, deve ser retirada uma pequena porção de concreto, para realização do ensaio de consistência do concreto fresco. Estando dentro dos limites aceitos¹⁰, o início da descarga do concreto para a obra é autorizado. A retirada de uma porção de concreto para representar a resistência à compressão do concreto daquele balão, chamado na ABNT NBR 12655, de resistência do exemplar, deve ser realizada, de uma porção pertencente ao volume do terço médio do balão (conforme previsto na ABNT NBR NM 33:1994).

Helene (2011) recomenda retirar os corpos-de-prova do último terço do caminhão. Do ponto de vista físico ou de engenharia de concreto, tanto faz. Do ponto de vista matemático, o terço central é mais representativo. Mas a estratégia de retardar a amostragem, com retirada de corpos-de-prova do terço final do balão, pode ser positiva do ponto de vista do risco de erro humano. A necessidade de coletar amostras perto do final da concretagem pode fazer com que o operador evite lançar água em excesso no balão, para não correr risco de distorcer significativamente o traço e a qualidade do concreto.

As normas solicitam que seja retirada somente uma amostra por caminhão. Efetivamente, como já foi comentado, sob o ponto de vista da tecnologia do concreto é razoável considerar que todo o concreto de um balão de um único caminhão betoneira é homogêneo e tem uma resistência similar e única.

Essa consideração subsidia a noção de “exemplar”, adotada na *ABNT NBR 12655:2006* e que coincide com a visão da maioria das normas estrangeiras e também da Norma Internacional ISO 22965:2007. A *ABNT NBR 12655:2006* admite que não é razoável imaginar que resultados de corpos-de-prova retirados de um volume restrito de concreto, provenientes da mesma amassada, confeccionada com os mesmos materiais, misturados juntos e transportados dentro de um único caminhão betoneira, tenham resistências mecânicas diferentes.

Para Helene (2011), um volume único de concreto, misturado numa betoneira ou no balão do caminhão-betoneira, terá uma resistência homogênea. Essa é sua

¹⁰ A tolerância para o abatimento, medido pelo ensaio do tronco de cone (ABNT NBR NM 67:1996), está estabelecida na ABNT NBR 7212:1984. Para abatimentos entre 10 e 90 mm a tolerância é de ± 10 mm; para o intervalo de 100 a 150 mm de abatimento esta é ± 20 mm e para abatimentos maiores que 160 mm, a tolerância é de ± 30 mm.

resistência potencial *na boca da betoneira*, assumida como representativa de toda a unidade de produto, desprezando-se a pequena variabilidade intrínseca que possa existir. Nesse sentido, qualquer variabilidade ocasionalmente agregada durante o processo de concretagem seria decorrente de causas como o tempo de mistura errado, a manutenção deficiente ou mau funcionamento do balão do caminhão-betoneira, ou então devido ao lançamento indevido de água extra, e nunca devido às características intrínsecas do concreto definido por um traço em peso e misturado num equipamento adequado e bem mantido.

32.3.3 Cuidados necessários nos ensaios de resistência mecânica

Para efetuar o controle da resistência, utilizam-se amostras moldadas, denominadas corpos-de-prova, que podem ser cilíndricas, padrão usado no Brasil, ou cúbicas, como se usam em alguns países europeus. A partir de ensaios desses corpos-de-prova sob compressão axial, obtém-se uma estimativa da resistência do concreto $f_{ck,est}$. Esse valor é comparado ao valor da resistência característica do concreto especificada em projeto f_{ck} .

Além da adequada coleta e moldagem dos corpos de prova, é fundamental adotar cuidados nos procedimentos de ensaio, desde a preparação até a execução do ensaio e análise dos dados obtidos, conforme previsto na ABNT NBR 5738:2008.

Problemas com a calibração de equipamentos, falta de paralelismo das faces do corpo-de-prova, capeamento desigual ou deficiente; variação na velocidade de aplicação de carga ou no teor de umidade das amostras, entre outros, podem ocasionar reduções na resistência de um corpo-de-prova. A ABNT NBR 5739:2007 traz o procedimento e os cuidados necessários para a realização do ensaio e prevê uma avaliação estatística de desempenho do ensaio de forma a verificar se o laboratório está obtendo resultados compatíveis.

Justamente porque todos esses fatores tendem a provocar uma redução do valor potencial da resistência, afetando a estimativa negativamente, a norma brasileira estabelece que se tome como valor característico o maior dos dois valores de corpos-de-prova irmãos.

Para reduzir essas interferências e favorecer a comparabilidade e a reprodutibilidade, deve-se conduzir os ensaios exatamente como preconizado nas normas. Como salientado na ACI 214R-02, qualquer desvio dos procedimentos de ensaio normatizados tenderá a alterar os resultados, afetando a estimativa de resistência.

Os ensaios para verificar a conformidade com as especificações do contrato devem ser realizados estritamente de acordo com os métodos previstos nos contratos, que normalmente se referem à ABNT NBR 12655:2006, que referencia, para complementá-la, as normas de ensaios, como a ABNT NBR 5738:2008, a ABNT NBR 5739:2007 e outras, conforme o caso.

Como recomenda o boletim 214R-02 do ACI, é importante que a amostragem, o preparo das amostras e os próprios ensaios sejam realizados por técnicos certificados, ou adequadamente treinados, experientes e conhecedores dos procedimentos.

Equipamentos calibrados, com boa manutenção e precisão, são essenciais, pois os resultados dos ensaios não podem ser mais precisos do que os equipamentos usados. Os resultados devem ser cuidadosamente monitorados. A ASTM C31, por exemplo, recomenda que a preparação de corpos-de-prova de concretos de endurecimento lento não deve ser iniciada muito cedo.

Um projeto pode ser penalizado desnecessariamente quando a variabilidade é elevada. Mas resultados de lotes com baixa variabilidade não necessariamente indicam resultados precisos, pois podem haver fontes de erro sistemático, que provocam perturbações tendenciosas mas uniformes nos resultados. Por isso, os equipamentos devem ser calibrados e verificados periodicamente, o pessoal deve ser atualizado nos procedimentos e os resultados auditorados sistematicamente.

Cabe lembrar que, quando se fazem estudos de dosagem, esses mesmos fatores introduzem maiores variabilidade nas medições, aumentando o desvio-padrão e afastando a estimativa de resistência característica da resistência média.

Infelizmente, nem sempre os devidos cuidados na coleta ou ensaio de amostras são tomados e, conseqüentemente, a variabilidade dos resultados obtidos se eleva. Dada a natureza estatística do conceito de resistência característica, o aumento da variabilidade faz com que, para que se tenha a mesma segurança estatística de que a resistência característica seja superada por 95% das amostras ensaiadas, o valor dessa resistência seja reduzido. Ou seja, amostras com resistências médias similares podem resultar em estimativas de resistência características muito diferentes, se os coeficientes de variação entre os ensaios forem diferentes.

Esse efeito pode ser visto claramente quando se analisa a Figura 3, que mostra três distribuições normais com mesma média e desvios padrões variáveis.

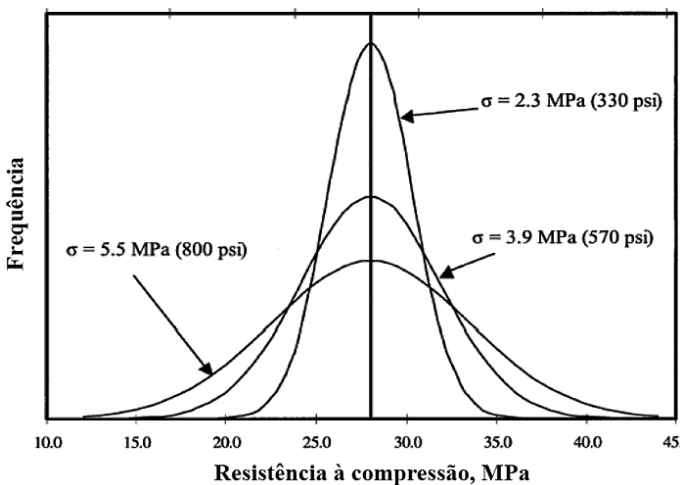


Figura 3 – Curvas de distribuição normal com mesmo valor médio e desvios padrão distintos.

Estatisticamente, os valores de resistência características das três distribuições seriam de 18,9; 21,6 e 24,2MPa, para uma resistência média de 28MPa. Ou seja, simplesmente devido ao aumento da variabilidade, que expressa uma maior falta de controle sobre a fabricação do concreto, a estimativa de resistência característica cai 5,3MPa.

Ou seja, se essas distribuições correspondessem a três distintos fabricantes, para o mesmo traço, com a mesma quantidade de cimento, um fabricante poderia negociar seu concreto com um f_{ck} de 24 (C20)¹¹ e o outro de 19MPa (C15).

É interessante notar que a variabilidade mais elevada nem sempre é decorrente de variações nas características intrínsecas do material, mas sim devido a problemas de coleta e ensaio. Por isso é necessário tomar cuidados especiais em todas as operações envolvidas.

32.3.4 Rastreabilidade

Para permitir que se possa avaliar o impacto da presença e determinar a localização de alguma amostra de concreto que apresente problemas de resistência, é fundamental ter um processo de controle de qualidade adequado, que permita rastrear onde cada caminhão ou betonada de concreto foi utilizada.

A própria ABNT NBR 12655:2006 já citada anteriormente, prevê que a estrutura seja dividida em lotes para o controle de recebimento do concreto, o que pressupõe, em termos práticos, que seja efetuado um mapeamento dos locais que receberam o concreto de cada caminhão betoneira. Essa é uma providência fundamental que deve ser efetuada em qualquer obra para que se possa ter um processo de controle efetivo.

32.4 Trabalhando com Estruturas com Problemas de Resistência

Em última análise, o processo de controle da resistência tem a função de averiguar se a resistência do concreto usado nas peças estruturais é superior à especificada em projeto ou, no limite extremo, suficiente para assegurar um adequado comportamento estrutural, com um nível aceitável de segurança, sob o ponto de vista estatístico.

Na maior parte das obras, o processo de controle colabora para que a resistência estimada seja similar ou superior ao valor especificado. Todavia, surgem situações com dúvidas sobre a resistência mecânica e a capacidade de carga de um elemento de concreto. Nesses casos é preciso revisar os resultados de ensaios e, se necessário, adotar procedimentos adicionais para investigar qual a resistência efetiva, como se discute em 32.5.

O Quadro 2 apresenta uma série de situações nas quais uma avaliação mais detalhada da resistência do concreto em estruturas acabadas pode ser necessária, por diversas razões, que determinam diferentes escopos de trabalho.

¹¹ A ABNT NBR 8953:2009 estabelece as classes de resistência do concreto estrutural e determina que concretos de classe de resistência C20 e acima são estruturais. Concretos de classes C10 e C15 não são considerados estruturais, com exceção de aplicações muito específicas estabelecidas em normas específicas (como fundações, por exemplo).

Quadro 2 – Justificativa e escopo de ações para análise de resistência à compressão do concreto.

Causas	Objetivo	Escopo de Ação
Controle de recebimento, em uma obra nova, indica que $f_{ck,est} < f_{ck}$.	Encontrar um novo f_{ck} para re-projeto (verificação) da segurança estrutural.	Transformar o resultado da resistência do concreto medida por testemunhos em valor equivalente ao da resistência característica à compressão que seria utilizada num projeto de estrutura nova, para viabilizar o emprego do mesmo método de segurança no projeto das estruturas de concreto, utilizado em estruturas novas.
Concreto diferente ou aparentemente não conforme com o pedido / especificado.	Analisar o concreto para comparar com o pedido / especificado.	Pesquisar se a composição, traço, resistência e outras propriedades do concreto entregue para a moldagem de um determinado componente estrutural coincide com o concreto solicitado ao produtor do concreto. Geralmente trata-se de uma questão comercial entre empresas.
Concreto exposto a meio agressivo.	Analisar propriedades do concreto determinantes da sua resistência à deterioração frente àquele meio agressivo.	Efetuar análise complexa de ciclo de vida do concreto naquele meio tomando por base o período de vida útil definido no projeto da estrutura, as prescrições de manutenção preventiva do Manual de Operação, Uso e Manutenção, eventuais ensaios acelerados ou vistoria de obras similares e antigas, e, com as resistências, características e propriedades desse concreto, utilizar modelos de vida útil disponíveis na bibliografia.
Qualidade da execução da estrutura.	Analisar homogeneidade do concreto, geometria, tolerâncias.	Analisar com uso de ensaios não destrutivos ou semidestruídos, recursos de topografia, nível e prumo laser, excentricidade de pilares, dimensões geométricas, e extração de testemunhos em regiões complementares para aferição da qualidade das concretagens e precisão da execução frente às tolerâncias (ACI 117-06) de norma.
Perícia.	Inspeção e diagnóstico para esclarecer um problema patológico.	Utilizar técnicas de inspeção e ensaios de campo (ACI 201.1R-08) e de laboratório, eventual prova-de-carga, extração de testemunhos, com vistas à elaboração de diagnóstico e prognóstico para esclarecer um colapso parcial ou total, problema patológico grave, flecha exagerada, fissuração exagerada, etc.
Mudança de uso, retrofit.	Avaliar o estado atual da estrutura.	Análise tipo “as built” (ACI 364-07) da estrutura, com investigação de geometrias, armaduras, concreto, extração de testemunhos, etc., com vistas à mudança de uso que implique ou não em aumento de sobrecargas.

Neste capítulo, discutem-se aspectos associados fundamentalmente à primeira condição, ou seja, situações nas quais o controle de recebimento, em uma obra nova, indicou que a resistência característica, estimada a partir da ruptura de corpos-de-prova, foi inferior à resistência característica considerada em projeto (ou seja, $f_{ck,est} < f_{ck}$).

Nesse caso é normalmente recomendável e necessário aprofundar a análise, adotando as seguintes estratégias, em ordem progressiva:

- revisar os procedimentos de coleta, condicionamento e ensaio das amostras, averiguando se foram tomadas todas as precauções e cuidados para que a estimativa de resistência à compressão seja efetuada de forma correta e precisa;
- efetuar investigações/prospecções na estrutura real, através do uso de ensaios destrutivos ou semidestruídos, para averiguar qual o valor de resistência do concreto efetiva na obra obtendo-se um novo $f_{c,est}$ denominado “equivalente” a uma resistência como se fosse medida através do procedimento convencional de moldagem e ruptura;
- caso se confirme que a resistência efetiva está abaixo da esperada, efetuar uma revisão de projeto considerando um novo valor de f_{ck} obtido através

dessas inspeções, extrações na estrutura e novos ensaios, ao invés do valor do f_{ck} inicialmente adotado naquele projeto, avaliando quais as repercussões disso sob o ponto de vista da segurança estrutural;

- intervir, por processo de reforço, demolição, mudança ou alteração de uso, para corrigir o problema, compatibilizando as resistências efetivas dos elementos estruturais com as solicitações existentes, respeitado adequado nível de segurança.

Cabe ressaltar que, como reconhece a ABNT NBR 6118:2007, decorre intrinsecamente da definição do conceito de resistência característica a conclusão de que 5% do total de volume de concreto pode apresentar resistência inferior ao f_{ck} .

Esse é um fato importante a levar em conta no processo de controle da resistência via ensaios, pois um conjunto de resultados individuais, portanto, pode, e provavelmente terá, alguns valores individuais mais baixos. Por isso, admitir um quantil de valores de até 5% abaixo do especificado como característico é uma definição universalmente aceita e que consta tanto de Boletins como o CEB 191 *General Principles on Reliability for Structures* (COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON, 1988) quanto da ABNT NBR 6118:2007.

Obviamente, não se deseja nem se espera que valores individuais sejam muito inferiores à resistência característica. De fato, para evitar problemas com resistências localizadas muito baixas, em geral considera-se tolerável valores individuais somente até 10% abaixo do f_{ck} . Até esse limite de $0,9 f_{ck}$, é usual dispensar a revisão de cálculo. Caso os resultados dos corpos-de-prova e exemplares moldados sejam inferiores a $0,9 f_{ck}$, surge a necessidade de revisão estrutural.

32.5 Impacto dos Problemas com a Resistência do Concreto na Análise da Segurança de Estruturas Acabadas

A análise da segurança em estruturas acabadas difere de forma fundamental da verificação de segurança efetuada quando se está projetando uma estrutura nova. A definição do nível de segurança durante o projeto de uma estrutura nova é um processo sistematizado no qual se usam critérios definidos em norma, sendo as equações necessárias já embutidas nos vários programas ou *softwares* de cálculo disponíveis no mercado.

Quando se lida com uma estrutura acabada, um grande número de fatores que são considerados como incógnitas durante o processo de projeto já se encontram definidos. Numa estrutura acabada, as seções e resistências das peças, a presença de defeitos e, até certo ponto, o carregamento estão definidos. Ou seja, reduz-se parte da incerteza, o que justificaria, em tese, que fossem utilizados coeficientes de segurança ou de minoração das resistências menores e, em última análise,

menores coeficientes de majoração de alguns carregamentos também como o peso próprio da estrutura, que pode ser obtido pela dimensão real dos elementos estruturais, tendo-se a massa específica do concreto endurecido como parâmetro de a ser levado em consideração.

Durante o projeto de uma obra, os coeficientes de minoração da resistência do concreto são utilizados com o intuito de deixar uma reserva de resistência que possa absorver incrementos nas solicitações decorrentes de erros ou imprecisões do processo construtivo, que ocasionem problemas de prumo e excentricidade, ou resultem na presença de ninhos de concretagem, diferenças de adensamento e cura, entre outras.

Por isso, o processo de avaliação da resistência necessária numa obra acabada requer bom senso e conhecimento de tecnologia de concreto, conhecimento dos fundamentos da segurança estrutural, conhecimento do projeto, das cargas permanentes e acidentais, dos procedimentos de ensaio de campo, dos procedimentos de ensaio em laboratório, de análise dos resultados, domínio da natureza dos esforços e ações efetivas, e outras. Além disso, requer a inspeção e vistoria criteriosa da estrutura real.

Mesmo quando os resultados de controle de corpos-de-prova moldados indicam a existência de alguns resultados de resistência abaixo do especificado é necessário ter cautela para avaliar os impactos sobre a segurança da estrutura.

Cabe lembrar os aspectos elencados a seguir.

- A consideração de segurança com base na resistência característica embute a presunção de que até 5% do volume total de concreto pode apresentar resistência inferior ao f_{ck} especificado no projeto estrutural¹². Logo a produção de concreto com até 5% de “defeituosos” poderia ser considerada conforme e ter pouco impacto na segurança. O fundamental é avaliar onde foi aplicado e quão inferior ao f_{ck} é esse concreto;
- Sabendo onde está esse concreto conforme, porém com $f_{ck,est}$ abaixo do f_{ck} , é possível analisar caso a caso para ver se existem ou não repercussões importantes sob o ponto de vista da capacidade resistente da estrutura (verificação da segurança). Ou seja, é necessário avaliar criteriosamente o impacto na capacidade resistente de cada um dos componentes estruturais moldados com esse concreto de resistência abaixo do f_{ck} ;
- Em geral também é importante analisar as implicações na vida útil e nesse caso vale o mesmo raciocínio de segurança. Deve-se analisar cada situação, caso a caso, considerando aspectos como a responsabilidade estrutural do elemento e o microclima ao qual o concreto estará exposto. Se estivermos lidando com uma porção de concreto de menor resistência aplicada nos pilares internos de andares altos de um edifício, não há razão para preocupações maiores. Todavia, se o concreto foi usado nos pilares da garagem, pode acarretar riscos maiores, demandando uma intervenção, como a colocação de uma proteção superficial extra, por exemplo;

¹² A normalização americana para estruturas de edificações, ACI 318, adota 10% como o quantil inferior da distribuição das resistências do concreto. No caso de pavimentos de concreto, adota quantil de 20%. Brasil e Eurocode adotam apenas 5% de defeituosos. Observe-se que os americanos indicam por $f'c$ enquanto na Europa e no Brasil usa-se a notação f_{ck} . Ou seja, ambos usam conceitos equivalentes, mas empregam uma notação diferenciada.

- Caso a quantidade de concreto com resistência abaixo do f_{ck} de projeto, superar 5%, então fica identificado que há um problema de produção desse concreto. A solução será negociar com a empresa responsável pela preparação do concreto e, se for o caso, substituí-la. Também nesse caso não haverá dúvidas da responsabilidade pelas despesas decorrentes;
- No caso de produção conforme, se por acaso (lei de “Murphy”)¹³, aqueles 5% de concreto abaixo de f_{ck} foram destinados justamente à concretagem de peças importantes e sem folga de capacidade resistente, não há dúvida que deve haver reforço, porém há dúvida de quem será o responsável pelas despesas decorrentes, pois 5% de “defeituosos” está dentro¹⁴ das “regras do jogo”;
- Concluindo: uma questão é produção conforme. Outra questão envolve os aspectos de segurança e vida útil. Sempre que houver um controle efetivo e rigoroso e for detectado um lote com $f_{ck,est}$ um pouco abaixo de f_{ck} , deve haver análise estrutural e, se necessário, extração, inspeção, ensaio de testemunhos, etc, como descrito. A ABNT NBR 6118:2007 em seu item 25.3, estabelece de forma geral os procedimentos a serem adotados. Se o valor estiver muito abaixo do especificado, significa que a produção de concreto está fora de controle, o que requer imediatas providências. Nos casos mais sérios, a resistência abaixo da especificada pode demandar demolições, restrições de uso e outras ações mais impactantes.

Por outro lado, os diferentes métodos de introdução da segurança no projeto estrutural sempre levam consigo incertezas decorrentes de vários fatores aleatórios, inclusive incertezas devido às diferenças de aproximação nos cálculos estruturais que podem, perfeitamente, superar as consequências desses 5% de defeituosos no concreto.

Sabe-se, por exemplo, que 10% a menos num concreto para laje e para viga resulta numa redução da capacidade resistente dessas peças de apenas 2,5%. Nesse sentido, são muito mais importantes as variações geométricas, espessuras das lajes, resistência e posição da armadura que uma eventual redução da resistência do concreto em 10% (RUIZ, 1975).

É perfeitamente razoável aceitar diferenças entre dois projetos de uma mesma estrutura concebidos e calculados por diferentes projetistas. Também é razoável aceitar diferenças construtivas entre duas estruturas de mesmo projeto, porém construídas por diferentes construtores, fornecedores de insumos, mão-de-obra, etc.

Um aspecto fundamental o qual deve ser ressaltado é que o controle da resistência do concreto destinado a estruturas no Brasil, de acordo com a ABNT NBR 12655:2006,

¹³ Diz a lei de Murphy: “Se algo pode dar errado, acontecerá”, que deriva do livro A história da Lei de Murphy de Nick T. Spark, sendo o nome desta lei supostamente decorrente do homônimo Edward Murphy, cuja frase foi cunhada em situação adversa para algo que Murphy dissera quando suas experiências falharam, ao redor de 1950.

¹⁴ Cabe diferenciar 5% de defeituosos (1 a cada 20) pertencentes a uma distribuição normal daqueles defeituosos que ocorrem devido a erros humanos grosseiros ou de equipamentos mal calibrados. Por exemplo, a probabilidade de $f_{ck,est} \leq 50\%$ de f_{ck} , é mínima do ponto de vista da engenharia de concreto, pois $\xi = 1,65 + f_{ck}/2*s_c = 2,475$ que corresponde a uma probabilidade de 0,47% (1 a cada 213). Em outras palavras, caso ocorra essa desconformidade estaria caracterizado um erro grosseiro de produção não previsto nos modelos de comportamento do concreto e das estruturas, nem discutido neste texto. Não conformidades dessa ordem dispensam considerações de segurança e exigem medidas imediatas e decisivas de intervenção.

que prescreve controle a 100% para peças predominantemente comprimidas (pilares), e mapeamento que permita boa rastreabilidade, conduz também a um elevado grau de segurança nas estruturas, pois não haverá, na obra, nenhum concreto do qual sua resistência seja desconhecida e necessite lançar mão de inferências estatísticas. Todos os concretos estarão com sua resistência determinada e, sempre que inferior à de projeto, deverão ser analisados e a estrutura reforçada quando for o caso.

Não é, infelizmente, o caso de certos laboratórios de ensaios que têm cometido falhas as quais não ficam sujeitas a um controle tais como: operações de transporte de testemunhos a baixas idades em desconformidade com as normas, extração de testemunhos que destroem secção de pilar, corte de armaduras longitudinais em pilares e até preenchimento de furos de testemunhos com papel e gesso. Do ponto de vista da segurança da estrutura, esses erros dos laboratórios de ensaios reduzem a resistência verdadeira, ou seja, jogam a favor da segurança, porém geram desgastes entre as partes e até reforços desnecessários.

Também é comum descobrir erros grosseiros de construção ao proceder a reforços estruturais: pilares sem estribos, pilares sem ganchos, armadura aquém da mínima de norma, emenda defasada no projeto que não foi defasada no campo, e até armadura de vigas fora da armadura do pilar. Esses, ao contrário dos erros de laboratório, podem comprometer e até colapsar estruturas, como o caso do Edifício Areia Branca, em Recife, que colapsou após 22 anos de construção devido a erros grosseiros na concretagem de pilares junto às fundações. Esses aspectos podem ser muito mais nocivos que pequenas variações na resistência do concreto.

Em suma, bom senso e conhecimento são fundamentais numa análise de obra acabada ou existente, dado a sua complexidade e multidisciplinaridade. A detecção de um concreto com resistência abaixo do f_{ck} é fundamental, assim como sua análise e sua correção, quando necessário. Porém obter uma pequena porção de concreto com resistência abaixo do f_{ck} nem sempre significa que há problemas sérios.

Obviamente devem-se considerar as circunstâncias específicas acerca de onde se vai empregar o referido concreto. O padrão atualmente consiste em tomar, como unidade básica de controle, o concreto de um caminhão betoneira, com volume entre 8m³ a 12m³. Em certas condições, esse volume pode representar um problema sério, pois com esta porção é possível concretar cerca de 8 a 12 tramos de pilares de um andar de um edifício convencional.

De qualquer forma, a estratégia de controle completo de todos os caminhões ou betonadas de concreto, adotada rotineiramente em muitas obras, assegura que se obtenha uma estimativa de resistência de todos os concretos entregues em obra, permitindo detectar problemas e conhecer a realidade específica de cada parte da obra, desde que se garanta a rastreabilidade.

Ao contrário, ainda não se tem registros de implantação de programas amplos de qualidade e controle das operações construtivas, nem das operações de ensaio de corpos-de-prova de concreto, que podem colocar em risco estruturas brasileiras pela presença de defeitos, no primeiro caso, ou afetar a percepção de segurança, no segundo caso,

causando ansiedade e eventualmente até causando intervenções desnecessárias para reforço ou demolição.

Cabe destacar que o corpo normativo brasileiro sobre o tema, que inclui a ABNT NBR 8681:2003 (Ações e Segurança nas Estruturas); a ABNT NBR 6118:2007 (Projeto de Estruturas de Concreto); a ABNT NBR 7680:2007 (*Concreto. Extração, preparação, e ensaios de testemunhos de concreto*); a ABNT NBR 8953:2009 (*Concreto para fins estruturais. Classificação pela massa específica e por grupos de resistência e consistência*) e a ABNT NBR 12655:2006 (*Concreto de Cimento Portland. Preparo, controle e recebimento*) é tecnicamente adequado e sustenta as operações de controle normais, mas ainda não tratam do tema da resistência abaixo da especificada com a profundidade e extensão que sua natureza complexa exige, ao contrário do que acontece em algumas normas estrangeiras. Isso tem colaborado para que surjam polêmicas e se estabeleçam posições aparentemente controversas no meio técnico brasileiro, quando se aborda a questão da avaliação da conformidade da resistência do concreto em estruturas em construção ou acabadas. Para ajudar no processo de decisão diante desse tipo de ocorrência, cabe ter um processo de investigação bem estruturado, como discutido a seguir.

32.6 Investigação da Resistência do Concreto em Estruturas Acabadas

Como se destacou na seção anterior, em alguns casos, quando o controle de qualidade por meio de ensaios de corpos-de-prova de controle moldados resulta na obtenção de estimativas de resistência abaixo das esperadas, é necessário investigar as estruturas acabadas para averiguar se a resistência de fato está abaixo do especificado e quais as repercussões desse fato. Nesse item, discutem-se as principais alternativas usadas para efetuar uma investigação da capacidade mecânica e do comportamento estrutural de estruturas de concreto acabadas.

32.6.1 Anamnese

A anamnese é o processo pelo qual se coleta e se revê criticamente todos os dados relativos à estrutura, ao traço, à preparação do concreto e aos ensaios de resistência realizados, averiguando se foram cumpridas as especificações de obra e se não houve erros de execução ou de transmissão de informações.

32.6.2 Extração de Testemunhos

A forma mais direta de coletar dados sobre a resistência efetiva de uma obra acabada é por meio da extração de amostras de concreto endurecido, chamadas de testemunhos. Os testemunhos são normalmente obtidos com uso de equipamentos chamados extratores, brocas tipo copo de diâmetros elevados,

com ponta contendo fragmentos de diamante, que permitem cortar um anel de concreto e segmentar as armaduras, de forma a retirar amostras cilíndricas das próprias peças estruturais.

Os diâmetros usados são normalmente 100, 75 e 50mm. Nos últimos anos, a tendência tem sido de se usar brocas com diâmetros menores, para reduzir o tamanho dos furos e os danos à estrutura. A Figura 4 mostra uma operação de extração de testemunhos de uma estrutura sinistrada, enquanto a Figura 5 permite observar o aspecto de um corpo-de-prova extraído. Nota-se na figura que o testemunho cortou parte da armadura do pilar. Se possível essas partes devem ser descartadas, por meio do corte do testemunho, como mostrado na Figura 6. É necessário também retificar o testemunho quando suas bases são irregulares, como mostrado na Figura 7.



Figura 4 – Processo de extração de testemunhos (Arquivo LEME/UFRGS).



Figura 5 – Aspecto de testemunho extraído (Arquivo LEME/UFRGS).



Figura 6 – Corte para regularização do testemunho ou retirada da porção contendo armaduras (Arquivo LEME/UFRGS).



Figura 7 – Aspecto de testemunho com bases irregulares, que devem ser regularizadas (Arquivo LEME/UFRGS).

Todos os cuidados devem ser tomados para que testemunhos extraídos estejam em boas condições. As normas pertinentes são enfáticas na exigência de que esses testemunhos devem ser retirados com muito cuidado e profissionalismo, e que sua distribuição deve representar o lote em exame.

Cabe ressaltar que a definição dos pontos de extração deve ser efetuada com cautela. Devem ser consideradas as informações do projeto estrutural

e a condição da estrutura para que o processo de retirada não coloque em risco a estabilidade da estrutura. Além disso, é necessário ter cuidado na definição do número de pontos de extração. Embora seja interessante coletar dados variados, deve-se considerar que cada retirada de testemunho causa um dano localizado à estrutura.

No caso de pilares, cada elemento deve ser representado por apenas um testemunho íntegro, pois cada furo deixado pela extração de um testemunho reduz muito a seção transversal e, conseqüentemente, a capacidade portante do pilar.

Por exemplo, um testemunho de 10cm de diâmetro, com altura de 20cm, resulta em um vazio de 12cmx22cm, no mínimo, o que pode representar, no caso de um pilar de seção quadrada de 40cm por 40cm, uma redução de mais de 16% na seção resistente de concreto.

Por essa e outras razões, recomenda-se normalmente que se extraia o menor número possível de testemunhos e que estes sejam de pequena dimensão e nunca cortem armaduras, conforme recomenda a ABNT NBR 7680:2007.

Se for necessário extrair mais de um testemunho num mesmo elemento estrutural moldado com concreto de mesmo lote, vale o resultado maior dos “irmãos”, equivalente ao conceito em corpos-de-prova moldados, prevalecendo sempre o bom senso.

Sempre que possível, deve-se reconstituir a seção, com auxílio de um procedimento tipo “dry-pack”, formulada para apresentar boa aderência e retração nula. Isso é fundamental para que não surja uma descontinuidade no entorno na área de extração, que pode permitir o ingresso de agentes agressivos e vir a comprometer a durabilidade da estrutura.

Preferencialmente os testemunhos devem ser extraídos após realização de ensaios esclerométricos (HELENE, 1983) de acordo com a norma ABNT NBR 7584:1995 e acompanhados por ensaios de pacometria de acordo com os métodos internacionais da *British Standards Institute (BSI)* previstos na *BS 1881 204:1988* ou do *American Concrete Institute ACI 228.2R-21 Part 2 (2004)* para evitar extrair ou cortar barras da armadura.

A seguir, a ABNT NBR 6118:2007 recomenda o uso do procedimento NBR 7680: 2007 que estabelece limites e desempenho para o equipamento de extração, diâmetro dos cálices, preferencialmente, acima de três vezes o diâmetro do agregado graúdo, buscando-se sempre não cortar armadura e sazonalizando os testemunhos em laboratório ao ar por 48h antes da ruptura, sempre que a estrutura não vá estar submersa (HELENE, 1980).

A norma também exige que o ensaio de ruptura seja conduzido até a desagregação total do concreto e que seja registrada, no relatório de ensaio, a forma de ruptura dos testemunhos extraídos para assegurar que não houve carregamento excêntrico ou pontual na cabeça ou topo do testemunho.

Em certas situações especiais, nas quais a densidade de armadura é muito grande e não há espaçamento livre entre barras longitudinais que permita a extração de testemunhos com esse diâmetro recomendável, é possível e seguro extrair minitestemunhos cilíndricos (25 mm x 50 mm). Nesse caso sugere-se que seja adotada a recomendação de Vieira Filho (2007), que estudou a técnica em sua tese de doutoramento, com aumento do número de testemunhos por exemplar, devido à maior variabilidade dos resultados.

Mesmo com a necessidade de correção e aumento do número de corpos-de-prova coletados, considera-se que a extração de minitestemunhos é uma opção atraente e mais segura, pois danifica menos a estrutura e nunca aumenta a resistência potencial do concreto. Se bem extraído, ensaiado e analisado, o resultado de um ensaio de um minitestemunho vai aproximar-se da resistência efetiva e do potencial de qualquer outro testemunho de maior tamanho.

Para uma análise confiável dos testemunhos extraídos, devem-se utilizar máquinas de extração adequadas e sem folga no eixo, adequadamente fixadas à estrutura para que não trepidem durante a extração, empregar coroa diamantada nova nos cálices, no caso de pilares evitar extrair mais de um testemunho, e, se necessário, extrair outro que seja na mesma vertical e face.

As ABNT NBR 6118:2007 e ABNT NBR 7680:2007 e as normas internacionais citadas são unânimes em recomendar que se efetue a amostragem de testemunhos extraídos de concreto somente de regiões sãs e íntegras, sempre e quando o objetivo é avaliar a resistência à compressão do concreto.

Jamais poderiam ser ensaiados e utilizados testemunhos extraídos provenientes de pilares que sofreram prévio esmagamento, onde, obviamente, o concreto já estará rompido e não apresenta mais sua resistência original, ou de regiões com nítidos ninhos de concretagem, ou de regiões de juntas de concretagem, ou próximo de arestas.

Antes de romper os testemunhos, estando estes preparados e homogeneamente secos ou úmidos, eles deveriam, preferencialmente, ser submetidos ao ensaio de ultrassom, em conformidade com a ABNT NBR 8802:1994 para verificação da uniformidade e detecção de eventuais vazios internos ou inclusão de “materiais estranhos”, não visíveis (pedaços de madeira, agregados frágeis ou torrões de argila, pedaços de armadura, papel de jornal ou de saco de aglomerante, isopor, pó de serragem, casca de frutas, etc.).

Ensaio de caracterização físico-química do concreto, tipo massa específica, absorção de água, porosidade, análise petrográfica, módulo de elasticidade, difusibilidade de íons, condutibilidade térmica e outros podem e devem ser realizados em casos específicos a partir de testemunhos extraídos.

Como se está obtendo a resistência diretamente da estrutura e não de corpos-de-prova, algumas normas, tais como o *Eurocode 2*, em seu Anexo A, permitem reduzir o fator de minoração da resistência do concreto (γ_c) em 15% (aplica-se um coeficiente de correção $\eta = 0,85$ ao γ_c), admitindo que o fato de que se está efetuando a estimativa a partir de dados coletados do concreto realmente utilizado reduz as incertezas. Dessa forma, quando se estima a partir de testemunhos extraídos:

$$f_{c,j} = 0,85 * 1,4 f_{c,ext,j} = 1.18 * f_{c,ext,j} \quad (\text{Equação 6})$$

em que:

$f_{c,j}$: resistência do concreto da estrutura na idade i

$f_{c,ext,j}$: resistência dos testemunhos extraídos, na idade i

Um dos problemas é que muitas vezes os testemunhos obtidos não geram resultados adequados, pois o processo de extração danifica as amostras.

Helene (2011) destaca que a extração de testemunhos para aferir a resistência do concreto no componente estrutural é bastante favorável do ponto de vista dos modelos de segurança. Por outro lado, ressalta que os resultados obtidos no ensaio de testemunhos extraídos podem ser significativamente inferiores àqueles obtidos de ensaios em amostras de concreto coletadas durante a concretagem.

Além dos eventuais danos causados pelo uso de procedimentos incorretos de extração ou de ensaio, a existência de bicheiras, a falta de cura e a aplicação de solicitações precoces ou exageradas pode prejudicar a resistência do concreto extraído, conduzindo a valores mais baixos que os obtidos em amostras bem curadas e não submetidas a solicitações ou interferências como as citadas. Ou seja, os resultados de ensaios em testemunhos extraídos podem ser considerados como resistências efetivas, possivelmente inferiores à resistência potencial.

Outra dificuldade envolve o fato de que algumas amostras extraídas apresentam dimensões muito diferentes das padronizadas em norma para ensaios de compressão ($h = 2d$). Nesses casos é necessário adotar coeficientes de correção dos resultados (previstos na ABNT NBR 7680:2007). Já a interpretação dos resultados das extrações, assim como das amostras moldadas, demanda considerações de cunho estatístico, como já foi enfatizado.

Em conclusão, pode-se dizer que as operações de extração de testemunhos devem ser realizadas por profissionais qualificados, equipamentos novos com manutenção adequada, calibrados e os testemunhos devem ser ensaiados por laboratório capacitado ao corte e preparação de topos através de lixamento, retificação, ou tornear o topo, de prensa calibrada e com bases planas, prensa com dimensões, capacidade e precisão compatíveis

com o diâmetro e resistência do testemunho, e outros cuidados expressos na ABNT NBR 7680:2007.

32.6.3 *Uso de Ensaios Não Destrutivos ou Semidestrutivos*

Para complementar o diagnóstico, reduzindo o número de extrações necessárias, ou para localizar as zonas onde as extrações devem ser efetuadas, é útil usar ensaios não destrutivos ou semidestrutivos, que fornecem informações sobre a compacidade, integridade e resistência superficial do concreto.

Dentre a grande gama de ensaios não destrutivos e semidestrutivos existentes, pode-se considerar que, atualmente, os mais simples e úteis, sob o ponto de vista do interesse de avaliação da resistência de estruturas acabadas, são:

- avaliação da dureza superficial (esclerometria);
- determinação da velocidade de Pulso Ultrassônico (ultrassom);
- ensaios de arrancamento (*pull-out*).

A seguir se apresenta resumidamente cada um deles.

32.6.3.1 Avaliação da Dureza Superficial por Esclerometria

A esclerometria é um método simples baseado na avaliação da dureza superficial do material por meio da reflexão de um peso lançado sobre a superfície de ensaios. No Brasil esse ensaio é regido pela norma ABNT NBR 7584:1995.

O princípio de funcionamento do método é baseado na projeção de uma massa (martelo), por uma mola, contra a superfície de ensaio. O aparelho registra a energia remanescente (ou seja, o recuo do martelo). Em materiais com alta resistência superficial, obtém-se grandes valores de recuo, enquanto, em materiais de baixa resistência, verificam-se baixos valores de reflexão do martelo.

O uso desse ensaio para o controle da resistência do concreto se baseia na hipótese de que existe uma relação direta entre a dureza superficial e a resistência do concreto. Essa relação, entretanto, é influenciada por várias condições e as curvas de correlação devem ser empregadas com cautela.

32.6.3.2 Determinação da Velocidade de Pulso Ultrassônico

O princípio dos ensaios de ultrassonografia é um método não destrutivo que mede a velocidade de propagação de uma onda ultrassônica no interior de um corpo. Esse dado pode então ser usado para estimar a compacidade e homogeneidade do mesmo.

Existem vários métodos que usam ondas ultrassônicas, mas o mais comum é o que mede a velocidade de propagação de um pulso no interior de uma amostra. Esse tipo de ensaio é regido no Brasil pela ABNT NBR 8802:1985. Este tipo de ensaio ganhou difusão graças ao desenvolvimento de aparelhos portáteis de medição, tais como o PUNDIT, da CNS, mostrado na Figura 8.



Figura 8 – Aspecto do aparelho portátil de ensaio VPU (Arquivo LEME/UFRGS).

O equipamento é basicamente composto de:

- um circuito gerador contendo um gerador de pulso elétrico com baixa frequência ultra-sônica e precisão de leitura $< 1 \mu\text{s}$;
- um transdutor emissor contendo um elemento dielétrico, capaz de converter os pulsos elétricos em pulsos sonoros e equipamentos de ultrassom que trabalham na faixa de emissão de 24 kHz à 500 kHz, sendo que os destinados a concreto ficam na faixa de 54kHz;
- um transdutor receptor, contendo outro elemento dielétrico capaz de converter os pulsos em sinais elétricos;
- circuito medidor de tempo que possibilita a medição do tempo decorrido desde a emissão da onda até a sua recepção.

O gerador de pulsos excita um transdutor (emissor), que produz as ondas ultrassônicas que são transmitidas ao concreto. Outro transdutor é usado como receptor, transformando as ondas de som em impulsos elétricos que são monitorados pelo aparelho. Controlando o tempo decorrido entre emissão e recepção, e descontando-se o tempo decorrido no percurso através dos fios e transdutores, calcula-se o tempo gasto para a propagação da onda ultrassônica no interior do concreto. A velocidade de propagação da onda é definida como a relação entre a distância percorrida por uma onda de vibração durante certo intervalo de tempo, ou seja:

$$V = \frac{L}{t} \quad (\text{Equação 7})$$

em que:

V = velocidade de propagação (m/s);

L = menor distância obtida (m);

t = tempo efetivo de propagação (s).

Considerando que a resistência à compressão está associada com a porosidade, pode-se entender porque os resultados dos ensaios de VPU, que analisam a homogeneidade, pode ser usado para estimar a resistência do concreto. Diversas pesquisas buscaram obter correlações entre resultados de ensaios de ultrassom e as características dos concretos, tais como: resistência à compressão, à tração, ao módulo e à deformação dinâmico e estático. Embora haja evidência de que esse tipo de relação pode ser estabelecida em alguns casos, cautela deve ser exercida na utilização do resultado dos ensaios de ultrassom desta forma.

Uma das possibilidades mais recentes e interessantes envolve o uso de redes neurais para modelar a relação $f_c \times VPU$, como descrito por Lorenzi (2010).

32.6.3.3 Ensaios de arrancamento

Os ensaios de arrancamento são ensaios semidestrutivos baseados no princípio de que, ao se arrancar um elemento fixado ao concreto, pode-se estimar a resistência à tração ou ao cisalhamento, fatores limitantes da ruptura, os quais estão correlacionados com a resistência à compressão do material. Na ausência de norma brasileira específica, pode-se utilizar como referência a Norma Americana ASTM C900 (ASTM, 1987).

O princípio de ensaio consiste na medição da resistência à fratura de uma superfície de concreto mobilizada pela aplicação de um esforço de arrancamento num pino ou elemento metálico fixado ao pino. O pino pode ser deixado durante a concretagem ou pode ter sido implantado posteriormente, com auxílio de formulações adesivas ou perfurações.

Durante o ensaio, o concreto fica submetido à tração e ao cisalhamento. Esses dados são posteriormente utilizados para fazer uma correlação com a resistência à compressão. A resistência ao arrancamento pode ser entendida como o quociente entre a força de arrancamento e a área teórica lateral do tronco de cone de concreto arrancado.

Existem várias técnicas de ensaio de arrancamento, que diferem no formato ou forma de aplicação da força de arrancamento. Duas categorias principais são descritas a seguir:

- Na primeira modalidade, os pinos são fixados nas fôrmas, tendo o cuidado de deixar uma extremidade rosqueada livre para fixar o aparelho de arrancamento. Nessa categoria se encaixa, por exemplo, o sistema LOK-TEST;
- Na segunda, os pinos metálicos são fixados após o endurecimento do concreto, logo antes do ensaio. Utiliza-se um equipamento de corte dotado de coroa cilíndrica. Um furo perpendicular à superfície é efetuado e um alargamento produzido à uma profundidade determinada. No furo insere-se uma luva de expansão na qual o pino metálico é posicionado. O conjunto é então apertado para fixá-lo. Nessa categoria são incluídos os ensaios comercialmente conhecidos como o CAPO-TEST e ESCOT. Como exemplo, a figura 9 apresenta o sistema de funcionamento do ensaio ESCOT.

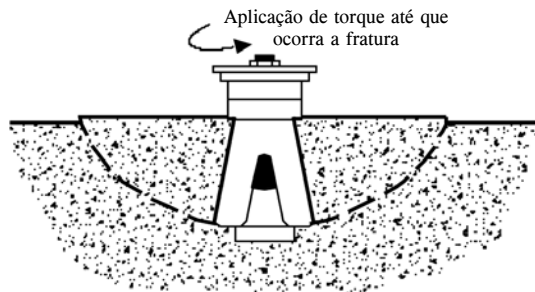


Figura 9 – Procedimento de ensaio de arrancamento ESCOT com uso de luva expansora (CAMPAGNOLO & SILVA FILHO, 2005).

32.6.3.4 Outros ensaios

Outros ensaios não destrutivos podem ser interessantes para analisar a condição de conservação do concreto, tais como o georadar. Observam-se que todos esses métodos são úteis, mas a estimativa de resistência a partir desses métodos embute incertezas. Por isso recomenda-se que, sempre que possível, seja feita uma combinação de ensaios para melhorar o diagnóstico. Em caso de dúvida, resultados de ensaios semi-destrutivos (com extração de corpos-de-prova) podem ser utilizados para balizar os testes não-destrutivos.

32.6.4 Controle das Deformações e Deslocamentos

Uma das formas indiretas de analisar se a resistência do concreto é efetivamente menor que a necessária para o bom funcionamento estrutural consiste em avaliar o controle das deformações. Essa análise se baseia no princípio de que, se a resistência do concreto for menor que a esperada, seu módulo também tende a ser menor. Dessa forma, como indica a Lei de Hooke, as deformações específicas tendem a se incrementarem, o que conseqüentemente aumenta os deslocamentos e rotações. A figura 10 ilustra como a deformação exagerada de um elemento pode afetar a estrutura, provocando fissuras.

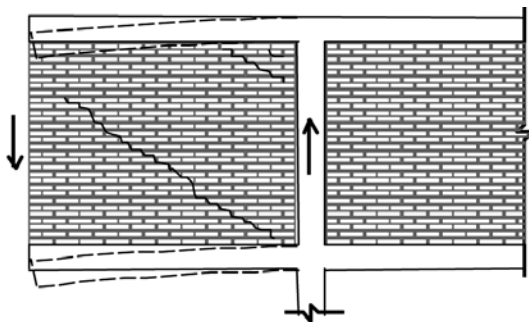


Figura 10 – Exemplo de Formação de fissuras devido à deformação de vigas em balanço.

O controle de deformações específicas e/ou de deslocamentos é, portanto, um importante indicativo do desempenho estrutural e pode, de forma indireta, ser usado para checar se a resistência do concreto é adequada.

O controle das deformações em estruturas acabadas é normalmente efetuado com auxílio de extensômetros elétricos ou mecânicos. Já o controle dos deslocamentos é efetuado com auxílio de instrumentos como relógios comparadores, transdutores de deslocamento lineares (conhecidos como LVDT – Linear Vertical Displacement Transducers) ou outros, que permitem monitorar a variação de posição em uma direção principal.

Em alguns casos, para que se tenha uma avaliação mais adequada do desempenho estrutural, o controle de deformações e deslocamentos é efetuado durante uma prova de carga, procedimento que envolve a aplicação local ou global de um carregamento mais próximo ao limite de serviço admissível na estrutura.

32.6.5 Prova de carga

A prova de carga é um ensaio efetuado com o intuito de testar a capacidade e avaliar o comportamento de deformações e capacidade de carga de uma estrutura existente. Segundo a ABNT NBR 9607:1986, que estabelece os procedimentos para realização de provas de carga no Brasil, essas provas de carga englobam o conjunto de operações destinadas a analisar o desempenho de uma estrutura por meio da medição e do controle dos efeitos causados pela aplicação de ações externas de intensidade e natureza previamente estabelecidas.

Segundo Cánovas (1988), a prova de carga consiste basicamente em colocar, sobre a estrutura ou em parte dela, cargas verticais iguais ou superiores às que devem ser suportadas em condições normais, com o objetivo de observar o comportamento estrutural, avaliando se o esse comportamento é satisfatório e condiz com o previsto em projeto.

As provas de carga são utilizadas quando se tem dúvidas quanto à resistência dos materiais ou incertezas acerca do comportamento estrutural. É comum usar essas provas de carga para avaliar a resistência residual após a ocorrência de sinistros, tais como incêndios, abalos sísmicos ou choques de veículos contra uma estrutura.

32.7 Avaliação da Segurança Estrutural

No caso de existência de resultados de resistência do concreto aquém do especificado, devem ser adotadas as seguintes ações corretivas, conforme o item 25.3.1 da ABNT NBR 6118:2007.

- revisar o projeto considerando o novo resultado de resistência característica do concreto à compressão obtido do controle de recebimento realizado através de corpos-de-prova moldados;
- permanecendo a insegurança estrutural, extrair testemunhos de acordo com a *ABNT NBR 7680:2007*, estimar o novo f_{ck} de acordo com a *ABNT NBR 12655:2006* e utilizar na nova verificação estrutural o novo γ_c disposto no item 12.4.1 da *ABNT NBR 6118:2007* ($\gamma_c = 1,27$);
- permanecendo a não conformidade, deve ser atendido o item 25.3.3 da *ABNT NBR 6118:2007*, que determina a intervenção para assegurar a segurança, sendo necessário escolher entre as seguintes alternativas:
 - determinar as restrições de uso da estrutura;
 - providenciar o projeto de reforço;
 - decidir pela demolição parcial ou total.

Nesse item, discutem-se as ações no escopo do item a) – revisão do projeto.

Para a reavaliação da segurança estrutural e da estabilidade global, considerando o ELU, a *ABNT NBR 6118:2007*, no seu *item 12.4.1*, recomenda que, no caso de verificação de resistência, considerando dados obtidos de testemunhos extraídos da estrutura, seja adotado $\gamma_c = \gamma_{c,original}/1,1$.

Evidentemente o valor desse coeficiente de minoração depende também da precisão de execução (obra), pois nele estão incluídas margens para absorver pequenos (dentro das tolerâncias) desvios de prumo, geometria, excentricidade, etc. Portanto, sempre devem ser obedecidas as “regras do bem construir” e a *ABNT NBR 14931:2004*, ou normas estrangeiras equivalentes, como a *ENV 13670-1:2000*.

No Brasil, atualmente, nos casos usuais de verificação da segurança a partir de testemunhos a *ABNT NBR 6118:2007* prescreve adotar $\gamma_c = 1,4/1,1 = 1,27$, enquanto a *ABNT NBR 6118:1978* que vigorou até 2004, prescrevia $\gamma_c = 1,4/1,15 = 1,22$.

A recomendação atual equivale, pragmaticamente, a multiplicar o resultado obtido de resistência do testemunho por 1,1, ou seja, aumentá-lo em 10%, baseado na noção que o testemunho representa melhor a resistência efetiva do concreto na obra, no entorno daquela região de extração, do que o corpo-de-prova moldado.

Para fins de verificação dos ELS, ou seja, das deformações (flechas), fissuração e tensão de trabalho, deve ser adotado um coeficiente $\gamma_c = 1$.

Essa recomendação, comparativamente à normatização estrangeira e internacional, pode ser considerada conservadora, estando a favor da segurança, mas contra a economia.

32.7.1 Proposta de Metodologia de Verificação da Segurança

Helene (2011) sistematiza e propõe uma metodologia para efetuar a verificação de segurança em estruturas acabadas, quando se obtém dados a partir de testemunhos extraídos, descrita a seguir.

32.7.1.1 Primeiro Passo

Em primeiro lugar, deve-se comparar a resistência à compressão equivalente obtida das extrações, por meio do emprego de coeficientes corretivos, considerando-se, no mínimo:

1. corrigir $f_{c,ext,j}$ devido à relação h/d conforme ABNT NBR 7680:2007;
2. corrigir $f_{c,ext,j}$ devido ao efeito deletério de broqueamento conforme recomendado pelo ACI 214.4R:2010, usando o coeficiente 1,06;
3. passar $f_{c,ext,j}$ a $f_{c,28d}$ empregando os coeficientes β_1 e β_2 de crescimento ou de decréscimo da resistência, de acordo com a teoria de Rusch (vide secção 35.2 deste capítulo).
4. Obtido o f_c equivalente a 28 dias, deve-se comparar esse valor com f_{ck} de projeto. Se o valor for superior ao especificado, a análise pode ser encerrada.

32.7.1.2 Segundo Passo

Se o valor f_c equivalente a 28 dias e não atender ao desejado, deve-se verificar a segurança, efetuando a conversão de “moldado equivalente” $f_{c,28}$ a “ $f_{ck,est}$ ”. Essa transformação se baseia no conceito de que os resultados de testemunhos são muito mais representativos e mais próximos do $f_{ck,ef}$ que os corpos-de-prova moldados.

Por essa razão, é possível reduzir γ_c por dispor-se de um resultado que abarca maior conhecimento dos “desconhecimentos”, ou seja, uma vez que é mais bem conhecido aquilo que foi executado, pois a amostra extraída vem do próprio elemento executado. Na prática isso significa majorar o resultado do testemunho extraído.

As normas existentes e consagradas divergem sobre essa “majoração”, conforme referido a seguir.

1. O item 12.4.1 da NBR 6118:2007, com base na teoria da segurança, admite:

$$f_{c,j} = 1.1 \cdot f_{c,ext,j} \quad (\text{Equação 8})$$

aceitando uma redução de γ_c em nome da maior representatividade de $f_{c,ext}$ em relação a $f_{ck,ef}$.

2. A NBR 6118:1978 (válida até março de 2004) permitia considerar :

$$f_{c,j} = 1.15 \cdot f_{c,ext,j} \quad (\text{Equação 9})$$

um valor aparentemente mais coerente e mais justo devido ao grande número de variáveis no sentido negativo, de redução da resistência do testemunho.

3. *ACI 437:2003* no item 5.1.1 recomenda:

$$f_{c,j} = 1.18 \cdot f_{c,ext,j} \quad (\text{Equação 10})$$

4. *ACI 318:2008*, nos itens 9.3 e 20.2, recomenda:

$$f_{c,j} = 1.21 \text{ a } 1.25 \cdot f_{c,ext,j} \quad (\text{Equação 11})$$

5. A *fib (CEB-FIP) 1999*, item 6.3, p. 59, recomenda:

$$f_{c,j} = 1.11 \text{ a } 1.20 \cdot f_{c,ext,j} \quad (\text{Equação 12})$$

6. O *Eurocode 2. EN 1992:2004 Annex A item A.2.3* referência a *EN 13791:2007* que recomenda para revisão da segurança:

- estrutura bem executada → revisar a segurança adotando:
- $\gamma_s = 1.05$ (ao invés de 1.15);
- $\gamma_c = 1.35$ (ao invés de 1.50) → $\gamma_c = 1.26$ (equivalente no Brasil).
- a partir de testemunhos extraídos, revisar adotando:

$$f_{c,j} = 1.18 \cdot f_{c,ext,j} \quad (\text{Equação 13})$$

Resumindo, para ser conservador e estar conforme com a ABNT NBR 6118:2007, deve-se majorar em apenas 10%. Para ser pragmático e coerente com as demais normas nacionais e internacionais, poder-se-ia majorar de 11% a 25% a critério do consultor e sempre com “bom senso”. Observe-se que 1,24 foi o valor obtido na tese de Cremonini (1992).

Com essas informações, recomenda-se organizar uma nova tabela considerando esses diferentes coeficientes de ajuste, conforme mostrado no Quadro 3. Com muito bom senso, deve-se escolher um dos valores para proceder aos cálculos e obter o $f_{ck,est}$. Atualmente no Brasil, por questões normativas, recomenda-se que se adote o valor sugerido pela ABNT NBR 6118:2007 e, somente em casos especiais, outro valor maior (por exemplo, 1,15, como sugerido pela antiga ABNT NBR 6118:1978) poderia ser adotado, desde que bem justificado.

Quadro 3 – Conversão de “moldado equivalente, $f_{c,28}$ ” a “ $f_{ck,est}$ ”, segundo diferentes normas.

Local pilar viga	$f_{c,28}$ MPa	NBR 6118:2007 1,1	NBR 6118:1978 1,15	ACI 437 & Eurocode 2 1,18	fib Model Code 90 1,20	ACI 318:2005 1,25	$f_{ck,est}$ adotado MPa

De qualquer forma, mesmo adotando o valor de 1,10, ainda se estaria declaradamente a favor da segurança, penalizando a verdadeira resistência do concreto.

32.7.1.3 Terceiro Passo

O resultado obtido, simplesmente aplicando os coeficientes do Quadro 3, pode não ser o mais adequado para realizar a verificação da segurança da estrutura, pois são valores decimais resultantes de uma análise matemática expressada por coeficientes de “ajuste”.

Do ponto de vista da engenharia de concreto, as classes de concreto estão numa escala¹⁵ de 5 MPa, ou seja C20, C25, C30, e assim por diante, até C50, conforme a ABNT NBR 8953:2009 não tendo sentido físico considerar precisões de decimal ou valores intermediários entre as classes já consagradas e normalizadas.

Dessa forma recomenda-se que os cálculos estruturais sejam revisados adotando-se valores de f_{ck} compatíveis com os patamares de resistência de concreto admitidos na norma, com arredondamento para a classe de resistência mais próxima existente na norma. Fazer esse arredondamento é perfeitamente compatível com o desconhecimento das diversas variáveis envolvidas, todas no sentido de reduzir a resistência efetiva, conforme demonstrado nos cálculos e coeficientes anteriores.

A partir disso, as tensões de cálculo no concreto sejam obtidas a partir da fórmula clássica recomendada pela ABNT NBR 6118:2007, a saber:

$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \frac{0,85}{1,4} = \frac{0,85}{1,4} f_{ck} \quad (\text{Equação 14})$$

32.8 Alternativas de Intervenção em Estruturas com Resistência Inadequada

O item 25.3.3 da ABNT NBR 6118:2007 orienta que, caso após uma investigação, a resistência seja considerada inadequada, deve-se escolher entre as seguintes alternativas:

- estabelecer restrições ao uso da estrutura, que limitem o carregamento atuante, fazendo com que esse carregamento seja compatível com a resistência efetiva da estrutura;
- providenciar um projeto de reforço, que permite incrementar a capacidade de carga da estrutura original;
- demolir parcial ou totalmente a estrutura, reconstruindo as partes necessárias com a resistência adequada.

32.8.1 Restrição ou Mudança de uso

Quando a resistência de uma estrutura fica aquém do esperado, uma das alternativas para permitir sua operação pode ser a restrição de uso, estratégia que é muito utilizada em pontes e outros elementos com cargas móveis, frequentemente usada quando a perda de resistência é decorrente da deterioração do material.

¹⁵ No Brasil, pois o *Model Code 2010 da fib (CEB -FIP)* recomenda usar escala de 10 MPa.

Uma alternativa similar consiste em modificar o padrão de uso, favorecendo atividades que gerem menor carregamento. Essas soluções paliativas podem ter êxito para prolongar a vida útil de uma estrutura, mas representam restrições ou mudanças que podem causar a perda de parte do valor ou utilidade dessa estrutura. Por isso, muitas vezes são adotadas de forma temporária, enquanto investigações mais aprofundadas são realizadas, ou até que projetos de reforço sejam concebidos, detalhados e executados.

32.8.2 Aplicação de Reforço

Quando a restrição de uso não pode ser usada ou se deseja uma solução definitiva, a alternativa consiste em efetuar uma intervenção visando aumentar a capacidade resistente, por meio de um reforço.

Os reforços podem envolver a introdução de estruturas metálicas, o aumento de seções de concreto ou de aço, ou o uso de polímeros reforçados com fibras.

32.8.3 Demolição

Em último caso, pode ser necessário demolir a estrutura. Nesse caso, deve-se fazer um planejamento cuidadoso para garantir que não ocorra um colapso parcial durante a demolição, pela remoção de parte dos elementos estruturais. Além disso, cabe efetuar um estudo sobre as possibilidades de reaproveitamento ou reciclagem dos materiais, visando reduzir o custo ambiental e dar valor aos resíduos de demolição.

32.9 Controle da Fissuração

Diversos documentos consagrados, tais como o Boletim *ACI 214.4R-10* (2010), destacam que o controle estatístico do concreto, realizado através de amostragem parcial ou total, sempre pressupõe uma incerteza na avaliação, por mais correto que os ensaios de controle tenham sido realizados. Como salientam Meseguer (1976) e Fusco (1979), “sempre haverá o risco de aceitar um concreto não conforme ou de rejeitar um concreto conforme”.

Por isso é fundamental atentar para todos os sinais de que a estrutura possa estar se comportando de forma inadequada. Um dos sintomas mais comuns e visíveis consiste na ocorrência de perda de integridade pela fissuração. Nesses casos é fundamental mapear o quadro fissuratório e monitorar a evolução das fissuras para que se possam avaliar quais as causas e os efeitos da perda de integridade.

As fissuras podem ser definidas como descontinuidades de pequena abertura induzidas pela ação de forças que provocam o aparecimento de tensões de tração que superam a capacidade resistente do material componente da estrutura.

As fissuras podem ser caracterizadas por três parâmetros geométricos básicos, mostrados na Figura 11:

- Abertura (a) – distância entre as bordas da fissura, medida de forma perpendicular à direção local de progresso da fissura;
- Extensão (e) – comprimento de desenvolvimento da lesão ao longo da superfície do elemento afetado;
- Profundidade (p) – distância do ponto mais profundo afetado pela lesão e a superfície do elemento estrutural.

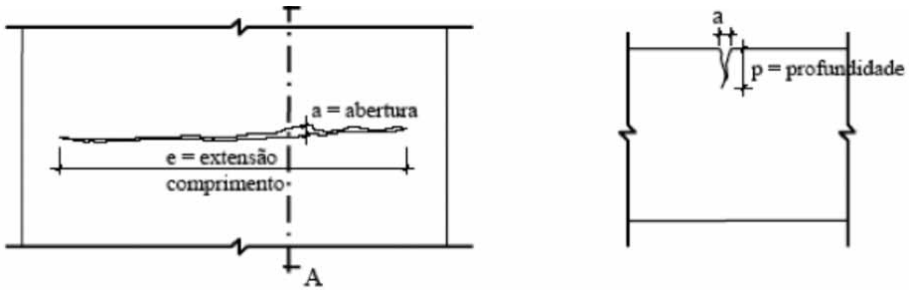


Figura 11 – Parâmetros geométricos usados para caracterizar uma fissura.

Em muitos casos, a fissuração é decorrente de esforços associados a fenômenos de retração ou térmicos, ou é decorrente de movimentações diferenciadas em pontos de contato entre materiais diferentes. Nesses casos a fissuração tem pouca repercussão na segurança estrutural, embora possa trazer problemas de estanqueidade e desempenho.

Em outros casos, todavia, a fissuração é resultante da incapacidade do material componente da estrutura de suportar as tensões atuantes, o que pode ser um indicativo de que as cargas e/ou as solicitações foram subestimadas, ou que a resistência do material é inferior à prevista.

A diferenciação entre essas categorias de fissuras é feita fundamentalmente com base na sua atividade e progressão de abertura. Fissuras de retração ou térmicas tendem a apresentar oscilações de abertura, mas sem tendência de crescimento da fissura com o tempo. Já as fissuras estruturais mais graves tendem a se concentrar nas zonas de maior solicitação e apresentar aberturas crescentes.

Para poder usar o quadro fissuratório como um auxiliar no diagnóstico de problemas de resistência em estruturas acabadas, é fundamental entender os mecanismos de formação e ter uma noção sobre como monitorar a atividade de fissuras.

A evolução do estado de fissuração de um elemento estrutural pode ser observada de diversas formas:

- pela progressão dos comprimentos das fissuras;
- pelo surgimento de novas fissuras;
- pelo aumento na abertura das fissuras;

Para monitorar a progressão do quadro fissuratório, Klein & Silva Filho (2009) recomendam que se utilizem os procedimentos descritos a seguir.

- Deve-se inicialmente fazer um levantamento completo das fissuras registrando o quadro fissuratório através de desenhos. Esse procedimento, denominado

normalmente de mapeamento, deve registrar a posição das fissuras mais significativas, com indicação da forma, extensão e abertura, medida em algum ponto significativo ao longo da sua extensão. Caso as fissuras tenham pequena abertura, dificultando a visualização, recomenda-se que se faça o umedecimento do paramento. A água penetra nas fissuras, facilitando sua observação;

- Se necessário, deve-se fazer uma prospecção, com abertura de janelas de inspeção, para avaliar se as fissuras atingem somente os elementos de revestimento ou se afetam os elementos estruturais subjacentes;
- Com base no mapeamento, devem-se analisar as direções de desenvolvimento das tensões de tração, de forma a identificar os movimentos atuantes que possam ter gerado essas fissuras;
- Após o exame do quadro fissuratório, deve-se escolher, para aplicação dos sensores, as fissuras mais significativas (seja pela posição, abertura ou extensão). Para um exame rápido da abertura, pode-se usar instrumentos de medida tipo fissurômetro. Como mostrado nas figuras 12 e 13, existem diferentes modelos de fissurômetros óticos;



Figura 12 – Aspecto de um fissurômetro ótico tipo lupa com iluminação (Arquivo LEME/UFRGS).



Figura 13 – Aspecto do fissurômetro tipo régua de comparação (Klein & Silva Filho, 2010).

- Definidas quais as fissuras a monitorar, deve-se registrar, se possível, a extensão de cada uma delas, marcando o início e o fim da lesão, de acordo com um exame visual. Deve-se colocar ao lado da marcação a data em que foi ela foi efetuada para avaliação da progressão da fissura ao longo do tempo;
- Após a marcação da extensão da fissura, selecionam-se os pontos ao longo da sua extensão onde serão aplicados os sensores para controle da abertura;

- Definidos os pontos, efetua-se a instrumentação das fissuras e leitura inicial da abertura;
- Repetem-se as leituras de extensão e abertura, regularmente (em períodos semanais, quinzenais mensais, dependendo da situação). Em cada visita ao local, deve-se ficar atento para alterações súbitas, que possam indicar que houve uma instabilização do fenômeno;
- Ao longo do período, traçam-se gráficos de evolução da fissura, verificando se as variações são cíclicas (o que caracteriza efeitos térmicos) ou monotônicas;
- Ao final do período se analisam todos os dados e se emite um laudo sobre a atividade das fissuras.

A instrumentação das fissuras, para fins de controle da evolução de sua abertura, pode ser efetuada usando diferentes técnicas, como indicado na Figura 14.

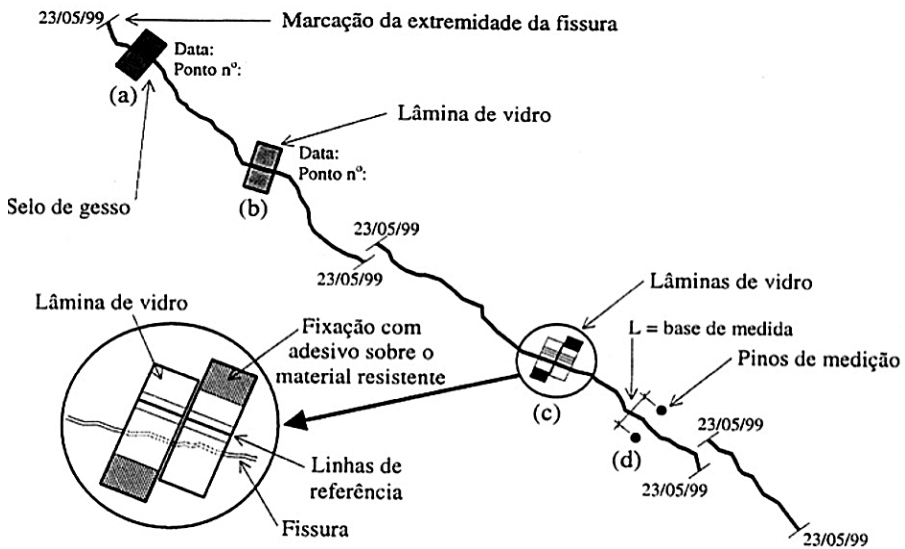


Figura 14 - Formas de instrumentação para controle da abertura de fissuras.

- **Selo de Gesso:** Uma das técnicas mais simples consiste em monitorar a atividades através de uma fina lâmina de gesso, aplicada de forma normal à fissura. Como o gesso é um material muito frágil e de pequena resistência, qualquer movimentação da fissura causa a ruptura do selo. O problema é que essa técnica não pode ser aplicada ao ar livre e não permite acompanhar a evolução da abertura de fissura;
- **Lâminas de vidro:** ao invés do gesso, podem-se utilizar lâminas finas de vidro, fixadas com adesivo, que se rompem quando ocorre a movimentação da fissura. Cabe salientar que tanto o selo de gesso quanto as lâminas de vidro deverão ser fixados sobre o elemento resistente e nunca sobre o revestimento. A data de

fixação deverá ser anotada ao lado do selo de gesso ou da lâmina de vidro. Caso se deseje acompanhar a evolução da abertura da fissura recomenda-se o uso de duas lâminas de vidro, justapostas, uma fixada em um lado e a outra do lado oposto da fissura. Marcam-se, sobre as lâminas, algumas linhas de referência que permitem, por meio de uma lupa graduada, medir o deslocamento relativo entre elas e, por consequência, estimar a variação da abertura da fissura;

- **Pinos:** nesse caso fixam-se, de cada lado da fissura, a uma distância aproximada de 50 mm, pinos metálicos que servirão de base para as leituras da abertura da fissura. Após a fixação dos pinos, marca-se um traço entre os dois pinos e sobre eles mede-se a abertura inicial da fissura. Essa medição pode ser feita com uma lupa graduada, com campo visual iluminado artificialmente ou, preferencialmente, com um paquímetro digital com precisão de pelo menos 10^{-2} mm. Recomenda-se que sejam efetuadas duas ou três leituras independentes da distância entre os pinos, para que se possam detectar eventuais erros de medida. Campagnolo & Silva Filho (2003) recomendam o uso de três pinos, para que se tenham dois segmentos de controle e um segmento de referência, os quais permitam avaliar eventuais efeitos térmicos. A figura 15 contém um croquis com a disposição padrão dos pinos, enquanto a Figura 16 mostra os pinos aplicados em uma parede fissurada. Na Figura 17, observa-se um conjunto de pinos em torno de uma fissura na alvenaria. Pode-se notar que os pinos são usinados com rebaixos, que sistematizam a forma de encaixe do paquímetro, reduzindo erros de medida, como se observa na Figura 18.

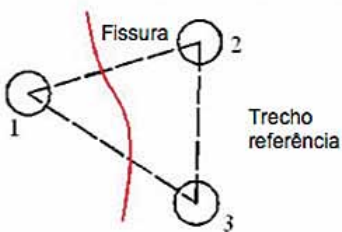


Figura 15 – Croquis da disposição dos três pinos.



Figura 16 – Vista da instrumentação instalada.



Figura 17 – Detalhe do sistema de instrumentação com pinos.



Figura 18 – Detalhe da medição da distância entre pinos com auxílio de paquímetro digital.

Além de indicativo de problemas de resistência, o monitoramento do quadro fissuratório pode ser importante para detectar problemas de durabilidade.

Quando a abertura da fissura é elevada, essa fissura pode tornar-se um caminho preferencial para ingresso de agentes agressivos, reduzindo o cobrimento efetivo. Por isso, dependendo da classe de agressividade ambiental, a ABNT NBR 6118:2007 adota diferentes limites para a abertura máxima características de fissura (w_k), conforme indicado de forma resumida no Quadro 4.

Caso a abertura da fissura seja superior ao limite de norma, a avaliação da profundidade da fissura pode ser importante para determinar qual o cobrimento efetivo da armadura. Essa determinação é importante pois, se a abertura for suficiente para permitir o ingresso de agentes agressivos, podem ser formadas novas frentes de ataque, as quais dependendo da profundidade da fissura podem atingir o nível da armadura. Além disso, pode-se desejar determinar a profundidade das fissuras para verificar a estanqueidade ou para definir os volumes necessários para injeção de materiais selantes.

Quadro 4 – Quadro resumo das limitações de abertura de fissura estabelecidas na ABNT NBR 6118:2007.

	CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL			
	I	II	III	IV
Concreto Simples	Sem restrições à abertura de fissuras			
Concreto Armado	$w_k \leq 0,4$ mm	$w_k \leq 0,3$ mm		$w_k \leq 0,2$ mm
Concreto Protensão Parcial (Nível 1)	$w_k \leq 0,2$ mm	$w_k \leq 0,2$ mm com pós-tração	Não admite fissuração. Devem ser adotadas medidas de proteção especial na região das ancoragens.	
Concreto sob Protensão Limitada (Nível 2)	Não admite fissuração. Deve-se verificar o estado limite de fissuração (ELS-F) e de descompressão (ELS-D). Para classes de agressividade III e IV devem ser adotadas medidas de proteção especial na região das ancoragens.			
Concreto sob Protensão Total (Nível 3)				

Em qualquer caso, a determinação da profundidade de uma fissura não é uma tarefa fácil. Uma das formas de avaliar a profundidade de uma fissura consiste em examinar testemunhos extraídos sobre a linha de desenvolvimento da fissura.

Outra técnica que pode ser utilizada para obter estimativas da profundidade de fissuras é o ensaio de VPU, discutido no item 32.3.2, que pode ser empregado numa configuração que permita a verificação da profundidade de trincas ou fissuras, como indicado na Figura 19. Essa possibilidade tem sido estudada pelo grupo de pesquisa em Ensaios Não Destrutivos da UFSC (MEDEIROS *et al.*, 2008), que demonstrou que o princípio é válido, mas que a precisão das estimativas ainda não é muito elevada.

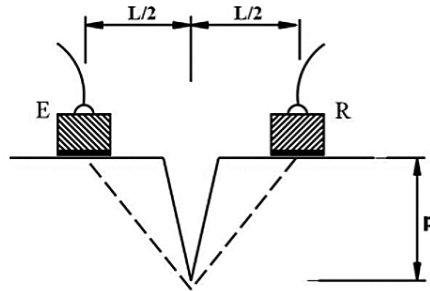


Figura 19 – Geometria de ensaio para determinação da profundidade de uma fissura com uso de ensaios de pulso ultrassônico.

32.10 Considerações sobre a Avaliação de Impactos de Problemas de Resistência e Fissuração na Vida Útil

Os problemas de resistência e integridade discutidos neste capítulo podem comprometer o desempenho da estrutura de concreto armado, repercutindo na sua vida útil.

No Brasil não existem, ainda, provisões normativas específicas que orientem sobre a consideração dos impactos de uma resistência menor que a prevista na Vida Útil da estrutura. Em geral, todavia, pode-se assumir que a redução da resistência está associada a uma redução do módulo de elasticidade e um incremento do índice de vazios.

Dessa forma, de modo genérico, é possível assumir que concretos de menor resistência tenderão a ser mais deformáveis (e, portanto, tendem a ser mais suscetíveis à fissuração e à fadiga, se for o caso) e a apresentar uma estrutura de poros mais extensa interconectadas, o que pode facilitar o ingresso de fluidos contendo agentes agressivos (gás carbônico, cloretos e sulfatos, por exemplo) e permitir o desenvolvimento mais rápido de alguns processos de deterioração.

Uma das possibilidades para investigar se esses efeitos são consideráveis consiste em usar os próprios testemunhos extraídos como fonte de amostras para ensaios que permitam estimar qual a possibilidade de ingresso de fluidos no material, tais como ensaios de difusão de cloretos ou de permeabilidade a fluidos. Em alguns casos podem ser usados ensaios não destrutivos na própria estrutura, com auxílio de equipamentos como o GECOR ou o medidor de permeabilidade projetado por Torrent, descrito na Norma Suíça SIA 262/1-E.

Caso seja considerado necessário efetuar uma estimativa mais objetiva dos impactos da redução da resistência na Vida Útil, recomenda-se que sejam seguidos os procedimentos do *fib Model Code for Service Life Design (fib, 2006)*.

Para avaliar se o desempenho efetivo é satisfatório, deve-se atentar, também, para as recomendações existentes em normas como na parte 2 da ABNT NBR 15575:2010 que trata dos requisitos para os sistemas estruturais para edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Também devem ser seguidas as indicações da ABNT NBR ISSO 14040:2009 sobre Gestão Ambiental, Avaliação do Ciclo de Vida.

32.11 Referências Bibliográficas

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 117-06: Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials**. Farmington Hills: ACI, 2010. 71 p.
- _____. **ACI 201.1R-08: Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service**. Farmington Hills: ACI, 2010. 20 p.
- _____. **ACI 214: Recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete**. *Manual of Concrete Practice*. Farmington Hills, v.1, 2008.
- _____. **ACI 214-2R: Recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete**. *Manual of Concrete Practice*. v.1, Farmington Hills: ACI, 2008.
- _____. **ACI 214.4R-10: Guide for obtaining cores and interpreting compressive strength results**. Farmington Hills: ACI, June 2010.
- _____. **ACI 214-2R: Recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete**. *Manual of Concrete Practice*. v.1, Farmington Hills: ACI, 2008.
- _____. **ACI 228.2R-21 Part 2: Nondestructive Test Methods for evaluation of Concrete in Structures**. Farmington Hills: ACI, 2004.
- _____. **ACI 318M-08: Building Code Requirements for Structural Concrete**. Farmington Hills: ACI, 2008. 470 p.
- _____. **ACI 364-07: Guide for Evaluation of Concrete Structures before Rehabilitation**. Farmington Hills: ACI, 2010. 23 p.
- _____. **ACI 437R-03: Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings**. Farmington Hills: ACI, 2010. 28 p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. **C31: Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field**. West Conshohocken: ASTM, 2010.
- _____. **C900: Standard Test Method for Pullout Strength of Hardened Concrete**. West Conshohocken, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova**. Rio de Janeiro, ABNT, 2008
- _____. **NBR 5739: Concreto – Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.
- _____. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.
- _____. **NBR 7112: Execução de concreto dosado em central**. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.
- _____. **NBR 7584: Concreto endurecido. Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- _____. **NBR 7680: Concreto – Extração, preparo e ensaio de testemunhos de concreto**. Rio de Janeiro, ABNT, 2007.
- _____. **NBR 8802: Concreto Endurecido. Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.
- _____. **NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas. Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.
- _____. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais. Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Classificação**. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- _____. **NBR 12655: Concreto de Cimento Portland. Preparo, controle e recebimento. Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2006.
- _____. **ABNT NBR ISO 14040 a 14050: Gestão Ambiental. Avaliação do Ciclo de Vida**. Rio de Janeiro: ABNT, 2009.
- _____. **NBR 14931: Execução de Estruturas de Concreto. Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.
- _____. **ABNT NBR 15575-1: Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho Parte 1: Requisitos gerais**. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- _____. **ABNT NBR 15575-2: Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais**. Rio de Janeiro: ABNT, 2010.
- _____. **ABNT NBR NM 33: Amostragem de concreto fresco. Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1994.
- _____. **ABNT NBR NM 67: Concreto. Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Método de Ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1998.
- BARTLETT, F. M.; MACGREGOR, J. G. Equivalent Specified Concrete Strength from Core Test Data. *ACI, Concrete International*, v.17, n. 3, p.52-8, Mar. 1995.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTE. **BS 1881 204: Testing Concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters**. London: BSI, 1988.

- CAMPAGNOLO, J. L.; SILVA FILHO, L. C. P. Levantamento e Monitoramento da Fissuração em Elementos Estruturais. **Caderno LEME/03**. Coleção LEME. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre: UFRGS. 22p. 2003.
- _____. Ensaios de Avaliação de Estruturas Acabadas. **Caderno LEME/07**. Coleção LEME. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre: UFRGS. 39p. 2005.
- COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London: Thomas Telford, 1993.
- _____. **General Principles on Reliability for Structures**. Lausanne: CEB, Bulletin 191, 1988.
- _____. **CEB-FIP Model Code 90. Design Code**. Bulletin d'Information 213/214, Lausanne: CEB, May 1993.
- CREMONINI, R. A.. **Análise de Estruturas Acabadas: Contribuição para a Determinação da Relação entre as Resistências Potencial e Efetiva do Concreto**. São Paulo: USP, 1994. Tese (Doutorado em Engenharia), Departamento de Engenharia de Construção Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.
- EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION (CEN). **EUROCODE 2. EN 1992. Design of Concrete Structures. General Rules for Buildings**. Bruxelas: CEN, 2004.
- _____. **ENV 13670-1: Execution of Concrete Structures**. Bruxelas: CEN, 2000.
- _____. **EN 13791: Assessment of Concrete Compressive Strength in Structures or in Structural Elements**. Bruxelas: CEN, 1999.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (CEB-FIP). **Structural Concrete. updating CEB/FIP Code 90**. Lausanne, fib, bulletin 2, v.2, 1999.
- _____. **Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures**. State-of-art Report. Lausanne: fib, 2003. Bulletin 22, 304 p.
- _____. **Model Code for Service Life Design**. Lausanne: fib, bulletin 34, 2006.
- _____. **Textbook on Behavior, Design and Performance. Structural Concrete**. Lausanne, fib, bulletin 54, 2010.
- _____. **Model Code 2010. Draft Model Code. March 2010**. Lausanne: fib, bulletin 55, v.1
- FUSCO, P. B. A influência da variabilidade da resistência do cimento na variabilidade da resistência do concreto. In: Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto, 1979, São Paulo. **Anais...** São Paulo: IBRACON, 1979.
- HELENE, P. R. L. **Análise da Resistência do Concreto em Estruturas Existentes para fins de Avaliação da Segurança**. Disponível em: <http://www.concretophd.com.br >. Acesso em: maio, 2011. 44 p.
- _____. Avaliação da Resistência à Compressão de Estruturas Através de Testemunhos Cilíndricos de Concreto. In: Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados, 1980, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABNT, CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, 1980. 33 p.
- _____. **Controle de Qualidade do Concreto**. São Paulo: USP, 1981. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Departamento de Engenharia de Construção Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1981.
- _____. Concreto Endurecido. Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão. In: Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados, 1983, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABNT, CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, 1983. 28 p.
- _____. Resistência do Concreto sob Carga Mantida e a Idade de Estimativa da Resistência Característica. In: Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 3, dez. 1993, São Paulo. **Anais...** São Paulo: EPUSP, 1993, p. 271-282
- INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 2394:1998. General Principles on Reliability for Structures**. Genebra: ISO, 2010.
- _____. **ISO 13822: Bases for Design Structures. Assessment of Existing Structures**. Genebra: ISO, 2010. 44 p.
- _____. **ISO 22111: Bases for Design of Structures. General Requirements**. Genebra: ISO, 2007. 23 p.
- JOINT COMMITTEE CEB-CIB-FIP-RILEM. **Recommended Principles for the Control of Quality and the Judgement of Acceptability of Concrete**. Monografia n. 326. Madri: Instituto Eduardo Torroja, Abr. 1975. 105 p.
- JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY ICSS. **Probabilistic Assessment of Existing Structures**. Bagneux: RILEM, Jan. 2001.
- KLEIN, D. L.; SILVA FILHO, L. C. P. **Introdução à Patologia das Estruturas de Concreto**, Curso de Extensão ALCONPAT-SERGS. ALCONPAT Brasil, 78 p. 2009.
- LANIKOVÁ I. et al. An economical design of concrete structures using the fully probabilistic approach (in Czech), **Soudni inženýrství**, 2010, Vol. 21, No. 1, p. 48-55
- LINIERS, A. D. Análisis de la Influencia de algunas Variables en la Extracción y Ensayo a Compresión de Probetas Testigos de Hormigón. Madri, Instituto Eduardo Torroja. **Informes de la Construcción**, n. 266, p. 65-79, 1974.
- LORENZI, A. **Aplicação de redes neurais artificiais para estimativa da resistência do concreto a partir de leituras de pulso ultra-sônico**. Porto Alegre : UFGS, 2010. Tese (Doutorado em Engenharia). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS, Porto Alegre, 2010.
- MAYNARD, D. P.; DAVIS, S. G. The Strength of "in situ" Concrete. **The Structural Engineer**, London, v. 52, n. 10, p. 369-74, Oct. 1974.
- MCINTOSH, J. D. **Concrete and statistics**. London: CR Books, 1963.
- MEDEIROS, A.; PADARATZ, I. J.; PINTO, R. C. A. **Uso do Ultra-som na Estimativa da Profundidade de Fissuras Superficiais e Avaliação da Eficácia de Injeções em Elementos de Concreto**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 50 Salvador. São Paulo: IBRACON, 2008, CD-ROM.
- MESEGUER, A. G.. Control de la Calidad. In: Colloque Européen sur le Contrôle de la Qualité dans la Construction, 1, 1976, Madrid. **Comptendus...** European Organization for Quality Control EOQC, 1976. p. 361-3.
- PETERSONS, N. Recommendations for Estimation of Quality of Concrete in Finished Structures. Stockholm. **Materials et Constructions**, v. 4, n. 24, p. 379-97, 1971.

- RUIZ, J. C.. *La influencia de las variaciones resistentes de los materiales y de las variaciones dimensionales de las piezas de hormigón armado sobre su capacidad resistente*. Madrid, Instituto Eduardo Torroja, Monografía 324, 1975.
- RÜSCH, H. Researches toward a general flexural theory for structural concrete. **Journal of the American Concrete Institute**, Detroit, v. 57, p. 1-28, jul. 1960.
- SPARKES, F. N. The control of concrete quality: a review of the present position. In: Andrew, R. P. (Ed.). **Mix Design and Quality Control of Concrete**: proceedings of a symposium. London: CCA, 1954. p.211-27.
- UNE. **EHE-08: Instrucción del Hormigón Estructural**. Madrid: Ministerio de Fomento, Centro de Publicaciones, 2008. 704 p.
- VIEIRA FILHO, J. O. **Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto através de Testemunhos Extraídos: Contribuição à Estimativa do Coeficiente de Correção devido aos Efeitos do Broqueamento**. São Paulo: USP, 2007. Tese (Doutorado em Engenharia), Departamento de Engenharia de Construção Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.
- WALKER, S. Application of theory of probability to design of concrete for strength specifications. **Rock Products**, v. 47, n. 3, p. 70-4, mar. 1944.