



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO EM ESTRUTURAS EXISTENTES PARA FINS DE AVALIAÇÃO DA SEGURANÇA *texto provisório e em elaboração*

Paulo Helene. Diretor da PhD Engenharia. Conselheiro do Instituto Brasileiro do Concreto IBRACON. MSc, PhD, Prof. Titular, Universidade de São Paulo EP.USP. Member of fib(CEB-FIP) Model Code for Service Life Design. Presidente de la Asociación Latinoamericana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de las Construcciones ALCONPAT Internacional. paulo.helene@concretophd.com.br data:19.03.2011

Resumo

Trata-se de discutir a complexa problemática de medida e avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas ou existentes, ou seja, em estruturas ou componentes estruturais já moldados *in loco* ou pré-fabricados, em obras em construção ou construídas há anos, para fins de verificação da segurança dessa estrutura. Inicia-se por uma sintética revisão dos conceitos de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto incluindo o significado dos coeficientes de minoração da resistência dos materiais. A seguir é feita uma síntese da revisão bibliográfica dos procedimentos recomendados por normas internacionais consagradas e respeitadas no Brasil. Na seqüência, a partir de resultados experimentais obtidos em teses de doutoramento discute-se a ordem de grandeza da influência de certas variáveis aleatórias principais. A seguir trata-se da representatividade da amostragem e cuidados com a extração dos testemunhos cilíndricos. A questão do crescimento da resistência com a idade e do decréscimo dessa resistência com a carga de longa duração (efeito Rüsçh) também são abordados para encerrar propondo um procedimento adequado de obtenção do f_{ck} para fins de revisão da segurança do projeto estrutural. Demonstra-se a importância de separar o problema em duas análises: uma relativa à tecnologia do concreto e outra relativa à segurança (cálculo) da estrutura.

Palavras chave: resistência do concreto; testemunhos; concreto endurecido; interpretação de resistência de testemunhos; ensaios

Keywords: compressive strength; core; hardened concrete; interpreting cores result

Sumário

1. **INTRODUÇÃO**
2. **NORMATIZAÇÃO ESTRANGEIRA e INTERNACIONAL**
3. **CONTROLE da RESISTÊNCIA do CONCRETO**
4. **EXTRAÇÃO de TESTEMUNHOS**
5. **NORMATIZAÇÃO de SEGURANÇA**
6. **CONCEITOS e DEFINIÇÕES**
7. **TECNOLOGIA do CONCRETO**
8. **SEGURANÇA ESTRUTURAL**
9. **CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Referências bibliográficas



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

1. INTRODUÇÃO

Este documento trata da complexa questão de análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas ou existentes.

Complexa porque envolve, indiretamente, a questão da segurança e durabilidade das estruturas de concreto que dependem, entre outros fatores, da resistência à compressão do concreto. Complexa porque envolve em sua análise a participação de diferentes profissionais, tecnólogos, calculistas, ensaios de laboratório e de campo, ou seja, equipes multidisciplinares.

A avaliação da resistência do concreto em estruturas existentes pode ser necessária por diversas razões que determinam diferentes escopos de trabalho, conforme apresentado na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 Algumas razões, escopos e ações diferenciadas de análise de resistência à compressão do concreto através de testemunhos extraídos da estrutura.

razões	escopo	ações
o controle de recebimento, em obra nova, indicou que $f_{ck,est} < f_{ck}$	encontrar qual o novo f_{ck} para re-projeto (verificação) da segurança estrutural	trata-se de transformar o resultado da resistência do concreto medida através de testemunhos num valor equivalente ao da resistência característica do concreto à compressão que seria utilizada num projeto de estrutura nova, a fim de viabilizar o emprego do mesmo método de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto, utilizado em estruturas novas
concreto parece estranho ou aparentemente não conforme com o pedido / especificado	analisar o concreto para comparar com o pedido / especificado	trata-se de pesquisar se a composição, traço, resistência e outras características e 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 características e propriedades do concreto determinantes da sua resistência à deterioração frente àquele meio agressivo	trata-se de uma 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 especificadas no Manual de Operação, Uso e Manutenção dessa estrutura, 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	trata-se de uma análise com uso expressivo de ensaios não destrutivos ou semi-destrutivos, recursos de topografia, nível e prumo laser, excentricidade de pilares, dimensões geométricas, e extração de testemunhos em regiões complementares com vistas à aferição da qualidade das concretagens e precisão da execução frente às tolerâncias ¹ de norma
perícia	inspeção e diagnóstico para esclarecer um problema patológico	trata-se de utilizar técnicas consagradas e sofisticadas de inspeção e ensaios de campo ² e de laboratório, eventual prova-de-carga, extração de testemunhos, com vistas à elaboração de um diagnóstico e prognóstico para esclarecer um colapso parcial ou total, um problema patológico grave, uma flecha exagerada, uma fissuração exagerada, etc.
mudança de uso, retrofit	avaliar o estado atual da estrutura	trata-se de uma análise tipo "as built" ³ 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.

Este documento pretende discutir apenas o primeiro aspecto, ou seja, o controle de recebimento, em obra nova, indicou que $f_{ck,est} < f_{ck}$ e portanto é necessário encontrar qual o novo f_{ck} para revisão de projeto sob o ponto de vista da verificação da segurança estrutural.

¹ ACI 117-06. *Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials*. American Concrete Institute, 2010. 71p.

² ACI 201.1R-08. *Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service*. American Concrete Institute, 2010. 20p.

³ ACI 364-07. *Guide for Evaluation of Concrete Structures Before Rehabilitation*. American Concrete Institute, 2010. 23p.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Em última instância trata-se de transformar o resultado da resistência do concreto medida através de testemunhos num valor equivalente ao da resistência característica do concreto à compressão que seria utilizada num projeto de estrutura nova, a fim de viabilizar o emprego do mesmo método⁴ de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto, utilizado e válido para estruturas novas.

Segundo o *fib(CEB-FIP) Model Code 2010. Draft Model Code. Bulletin 55. v.1*, considerado o mais recente e atualizado documento na área, há pelo menos 5 formas de verificação dos estados limites (ELS/SLS e ELU/ULS) num projeto de estruturas de concreto, ou seja, 5 diferentes formas de introduzir a segurança e a vida útil no projeto estrutural⁵:

1. Método probabilista completo de introdução da segurança (*confiabilidade*⁶);
2. Método dos coeficientes parciais de segurança (*semi-probabilista*⁷);
3. Método das tensões admissíveis ou da resistência global;
4. Método "por atributos" ou exigências prescritivas;
5. Método indireto de proteção da estrutura.

O método semi-probabilista mais comumente empregado no Brasil e outros países adota coeficientes parciais de segurança (majoração das ações por um lado e de minoração da resistência dos materiais por outro).

Portanto, em todas as considerações, a resistência efetiva do concreto à compressão, à tração, à torção e ao cisalhamento, na estrutura acabada tem implicação direta com a estabilidade, segurança e durabilidade dessa estrutura.

Analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova, utilizando os vários programas ou *softs* pré-programados disponíveis no mercado.

Requer inspeção e vistoria criteriosa, pois no coeficiente de minoração da resistência do concreto entra o prumo, a excentricidade, os ninhos de concretagem, as diferenças de adensamento, de cura, as características geométricas e outras.

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.

Neste texto procura-se discutir o tema em profundidade e é preciso esclarecer que:

- ✓ A segurança está baseada no fato do concreto poder apresentar até 5% do volume total entregue com resistência característica do concreto à compressão, abaixo do f_{ck} especificado no projeto estrutural⁸. Portanto essa produção de concreto com até 5% de "defeituosos" estaria conforme. Resta saber onde estão e de quanto a menos de f_{ck} ;

⁴ Mesmas funções matemáticas de verificação da segurança

⁵ Eurocode 0. *Basis for Design Structures*. 2002

⁶ ISO 2394:1998. *General Principles on Reliability for Structures*. International Organization for Standardization. 2010.

⁷ ISO 22111:2007. *Bases for Design of Structures. General Requirements*. International Organization for Standardization. 2007. 23 p.

⁸ 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 Brasil usa-se a notação f_{ck} porém ambos têm conceitos equivalentes mas notação própria.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

- ✓ Sabendo onde está esse concreto conforme porém com $f_{ck,est}$ abaixo do f_{ck} , é possível analisar caso a caso para ver se passa ou não do ponto de vista da capacidade resistente da estrutura (verificação da segurança), melhor dito, da 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 neste caso vale o mesmo raciocínio de segurança. Caso a caso estudando os micro-climas, por exemplo, se é um edifício e esse problema ocorreu nos pilares internos, não há o que preocupar-se. Se ocorreu nos pilares da garagem, pode ser um problema e poderá exigir uma proteção superficial extra;
- ✓ Caso a quantidade de lotes 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 de Concreto e se for o caso substituí-la. Também neste caso não haverá dúvidas da responsabilidade pelas despesas decorrentes;
- ✓ No caso de produção conforme, se por azar (lei de "Murphy")⁹ 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 dentro¹⁰ das "regras do jogo";
- ✓ Concluindo: uma questão é produção conforme. Outra é segurança e vida útil. Sempre que houver controle efetivo e rigoroso e for detectado lote com $f_{ck,est}$ um pouco abaixo de f_{ck} , deveria haver análise estrutural e, se necessário, extração, inspeção, ensaio de testemunhos, etc. Se for muito abaixo significa uma produção de concreto fora de controle e requer imediatas providências que também incluem análise estrutural, eventual demolições, restrições de uso, e outras mais.

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

Imagine-se que um profissional seja contratado para revisar um projeto de um colega que utilizou um determinado *software*, ou método de cálculo com muitos recursos de flexibilização das ligações, transferência de esforços das barras das lajes para o pórtico espacial no modelo integrado, utiliza método dos elementos finitos, ou ainda tenha empregado o método probabilista completo que corresponderia ao melhor caminho para otimizar o projeto de uma estrutura de concreto, apesar de muito mais complexo¹¹.

Considere-se, então, que o tal profissional encarregado da revisão de projeto, terá que fazer uma análise desse projeto dessa estrutura do mesmo edifício, utilizando outros recursos de software e

⁹ Murphy's law which states: "If anything can go wrong, it will". According to the book *A History of Murphy's Law* by author Nick T. Spark, differing recollections years later by various participants make it impossible to pinpoint who first coined the saying *Murphy's law*. The law's name supposedly stems from the eponymous Edward Murphy. The phrase was coined in adverse reaction to something Murphy said when his devices failed to perform, around the 1950s.

¹⁰ 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 $f_{ck,est} \leq 50\% \text{ de } f_{ck}$, 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.

¹¹ Laniková, I.; Stepánek, Petr et al. **Fully Probabilistic Design. The Way for Optimizing of Concrete Structures.** In: *Proceedings of Conference 14. Betonárské dny 2007. CBS Servis, 2007, s. 421-426, (in Czech). Análise feita para ELS (SLS) e ELU (ULS).*



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

de cálculo. Após semanas de análises, começa a comparar os resultados. Cabe questionar-se se esses "novos" resultados de verificação da segurança terão diferenças menores que os citados 5% em relação ao projeto do primeiro calculista contratado? Será que essas diferenças implicarão a necessidade de reforço estrutural? Será que eventuais pequenas discrepâncias justificam uma tolerância zero em relação ao projeto original?

Isso tudo ainda sem entrar no mérito das diferenças resultantes dos métodos de análise de 2ª ordem, simplificações de modelagem e dos valores dos coeficientes de ponderação das ações adotados. Considere-se ainda que pode haver pilares onde predomine a carga centrada e outros com expressiva ação de momentos fletores nos quais as conseqüências de uma resistência do concreto inferior ao f_{ck} podem ser bem diferentes¹².

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%, sendo muito mais importante as variações geométricas, espessuras das lajes, resistência e posição da armadura, que uma eventual redução da resistência do concreto em 10%¹³.

Alguns engenheiros de projeto, de obra ou mesmo de tecnologia do concreto, crêem que a engenharia civil de estruturas é uma disciplina exata, na qual seria possível, por uma simples decisão, exigir tolerância zero. Tolerância zero em projeto estrutural é o mesmo que tolerância zero em produção de concreto, ou seja, uma ilusão conceitualmente incorreta, impossível de ser colocada em prática.

Sabe-se que nos modelos de cálculo ou de introdução da segurança no projeto das estruturas, os materiais, os equipamentos e a mão-de-obra, assim como os controles são passíveis de erros, de simplificações e de diferentes interpretações. Trata-se de conciliar diferentes intervenientes separados e independentes, pois cada um cuida de uma parte da estrutura: um é calculista, outro é construtor, outro é produtor de materiais, outro controla a estrutura, outro gerencia o empreendimento, porém todos interferem na segurança global da estrutura.

Um certo conjunto de profissionais responsáveis por uma estrutura e independentes entre si, devem conciliar muitas variáveis aleatórias, que outro conjunto de profissionais o fariam de forma um pouco diferente apesar de se tratar da mesma estrutura. O resultado final também seria um pouco diferente e é por isso que cada estrutura acabada é única e deve ser analisada como tal¹⁴.

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.

Concluindo esta introdução:

Bom senso e conhecimento são fundamentais numa análise de obra acabada ou existente, dado a sua complexidade e multidisciplinaridade.

¹² Observe-se que neste trabalho de discussão técnica não está sendo considerada a questão comercial, ou seja, é possível em certas circunstâncias aceitar um concreto com resistência à compressão de 0,9 do f_{ck} sem necessidade de reforço. Por outro lado, comercialmente, o produtor desse concreto pode ser penalizado pois o pedido / contrato de fornecimento foi de f_{ck} e não de 0,9* f_{ck}

¹³ Jose Calavera Ruiz. 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.

¹⁴ Joint Committee on Structural Safety. JCSS. PMC:2000. Probabilistic Model Code. 2000. ISBN 978 3 909386 79 6



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

A detecção de um concreto com resistência abaixo do f_{ck} é fundamental, assim como sua análise e sua correção, porém obter uma pequena porção¹⁵ de concreto com resistência abaixo do f_{ck} nem sempre significa estar “fazendo algo errado”.

As normas brasileiras sobre esse tema, *NBR 8681 Ações e Segurança nas Estruturas. Procedimento*; *NBR 6118 Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento*, *NBR 7680 Concreto. Extração, preparação, e ensaios de testemunhos de concreto. Procedimento*, *NBR 8953:2009. Concreto para fins estruturais. Classificação por grupos de resistência. Classificação*, e *NBR 12655 Concreto de Cimento Portland. Preparo, controle e recebimento. Procedimento*, são adequadas e se aplicam a essa análise, mas parecem ainda não tratar do tema com a profundidade e a extensão que a complexidade do problema exige, o que tem gerado posições controversas no meio técnico brasileiro.

Portanto, para iniciar a discussão, parece fundamental registrar o que certas normas estrangeiras, internacionais e consagradas prescrevem quando tratam desse tema, pois várias delas o tratam com profundidade e clareza, conforme apresentado no capítulo 2 deste documento.

¹⁵ A maioria das vezes é apenas o concreto de um caminhão betoneira com 8m³ a 12m³. Parece ser um problema de grandes dimensões porque com esse volume é possível concretar cerca de 8 a 12 pilares de um mesmo edifício convencional.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

2. NORMATIZAÇÃO ESTRANGEIRA e INTERNACIONAL

2.1 fib(CEB-FIP) Model Code 2010¹⁶. Draft Model Code. March 2010. Bulletin 55. v.1

PAGE 41 → reliability target index (β) recommended and suggested

limit state	safety formats	reference period	new structures	existing structures	observações
serviceability	probabilistic safety format	50years	$\beta = 1,5$	<i>nil</i>	<i>mantem o mesmo critério de verificação da segurança</i>
	partial safety factor format	residual service life		$\beta = 1,5$	
ultimate	probabilistic safety format	50years	$3,1 \leq \beta \leq 4,3$	$3,1 \leq \beta \leq 3,8$	<i>permite reduzir a confiabilidade na verificação da segurança</i>
	partial safety factor format	50years	$\beta = 3,8$	$3,1 \leq \beta \leq 3,8$	

interesting clauses

PAGE	Model Code	Model Code comments	observações
79	when assessing existing structures, reconsiderations of the design values of the basic variables may be required. guidance is given in subclauses 4.5.1.4.1 representation of actions to 4.5.1.4.4 representation of geometrical quantities	<i>nil</i>	<i>no caso de estruturas existentes recomenda levar em conta as ações efetivas, principalmente peso próprio e as dimensões geométricas, posição de armadura, etc.</i>
93	Table 4.5.7 → f_{cd} $\gamma_c = 1,5$ (persistent/transient) $\gamma_c = 1,2$ (accidental)	<i>...they might be reduced by 0,1 if the tolerances are reduced by 50%...mainly when analyzing existing structures...</i>	<i>recomenda reduzir o γ_c de 0,1</i>
103	safety factor for model uncertainty γ_{Rd}	$\gamma_{Rd} = 1,0$... is the case of assessment of an existing structure...	<i>recomenda não majorar o coeficiente global</i>

PAGE 111 → Table 5.1.3 Concrete Classification

class	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70	C80	C90	C100	C110	C120
f_{ck}	12	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
$f_{ck,cube}$	15	25	37	50	60	75	85	95	105	115	130	140

obs.: considera concretos de $f_{ck}=120\text{MPa}$ enquanto a NBR 6118 limita em $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ e adota f_{ck} numa escala de 10MPa enquanto a NBR 8953 adota escala de 5MPa até 50MPa.

¹⁶ Fala muito pouco pois remete a outro documento que trata melhor desse tema: fib(CEB-FIP) Bulletin 22 Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures. State-of-art Report. 304p. 2003.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

2.2 fib(CEB-FIP) bulletin n.2. v.2. July 1999. Structural Concrete. updating CEB/FIP Model Code 90

PAGE 59, item 6.3: Partial safety factors γ_c for concrete

...In the concept of Eurocodes a partial safety factor for concrete γ_c is defined as a value of 1,5. This safety factor consists of two parts:

First: is the factor $\gamma_M = 1,30$, which considers unfavorable deviation of concrete strength from its characteristic value f_{ck} , model uncertainties, variation of geometrical properties, and the safety level. It is calculated by ... and the part of γ_M which represent the variability of materials properties is $\gamma_{M1} = 1,23...$

...and the remaining part represents the variation of geometrical properties and model uncertainties $\gamma_{M2} = 1,05...$

Second: is a conversion factor $\gamma_{conv} = 1,15$, which takes into account the decrease of in-place strength versus the characteristic strength f_{ck} . In the research literature the inverse value of 0,85 often is used... based on the German and Canadian data the 5% fractile of this ratio, $f_{ck,ext}/f_{ck}$ was found as a value of 0,90 for columns and walls and as a value of 0,83 for slabs and beams...

(portanto do ponto de vista da tecnologia do concreto $f_c = 1,11$ a $1,20 * f_{c,ext}$ e do ponto de vista da segurança estrutural, o γ_c de 1,5 passa a ser de 1,30, o que no Brasil corresponderia a reduzir de 1,4 a 1,21)

2.3 fib(CEB-FIP) Bulletin 22. Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures. State-of-art Report. 304p. 2003

Estou à cata desta norma...

2.4 fib(CEB-FIP) bulletin n.54. v.4. October 2010. Manual, Textbook on Behavior, Design and Performance. Structural Concrete

PAGE 165 → 8.3.2 Control Methods of Variations in Material Properties

"...in many cases, the damage caused by drilling will influence the performance of structures...like columns where the cross section would be severely reduced by the extraction of a core..."

2.5 ISO 13822:2010. Bases for Design Structures. Assessment of Existing Structures. International Organization for Standardization. 2010. 44 p.

Item 6.5 Conversion factors

"...conversion factors reflecting the influence of shape and size effect of specimens, temperature, moisture, duration-of-load effects, ... shall be taken into account..."

Annex F → Target Reliability Level

"...the values given in Table F.1 are intended as illustrations for assessment of existing structures..."

Table F.1 Illustration of target reliability level

limit states	target reliability index β	reference period
--------------	----------------------------------	------------------



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

<i>SLS</i>		
<i>reversible</i>	0,0	<i>remaining working life</i>
<i>irreversible</i>	1,5	<i>remaining working life</i>
<i>Fatigue</i>		
<i>inspectable</i>	2,3	<i>remaining working life</i>
<i>not inspectable</i>	3,1	<i>remaining working life</i>
<i>ULS</i>		
<i>very low consequences</i>	2,3	50years, at least
<i>low consequences</i>	3,1	50years, at least
<i>medium consequences</i>	3,8	50years, at least
<i>high consequences</i>	4,3	50years, at least

2.6 EUROCODE II. EN 1992. Dec. 2004. Design of Concrete Structures. General Rules for Buildings. Annex A → Modification of Partial Factors for Materials based on → EN 13791 Assessment of Concrete Compressive Strength in Structures or in Structural Elements.

2.4.2.4 Partial factors for materials

1. Partial factors for materials for ultimate limit states, γ_c and γ_s should be used.
Note: The recommended values for ‘persistent & transient’ and ‘accidental, design situations are given in Table 2.1N.
 These are not valid for fire design for which reference should be made to EN 1992-1-2.

Table 2.1N: Partial factors for materials for ultimate limit states

design situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel
persistent & transient	1,50	1,15
accidental	1,20	1,00

2. The values for partial factors for materials for serviceability limit state verification should be taken as those given in the particular clauses of this Eurocode. **Note:** The recommended value for situations not covered by particular clauses of this Eurocode is **1,00**.
3. Lower values of γ_c and γ_s may be used if justified by measures reducing the uncertainty in the calculated resistance. **Note:** Information is given in Informative Annex A.

Annex A → Modification of Partial Factors for Materials

A.2 In situ concrete structures

A.2.1 Reduction based on quality control and reduced deviations

(1) If execution is subjected to a quality control system, which ensures that unfavorable deviations of cross-section dimensions are within the reduced deviations given in Table A.1, the partial safety factor for reinforcement may be reduced to $\gamma_{s,red1} = 1,1$.

(2) Under the condition given in A.2.1 (1), and if the coefficient of variation of the concrete strength is shown not to exceed 10 %, the partial safety factor for concrete may be reduced to $\gamma_{c,red1} = 1,4$.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

A.2.2 Reduction based on using reduced or measured geometrical data in design

(1) If the calculation of design resistance is based on critical geometrical data, including effective depth, which are either: a. reduced by deviations, or, b. measured in the finished structure, the partial safety factors may be reduced to $\gamma_{s,red2} = 1,05$ and $\gamma_{c,red2} = 1,45$.

(2) Under the conditions given in A.2.2 (1) and provided that the coefficient of variation of the concrete strength is shown not to exceed 10%, the partial factor for concrete may be reduced to $\gamma_{c,red3} = 1,35$.

A.2.3 Reduction based on assessment of concrete strength in finished structure

(1) For concrete strength values based on testing in a finished structure or element, see EN 137911, EN 206-1 and relevant product standards, γ_c may be reduced by the conversion factor $\eta = 0,85$.

resumindo:

1. *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)
2. *a partir de testemunhos extraídos revisar adotando:*
 $f_{c,j} = 1.18 \cdot f_{c,ext,j}$

2.6 EHE-08 Instrucción del Hormigón Estructural. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2008. 704p.

“...puede tenerse en cuenta que, por diferencia de compactación y otros efectos, las probetas testigo presentan una resistencia algo inferior a la de las probetas moldeadas a igualdad de otros factores (condiciones de curado, edad, etc.)...”

...por mayor conocimiento del hormigón en la estructura también se permite disminuir el coeficiente de minoración del hormigón...

Artículo 86.8, pág. 416:...el proceso de extracción de probetas testigo mediante trépano provoca generalmente un cierto nivel de daño en el hormigón que se pretende evaluar, mediante la aparición de microfisuras que pueden tener su incidencia en los resultados obtenidos al proceder a su rotura a compresión. Por ello, se recomienda valorar la aplicación de factores de corrección de los resultados que permitan tener en cuenta tales efectos. A falta de datos específicos para cada caso, es habitual considerar que, para hormigones normales, el referido efecto provoca una disminución de un diez por ciento en la resistencia...”

2.7 ACI 214.4R-10 Guide for Obtaining Cores and Interpreting Compressive Strength Results. 2010. 17p.

Chapter 8. Investigation of Low-Strength Test Results in New Construction Using ACI 318

average of $3f_{cores} \geq 0,85 \cdot f'_c$ (corresponde a $f'_c = 1,18 \cdot f_{core,av}$)

all three $f_{core} \geq 0,75 \cdot f'_c$ (corresponde a $f'_c = 1,33 \cdot f_{core,min}$)

Chapter 9. Item 9.1 → Conversion of core strengths to equivalent in-place strength

$$f_c = F_{l/d} \cdot F_{dia} \cdot F_{mc} \cdot F_d \cdot f_{core}$$

$F_{l/d} \rightarrow$ depende de l/d ($l/d = 2 \rightarrow 1$ e $l/d = 1 \rightarrow 0,87$)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

$F_{dia} \rightarrow$ depende do diâmetro ($\phi=150mm \rightarrow 0,98$; $\phi=100mm \rightarrow 1,00$; $\phi=50mm \rightarrow 1,06$)

$F_{mc} \rightarrow$ depende do sazonalamento (padrão = 1,00; submerso2d = 1,09; seco7d = 0,98)

$F_d \rightarrow$ correção efeito deletério do broqueamento = 1,06

observar que para um testemunho de diâmetro 5cm, com $h/d=2$ e rompido submerso / saturado, $f_c = 1*1,06*1,09*1,06*f_{core} \rightarrow f_c = 1,225*f_{core}$

2.8 ACI 437R-03 Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings. 2010. 28p.

Chapter 2: Preliminary Investigation

Chapter 3: Methods for Material Evaluation

Chapter 4: Assessment of Load Conditions and Selection of Evaluation Method

Chapter 5: Evaluation

References

Cyclic Load Test Method

Reports from Others Organization

"...where cores are taken to determine strength, the number of cores shall be based on the expected uniformity of the concrete and the desired confidence level in the average strength..."

section 3.1.1, item 3.1.1.1 Core Sampling: ...the strength value shall be taken as the average of the cores"

section 3.1.3, item 3.1.3.1 Testing Cores: ...depending on age and strength level, compressive strength values obtained from core tests can either be lower or higher than those obtained from standard cylinders molded during construction. For mature concrete the core strength varies from 100% of the cylinder strength for 20MPa concrete to 70% for 60MPa concrete... (corresponde a $f'_c = 1,42*f_{core}$)

...core compression strengths may be expected to be lower for cores removed from the upper parts of slabs, beams, footings, walls and columns than for lower parts of that members...

section 5.1.4 – Acceptance Criteria: ...uncertainty about the structure is clearly reduced where fieldwork has established the actual material strengths for steel and concrete... this supporting work can serve as justification for using a different strength-reduction factor Φ . Suggested values of Φ are reported in section 20.2.5 of ACI 318..."

2.9 ACI 318M-08 Building Code Requirements for Structural Concrete. 2008. 470p.

Chapter 5. Concrete Quality, Mixing, and Placing

Item 5.6.5 Investigation of low-strength test results:

5.6.5.4 ...concrete in an area represented by core tests shall be considered structurally adequate if the average of three cores is equal to at least 85 percent of f'_c and if no single core is less than 75 percent of f'_c ... (corresponde a $f'_c = 1,18*f_{core,av}$ ou $f'_c = 1,33*f_{core,min}$)

5.6.5 comments \rightarrow ...core tests having an average of 85 percent of the specified strength are realistic. To expect core tests to be equal to f'_c is not realistic, since differences in the size of specimens, conditions, of obtaining samples, and procedures for curing, do not permit equal values to be obtained...



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

5.6.5.5 ...if criteria of 5.6.5.4 are not met and if the structural adequacy remains in doubt...strength evaluation accordance with chapter 20...

Chapter 20. Strength Evaluation of Existing Structures

20.2.3 ...for strength evaluation of an existing structure, cylinder or core test data shall be used to estimated an equivalent f'_c . The method for obtaining and testing cores shall be in accordance with ASTM C42M...

20.2.5 ...it shall be permitted to increase the strength reduction factor ϕ but ϕ shall be according with Table 20.2.5.1

Table 20.2.5.1 Factor ϕ to reduce the concrete strength.

sections	item 9.3.2	item 20.2.5	aumento
tension controlled sections as defined in 10.3.4.....	0,90	1,00	1,11
compression controlled sections as defined in 10.3.3:			
members with spiral reinforcement (10.9.3).....	0,75	0,90	1,20
other reinforced members.....	0,65	0,80	1,23
shear and/or torsion.....	0,75	0,80	1,06
bearing on concrete.....	0,65	0,80	1,23

Obs.:

1. Um simples cálculo demonstra que esse aumento no coeficiente de redução da resistência do concreto, de 6% a 23% significa reduzir, para fins de comparação, o coeficiente de minoração adotado no Brasil, γ_c de 1,4 para γ_c de 1,14 a 1,31. Em compressão cintada passaria de $\gamma_c = 1,4$ para $\gamma_c = 1,17$. Observe-se que a NBR 6118 permite reduzir de apenas $\gamma_c = 1,4$ para $\gamma_c = 1,27$;
2. Observar que se trata de uma redução dupla: primeiro achar o f'_c equivalente no qual $f'_c = 1,18 * f_{core,av}$ ou $f'_c = 1,33 * f_{core,min}$ e, posteriormente se não aprovar, reduzir o coeficiente de minoração γ_c para até 1,14

Concluindo este 2º Capítulo de revisão da Normatização Internacional e Estrangeira fica claro que a maioria das normas divide o problema em duas partes bem distintas:

1. Uma primeira relativa a ensaio, ou seja, passar de $f_{c,ext}$ a f'_c equivalente, para a qual algumas normas chegam até a recomendar explicitamente um especialista em tecnologia de concreto. Corresponde à inspeção da estrutura, pacometria, esclerometria e ultrassom, amostragem, extração, prumo, excentricidade, medidas geométricas "as built" de campo, transporte dos testemunhos, preparação dos topos, sazonalidade, ensaio de ruptura e correção do resultado para obter $f'_c = \lambda * f_{c,ext}$
2. Uma segunda relativa à verificação da segurança, ou cálculo da segurança estrutural na qual é alterado o coeficiente de minoração da resistência do concreto, ou o coeficiente global de segurança, ou o coeficiente β de confiabilidade, segundo seja o método de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto preferido pelo projetista. Em todos os casos é recomendado aceitar coeficientes γ_M de minoração da resistência dos materiais ou β de confiabilidade, inferiores aos utilizados normalmente no projeto (verificação) da segurança em estruturas novas.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

3. CONTROLE da RESISTÊNCIA do CONCRETO

O documento técnico nacional que melhor se aplica à análise deste caso, é a norma técnica brasileira “NB 1. Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento” publicado pela ABNT e reconhecido pelo INMETRO, como NBR 6118:2007.

Outros documentos normativos nacionais e internacionais também se aplicam, considerados como subordinados ou complementares à NBR 6118:2007.

Também a NBR 14931:2004 *Execução de Estruturas de Concreto. Procedimento*, estabelece no Item 5.3.1 *Requisitos da qualidade do Concreto*, que cabe ao Proprietário/Construtor:

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

Observando ainda o item 4.4 da NBR 12655:2006 *Responsável pelo recebimento do concreto*, lê-se:

“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”

Todo concreto entregue em obra deve ser submetido ao controle de recebimento da consistência¹⁷ e da resistência do concreto endurecido de acordo com o procedimento especificado na NBR 12655:2006. *Concreto. Preparo, controle e recebimento. Procedimento*, sendo sempre recomendável proceder ao controle total (100%) com correspondente mapeamento dos locais que receberam cada concreto de um mesmo caminhão betoneira (conceito de rastreabilidade).

Esse controle, deve ser realizado pelo Proprietário/Construtor ou seu representante legal, através dos ensaios de consistência do concreto fresco¹⁸ e retirada de amostras¹⁹ em conformidade com o método de moldagem NBR 5738:2003. *Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto*, e devem ser sazoados, ensaiados e rompidos a 28 dias, segundo a NBR 5739:2007. *Concreto. Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*, preferencialmente, ensaiados em laboratórios credenciados e pertencentes à RBLE²⁰.

¹⁷ 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 ensaios de consistência do concreto fresco. Estando dentro dos limites 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 NBR 12655 de resistência do exemplar, por norma, deve ser realizada com retirada de uma porção pertencente ao volume do terço médio do balão. Este pesquisador recomenda retirar do último terço. Do ponto de vista físico ou de engenharia de concreto, tanto faz. Do ponto de vista matemático o terço central é mais representativo, mas do ponto de vista do risco de erro humano, retirar do terço final significa impedir até esse final que seja lançada água em excesso no balão, ou seja, reduz psicologicamente o risco de haver distorção significativa no traço e qualidade do concreto em um volume grande.

¹⁸ NBRNM 067:1998 *Concreto. Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Método de Ensaio*.

¹⁹ ABNT NBRNM 33 *Amostragem de concreto fresco. Método de ensaio*.

²⁰ a RBLE Rede Brasileira de Laboratórios de Ensaios é um conjunto de laboratórios credenciados pelo INMETRO segundo os requisitos da norma NBR ISO/IEC 17025 e congrega competências técnicas e capacitações vinculadas a indústrias, universidades e institutos tecnológicos, habilitados



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Diversos documentos históricos e consagrados tais como *ACI214*²¹, *ACI214.4R-10*²², *McIntosh*²³, *Walker*²⁴, *Sparkes*²⁵, *CEB*²⁶, *Helene*²⁷, *Joint Committee CEB-CIB-FIP-RILEM*²⁸ consideram, no entanto, 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:

"...sempre haverá o risco de aceitar um concreto não conforme ou de rejeitar um concreto conforme...", chamam atenção os pesquisadores *Meseguer*²⁹ e *Fusco*³⁰.

Em tecnologia do concreto, o concreto dentro de um balão de um único caminhão betoneira é considerado homogêneo e tem uma única resistência conforme estabelecido pela *NBR 12655:2006* na sua definição de "exemplar", que coincide com a visão de todas as demais normas internacionais. Não é possível imaginar que resultados de corpos-de-prova de uma mesma amassada, um mesmo volume restrito de concreto de mesmos materiais, misturados juntos e dentro de um único caminhão betoneira possam ter resistências diferentes³¹.

Variabilidade exagerada somente seria possível devido a outras causas relacionadas à operação inadequada, por exemplo com tempo de mistura errado, 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 (balão) adequado e bem mantido.

Também, cabe ressaltar que, uma vez misturado numa betoneira ou no balão do caminhão-betoneira, o concreto resultante terá uma única resistência e esta é a sua resistência potencial *na boca da bica da betoneira*, assumida como resistência homogênea e única daquela unidade de produto, desprezando-se a pequena variabilidade intrínseca que possa estar ocorrendo.

No caso de testemunho extraído, qualquer acontecimento posterior, como transporte inadequado, mau adensamento, bicheiras, falta de cura, solicitações precoces, esmagamento por ruptura dos pilares, procedimento incorreto de extração ou de ensaio, somente vai reduzir essa resistência

para a realização de serviços de ensaios. O credenciamento estabelece um mecanismo para evidenciar que os laboratórios se utilizam de um sistema da qualidade, que possuem competência técnica para realizar serviços de ensaios e assegurar a capacidade em obter resultados de acordo com métodos e técnicas reconhecidos nacional e internacionalmente. Os laboratórios da RBLE são utilizados para a realização de ensaios e testes de funcionamento e desempenho em produtos que possuem certificação compulsória ou voluntária. A rastreabilidade das medições é garantida através das calibrações dos padrões nos laboratórios da RBC Rede Brasileira de Calibração ou diretamente nos laboratórios do INMETRO.

²¹ American Concrete Institute. *ACI 214 Recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete*. Manual of Concrete Practice. Detroit, v.1, 2008

²² American Concrete Institute. *ACI 214.4R-10 Guide for obtaining cores and interpreting compressive strength results*. ACI, June 2010.

²³ J. D. McIntosh. *Concrete and statistics*. London, CR Books, 1963

²⁴ Stanton Walker. *Application of theory of probability to design of concrete for strength specifications*. Rock Products, v. 47, n.3, p. 70-4, mar. 1944

²⁵ F. N. Sparkes. *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

²⁶ Comité Euro-International du Béton. *CEB-FIP Model Code 1990. Design Code*. London, Thomas Telford, 1993

²⁷ Paulo Helene. *Controle de Qualidade do Concreto*. São Paulo, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 1981. 150p. (*Dissertação de Mestrado*)

²⁸ Joint Committee CEB-CIB-FIP-RILEM. *Recommended Principles for the Control of Quality and the Judgement of Acceptability of Concrete*. Madri, Instituto Eduardo Torroja, Monografia n.326, Abril 1975. 105p. Presidente H. Rüsçh. Relator Alvaro Meseguer.

²⁹ Alvaro García Meseguer. *Control de la Calidad*. In: *Colloque Européen sur le Contrôle de la Qualité dans la Construction, primer*. Madrid, 1976. Comptendus, European Organizacion for Quality Control EOQC, 1976, p. 361-3

³⁰ Pérciles Brasiliense Fusco. *A influência da variabilidade da resistência do cimento na variabilidade da resistência do concreto*. In: *Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto*. São Paulo, 1979, Anais. IBRACON

³¹ A ex-norma *NBR 11562:1990. Fabricação e Transporte de Concreto para Estruturas de Centrais Nucleoelétricas (baseada num antiga recomendação do Bureau of Reclamation, USA)*, já considerada obsoleta pela ABNT, e portanto descartada, estabelece que nenhum resultado de resistência à compressão dentro de um mesmo caminhão betoneira (mesma betonada) poderia diferir $\pm 7,5\% \bullet f_{cm}$ (resistência média dessa betonada). Admitindo que $(f_{cm} \pm 3s_c)$ tem probabilidade ínfima de ocorrência, significa, em outras palavras que o coeficiente de variação das resistências dentro de uma betonada é sempre muito pequeno, ou seja, sempre menor que $v_c < 2,5\%$. Por essa razão desprezível diante de outras variáveis, principalmente considerando a variabilidade das operações de ensaio.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

potencial, porém jamais aumentá-la.

Concluindo este 3º Capítulo de Controle da Resistência do Concreto, pode-se dizer:

A extração de testemunhos para aferir a resistência do concreto no componente estrutural é muito mais confiável do ponto de vista dos modelos de segurança, porém sempre apresenta um resultado de resistência significativamente inferior àquela do concreto produzido na betoneira que lhe deu origem, aferida por corpos-de-prova moldados na época da concretagem.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

4. EXTRAÇÃO de TESTEMUNHOS

Detectado a baixa resistência, que pode ser real ou não pois depende da qualidade das operações de controle, medida por corpos-de-prova moldados, deve-se passar à análise da resistência efetiva na estrutura, através da extração de testemunhos.

As normas são enfáticas na exigência de representatividade da amostra composta por testemunhos extraídos que deve ser retirada com muito cuidado e profissionalismo e deve representar o lote em exame.

No caso de pilares, cada pilar deve ser representado por apenas um testemunho íntegro (exemplar)³². Se 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, prevalecendo sempre o bom senso.

Preferencialmente os testemunhos devem ser extraídos após realização de ensaios esclerométricos³³ de acordo com a norma *NBR 7584:1995. Concreto endurecido. Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Método de Ensaio*, e acompanhados por ensaios de pacometria de acordo com os métodos internacionais da *British Standards Institute (BSI) → BS 1881 204:1988. Testing Concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters*, ou do *American Concrete Institute ACI 228.2R-21 Part 2 (2004) Nondestructive Test Methods for evaluation of Concrete in Structures*), para evitar extrair ou cortar barras da armadura.

A seguir, a *NBR 6118:2007* recomenda o uso do procedimento *NBR 7680: 2007 Concreto: Extração, preparação, e ensaios de testemunhos de concreto. Procedimento*, estabelecendo limites e desempenho para o equipamento de extração, diâmetro dos cálices, preferencialmente, acima de 3 vezes o diâmetro do agregado graúdo³⁴, 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 submersa³⁵.

Também exige que o ensaio de ruptura seja conduzido até a desagregação total do concreto e que seja registrado 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.

³² O furo deixado pelo testemunho danifica o elemento estrutural e reduz muito sua capacidade portante. Por exemplo, um testemunho de diâmetro 10cm com altura de 20cm, deixa um furo de 12cmx22cm, no mínimo, que representa no caso de um pilar de seção quadrada de 40cm por 40cm, mais de 16% de redução da seção resistente de concreto. Por essa e outras razões este pesquisador recomenda extrair o menor número possível de testemunhos e que estes sejam de pequenas dimensões, preferencialmente 5,0cm ou 2,5cm de diâmetro, e que nunca cortem armaduras.

³³ Paulo Helene. *Concreto Endurecido. Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão*. São Paulo. *Anais: II Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados*. ABNT, CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, Nov. 1983. 28p.

³⁴ 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 mini-testemunhos (φ25mmx50mm), tomando-se os cuidados recomendados na tese de doutoramento de José Orlando Vieira Filho: *Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto através de Testemunhos Extraídos: Contribuição à Estimativa do Coeficiente de Correção devido aos Efeitos do Broqueamento*. 2007, principalmente o relativo ao aumento do número de testemunhos por exemplar devido à maior variabilidade dos resultados. De qualquer modo extrair mini-testemunhos, sempre é mais seguro pois danifica menos a estrutura e nunca aumenta a resistência potencial do concreto. Se bem extraído, ensaiado e analisado, vai se aproximar da resistência efetiva e potencial a igual que qualquer outro testemunho.

³⁵ Paulo Helene. *Avaliação da Resistência à Compressão de Estruturas Através de Testemunhos Cilíndricos de Concreto*. São Paulo. São Paulo. *Anais: I Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados*. ABNT, CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, Out. 1980. 33p.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Portanto para uma análise confiável é necessário que todos esses cuidados sejam realmente tomados durante as operações de amostragem e extração dos testemunhos, além de utilizar máquinas de extração adequadas e sem “jogo” no eixo, adequada fixação à estrutura para não trepidar 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, e outros cuidados, descritos na *NBR 7680*.

As *NBR 6118:2007* e *NBR 7680:2006* e as normas internacionais citadas são unânimes em recomendar 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, estes deveriam, preferencialmente, ser submetidos ao ensaio de ultrassom em conformidade com a *NBR 8802:1994 Concreto endurecido - Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Método de Ensaio*, para verificação da uniformidade e detecção de eventuais vazios internos ou inclusão de “materiais estranhos”, não visíveis³⁶.

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.

Concluindo este 4º Capítulo de Extração de Testemunhos pode-se dizer que:

As operações de extração de testemunhos devem ser realizadas por profissionais qualificados, equipamentos partes novas, calibrados e os corpos-de-prova ensaiados por laboratório capacitado ao corte e preparação de topos, prensa calibrada e com topo plano, prensa com dimensões, capacidade e precisão compatíveis com o diâmetro e resistência do testemunho, e outros cuidados expressos na *NBR 7680*.

³⁶ Pedacos de madeira, agregados frágeis ou torrões de argila, pedacos de armadura, papel de jornal ou de saco de aglomerante, isopor, pó de serragem, casca de banana ou outras frutas, etc.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

5. NORMATIZAÇÃO de SEGURANÇA

O controle de recebimento de concreto deve ser realizado em conformidade com o prescrito na *NBR 12655:2006*, obrigatório para obras e estruturas de concreto no Brasil. Essa é uma responsabilidade do Proprietário e de seu preposto, em geral a Construtora que sub-contrata um Laboratório de controle.

No caso de resultados de controle aquém do especificado, a *NBR 6118:2007* recomenda ensaios não destrutivos e verificação da resistência do concreto *in loco*, através da extração de testemunhos conforme *NBR 7680:2007*, com resultados analisados segundo os conceitos da *NBR 12655:2006*.

Por outro lado no caso da necessidade de análise da vida útil e outras características de desempenho poder-se-ia consultar o *fib Model Code for Service Life Design*³⁷, a *NBR 15575*³⁸, a *NBR 14040*³⁹ e outras.

A resistência à compressão do concreto avaliada através de extração de testemunhos, envolve novas operações de ensaio em obra e em laboratório, passíveis de erros e de controverso entendimento, pois dependem da introdução de vários coeficientes de "ajustes".

Além disso a verificação da resistência à compressão *in loco*, vai depender também, e muito, da qualidade da execução. Pequenas e localizadas regiões de concreto mal adensado podem conduzir a uma avaliação errônea. Na maioria dos casos recomenda-se ensaios esclerométricos⁴⁰ e de ultrassom⁴¹, prévios para identificar a homogeneidade da execução.

Também, do ponto de vista da segurança estrutural, a *NBR 8681:2003. Ações e segurança nas estruturas. Procedimento*, deixa claro que o procedimento atual de introdução da segurança no projeto das estruturas em geral (metálicas, madeira, concreto e alvenaria) pode ser adotado o método semi-probabilista ou seja, trabalha com coeficientes de ponderação parciais.

Os documentos internacionais amplamente reconhecidos tais como *EUROCODE II. Design of Concrete Structures; Model Code da fib(CEB-FIP): ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete e ACI 437 Strength Evaluation of Existing Concrete Structures*, também consideram probabilidades, ou seja, têm um arcabouço conceitual de variáveis estocásticas ou aleatórias, porém trabalham em última instância com coeficientes parciais de minoração de resistências e de majoração de ações, que acabam sendo utilizados para compensar o desconhecimento de modelos precisos de distribuição de variáveis que possam efetivamente representar as inúmeras variabilidades decorrentes das ações (cargas), do meio ambiente, dos materiais, da execução, dos ensaios de controle e das próprias simplificações de cálculo.

No caso de existência de resultados de resistência aquém do especificado, devem ser adotadas as seguintes ações corretivas, conforme *NBR 6118, item 25.3.1*:

³⁷ *fib(CEB-FIP). Model Code for Service Life Design*. International Federation for Structural Concrete. 2006. 109 p.

³⁸ *ABNT NBR 15575-1:2010 Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho Parte 1: Requisitos gerais*

ABNT NBR 15575-2:2010 Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais

³⁹ *ABNT ISO NBR 14040:2009 a 14050. Gestão Ambiental. Avaliação do ciclo de Vida.*

⁴⁰ *NBR 7584:1995. Concreto endurecido. Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Método de Ensaio,*

⁴¹ *NBR 8802:1994 Concreto Endurecido. Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Método de ensaio*



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

- a) revisão do projeto considerando o novo resultado de resistência característica do concreto à compressão obtido do controle de recebimento realizado através de corpos-de-prova moldados;
- b) permanecendo a insegurança estrutural, extrair testemunhos de acordo com a *NBR 7680*, estimar o novo f_{ck} de acordo com a *NBR 12655* e utilizar na nova verificação estrutural o novo γ_c disposto no *item 12.4.1* da *NBR 6118:2003* ($\gamma_c = 1,27$);
- c) permanecendo a não-conformidade, deve ser atendido o *item 25.3.3* da *NBR 6118*, que orienta escolher entre as seguintes alternativas:
 - determinar as restrições de uso da estrutura;
 - providenciar o projeto de reforço;
 - decidir pela demolição parcial ou total.

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

Evidentemente esse coeficiente de minoração depende também da precisão de execução (obra) pois nele estão incluídas pequenas (dentro das tolerâncias) desvios de prumo, geometria, excentricidade, etc. Portanto sempre deve ser obedecido as “regras de bem construir” e a *NBR 14931*, ou equivalentes tais como a *CEN ENV 13670-1:2000 Execution of Concrete Structures*.

Concluindo este 5º Capítulo de Normatização de Segurança, pode-se dizer que:

No Brasil, atualmente, nos casos usuais $\gamma_c = 1,4/1,1 = 1,27$, o que equivale, pragmaticamente, a multiplicar o resultado obtido de resistência do testemunho por 1,1, ou seja, aumentá-lo em 10%, uma vez 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, deformações (flechas), fissuração e tensão de trabalho, deve ser adotado $\gamma_c = 1$.

Essa recomendação, comparativamente à normatização estrangeira e internacional é conservadora estando a favor da segurança, e em contra da economia, conforme mostrado no Capítulo 2 de revisão da Normatização internacional consagrada sobre este tema.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

6. CONCEITOS e DEFINIÇÕES

- f_{ck} → resistência característica⁴² do concreto à compressão, aos 28 dias de idade, referenciada a corpos-de-prova padrão amostrados na boca da betoneira e ensaiados com carregamento único, “instantâneo” e monotônico, adotada como valor referencial pelo projetista estrutural que deseja (admite) que 95% do volume de concreto do componente estrutural tenha resistência à compressão acima desse valor e, conseqüentemente, 5% do total de volume do lote em exame, pode ter resistência abaixo desse valor⁴³, porém, preferencialmente não muito longe desse valor⁴⁴. Portanto f_{ck} é um **valor hipotético** ou de gabinete (*imaginário, desejado, idealizado*). É o valor utilizado pelo Projetista estrutural tanto como ponto de partida dos cálculos de dimensionamento como na análise de revisão do projeto do ponto de vista da segurança estrutural. Também é o valor utilizado para fins de análise de durabilidade, quando necessário o estudo de vida útil de projeto ou vida útil residual;
- $f_{ck,ef}$ → resistência efetiva característica do concreto à compressão, aos 28 dias de idade, no componente estrutural, na estrutura construída. Trata-se de um **valor impossível** de ser conhecido pois dependeria de ensaiar à ruptura o próprio componente estrutural ou a estrutura (*ensaio de carregamento único, de curta duração⁴⁵ e monotônico*). Admite-se, no entanto, que, na expressiva maioria das situações de obra, deve sempre ser menor que f_{ck} 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. Trata-se de um valor que depende do próprio concreto e, principalmente, da qualidade e conformidade da execução⁴⁶ em relação ao projeto;
- f_{cd} → resistência de cálculo do concreto à compressão, aos 28 dias de idade, “disponível” ou “efetiva” no componente estrutural (*também pressupondo ensaio de carregamento único, “instantâneo” e monotônico*). Trata-se de um recurso matemático utilizado pelo projetista estrutural pois como é impossível conhecer $f_{ck,ef}$ este adota f_{cd} como um valor provável de $f_{ck,ef}$ observando que esse valor sempre será inferior a f_{ck} , minorando-o (no Brasil), em geral com $\gamma_c = 1,4$, ou seja, $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$. Trata-se também de um **valor hipotético** ou

⁴² No método semi-probabilista de introdução da segurança no projeto estrutural, adotado na *NBR 6118*, as ações (cargas) e as resistências, com suas correspondentes solicitações atuantes e resistentes, são consideradas variáveis aleatórias que podem ser representadas pela distribuição de extremos e a de Gauss, respectivamente, sendo introduzidos coeficientes de ponderação para “representar” outras variáveis. Na prática somente as resistências dos materiais são 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.

⁴³ Comitê Euro-Internacional do Beton. General Principles on Reliability for Structures. A commentary on ISO 2394. Bulletin D’Information n. 191. Jul. 1988. Definição universalmente aceita e que consta da *NBR 6118:2007 Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento*.

⁴⁴ Em geral considera-se tolerável até 10% abaixo do f_{ck} . Até esse limite de 0,9 f_{ck} é usual ser dispensável a revisão de cálculo. Caso os resultados dos corpos-de-prova e exemplares moldados sejam inferiores a 0,9 f_{ck} pode haver necessidade de revisão estrutural, porém sempre depois de uma análise da resistência efetiva do concreto na estrutura existente através de testemunhos extraídos

⁴⁵ 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 Rüschi). Em muitos casos, e este pesquisador assim o faz, a literatura chama esses ensaios de curta duração, de carregamentos ou ensaios “instantâneos”.

⁴⁶ A execução de estruturas de concreto devem seguir as regras clássicas de “bem construir” e os procedimentos prescritos pela *NBR 14931:2004 Execução de Estruturas de Concreto. Procedimento*.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

de gabinete (*imaginário, desejado*)⁴⁷. Os projetistas adotam esse valor de resistência minorada (f_{cd}) desejando que a execução da estrutura esteja sob controle e atenda, no mínimo, à *NBR 14931:2004*;

$f_{c,j} \rightarrow$ resistência à compressão do concreto, à idade j , medida através de procedimentos padronizados de controle de recebimento em corpos-de-prova padrão retirados na "boca" da betoneira (*ensaio de carregamento único, "instantâneo" e monotônico*) conforme com o método de moldagem *NBR 5738:2003. Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto*, e devem ser sazoados, ensaiados e rompidos a j dias de idade, segundo a *NBR 5739:2007. Concreto. Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*, ensaiados em laboratórios credenciados e pertencentes à RBLE do INMETRO. Representa a resistência média potencial daquele volume definido e homogêneo de concreto bem misturado, ao sair da betoneira⁴⁸, conhecido por valor do exemplar. É o primeiro valor realmente medido fisicamente da resistência à compressão do concreto e, em geral, o único. Cada betonada deve ser representada por um único valor de resistência à compressão numa certa idade, $f_{c,j}$. Segundo a *NBR 12655:2006*, o valor representativo do exemplar deve ser o maior valor obtido entre os corpos-de-prova irmãos. Portanto cada unidade de produto, ou seja, cada betonada, tem um único valor de resistência à compressão numa certa idade, admitido como o potencial naquela idade, na boca da betoneira;

$f_{ck,est} \rightarrow$ resistência característica estimada à compressão do concreto, aos 28 dias de idade, obtida por procedimentos padronizados prescritos pela *NBR 12655:2006 Concreto de Cimento Portland. Preparo, Controle e Recebimento. Procedimento*. Admite-se que o concreto tenha sido bem produzido em canteiro ou em Central, neste caso em conformidade com a *NBR 7212:1984. Especificação para a execução do concreto dosado em central. Especificação*. A $f_{ck,est}$ representa a resistência característica do concreto à compressão num determinado lote de concreto em exame⁴⁹, a partir do conhecimento dos $f_{c,28}$. Deve

⁴⁷ Na realidade γ_e representa várias diferenças entre o valor experimentalmente obtido do ensaio padrão em corpos-de-prova na boca da betoneira, e o valor efetivo da resistência no elemento estrutural na estrutura bem construída. Conforme explicitado no texto da *fib(CEB-FIP) bulletin n.2. v.2. July 1999. Structural Concrete, updating CEB/FIP Model Code 90, item 6.3 p. 59* e no da *NBR 6118, item 12.1*, $\gamma_e = \gamma_{e1} \cdot \gamma_{e2} \cdot \gamma_{e3} = 1,5$, onde: $\gamma_{e1} \rightarrow$ 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. $\gamma_{e2} \rightarrow$ 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. $\gamma_{e3} \rightarrow$ representa as incertezas na avaliação matemática da capacidade resistente do elemento estrutural (R) devidas 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 $\gamma_{e1} \approx 1,21$, $\gamma_{e2} \approx 1,03$ e $\gamma_{e3} \approx 1,12$. Segundo a *NBR 8681:2003 Ações e Segurança nas Estruturas. Procedimento*: f_k é resistência característica inferior e γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências, sendo: $\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$ onde: 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. O texto do Draft do *fib Model Code 2010*, simplifica esse raciocínio adotando γ_e fixo que engloba γ_{e1} e γ_{e2} e tem o valor de $\gamma_e = 1,3$ que pode, ou não ser multiplicado por γ_{rd} (que tem certa equivalência com γ_{e3}) onde $\gamma_{rd} = 1,15$ no caso geral de obras novas. Para análise de estrutura existente γ_{rd} pode ser adotado como 1.

⁴⁸ 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 (12 m³). 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 (variabilidade do concreto mais 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, tenderão a reduzir esse valor potencial, jamais aumentá-lo, a não ser por má fé ou erro humano grosseiro.

⁴⁹ a *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).



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

ser igual ou superior ao f_{ck} previamente especificado pelo projetista da estrutura. Para o controle da resistência do concreto é necessário distinguir dois procedimentos distintos: o **controle total** que permite rastreabilidade, onde o concreto de cada betonada é controlado individualmente (100%), e também é realizado o mapeamento dos locais de lançamento do concreto na estrutura, e o **controle parcial**, onde 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;

- $f_{c,ext,j}$ → resistência à compressão do concreto extraído, obtida a partir de testemunhos extraídos e ensaiados através de procedimentos padronizados⁵⁰, obtida a uma idade j qualquer e, em geral, acima de 28 dias (*ensaio de carregamento único, instantâneo e monotônico*). É um segundo valor fisicamente medido e muito mais próximo de $f_{ck,ef}$ (ou seja, de f_{cd}) do que o $f_{ck,est}$. Trata-se da resistência à compressão de uma porção íntegra e representativa do concreto de um componente estrutural. Considera-se que além das maiores variabilidades da resistência do concreto na estrutura, em princípio cobertas pelo $\gamma_c = \gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2} \cdot \gamma_{c3} = 1,4$, também as operações de extração e ensaio, por melhor que sejam realizadas, introduzem efeitos deletérios no testemunho e reduzem sua resistência original. No mínimo, tem-se duas considerações: uma devida à redução do $f_{c,ext}$ em relação ao $f_{c,ef}$ e outra que $f_{c,ext}$ é mais “próximo” de $f_{c,ef}$. Portanto requereria, no mínimo, dois coeficientes de “correção”, um de tecnologia de concreto e outro de segurança para ser comparado à resistência padrão medida em corpos-de-prova moldados;
- σ_{cd} → tensão de cálculo do concreto à compressão, aos 50 anos de idade, utilizada pelo projetista estrutural, admitindo uma situação hipotética e conservadora de 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. Trata-se de um **valor hipotético** e admitido como disponível no elemento estrutural, para fins de introdução da segurança no projeto da estrutura, $\sigma_{cd} = f_{cd} * \beta = f_{ck} / \gamma_c * \beta = f_{cd} * 0,85$. Do ponto de vista prático equivale à “tensão máxima admissível” do concreto. Para considerar os efeitos do crescimento da resistência com a idade combinado com as consequências deletérias da ação da carga mantida e de longa duração⁵¹ é introduzido um coeficiente β que tem origem nos trabalhos de Rüschi⁵²;
- β → 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. É resultado do produto de dois coeficientes⁵³: 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 Rüschi. No caso da *NBR 6118:2007*, o

⁵⁰ NBR 7680: 2007 Concreto: Extração, preparação, e ensaios de testemunhos de concreto. Procedimento.

⁵¹ Observa-se que para fins de resistência de estruturas de concreto, de aço, de pedras e de alvenaria cerâmica, qualquer duração da carga acima de 15 minutos é considerada de longa duração.

⁵² Paulo Helene. A Resistência do Concreto sob Carga Mantida e a Idade de Estimativa da Resistência Característica. Anais: III Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, Dez. 1993. p. 271-282

⁵³ Certos pesquisadores consideram que são 3 (três) coeficientes. Que 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 este 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. Por ser um coeficiente muito vago foi aqui desprezado frente às demais variáveis em jogo, mais objetivas e de maior importância, pois diferenças da ordem de 5%, para este pesquisador, estão dentro das variabilidades de ensaio e aferição da resistência do concreto.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

valor de $\beta = 0.85$ é referido a 28 dias de idade⁵⁴, ou seja, 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 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 $\beta_2 = 0.73$, cujo produto resulta $\beta = 1.16 * 0.73 = 0.85$. Observar que se tratam de 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 Rüsç⁵⁵ seria de no máximo 0,75;

$\beta_1 \rightarrow$ coeficiente de crescimento da resistência à compressão do concreto a partir de 28 dias. Depende de cada caso, tipo de cimento, condições de exposição do componente estrutural, relação água/cimento, natureza dos agregados, etc. A *NBR 6118:2004*, a favor da segurança e de forma conservadora, admite que a partir de 28 dias até 50 anos, a resistência cresce apenas 1,16. Na ampla maioria dos casos reais esse crescimento é muito superior a 16%. No caso de não se dispor de resultados reais de crescimento da resistência do concreto da estrutura em análise, ou seja, resultados experimentais representativos, pode-se adotar como uma previsão também conservadora, o modelo matemático sugerido pelo *CEB-FIP Model Code 90*⁵⁶, amplamente aceito na tecnologia de concreto⁵⁷ no país:

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

onde j é a idade do concreto em dias.

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

$\beta_2 \rightarrow$ coeficiente de decréscimo da resistência à compressão do concreto por ação das cargas de longa duração ou efeito Rüsç. Segundo o próprio Rüsç, (vide Fig. 6.1), esse fenômeno se manifesta de forma “constante” e independente valendo as seguintes verdades:

- 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;

⁵⁴ item 17.2.2 da *NBR 6118:2007*.

⁵⁵ Hubert Rüsç. *Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete*. ACI Journal, July 1960. p. 1-28

⁵⁶ *CEB-FIP Model Code 90. Design Code. Bulletin d'Information 213/214, May 1993*.

⁵⁷ O texto da *NBR 6118*, item 12.3.3, adota a mesma formulação porém restringe seu uso apenas a idades inferiores a 28 dias.

- 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.

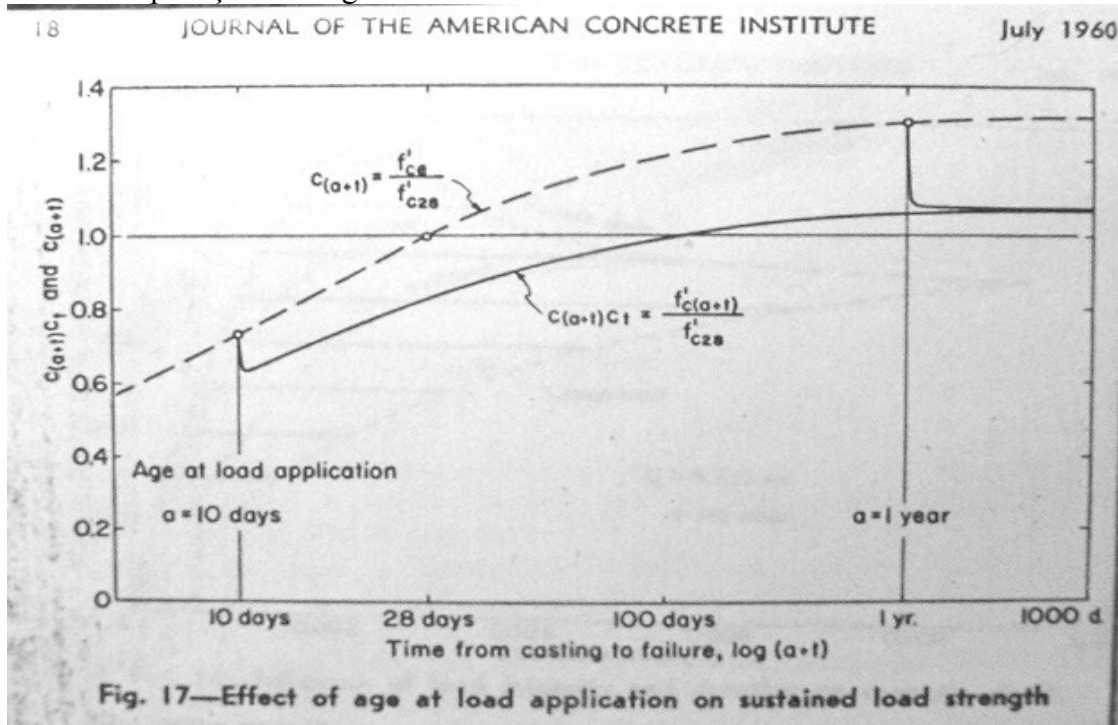


Figura 6.1 Reprodução da expressiva representação da “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” do concreto segundo Rüsç⁵³.

Conforme *CEB-FIP Model Code 90, Bulletin d'information 213/214, May 93*, o modelo matemático que melhor representa o efeito deletério da ação das cargas de longa duração é:

$$\frac{f_{c,sus,j}}{f_{c,t_0}} = 0,96 - 0,12 * \sqrt[4]{\ln \{72 * (j - t_0)\}}$$

no qual:

$f_{c,sus,j}$ = 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 significativa⁵⁸;

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

exemplos:

⁵⁸ Não há consenso sobre o que significa carga significativa. Sabe-se que se o concreto estiver descarregado, por exemplo um corpo-de-prova na câmara úmida, a resistência vai sempre crescer livremente. Se estiver muito carregado (da ordem de 0,7 de sua resistência f_c de ensaio instantâneo), sua resistência vai subir menos pois estará sendo reduzida pelo efeito Rüsç, ou seja estará sendo reduzida pelo mecanismo da “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração”. Este pesquisador propõe que abaixo de $0,4f_c$ não há efeito notório da “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” e acima desse valor ela é integral. Trata-se apenas de uma simplificação de bom senso, ainda sem comprovação experimental.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

$$t_0 = 28\text{dias} \rightarrow \text{para } 28\text{dias}+1\text{h} \rightarrow f_{c,28d+1h} = 0,84 \bullet f_{c,28d}$$

$$t_0 = 28\text{dias} \rightarrow \text{para } 1\text{ano} \rightarrow f_{c,1ano} = 0,75 \bullet f_{c,28d}$$

$$t_0 = 28\text{dias} \rightarrow \text{para } 50\text{anos} \rightarrow f_{c,50anos} = 0,73 \bullet f_{c,28d}$$

$$t_0 = 1\text{ano}(CP V) \rightarrow \text{para } 1\text{ano}+1\text{h} \rightarrow f_{c,1ano+1h} = 0,84 \bullet f_{c,1ano} = 0,84 \bullet 1,15 \bullet f_{c,28d} = 0,97 \bullet f_{c,28d}$$

$$t_0 = 1\text{ano}(CP III) \rightarrow \text{para } 1\text{ano}+1\text{h} \rightarrow f_{c,1ano+1h} = 0,84 \bullet f_{c,1ano} = 0,84 \bullet 1,32 \bullet f_{c,28d} = 1,11 \bullet f_{c,28d}$$

$$t_0 = 1\text{ano}(CP V) \rightarrow \text{para } 50\text{anos} \rightarrow f_{c,50anos} = 0,73 \bullet f_{c,1ano} = 0,73 \bullet 1,15 \bullet f_{c,28d} = 0,84 \bullet f_{c,28d}$$

Resumindo pode-se afirmar que aos 50anos:

$\beta_2 \geq 0,73$ de $f_{ck} \rightarrow$ para carga aplicada a 28dias (talvez somente algumas lajes poderão sofrer o carregamento de projeto em 28dias) para qualquer cimento (*visão conservadora do método da NBR 6118*)

$\beta_2 \geq 0,84$ de $f_{ck} \rightarrow$ para carga aplicada a 1ano (maioria dos pilares de edificios) para qualquer cimento (*visão mais realística*)

ou seja, adotar 0,73 para efeito Rüsck é estar sempre do lado mais conservador, pois na maioria das vezes a situação real é de estar com cargas efetivas em idades superiores a 28dias e com concreto de cimentos que crescem muito mais que 16% a partir de 28dias até 50anos.

Por outro lado ao admitir que o concreto foi carregado significativamente aos 28dias, é possível calcular de quanto varia o efeito Rüsck (a "perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração") de uma certa idade, por exemplo 1ano, até os 50anos. Fazendo os cálculos obtêm-se que equivaleria a passar de $0,75f_{ck}$ a $0,73f_{ck}$, ou seja, incidiria apenas em mais 1,03 da "perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração" ocorrida até 1ano.

Portanto 92,6% da "perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração" se manifesta no primeiro ano e apenas 7,4% do total se manifesta de 1ano a 50anos, para estruturas carregadas a 28dias, conforme mostrado na Tabela 6.1

Tabela 6.1 Implicações do efeito de carga de longa duração.

idade	moldagem	28 dias	1 ano	50 anos
idade	0	t_0	j_1	j_2
f_c relativa	0	1,00	0,75	0,73
"perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração" %	0	-	92,6	7,4
carga %	0	mais que 40%	mais que 40%	mais que 40%



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

7. TECNOLOGIA do CONCRETO

7.1 Fatores que afetam a resistência *in situ* do concreto

A resistência à compressão do concreto na estrutura é compreensivelmente menor que na boca da bica da betoneira devido aos seguintes fatores principais:

1. **Segregação** → nos elementos estruturais de grande altura (>30cm) há uma tendência dos materiais mais leves do traço, o ar e a água, subir para as partes mais altas, reduzindo a resistência potencial do concreto no topo de pilares, por exemplo, ou na superfície de lajes e vigas (exsudação). Essa diferença é tanto maior quanto mais inadequado for o traço, o lançamento e o adensamento do concreto ou mesmo a coesão do concreto devido a uma dosagem inadequada⁵⁹. Segundo o *ACI 214.4R-10* o concreto do topo de pilares pode apresentar resistência 15% menor que aquela do terço inferior. Portanto se for retirado um testemunho desses locais, poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{seg} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{seg} = 1,15$;
2. **Exsudação** → as superfícies superiores de concretagem em pilares, vigas e lajes podem apresentar uma camada de exsudação que deve ser descartada por ocasião do ensaio de resistência à compressão, através de corte com disco de corte de pelo menos 2cm do concreto superficial⁶⁰. Quando essa camada é significativa e não retirada da estrutura na retomada da concretagem em cabeças de pilar, pode ser responsável por maior fluência total daquele pilar. Portanto, se não forem tomados esses cuidados, poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{exs} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{exs} = 1,06$;
3. **Adensamento** → 1% a mais de ar aprisionado pode ser responsável por 7% a menos na resistência à compressão, segundo *ACI 214.4R-10*. Portanto comprovar a eficiência e homogeneidade do adensamento, por exemplo com ensaios esclerométricos, é importante para evitar julgamentos precipitados sobre a efetiva resistência potencial do concreto na betoneira de origem. Observe-se que o coeficiente de minoração da resistência à compressão do concreto, γ_c , já prevê essa dispersão negativa e portanto há de ser buscada a resistência potencial desse concreto e não a menor existente num certo pilar. Esse é outro conceito muito importante. Portanto poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{ade} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{ade} = 1,08$;
4. **Cura** → segundo o *ACI 214.4R-10* uma cura deficiente pode reduzir em até 10% a resistência à compressão que o concreto de origem possuía, na boca da betoneira, principalmente nas regiões superficiais do componente estrutural. Portanto, para estruturas mal curadas, poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{cur} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{cur} = 1,10$;
5. **Calor de hidratação** → segundo o *ACI 214.4R-10* temperaturas elevadas devido ao calor de hidratação em peças massivas, podem reduzir em até 23% a resistência à compressão do concreto de origem, na boca da betoneira. Portanto, caso os testemunhos tenham sido retirados de peças de grande volume sujeitas aos efeitos deletérios do calor de hidratação e temperaturas acima de 50°C, poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{cal} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{cal} = 1,23$;

⁵⁹ Nils Petersons. **Recommendations for Estimation of Quality of Concrete in Finished Structures**. Stockolm. Materials et Constructions, v.4, n.24, 1971. p. 379-97

⁶⁰ D.P. Maynard & S.G. Davis. **The Strength of "in situ" Concrete**. London. The Structural Engineer, v. 52, n. 10, Oct. 1974. p. 369-74



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

6. **Microfissuração** → carregamentos precoces, descimbramentos precoces, impactos a baixa idade, podem reduzir a resistência do concreto em até 11%, segundo *ACI 214.4R-10*. Portanto, caso o concreto tenha sido submetido a essas condições adversas, poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{mic} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{mic} = 1,10$;
7. **Direção de lançamento do concreto comparada com direção de extração do testemunho** → segundo o *ACI 214.4R-10*, os testemunhos extraídos em direção ortogonal à direção de lançamento e adensamento do concreto (geralmente direção vertical igual à da gravidade) apresentam resistências à compressão inferiores (0% a 12%) àquelas obtidas de testemunhos extraídos na mesma direção vertical⁶¹. Mais uma razão que explica o porquê da resistência do testemunho sempre ser inferior à do corpo-de-prova moldado que foi ensaiado na mesma direção de lançamento, ou seja, na vertical igual à direção de trabalho do concreto num pilar da estrutura. Portanto, caso o testemunho tenha sido extraído em uma direção ortogonal à direção de lançamento e adensamento (gravidade), poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{dir} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{dir} = 1,0$ a 1,12;
8. **Relação altura/diâmetro** → o efeito da relação altura/diâmetro do testemunho é controverso na literatura, sendo que alguns pesquisadores consideram que os coeficientes dependem do nível de resistência do concreto. Para os casos de concretos e estruturas usuais considera-se adequados os coeficientes recomendados pela *NBR 7680*. Portanto poder-se-ia escrever que $f_{c,j} = k_{h/d} * f_{c,ext,j}$ onde $k_{h/d} \geq 0,8$ a 1,1;
9. **Diâmetro do testemunho** → também aqui há controvérsias, pois o ideal seria extrair testemunhos com 15cm de diâmetro e 30cm de altura, porém as restrições geométricas e de bom senso recomendam extrair testemunhos de 2,5cm de diâmetro por 5cm de altura⁶². Uns entendem que as diferenças são desprezíveis enquanto outros recomendam que um estudo seja feito na obra, quando houver dúvidas substanciais (posição do *ACI 214.4R-10*) que especifica correções de 0,98 a 1,06. Este pesquisador concorda com os primeiros, ou seja, considera que as diferenças introduzidas pela variação do diâmetro do testemunho são desprezíveis na grande maioria dos casos e não justifica estudos de correlação em obra que são complexos, caros e de difícil conclusão ($k_d = 1,03$);
10. **Efeito deletério do broqueamento** → Vieira Filho⁴⁷, em sua tese de doutorado encontrou como limites, 1,09 para concretos de 20MPa e 1,04 para concretos de 70MPa. O *ACI 214.4R-10* adota 1,06 ($k_{bro} = 1,04$ a 1,09);
11. **Efeito do sazonalamento do testemunho antes da ruptura** → vários estudos clássicos têm mostrado a influência do estado do concreto, se saturado de água (24h), se seco em câmara seca com UR < 50% por 7dias, ou ainda se “seco” em equilíbrio com o ambiente do laboratório (depende da UR e da temperatura local) por 24h, no resultado final da resistência medida. Os resultados podem estar numa relação de 1,00 (saturado): 1,11 (seco) : 1,03 a 1,06 (“seco”) ($k_{saz} = 1,00$ a 1,11);

Diversos trabalhos buscaram quantificar a diferença total entre a variabilidade e a resistência à compressão do concreto numa produção rigorosa com a variabilidade (maior) e a resistência (menor) do concreto numa estrutura.

⁶¹ Adolfo Delibes Liniers. *Análisis de la Influencia de algunas Variables en la Extracción y Ensayo a Compresión de Probetas Testigos de Hormigón*. Madrid, Instituto Eduardo Torroja. Informes de la Construcción, n. 266, 1974. p. 65-79

⁶² José Orlando Vieira Filho: *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, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2007. (tese de doutorado)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Conforme descrito anteriormente poder-se-ia utilizar um modelo do tipo:

$$f_{c,j} = k_{seg} * k_{exs} * k_{ade} * k_{cur} * k_{cal} * k_{mic} * k_{dir} * k_{h/d} * k_d * k_{bro} * k_{saz} * f_{c,ext,j}$$

Podendo-se considerar esse produto de coeficientes (k) como aproximadamente equivalente ao coeficiente parcial de minoração da resistência do concreto, γ_{cl} conforme descrito neste trabalho e da ordem de 1,23.

Segundo *Bartlett and MacGregor*⁶³ o coeficiente de variação do concreto numa estrutura bem realizada com controle rigoroso, deveria ser da ordem dos valores indicados na Tabela 7.1.

Caso sejam superiores denotariam produção e execução deficientes, sendo muito difícil distinguir entre elas, ou seja, se foi a produção (Concreteira), a execução (Construtora) ou o controle (Laboratório) o maior responsável pela elevada variabilidade dos resultados.

Tabela 7.1 Coeficientes de variação da resistência à compressão do concreto numa estrutura.

concreto	tipo de estrutura	um elemento	vários elementos
mesma betonada	todas	7%	8%
várias betonadas	concretada in loco	12%	13%
várias betonadas	pré-moldada	9%	10%

No Brasil, Cremonini⁶⁴, em sua excelente tese de doutorado pesquisou com propriedade e quantificou o coeficiente γ_{cl} conforme definido neste documento, encontrando, para o caso de estruturas de concreto destinadas à construção de edifícios de vários pavimentos, com concreto produzido em Centrais, caminhões-betoneira de 8m³, e velocidades de concretagem de 1 laje por semana, com desvio padrão de produção ≤ 4 MPa.

Encontrou relação entre a resistência média à compressão de corpos-de-prova moldados $f_{cm,28d}$ e as resistências médias obtidas diretamente do ensaio de testemunhos $f_{cm,ext,28}$ com relação $h/d=2$, de $f_{cm,28} = 1,24 * f_{cm,ext,28}$.

Portanto equivalente a $\gamma_{cl} = 1,23$, coerente com os coeficientes de minoração adotados universalmente.

Por outro lado, ao comparar os valores característicos essa diferença subiu a $f_{ck,28d} = 1,29 * f_{ck,ext,28d}$ pois nele estão embutidos a maior variabilidade da resistência à compressão na estrutura comparada à variabilidade da resistência à compressão na boca da betoneira (produção).

Também no Brasil, Vieira Filho⁴⁷, em sua excelente tese de doutorado pesquisou em profundidade a influência negativa das operações de ensaio (microfissuração devida ao broqueamento) nos resultados de resistência de testemunhos comparativamente à resistência obtida de corpos-de-prova moldados e todos ensaiados na mesma idade.

Na sua tese ficou demonstrado que em média, $f_{cm,28d} = 1,07 * f_{c,ext,28d}$ o que significa que as operações de extração reduzem a resistência do concreto. Encontrou como limites, 1,09 para concretos de 20MPa e 1,04 para concretos de 70MPa.

⁶³ F. M. Bartlett & J. G. MacGregor. Equivalent Specified Concrete Strength from Core Test Data. ACI, **Concrete International**, v.17, n.3, Mar. 1995. pp.52-8

⁶⁴ Ruy Alberto Cremonini. **Análise de Estruturas Acabadas: Contribuição para a Determinação da Relação entre as Resistências Potencial e Efetiva do Concreto**. São Paulo, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil PPGEC, Departamento de Engenharia de Construção Civil, Jul. 1994. (tese de doutorado)



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

A todas essas fontes de variabilidade deve ser acrescida a variabilidade das operações de ensaio. Segundo o *ACI 214.4R-10*, o coeficiente de variação para um mesmo operador é de $v_e = 3,2\%$ e entre vários operadores pode chegar a $v_e = 4,7\%$. Isso significa que parte da variabilidade total é devida às operações de ensaio, desde que estas estejam sob controle.

Do ponto de vista estatístico $v_c^2 = v_p^2 + v_e^2$ onde v_c é o coeficiente de variação total das operações de ensaio, produção e execução do concreto; v_p é o coeficiente de variação da produção de concreto na Central mais a variabilidade decorrente dos procedimentos de execução da estrutura na obra, e, v_e é o coeficiente de variação das operações de ensaio.

Na Tabela 7.2, apresenta-se o intervalo provável, esperado de variação dos resultados para um mesmo laboratorista, mesma estrutura, mesmo lote, mesmo tipo de componente estrutural, com testemunhos extraídos em posições geométricas equivalentes, segundo *ACI 214.4R-10*.

Tabela 7.2 Intervalo provável, esperado de variação dos resultados para um mesmo laboratorista, mesma estrutura, mesmo lote, mesmo tipo de componente estrutural, com testemunhos extraídos em posições equivalentes.

número de testemunhos "irmãos" pertencentes à mesma betonada	intervalo com somente 5% de chance de ser excedido ⁶⁵ $f_{c,ext,inf} \leq f_{cm,ext} \leq f_{c,ext,sup}$
3	± 10,6%
4	± 11,6%
5	± 12,4%
6	± 12,9%
7	± 13,3%
8	± 13,7%
9	± 14,1%
10	± 14,3%

7.2 Resistência do Concreto obtida de Testemunhos $f_{c,ext,j}$

Diante de tantas variáveis aleatórias e de difícil mensuração há necessidade de experiência e bom senso no estabelecimento do plano de amostragem e na análise dos resultados.

Como procedimento básico, decorrente das informações anteriores, poder-se-ia recomendar:

1. Como decorrência das definições e dos conceitos anteriormente expressos, no caso de resistência à compressão do concreto em componentes estruturais, é preciso, primeiramente, saber se os componentes estruturais sob análise foram moldados com o concreto de uma mesma betonada;
2. Se positivo o próximo esclarecimento é observar se há bicheiras, vazios, defeitos, reparos, ou seja, se há deficiências evidentes de má execução;
3. Na seqüência indagar e medir dimensões, prumo e excentricidade do pilar (e eventualmente de outros componentes estruturais em análise). Com estrutura bem executada é possível aceitar γ_c menores pois há menos desconhecimentos;

⁶⁵ Portanto um valor que exceda mais do que isso em relação à média, deve ser olhado com atenção e dúvida pois tem uma probabilidade muito pequena de ocorrer.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

4. Se necessário utilizar ensaio de dureza superficial (esclerometria), para confirmar homogeneidade do concreto desse pilar;
5. Com essas informações e desde que haja evidências que permita considerar que se trata de um componente estrutural bem executado com desvios dentro das tolerâncias da *NBR 14931*, deve-se aplicar o pacômetro para identificar a posição das armaduras longitudinais e estribos, buscando confirmar se estão de acordo com o projeto estrutural. Se necessário proceder a uma prospecção visual com escarificação superficial;
6. Uma vez constatada a coerência do componente estrutural (por exemplo pilar), escolher o diâmetro do testemunho de forma a não cortar armaduras e proceder à extração, preferencialmente no centro de uma das faces, na região do terço inferior, logo acima do fim da região de traspasse das armaduras. Preferencialmente o testemunho deve ter uma altura igual ao dobro do diâmetro mas devido às operações de ensaio e preparação dos topos e devido à necessidade de descartar as superfícies, é sempre conveniente extrair um testemunho com altura igual ao dobro do diâmetro mais 5cm;
7. O testemunho deve sair íntegro, sem fissuras, sem vazios nem corpos estranhos, com geratriz retilínea. Se houver problemas extrair cuidadosamente outro na mesma face e vertical desse pilar em análise, um pouco acima, espaçado, no mínimo de 1 (um) diâmetro do testemunho anterior. Basta 1 ou 2 testemunhos por pilar, no máximo⁶⁶;
8. No laboratório de ensaio conferir geometria, esquadro e ortogonalidade, conferir interface testemunho com prensa, observar forma de ruptura e fragmentos na busca de eventuais "corpos estranhos". Se tudo estiver bem, considerar o resultado como aproveitável. Caso contrário, descartar;
9. Considerando somente os resultados "confiáveis", a resistência à compressão do concreto nesse pilar é o maior valor obtido dos testemunhos "irmãos". Comparando esse valor com o resultado da resistência do corpo-de-prova moldado (referidos a uma mesma idade *j*), se houver uma discrepância de $\pm 30\%$ repetir os ensaios, pois deve haver algum erro grosseiro num dos procedimentos, ou no de extração ou no de moldagem (controle), ou em ambos. Ou não repetir, mas estar seguro de como justificar tamanha discrepância⁶⁷.

Os resultados analisados dessa forma devem ser organizados em uma tabela comparativa de $f_{c,28\text{dias}}$ com $f_{c,ext,ji}$ buscando encontrar o $f_{c,ext,j}$ definitivo (adotado) conforme modelo mostrado na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 Resistência à compressão do concreto obtida de testemunhos, $f_{c,ext,j}$

local pilar viga	resistência moldado MPa, $f_{c,28\text{dias}}$	resistência extraído, 1ª campanha MPa, $f_{c,ext,j1}$	resistência extraído, 2ª campanha (se for o caso) MPa, $f_{c,ext,j2}$	resistência à compressão do concreto, adotada, na idade <i>j</i> dias, em MPa, $f_{c,ext,j}$

⁶⁶ Um testemunho de 10cm de diâmetro com $h/d = 2$, num pilar de 40cm por 40cm de seção transversal vai reduzir a seção resistente de concreto em mais de 16%. Um testemunho de 7,5cm reduzirá de mais de 8,8%. Em qualquer caso é muito! Deve-se reduzir ao mínimo o número de testemunhos por pilar. Caso o concreto de uma mesma betonada tenha moldado vários pilares, evitar extrair de todos os pilares escolhendo apenas 2 ou 3 pilares e extraíndo um testemunho de cada um deles e analisando os resultados sob o conceito de testemunhos "irmãos" e representativos de uma mesma betonada (conceito de exemplar).

⁶⁷ Em geral, nesta etapa do processo, dá-se preferência aos resultados dos testemunhos extraídos pois estes representam melhor o componente estrutural.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

7.3 Conversão de “extraído” $f_{c,ext,j}$ a “moldado” $f_{c,j}$ na idade j (*aspectos tecnológicos*)

O valor obtido por conta de se tratar de testemunho extraído, ou seja, além de ser afetado negativamente pelas operações de extração (1,07 segundo Vieira Filho já citado), para as quais ainda não há fatores de ajuste/correção consensuados no Brasil, também são afetados pelas operações de execução, ou seja, deveria ser corrigido por dois ou mais fatores. Certas normas assim o fazem mas no Brasil essa correção, necessária e justa, infelizmente ainda não é considerada no país.

Por exemplo, segundo *ACI 214.4R-10*, a conversão de “extraído” $f_{c,ext,j}$ a “moldado” $f_{c,j}$ deveria atender a:

$$f_{c,j} = F_{V/d} \bullet F_{dia} \bullet F_{mc} \bullet F_d \bullet f_{c,ext,j}$$

$F_{V/d}$ = coeficiente de correção da relação altura / diâmetro ≤ 2 (*consensuado no Brasil e constante da NBR 7680*);

F_{dia} = coeficiente de correção devido ao diâmetro (pode variar de 0,98 a 1,06) (*ainda não consensuado no Brasil*);

F_{mc} = coeficiente de correção devido a condições de sazonalidade do testemunho (pode variar de 0,96 a 1,09) (*ainda não consensuado no Brasil*);

F_d = coeficiente de correção devido à danificação decorrente da extração (broqueamento) (= 1,06) (*ainda não consensuado no Brasil*).

Em outras palavras os americanos, através da norma *ACI 214.4R-10*, aumentam o valor obtido diretamente do testemunho de 1 a 1,23 vezes para poder comparar com o valor de projeto (referido ao moldado).

Esse efeito deletério do broqueamento fica ainda mais importante ao se considerar a possibilidade do uso de equipamentos velhos, mal conservados, mal fixados no momento da extração e manuseado por operadores mal treinados.

Concluindo este 7º Capítulo de Tecnologia do Concreto pode-se afirmar que:

O resultado de resistência à compressão do concreto obtido através de testemunho extraído $f_{c,ext,j}$ sempre deve ser corrigido para mais para poder comparar a um resultado de resistência à compressão desse mesmo concreto obtido através de corpos-de-prova moldados com o concreto da betoneira de origem $f_{c,j}$.

O valor mínimo de correção seria devido ao efeito de broqueamento e seria da ordem de 1,04 a 1,09, além das correções normais de h/d da *NBR 7680*.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

8. SEGURANÇA ESTRUTURAL

8.1 Conversão de “extraído” $f_{c,ext,j}$ a “moldado” $f_{c,j}$ na idade j (*aspectos de segurança*)

Deixando de lado o efeito deletério do broqueamento que infelizmente não é levado ainda em conta no Brasil, há outro importante efeito a considerar:

“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 melhor conhecido aquilo que foi executado, pois a amostra extraída vem dele (do executado).

Na prática significa majorar de algo o resultado do extraído. As normas existentes e consagradas divergem sobre essa “majoração” a saber:

1. o item 12.4.1 da *NBR 6118:2007* → com base na teoria da segurança:

$$f_{c,j} = 1.1 \cdot f_{c,ext,j}$$

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 2003) permitia considerar :

$$f_{c,j} = 1.15 \cdot f_{c,ext,j}$$

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

3. o *ACI 437:2003 Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings* no item 5.1.1 recomenda:

$$f_{c,j} \approx 1.18 \cdot f_{c,ext,j}$$

4. o *ACI 318:2005 Building Code Requirements for Structural Concrete*, nos itens 9.3 e 20.2, recomenda:

$$f_{c,j} \approx 1.21 \text{ a } 1.25 \cdot f_{c,ext,j}$$

5. a *fib(CEB-FIP) bulletin n.2. v.2. July 1999. Structural Concrete. updating CEB/FIP Model Code 90, item 6.3 p.59* recomenda:

$$f_{c,j} \approx 1.11 \text{ a } 1.20 \cdot f_{c,ext,j}$$

6. o *EUROCODE II. EN 1992. Dec. 2004. Design of Concrete Structures. General Rules for Buildings. Annex A item A.2.3 – EN 13791 Assesment of Concrete Compressive Strength in Structures or in Structural Elements. p. 200*, recomenda para revisão da segurança:

✓ estrutura bem executada → revisar a segurança adotando:

$$\gamma_s = 1.05 \text{ (ao invés de } 1.15)$$

$$\gamma_c = 1.35 \text{ (ao invés de } 1.50) \rightarrow \gamma_c = 1.26 \text{ (equivalente no Brasil)}$$

✓ a partir de testemunhos extraídos revisar adotando:

$$f_{c,j} \approx 1.18 \cdot f_{c,ext,j}$$



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Resumindo para ser conservador e estar conforme com a *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, já citada.

Com essas informações recomenda-se organizar uma nova tabela considerando esses diferentes coeficientes de ajuste, conforme mostrada na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 Conversão de "extraído" a "moldado" segundo diferentes normas, na idade j

local pilar viga	$f_{c,ext,j}$ MPa	NBR 6118:2007	NBR 6118:2002	ACI 437 & EUROCODE II	Model Code 90	ACI 318:2005	$f_{c,j}$ adotado MPa
		1,1	1,15	1,18	1,20	1,25	

Com muito bom senso escolher um dos valores como o valor mais correto a ser adotado como $f_{c,j}$.

Atualmente no Brasil, por questões normativas, o valor sugerido pela *NBR 6118:2007* e, somente em casos especiais, outro valor maior, por exemplo 1,15 da antiga *NBR 6118:1978*, poderia ser adotado, desde que bem justificado.

De qualquer forma mesmo adotando 1,15 ainda significa estar declaradamente a favor da segurança, penalizando a verdadeira resistência do concreto.

8.2 Conversão de $f_{c,j}$ a $f_{ck,est}$ para 28 dias

Em primeiro lugar deve-se admitir que o $f_{c,ext,j}$ e o $f_{c,j}$ se referem a mesmo lote, mesma betonada, ou seja, representam a resistência potencial do concreto daquela betonada (unidade de produto) e portanto podem ser admitidos como o $f_{ck,est,j}$ daquele elemento estrutural, ou seja, resistência potencial característica estimada daquele concreto à compressão.

É a resistência que mais se aproxima daquela resistência que tinha a betonada que lhe deu origem, referida à idade j .

Na seqüência para obter o $f_{ck,est}$ a 28 dias, deve ser considerado dois cenários: o concreto extraído está sob carga de longa duração que foi aplicada aos 28 dias, ou, não foi ainda carregado, significativamente, ou seja, não está sob cargas de longa duração.

1º cenário: o concreto extraído está sob carga de longa duração aplicada desde os 28 dias

- Neste caso, não há necessidade de aplicar coeficientes para retroagir as resistências a 28 dias pois se tratam de testemunhos extraídos de elementos sob carga, conforme se depreende da Fig. 8.1;
- Só teria sentido retroagir se fossem corpos-de-prova moldados e conservados em câmara úmida ou tanque de água com temperatura controlada porém sem carga;
- A resistência atual sob carga, ou seja, já afetada, já diminuída, pelo efeito Rüschi é a obtida e constante da última coluna da Tabela 8.1.
- Na realidade, para efeito de segurança, essa resistência deveria ser comparada à resistência teórica que teria o modelo de segurança da *NBR 6118:2003*, ou seja, o produto dos β_s , o que equivale, num exemplo hipotético de um ano de idade, a $\beta_1 = 1,11$ e $\beta_2 = 0,75$ e portanto $\beta = 0,83$. Em outras palavras, sempre que $f_{c,j} \geq 0,83 \bullet f_{ck}$, o concreto poderia ser aceito ou considerado conforme;

- Para revisar a segurança basta considerar que desta data em diante, por exemplo, de 1ano, até 50anos, a resistência ainda vai crescer (β_I) de 1,05 a 1,10 (depende do cimento utilizado) em relação ao valor atual ($f_{ck,1ano}$) e o efeito Rüsç (β_2) poderá incidir apenas mais 3% ou seja 1,03;

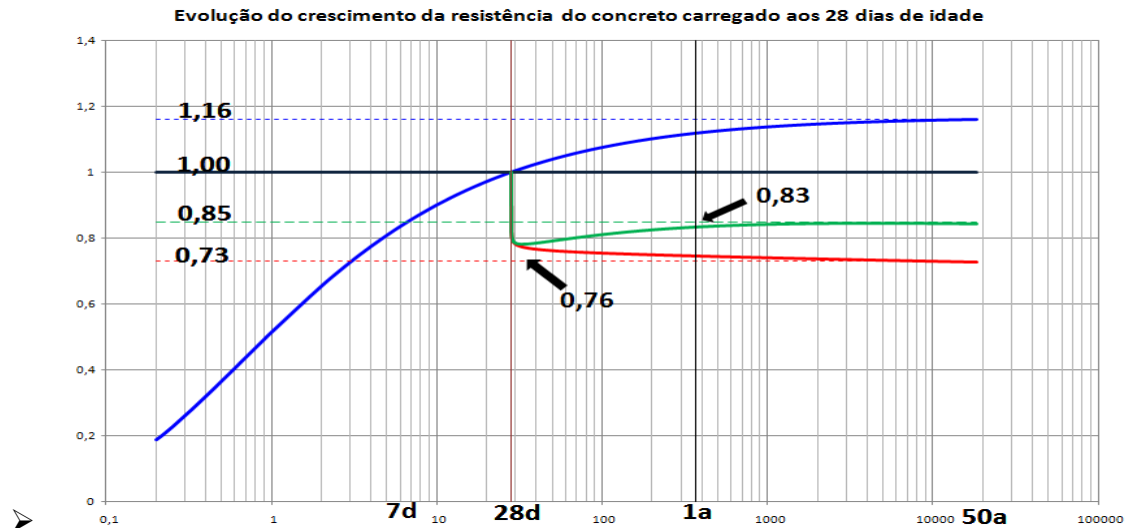


Figura 8.1 Evolução da resistência à compressão do concreto sob carga desde os 28 dias.

- Pragmaticamente, e a favor da segurança, poder-se-ia ser conservador e adotar a resistência medida na idade j , $f_{c,j}$ como $f_{ck,est}$ a 28 dias, ou seja $f_{ck,est} = f_{c,j}$

2º cenário: o concreto extraído ainda não foi carregado e sua resistência cresceu “livre”

- O *ACI 318* e o *ACI 214.4R-10*, nestes casos, também adotam a resistência atual, j , como a resistência de projeto. O *EUROCODE II* e outras normas não são claras nesse critério, mas geralmente nada comentam sobre a necessidade de retroagir a resistência a 28 dias;
- Retroagindo a resistência atual para os 28 dias obter-se-ia a resistência provável e estimada $f_{ck,est}$ a 28 dias.
- Na seqüência seria necessário aplicar o efeito Rüsç a partir da data de aplicação efetiva da carga, exemplificada neste caso como 1ano.
- Assim procedendo os coeficientes efetivos β_2 , a serem utilizados para prever as resistências a 50 anos sob carga constante aplicada a 1ano seriam de $0,84f_{ck,28d}$ a $0,96f_{ck,28d}$ segundo o tipo de cimento, conforme mostrado na Fig. 8.2;
- Por razões conservadoras o coeficiente β_I adotado na *NBR 6118* é de apenas 1,16, o que acarretaria neste exemplo a obter σ_{cd} a 50 anos igual a $0,85 \bullet f_{cd}$ qualquer que seja o cimento utilizado, porém com uma grande vantagem de sempre estar acima de 0,85, o que não ocorre com carregamentos a idades mais jovens;
- Concluindo, neste caso, do ponto de vista prático, e a favor da segurança, significa adotar

$$f_{ck,est} = f_{c,j} * e^{-0,16 * (1 - \sqrt{\frac{28}{j}})}$$

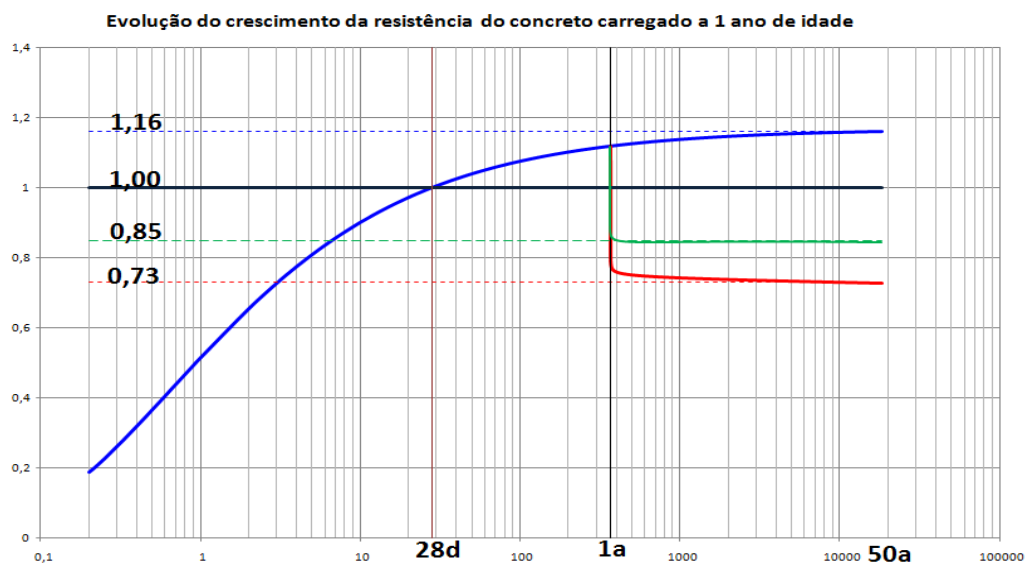


Figura 8.2 Evolução da resistência à compressão do concreto somente carregado a um ano de idade.

Observa-se ainda que a segurança estrutural adotada pela *NBR 6118*, admite que a resistência do concreto cresce apenas 16% de 28dias a 50anos. Na realidade cresce muito mais e os concretos com cimentos CP III e CP IV terão reserva de segurança muito superior ao valor de norma em qualquer idade acima de 28dias e sem dúvida a 50anos.

8.3 Conversão de $f_{ck,est}$ a f_{ck} para revisão de Projeto

O resultado apresentado na Tabela 8.1, não é aquele que deve ser utilizado na revisão de cálculo da estrutura pois são valores decimais e limitados por uma análise matemática.

Do ponto de vista da engenharia de concreto as classes de concreto estão numa escala⁶⁸ de 5MPa, ou seja C20, C25, C30 e assim por diante até C50, conforme *NBR 8953:2009. Concreto para fins estruturais. Classificação por grupos de resistência*. não tendo sentido físico nem no âmbito da engenharia de concreto considerar precisões de decimal ou valores intermediários entre as classes já consagradas e normalizadas.

Fazer este 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.

Desta forma recomenda-se, que os cálculos estruturais sejam revisados adotando-se os valores de f_{ck} indicados na Tabela 8.2, e que as tensões de cálculo no concreto sejam obtidas a partir do modelo matemático / fórmula clássica recomendada pela *NBR 6118:2007*, a saber:

$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck} * 0,85}{\gamma_c} = \frac{0,85}{1,4} * f_{ck}$$

⁶⁸ No Brasil, pois o *Model Code 2010 da fib(CEB-FIP)* recomenda usar escala de 10MPa.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Tabela 8.2 Resistência Característica do Concreto à Compressão f_{ck} para fins de revisão de projeto estrutural (NBR 8953)

local pilar viga	<i>resistência característica do concreto à compressão admitindo pilares sem carga</i> MPa, f_{ck}	<i>resistência característica do concreto à compressão admitindo pilares em carga</i> MPa, f_{ck}
P	C20	C20
V	C25	C25
P	C30	C30
V	C35	C35
P	C40	C40
P	C45	C45
P	C50	C50



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Encerrando, reitera-se que para fins de revisão do Projeto Estrutural deve ser adotado um novo f_{ck} e não um $f_{ck,est}$.

Nos casos gerais recomenda-se adotar os f_{ck} estabelecidos na *NBR 8953:2009. Concreto para fins estruturais. Classificação por grupos de resistência. Classificação*, ou seja: C20, C25, C30, C35, C40, C45, C50, C55, C60, C70, C80, C90 ou C100.

Portanto a partir do $f_{ck,est}$ adotar um f_{ck} de acordo com o seguinte critério pragmático:

Nos concretos C20 a C60, sempre fazer aproximação ao valor mais próximo tanto para cima como para baixo, ou seja:

$$f_{ck,est} = 37,4 \text{ MPa} \rightarrow \text{considerar } f_{ck} = \text{C35};$$

$$f_{ck,est} = 44,1 \text{ MPa} \rightarrow \text{considerar } f_{ck} = \text{C45 e assim por diante.}$$

Nos concretos C60 a C100, sempre fazer aproximação ao valor mais próximo tanto para cima como para baixo, ou seja:

$$f_{ck,est} = 64,7 \text{ MPa} \rightarrow \text{considerar } f_{ck} = \text{C60};$$

$$f_{ck,est} = 87,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{considerar } f_{ck} = \text{C90 e assim por diante.}$$

Concluindo, com esses novos e equivalentes f_{ck} , proceder à verificação da segurança usual como se fosse estrutura nova, ou seja,

“utilizar os mesmos modelos e programas como se os resultados fossem obtidos de corpos-de-prova moldados ensaiados em condições padronizadas a 28dias”:

$$\sigma_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} * 0.85$$

onde, no Brasil, $\gamma_c = 1,4$.

Conforme demonstrado, para fins de estimativa/cálculo de f_{ck} a 28 dias de idade, a partir de corpos-de-prova rompidos a qualquer idade ou de testemunhos extraídos a qualquer idade, superior a 28dias, levando em conta o método de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto no Brasil (*NBR 6118:2007*), e apoiando-se nos conceitos de “perda de capacidade resistente por efeito da carga de longa duração” formulados por Rüsçh em 1960, observa-se que o procedimento para análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança conforme resumo mostrado no Quadro 9.1.



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Quadro 9.1 Resumo do procedimento necessário para análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança. Estrutura de edificação em construção.

seqüência	atividades	análises	âmbito
1	Identificar concreto de $f_{ck,est} < f_{ck}$	Obter <i>NBR 7680</i>	tecnologia do concreto
2	ensaios não destrutivos	$f_{c,ext,j}$	
3	amostragem	h/d; sazonalidade; segregação, cura; diâmetro, direção de extração, exsudação, efeito parede, corpos estranhos, armadura, efeito térmico, broqueamento, etc.	
4	extração		
5	ensaios de laboratório		
6	coeficientes de correção	aumentar de 1 a 1,2	
7	representatividade do testemunho	passar de $f_{c,ext,j}$ a $f_{c,j}$ equivalente	conceito de segurança
8	coeficiente de minoração γ_c	reduzir de 1,1 a 1,25 (<i>NBR 6118</i>)	
9	concreto sob carga	passar de $f_{c,j}$ a $f_{c,28}$ (nada a corrigir)	projetista estrutural
10	concreto sem carga	passar de $f_{c,j}$ a $f_{c,28}$ (retroagir)	
11	engenharia	passar de $f_{c,28}$ a f_{ck} (escala de classes, <i>NBR 8953</i>)	bom senso
12	revisão da segurança	rever cargas, taxa de armadura, arredondamentos, flexão ou compressão ou cisalhamento	projetista estrutural
13	projeto de reforço	escolher alternativas e detalhar (executivo)	tecnologista de concreto e projetista
14	projeto de durabilidade	escolher alternativas e detalhar (executivo)	
15	acompanhar execução	fiscalização	
16	operação, uso e manutenção	inspeções e manutenção preventiva e corretiva (<i>NBR 5674</i>)	estrutural



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

Referências bibliográficas

- ABNT NBR 6118 Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento.
- ABNT NBR 7584:1995. Concreto endurecido. Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão. Método de Ensaio
- ABNT NBR 7680: 2007 Concreto: Extração, preparação, e ensaios de testemunhos de concreto. Procedimento.
- ABNT NBR 8681:2003 Ações e Segurança nas Estruturas. Procedimento
- ABNT NBR 8802:1994 Concreto Endurecido. Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica. Método de ensaio
- ABNT NBR 8953:2009. Concreto para fins estruturais. Classificação por grupos de resistência. Classificação
- ABNT NBR NM 33 Amostragem de concreto fresco. Método de ensaio.
- ABNT NBR NM 067:1998 Concreto. Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. Método de Ensaio.
- ABNT NBR 12655 Concreto de Cimento Portland. Preparo, controle e recebimento. Procedimento
- ABNT NBR ISO 14040:2009 a 14050. Gestão Ambiental. Avaliação do Ciclo de Vida.
- ABNT NBR 14931:2004 Execução de Estruturas de Concreto. Procedimento.
- ABNT NBR 15575-1:2010 Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho Parte 1: Requisitos gerais
- ABNT NBR 15575-2:2010 Edifícios habitacionais de até cinco pavimentos. Desempenho. Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais
- Adolfo Delibes Liniers. **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, 1974. p. 65-79
- Alvaro García Meseguer. **Control de la Calidad.** In: Colloque Européen sur le Contrôle de la Qualité dans la Construction, primer. Madrid, 1976. Compterendus, European Organizational for Quality Control EOQC, 1976, p. 361-3
- American Concrete Institute. ACI 117-06. Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials. 2010. 71p.
- American Concrete Institute. ACI 201.1R-08. Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service. 2010. 20p
- American Concrete Institute. ACI 214 Recommended practice for evaluation of compression test results of field concrete. Manual of Concrete Practice. Detroit, v.1, 2008
- American Concrete Institute. ACI 214.4R-10 Guide for obtaining cores and interpreting compressive strength results. ACI, June 2010.
- American Concrete Institute. ACI 228.2R-21 Part 2 (2004) Nondestructive Test Methods for evaluation of Concrete in Structures
- American Concrete Institute. ACI 318M-08 Building Code Requirements for Structural Concrete. 2008. 470p.
- American Concrete Institute. ACI 364-07. Guide for Evaluation of Concrete Structures before Rehabilitation. 2010. 23p.
- American Concrete Institute. ACI 437R-03 Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings. 2010. 28p.
- British Standards Institute. BSI. BS 1881 204:1988. Testing Concrete. Recommendations on the use of electromagnetic covermeters
- Comite Euro-International du Béton. CEB-FIP Model Code 90. **Design Code.** Bulletin d'Information 213/214, May 1993.
- D.P. Maynard & S.G. Davis. **The Strength of "in situ" Concrete.** London. The Structural Engineer, v. 52, n. 10, Oct. 1974. p. 369-74
- EHE-08 Instrucción del Hormigón Estructural. Madrid: Ministerio de Fomento. Centro de Publicaciones, 2008. 704p.
- EUROCODE II. EN 1992. Dec. 2004. Design of Concrete Structures. General Rules for Buildings.
- EN 13791 Assessment of Concrete Compressive Strength in Structures or in Structural Elements.
- F. M. Bartlett & J. G. MacGregor. Equivalent Specified Concrete Strength from Core Test Data. ACI, **Concrete International**, v.17, n.3, Mar. 1995. pp.52-8
- F. N. Sparkes. **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



"do Laboratório de Pesquisa ao Canteiro de Obras"

- fib**(CEB-FIP) Bulletin 22 Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures. State-of-art Report. 304p. 2003.
- fib**(CEB-FIP) bulletin n.2. v.2. July 1999. Structural Concrete. updating CEB/FIP Model Code 90
- fib**(CEB-FIP) bulletin n.54. v.4. October 2010. Manual, Textbook on Behavior, Design and Performance. Structural Concrete
- fib**(CEB-FIP) Model Code 2010. Draft Model Code. March 2010. Bulletin 55. v.1
- fib**(CEB-FIP). Model Code for Service Life Design. International Federation for Structural Concrete. 2006. 109 p.
- Hubert Rüschi. **Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete**. ACI Journal, July 1960. p. 1-28
- ISO 13822:2010. Bases for Design Structures. Assessment of Existing Structures. International Organization for Standardization. 2010. 44 p.
- ISO 22111:2007. Bases for Design of Structures. General Requirements. International Organization for Standardization. 2007. 23 p.
- ISO 2394:1998. General Principles on Reliability for Structures. International Organization for Standardization. 2010.
- J. D. McIntosh. **Concrete and statistics**. London, CR Books, 1963
- Joint Committee CEB-CIB-FIP-RILEM. **Recommended Principles for the Control of Quality and the Judgement of Acceptability of Concrete**. Madrid, Instituto Eduardo Torroja, Monografia n.326, Abril 1975. 105p. Presidente H. Rüschi. Relator Alvaro Meseguer.
- Jose Calavera Ruiz. **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, Monografia 324, 1975.
- José Orlando Vieira Filho: **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, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2007. (tese de doutorado)
- Laniková, I.; Stepánek, Petr et al. **Fully Probabilistic Design. The Way for Optimizing of Concrete Structures**. In: Proceedings of Conference 14. Betonárské dny 2007. CBS Servis, 2007, s. 421-426, (in Czech). Análise feita para ELS (SLS) e ELU (ULS).
- Nils Petersons. **Recommendations for Estimation of Quality of Concrete in Finished Structures**. Stockolm. Materials et Constructions, v.4, n.24, 1971. p. 379-97
- Paulo Helene. **A Resistência do Concreto sob Carga Mantida e a Idade de Estimativa da Resistência Característica**. Anais: III Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. São Paulo, Dez. 1993. p. 271-282
- Paulo Helene. **Avaliação da Resistência à Compressão de Estruturas Através de Testemunhos Cilíndricos de Concreto**. São Paulo. São Paulo. Anais: I Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados. ABNT, CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, Out. 1980. 33p.
- Paulo Helene. **Concreto Endurecido. Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão**. São Paulo. Anais: II Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados. ABNT, CB-18 Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados, Nov. 1983. 28p.
- Paulo Helene. **Controle de Qualidade do Concreto**. São Paulo, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 1981. 150p. (Dissertação de Mestrado)
- Péricles Brasiliense Fusco. **A influência da variabilidade da resistência do cimento na variabilidade da resistência do concreto**. In: Seminário sobre Controle da Resistência do Concreto. São Paulo, 1979, Anais. IBRACON
- Ruy Alberto Cremonini. **Análise de Estruturas Acabadas: Contribuição para a Determinação da Relação entre as Resistências Potencial e Efetiva do Concreto**. São Paulo, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil PPGEC, Departamento de Engenharia de Construção Civil, Jul. 1994. (tese de doutorado)
- Stanton Walker. **Application of theory of probability to design of concrete for strength specifications**. Rock Products, v. 47, n.3, p. 70-4, mar. 1944