



Paulo Helene

Engenheiro civil pela EPUSP (Escola Politécnica da Universidade de São Paulo), especialista em "Patología de las Construcciones" pelo Inst. Eduardo Torroja em Madri, Espanha. Mestre e Doutor em Engenharia, com pós-doutorado na Univ. da Califórnia, em Berkeley. Prof. livre-docente e prof. titular da USP, educador, pesquisador renomado e respeitado consultor. Em 2002, bateu o recorde mundial de concreto colorido de alta resistência que alcançou resistência média de 125MPa em corpos de prova cilíndricos, na obra do e-Tower em S.Paulo. Orientou, nos últimos anos, mais de 40 dissertações de mestrado e 27 teses

de doutoramento, já concluídas. Autor de 8 livros publicados no exterior, 3 livros no Brasil e tradutor de outros 3. Está classificado no sistema internacional ISIS Web of Knowledge como pesquisador categoria H6. Presidiu o Ibracon (Instituto Brasileiro do Concreto) por duas gestões e representou o Brasil como Deputy Chairman e membro da Comissão 5 Service Life da fib (Federation Internationale du Béton, ex-CEB.FIP). Atualmente é conselheiro permanente do Ibracon, presidente da Alconpat Internacional (Asociación Latino Americana de Control de Calidad, Patología y Recuperación de la Construcción) e diretor da PhD Engenharia.

Contribuição à análise da resistência do concreto em estruturas existentes para fins de avaliação da segurança



INTRODUÇÃO

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.

Com base na revisão dos conceitos de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto discutida pelo Prof. Fusco (*ABE-CE Informa*, ano 16, n. 89, jan.fev.2012, p. 12) apresenta-se uma síntese da revisão bibliográfica dos procedimentos recomendados por normas internacionais consagradas e respeitadas no Brasil.

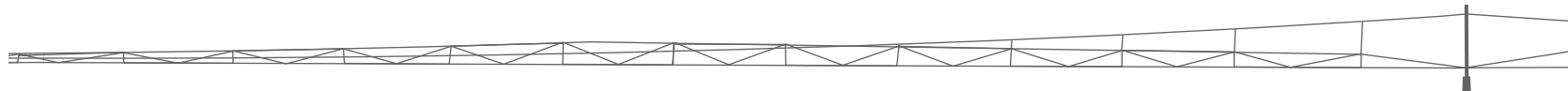
Na sequência, a partir de resultados experimentais obtidos em te-

ses de doutoramento na Escola Politécnica da USP e outras discute-se a ordem de grandeza da influência de certas variáveis aleatórias principais.

A questão do crescimento da resistência com a idade e do decréscimo dessa resistência com a carga de longa duração, conhecido no país por efeito Rüsck, também são abordados.

Conclui-se propondo um procedimento adequado de obtenção do $f_{ck, equivalente}$ a ser utilizado para fins de revisão da segurança do projeto estrutural. Demonstra-se a importância e conveniência conceitual de separar o problema em duas análises: uma relativa à tecnologia do concreto e outra relativa à verificação da segurança da estrutura.

A avaliação da resistência do concreto em estruturas existentes pode



Quadro 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 semidestrutivos, 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.

ser necessária por diversas razões que determinam diferentes escopos de trabalho, conforme apresentado na Quadro 1.

Este artigo pretende discutir apenas o primeiro aspecto, ou seja, quando o controle de recebimento (ABNT NBR 12655:2006) realizado 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.

Em última instância trata-se de transformar o resultado da resistência do concreto medida através de testemunhos, $f_{ck,ext,j}$ ensaiado numa idade j dias, num valor equivalente ao da resistência característica do concreto à compressão, f_{ck} especificada no projeto estrutural, para viabilizar o emprego do mesmo método⁴ de introdução da segurança no projeto das estruturas de concreto, utilizado e válido para estruturas novas, conforme ABNT NBR 6118:2007.

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, sendo as duas principais:

1. Método probabilista completo de introdução da segurança (confiabilidade⁵); e,
2. Método dos coeficientes parciais de segurança (semi-probabilista⁶)

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), conforme ABNT NBR 6118:2007.

Analisar a segurança de uma estrutura acabada é muito mais complexo que introduzir a segurança no projeto de uma estrutura nova. Requer inspeção preliminar, instrumentação adequada, ensaios 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, entre outros.

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.

⁴ Mesmas funções matemáticas de verificação da segurança

⁵ ISO 2394:1998. General Principles on Reliability for Structures. International Organization for Standardization, 2010; e, Eurocode 0. Basis for Design Structures, 2002

⁶ ISO 22111:2007. Bases for Design of Structures. General Requirements. International Organization for Standardization, 2007. 23 p.



NORMATIZAÇÃO ESTRANGEIRA E INTERNACIONAL

Documento 1: fib(CEB-FIP) Model Code 2010⁷. Draft Model Code. March 2010. Bulletin 55.

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

limit state	safety formats	reference period	new structures	existing structures	comentários
serviceability	probabilistic safety format	50years	$\beta = 1,5$	nihil	mantem o mesmo critério de verificação da segurança, estruturas novas = existentes
	partial safety factor format	residual service life		$\beta = 1,5$	
ultimate	probabilistic safety format	50years	$3,1 \leq \beta \leq 4,3$	$3,1 \leq \beta \leq 3,8$	permite reduzir a confiabilidade na verificação da segurança em estruturas existentes
	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	nihil	no caso de estruturas existentes recomenda levar em conta as ações efetivas, principalmente peso próprio e as dimensões geométricas, posição de armadura, etc.
93	Table 4.5.7 → f_{cd} $\gamma_C = 1,5$ (persistent/transient) $\gamma_C = 1,2$ (accidental)	...they might be reduced by 0,1 if the tolerances are reduced by 50%...mainly when analyzing existing structures...	recomenda reduzir o γ_C de 0,1 $\gamma_C = 1,4$ (persistent/transient) $\gamma_C = 1,1$ (accidental)
103	safety factor for model uncertainty γ_{Rd}	$\gamma_{Rd} = 1,0$... is the case of assessment of an existing structure...	recomenda não alterar

Documento 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)

⁷ 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.

Documento 3: fib(CEB-FIP) Bulletin 22. Monitoring and Safety Evaluation of Existing Concrete Structures. State-of-art Report. 304p. 2003

Recomenda extrair 3 testemunhos e estabelece os seguintes coeficientes de correção dos resultados:

$$\begin{aligned} \text{para C20 e C25} &\rightarrow f_{cy150} = 0,8 * f_{cube150} \\ \text{para C50 e C60} &\rightarrow f_{cy150} = 0,83 * f_{cube150} \\ f_{cube100} &= 1,05 * f_{cube50} \\ f_{cube150} &= 1,05 * f_{cube200} \end{aligned}$$

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

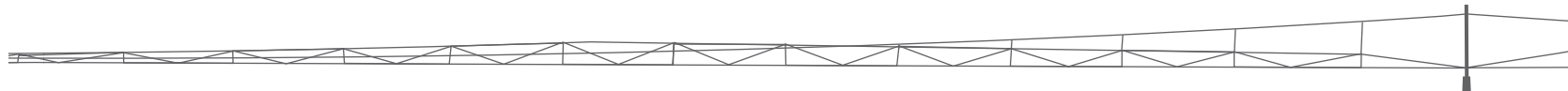
Page 165 → 8.3.2 Control Methods of Variations in Material Properties

"...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..."

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

Documento 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 $\gamma_{c,red1} = 1,4$.

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 $\gamma_{c,red2} = 1,05$ 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:

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

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

2. a partir de testemunhos extraídos revisar adotando:

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

Documento 7: 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..."

Documento 8: 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

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

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

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

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

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

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



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

F_d → correção efeito deletério do broqueamento = 1,06

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

Documento 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:

2.6.5.4 ...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 → ...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...

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...

obs.: caso o f'_c obtido dessa forma (1,18 da média ou 1,33 do inferior) atenda o f'_c de projeto, encerra-se aqui a avaliação. Caso o f'_c assim obtido ainda não atenda o f'_c de projeto, é necessário verificar a segurança adotando esse novo f'_c e seguindo os procedimentos do cap.20, a seguir transcrito.

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 ABNT 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, durante a verificação da segurança.

Documento 10: Joint Committee on Structural Safety (JCSS). Probabilistic Assessment of Existing Structures. RILEM. D. Diamantides Ed. 2001. 162p. ISBN 2-912143- 24-1

"...thus every statement about the safety of an existing structure is person dependent and reflects the state of knowledge of the person that makes the statement... that experts opinions often differ considerably... but must be rational in the final decision..."

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

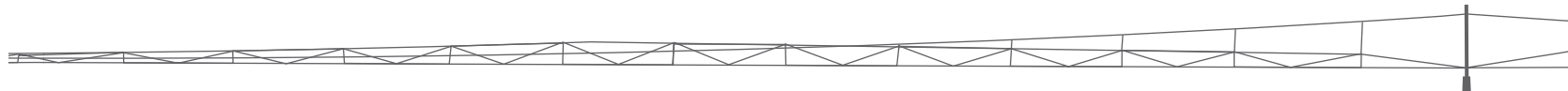
1. Uma primeira relativa a ensaio, ou seja, passar de $f_{c,ext}$ a f_c equivalente, para a qual algumas normas chegam até a recomendar explicitamente um especialista em tecnologia de concreto. Corresponde à inspeção da estrutura, pacometria, esclerometria e ultra-som, amostragem, extração, prumo, excentricidade, deflexões, giros, medidas geométricas "as built" de campo, transporte dos testemunhos, preparação dos topos, sazonalamento, 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 no caso de obra nova, ainda por construir.

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

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 importantes como pilares, 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 medir dimensões, prumo e excentricidade do pilar. Com estrutura bem executada é possível aceitar γ_c menores pois há menos desconhecimentos;
4. Se necessário utilizar ensaio de dureza superficial (esclerometria) e ultra-som, 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 ABNT 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 algo da ordem de 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 máximo⁸;
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), 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 discrepância⁹.

PESQUISAS de DOUTORADO no BRASIL

Documento 1: CREMONINI, R.A. Análise de Estruturas Acabadas. Contribuição para a Determinação da Relação entre as Resistências Potencial e Efetiva do Concreto. São Paulo, EPUSP, 1994.

O Prof. Ruy Cremonini hoje é Professor Associado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Sua importante pesquisa comparou a resistência potencial (corpo de prova moldado nas condições ideais) com a resistência efetiva do concreto obtida através de testemunhos extraídos, sempre ambos ensaiados a 28 dias de idade. No caso de pilares examinou 6 estruturas distintas num total de 17 lotes. Manteve sempre as mesmas dimensões (corpo de prova moldado igual a extraído e com 10cm de diâmetro e 20cm de altura), ambos rompidos a 28 dias de idade. Testemunho ensaiado em condições normais após corte úmido e polimento dos topos com água e capeamento com enxofre. Corpos de prova moldados foram ensaiados nas condições de norma, com topos capeados com enxofre.

Portanto as diferenças foram minimizadas e se referiram a direção de moldagem e de ensaio; cura, carregamentos prévios de obra (2 a 4 andares acima já concretados), efeitos deletérios do broqueamento, diferenças de adensamento, diferenças de temperatura de cura, obtendo em valores médios:

$$f_{c,28} = 1,24 * f_{c,ext,28}$$

Documento 2: VIEIRA Filho, J.O. Avaliação da Resistência à Compressão do Concreto através de Testemunhos Extraídos: Contribuição à Estimativa do Coeficiente de Correção devido aos Efeitos do Broqueamento. São Paulo, EPUSP, 2007.

O Prof. José Orlando é hoje o Diretor do Curso de Engenharia Civil da UNICAP e Prof. Doutor da UFPE. Sua importante pesquisa comparou

⁸ 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 extraído 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).

⁹ Em geral, nesta etapa do processo, dá-se preferência aos resultados dos testemunhos extraídos pois estes representam melhor o componente estrutural.

a resistência potencial (corpo de prova moldado nas condições ideais) com a resistência efetiva do concreto obtida através de testemunhos extraídos, sempre ambos ensaiados a 28 dias de idade. Neste caso, porém, diferentemente da pesquisa de Ruy Cremonini, os testemunhos extraídos não foram retirados de uma obra normal e em andamento normal, sem o conhecimento dos engenheiros de obra. Foram moldados blocos parede de concreto e mantidos em condições ideais de norma (temperatura e UR), muito bem adensados equivalentes ao corpo de prova moldado, pois são paredes de pequena altura, ou seja, neste caso a única diferença era que um foi extraído e outro moldado, além do extraído estar ortogonal à direção de moldagem e o moldado ser ensaiado na direção paralela à de moldagem.

Além de manter as mesmas dimensões (corpo de prova moldado igual a extraído e com 10cm de diâmetro e 20cm de altura), ambos rompidos a 28 dias de idade, testou testemunhos com outras dimensões. Testemunho ensaiado em condições normais após corte úmido e polimento dos topos com água e capeamento com retificação úmida (refrigerados a água). Corpos de prova moldados foram ensaiados nas condições de norma, com topos também retificados com água.

Portanto as diferenças foram minimizadas e se referiram quase que exclusivamente ao efeito deletério do broqueamento, direção de moldagem e de ensaio, obtendo em valores médios:

$$f_{c,28} = 1,07 * f_{c,ext,28}$$

Outra contribuição valiosa dessa pesquisa foi demonstrar que também é possível obter resultados confiáveis utilizando testemunhos de pequenas dimensões (2,5cm de diâmetro por 5,0cm de altura). Isso é muito importante para reduzir riscos à segurança durante as investigações pois permite extrair mais testemunhos aumentando significativamente a representatividade sem reduzir muito a seção resistente.

CONVERSÃO DE "EXTRAÍDO" $f_{c,ext,j}$ A "MOLDADO" $f_{c,j,eq}$ NA IDADE j

Passando então à solução da primeira do problema parte que a bibliografia denomina de tecnologia do concreto:

O valor obtido por conta de se tratar de testemunho extraído, ou seja, além de ser afetado negativamente pelas operações de extração também são afetados pelas operações de execução, ou seja, deveria ser corrigido por vários fatores ou coeficientes.

Com base na bibliografia fartamente disponível sobre tecnologia de concreto, resume-se que a conversão de "extraído" $f_{c,ext,j}$ a "moldado" $f_{c,j,eq}$ deveria levar em conta os seguintes fatores ou coeficientes k :

$$f_{ck,est,eq} = k_1 * k_2 * k_3 * k_4 * k_5 * k_6 * k_7 * k_8 * f_{ck,ext,j} \text{ onde:}$$

$f_{ck,est,eq}$ = resistência à compressão característica do concreto equivalente à obtida de corpos de prova moldados, a 28 dias de idade;

$f_{ck,est,eq}$ = resistência à compressão característica do concreto à compressão obtida diretamente de testemunhos extraídos e ensaiados a j dias de idade;

k_1 = correção devida à geometria do testemunho cilíndrico, ou seja, devida à relação h/d. Esse coeficiente pode ser obtido da ABNT NBR 7680, estando apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Coeficientes k_1 de correção devida à geometria do testemunho cilíndrico

relação h/d	BS 1881	ASTM C 42	ABNT NBR 7680 coeficiente k_1
2,00	1,00	1,00	1,00
1,75	0,98	0,98	0,98
1,50	0,96	0,96	0,96
1,25	0,94	0,93	0,93
1,00	0,92	0,87	0,87



Artigo Técnico

k_2 = coeficiente devido ao efeito deletério de broqueamento. Esse coeficiente pode ser obtido do ACI 214:2010 ($k_2 = 1,06$) ou da tese de doutorado de José Orlando Filho ($k_2 = 1,07$). 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;

k_3 = coeficiente devido a deficiências de cura do concreto na obra. Esse coeficiente pode ser obtido de vários textos base de livros de tecnologia de concreto ou até mesmo da norma ACI 214:2010, ou seja, a cura deficiente de obra, comparativamente àquela padronizada como ideal (corpo de prova moldado), pode reduzir muito a resistência do concreto na obra, em até mais de 10%, conforme apresentado na Tabela 2:

Tabela 2. Efeito da natureza do sazonalamento (UR e temperatura) na resistência do concreto

referência	sazonamento	coeficiente k_3
ACI Materials Journal. Set-Oct. 2011 N. 108, M.5. Effect of Initial On -Site Curing on 28-Day Cylinder Strength. J. Calavera et all. p. 510-515. ISSN 0889-3241/98	> 30°C	1,10
ACI Materials Journal. Set-Oct. 2011 N. 108, M.5. Effect of Initial On -Site Curing on 28-Day Cylinder Strength. J. Calavera et all. p. 510-515. ISSN 0889-3241/98	< 15°C	1,05
MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. IBRACON. 3ra Edição. p. 62. 2008. Concrete Manual. 8a ed. U.S. Bureau of Reclamation, 1981	ao ar	1,60
Concrete Society Technical Report N° 11 "Concrete core testing for strength". Concrete Society, Maio de 1976.	usual de obra	1,20
Concrete Society Technical Report N° 11 "Concrete core testing for strength". Concrete Society, Maio de 1976.	membrana de cura	1,10
BATTAGIN, A.F.; CURTI, R.; SILVA, C.O. & MUNHOZ, F.C. Influência das Condições de Cura em Algumas Propriedades dos Concretos. IBRACON. 44° Congresso Brasileiro do Concreto, 2002.	camara seca	1,15

k_4 = coeficiente devido a deficiências de adensamento na obra comparativamente ao adensamento enérgico e ideal do corpo de prova. Segundo ACI 214:2010 e livros texto de concreto, deve ser aumentada a resistência do testemunho de 5% a 7% para cada 1% a mais de porosidade (volume de vazios) do concreto extraído em relação à porosidade medida no concreto bem adensado do corpo de prova padrão. Isso pressupõe que a porosidade (ASTM C 642) tenha sido medida no corpo de prova moldado e também no testemunho extraído para permitir a comparação e eventual correção, conforme mostrado na Tabela 3;

Tabela 3. Coeficientes de correção segundo teor de ar aprisionado no concreto (adensamento insuficiente) Concrete Society Technical Report N° 11 "Concrete core testing for strength". Concrete Society, Maio de 1976.

porcentagem de ar aprisionado em volume	fator de correção por compactação, k_4
1,0	1,08
1,5	1,13
2,0	1,18
2,5	1,23
3,0	1,28
3,5	1,33
4,0	1,39
4,5	1,45
5,0	1,51

k_5 = coeficiente devido à direção de extração em relação à direção de lançamento e adensamento do concreto. Segundo os livros texto de concreto e ACI 214:2010, concreto extraído em direção ortogonal à de lançamento deve ser corrigido de k_5 de 1,05, ou seja, a resistência do concreto extraído ortogonalmente é 5% menor que aquela do concreto do corpo de prova onde a moldagem e o ensaio estão na mesma direção, conforme mostrado na Tabela 4 e Tabela 5;

Tabela 4. Coeficientes de correção segundo a direção ortogonal à de moldagem

referência	fator de correção, k_5
Petersons, Nils. Recommendation for Estimation of Quality of Concrete in Finished Structures. Stockholm. Materiaux et Constructions, v.4, n. 24, 1977. p 379-97	1,12
Delibes, Liniers Adolfo. Análisis de la Influencia de Algunas Variables em la Extracción y Ensayo a Compresión de Probetas Testigos de Hormigón. Madrid, Informes de la Construcción, n. 266, 1974. p. 65-79	1,05
Concrete Society. Concrete Core Testing for Strength. London. Concrete Society Technical Report, .11, 1976. Revuelta Crespo, David & Gutiérrez Jiménez, José Pedro. Ensayos de Información Complementária del Hormigón: Evaluación de la Resistencia a Compresión del Hormigón Mediante Probetas Testigo. Madrid, Hormigón & Acero, Dec. 2009, n. 935. ISSN 0008-8919 p. 34-46	1,08

Tabela 5. Relação entre a resistência do concreto em testemunhos extraídos em direção paralela e ortogonal à concretagem. (Dissertação de Mestrado. De Castro, E. Estudo da Resistência à Compressão do Concreto por Meio de Testemunhos de Pequeno Diâmetro e Esclerometria. p. 70. Uberlândia. Universidade Federal de Uberlândia, 2009)

Pesquisador	Relação F_c horizontal / F_c vertical
Petersons (1971)	1,12
Grahan, apud Neville (1969)	1,08
Ortiz & Diaz (1973)	1,01 a 1,06
Liniers (1974)	1,05
Meininger (1977)	1,07
Concrete Society	1,08
Kasai & Matui (1979)	1,04
Munday & Dhir (1984)	1,05 a 1,11
Bloem (1968)	1,00

k_6 = coeficiente devido às condições de sazonalamento do concreto do testemunho, antes do ensaio de compressão. Segundo ACI 214:2010, se rompido imediatamente e na sequência da extração $k_6 = 1,00$. Se mantido sob água por 48h e rompido saturado $k_6 = 1,09$ e se rompido seco em estufa ventilada por 7dias, $k_6 = 0,98$;

Observe-se que a prática da engenharia requer bom senso e conceitos firmes, pois não tem sentido corrigir sempre utilizando todos os coeficientes apresentados. Por exemplo, se não houve variação significativa de temperatura ou se a estrutura está na Amazônia onde a UR é equivalente à de uma câmara de cura, o coeficiente de cura e sazonalamento não deverá ser utilizado.

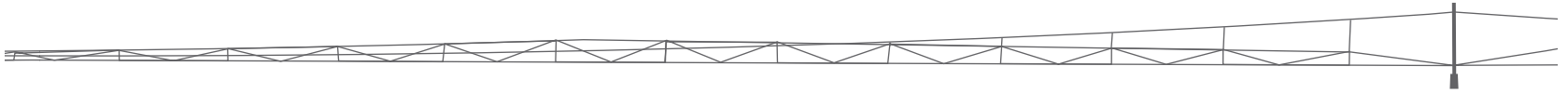
Portanto com o emprego correto desses coeficientes obtém-se $f_{ck,est,j,eq}$.

Falta agora transportar essa resistência para o referencial de 28 dias.

QUANDO e COMO RETROAGIR a RESISTÊNCIA a 28 DIAS

O ACI 318:2008 e o ACI 214.4R-10, nestes casos, adotam a resistência atual, f , 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 28dias. Fusco no artigo técnico da ABECE informa ano 16, n. 89, 2012, p. 12 recomenda não corrigir desde que a idade de ensaio do testemunho não supere 91dias. Portanto apesar de, na maioria dos casos ser desnecessária essa correção, admite-se aqui, para fins de discussão construtiva que fosse necessário fazer essa correção.

Nessas condições os cálculos para obtenção do $f_{ck,est,eq}$ a 28dias, ainda



deveriam continuar com os seguintes coeficientes k_7 e k_8 , assim obtidos:

k_7 = coeficiente devido à idade. Este coeficiente considera que o concreto esteve, até a idade de ensaio, livre e sem carga, podendo desenvolver todo o crescimento de sua resistência. Também pressupõe que havia em obra condições ideais de cura e temperatura, similares à de uma câmara úmida, que permitiram o crescimento da resistência. Como é sempre difícil definir a história real de carregamento desse concreto e suas condições de cura e temperatura, pode-se admitir que sempre que estiver pouco carregado, ou seja, com menos de 50% da carga de projeto¹⁰, esse concreto pode desenvolver sua resistência “livremente”. Assim sendo para retroagir essa resistência a 28 dias deve-se utilizar o modelo clássico de crescimento da resistência com a idade, previsto na *ABNT NBR 6118:2007* e *fib Model Code 2010*, a saber:

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

no qual s deve ser admitido como $s = 0,16$ uma vez que corresponde ao modelo de segurança da *ABNT NBR 6118:2007* que admite $0,85 (= 1,17*0,73)$ como o produto aos 50 anos do crescimento versus o efeito Rüschi.

Assim sendo, para $j > 28$ dias:

$$k_7 = e^{-0,16*(1-\sqrt{\frac{28}{j}})}$$

k_8 = coeficiente devido ao efeito de carga de longa duração, também conhecido no Brasil por efeito Rüschi. Todo concreto sob carga elevada, acima de 50% da carga de projeto, mantida por um período superior a 20 minutos, fica sujeito a esse fenômeno que é o de redução significativa de sua resistência podendo chegar a perder 27% de sua resistência sob carga elevada mantida dos 28 dias aos 50 anos. O modelo clássico, adotado pelo *fib Model Code 2010* e *ABNT NBR 6118:2007*, que representa esse fenômeno, é:

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

Portanto é possível obter a resistência inicial na idade t_0 ou de 28 dias, tendo-se medido a resistência do concreto sob carga na idade j ou t , através do uso desse modelo, ou seja;

$$k_8 = [0,96 - 0,12 * \sqrt[4]{\ln\{72*(t-t_0)\}}]^{-1}$$

sempre que $t > 28$ dias e $t_0 = 28$ dias.

Com base nessas considerações é possível, finalmente, obter a resistência característica do concreto à compressão equivalente à resistência característica estimada do concreto, como se tivesse sido moldado e ensaiado aos 28 dias em condições ideais de laboratório e sem carga de nenhuma espécie.

Portanto obtém-se assim um $f_{ck,est,eq}$ do concreto desse elemento estrutural. Caso $f_{ck,est,eq} \geq f_{ck}$, especificado no projeto estrutural a análise encerra-se aqui. Caso seja inferior ao f_{ck} de projeto, há necessidade de verificar a segurança.

VERIFICAÇÃO da SEGURANÇA

Se não atender será necessário verificar a segurança conforme segue:

“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).

¹⁰ A literatura consultada por este autor não faz referência sobre a intensidade do carregamento. Sabe-se dos trabalhos de Rüschi que cargas elevadas, acima de 75% do valor de ruptura no ensaio instantâneo de fragilização, o fenômeno de redução da capacidade resistente. O autor sugere 50% por simples intuição e sem base experimental.

Na prática significa majorar de algo o resultado do extraído ($f_{ck,est,eq}$). As normas existentes e consagradas divergem sobre essa “majoração” conforme apresentado na revisão normativa, com coeficientes variando de 6% a 22%. A própria *ABNT NBR 6118:1978* majorava em 15%.

Para ser conservador e estar conforme com a *ABNT NBR 6118:2007* deve-se majorar os resultados em apenas 10%, o que equivale a reduzir o γ_c de 10%.

Portanto o novo f_{ck} (para fins de revisão da segurança) = $1,1 * f_{ck,est,eq}$

CONSIDERAÇÕES FINAIS

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 28 dias”:

$$O_{cd} = \frac{f_{c,j}}{\gamma_c} * 0,85$$

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

A verificação da segurança da estrutura com base somente na eventual alteração da resistência do concreto, pode ser considerada simplista e parcial. Poder-se-ia 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 diferentes¹¹.

Cabe observar que segundo o item 15.8.3 da *ABNT NBR 6118:2007*, há 4 métodos, igualmente válidos, para dimensionar um pilar:

- o método do pilar-padrão com curvatura aproximada, $1/r$
- o método do pilar-padrão com rigidez aproximada, k
- o método do pilar-padrão acoplado a diagramas M, N, $1/r$
- o método geral (mais preciso)

No caso hipotético de um pilar com $a_x = 26$ cm por $a_y = 39$ cm; submetido a uma força normal de 62tf; sob momentos no topo de $m_x = -1,4$ tf.m e $m_y = 5,7$ tf.m; sob momentos na base de $m_x = 2,85$ tf.m e $m_y = -2,85$ tf.m e concreto de $f_{ck} =$ variável, obter-se-ia 7 respostas possíveis:

método	$f_{ck} = 35$ MPa e A_s variável	$A_s = 8 \text{ } \phi 16$ e f_{ck} variável
1/r	8 $\phi 16$	35MPa
K	6 $\phi 16$	30MPa
M, N, 1/r	6 $\phi 12,5$	25MPa
método geral	6 $\phi 10$	20MPa

Observe-se que uma verificação da segurança, por exemplo, de pilares de edifícios, poderia ainda ser muito mais acurada, empregando-se menores γ_s , ou refinando o cálculo das cargas permanentes, ou refinando o efeito cumulativo de ações, ou refinando as características geométricas efetivas do pilar, ou refinando a taxa de armadura efetiva, etc., de modo a colocar a engenharia ao lado e a favor do processo construtivo em concreto armado que é o processo mais interessante, versátil e seguro, descoberto há cerca de apenas 100 anos atrás e líder isolado em todos os países do mundo atual, comparativamente às demais alternativas.

¹¹ 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 $0,9*f_{ck}$

