

## 2 Revisão Bibliográfica

### 2.1.Introdução

Segundo o documento “Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates” (ASTM C 125) o concreto é definido como um material compósito que consiste essencialmente de um meio ligante no qual estão imersas partículas ou fragmentos de agregado.

A seleção dos materiais apropriados e a dosagem são, sem dúvida, passos importantes para produzir um concreto que atenda as especificações de resistência e durabilidade na estrutura. Desde os primeiros momentos após a mistura dos elementos constituintes, cimento, areia, água e brita, iniciam-se reações químicas, principalmente entre a água e o cimento, com grande liberação de energia.

Para MEHTA e MONTEIRO (1994), a fase após a mistura dos elementos constituintes é considerada a mais importante do concreto, pelo comprometimento que ela pode causar, se for manipulada de forma irregular, na resistência mecânica do concreto nas primeiras idades e também na durabilidade. O termo primeiras idades abrange apenas um pequeno intervalo de tempo (os dois primeiros dias após a produção) no total da expectativa de vida útil do concreto.

Durante esse período várias operações são executadas com o concreto, como, por exemplo, transporte, adensamento, lançamento em formas, cura e desmoldagem. Estas fases, caso não sejam executadas com certos critérios, poderão “exigir” do concreto, ações para o qual ele ainda não está preparado, levando conseqüentemente a uma possível alteração de suas propriedades.

Visto que grande parte do volume de concreto é ocupado pelos agregados, é de se considerar que suas propriedades físicas e químicas interfiram significativamente nas propriedades do concreto.

NETO (2005), relata que o agregado passou a ser visto não só como um componente do concreto, mas sim um elemento capaz de influenciar o desempenho do concreto. Assim, quando esta influência passou a ser conhecida cuidou-se melhor da seleção dos agregados, sempre levando em consideração o ambiente de inserção da estrutura de concreto que estará sendo produzida.

De acordo com NEVILLE (1997), o agregado passou a assumir importância econômica, devido ao custo menor e alcançou a excelência ao atribuir vantagens técnicas consideráveis ao concreto, que passou a ter maior estabilidade dimensional e melhor durabilidade do que a pasta de cimento pura.

Problemas técnicos e econômicos decorrentes da seleção inadequada dos agregados mostram a necessidade de uma melhor compreensão do papel dos agregados na resistência mecânica, na durabilidade e também na estabilidade dimensional do concreto. Verificou-se também que muitas propriedades do concreto são influenciadas pelas características dos agregados, tais como: porosidade, composição granulométrica, absorção d'água, estabilidade, forma e textura superficial dos grãos, resistência mecânica, módulo de deformação e substâncias deletérias presentes. (ALHADAS, 2008)

## **2.2.Fatores que influenciam na resistência à compressão do concreto**

Dentre os fatores mais influentes destacam-se:

### *a - Características e proporções dos materiais constituintes*

- Relação água-cimento.
- Finura e tipo de cimento.
- Forma, textura, dimensão máxima do agregado.
- Natureza do agregado graúdo.
- Granulometria do agregado.
- Aditivos químicos.
- Adições minerais.
- Relação agregado – cimento.

*b – Condições de cura*

- Duração.
- Umidade do ambiente de cura.
- Temperatura de cura.

*c – Parâmetros de ensaio*

- Dimensões do corpo de prova.
- Capeamento dos corpos de prova.
- Umidade do corpo de prova.
- Temperatura de ensaio e velocidade de carregamento.

A avaliação dessa resistência nas estruturas acabadas é complexa. Com isso o processo de produção do concreto, desde a consideração da variabilidade das características dos seus componentes, passando pelas etapas de mistura, transporte, lançamento, adensamento, e, por fim, a cura, introduz uma série de variáveis de difícil quantificação. Alguns autores consideram esta resistência “*in situ*” inferior a dos corpos-de-prova, moldados e curados sob condições ideais.

A resistência mecânica é considerada como o principal parâmetro para se avaliar a qualidade do concreto na estrutura. Em particular, a resistência à compressão simples, avaliada por meio de ensaios de corpos-de-prova moldados do concreto ao sair da betoneira, os quais, obviamente representam uma resistência potencial que o concreto pode atingir na estrutura.

As tabelas que se seguem mostram a classificação estabelecida pela NBR 8953:1992, bem como a sugerida por PRISKIN (1994) abrangendo diversas categorias de concretos.

Tabela 2.1 – Classificação dos concretos para fins estruturais por classe de resistência conforme NBR 8953:2009.

<b>Categoria</b>	<b>Classe de Resistência (MPa)</b>
Grupo I	C10,C15,C20,C25,C30,C35,C40,C45,C50
Grupo II	C55,C60,C70,C80,C90,C100

Tabela 2.2 – Classificação dos concretos quanto à resistência à compressão segundo VIEIRA FILHO (2007) por PRISKIN (1994).

<b>Classificação</b>	<b>Resistência à compressão aos 28 dias (<math>f_{c28}</math>)MPa</b>
Concreto Comum	20 - 50
Concreto de Alto Desempenho	50 - 100
Concreto de Ultra Alto Desempenho	100 a 150
Concretos Especiais	> 150

HELENE e TERZIAN (1993) também sintetizam a análise dos diversos fatores que intervêm na resistência à compressão do concreto conforme mostram as figuras 2.1 e 2.2.

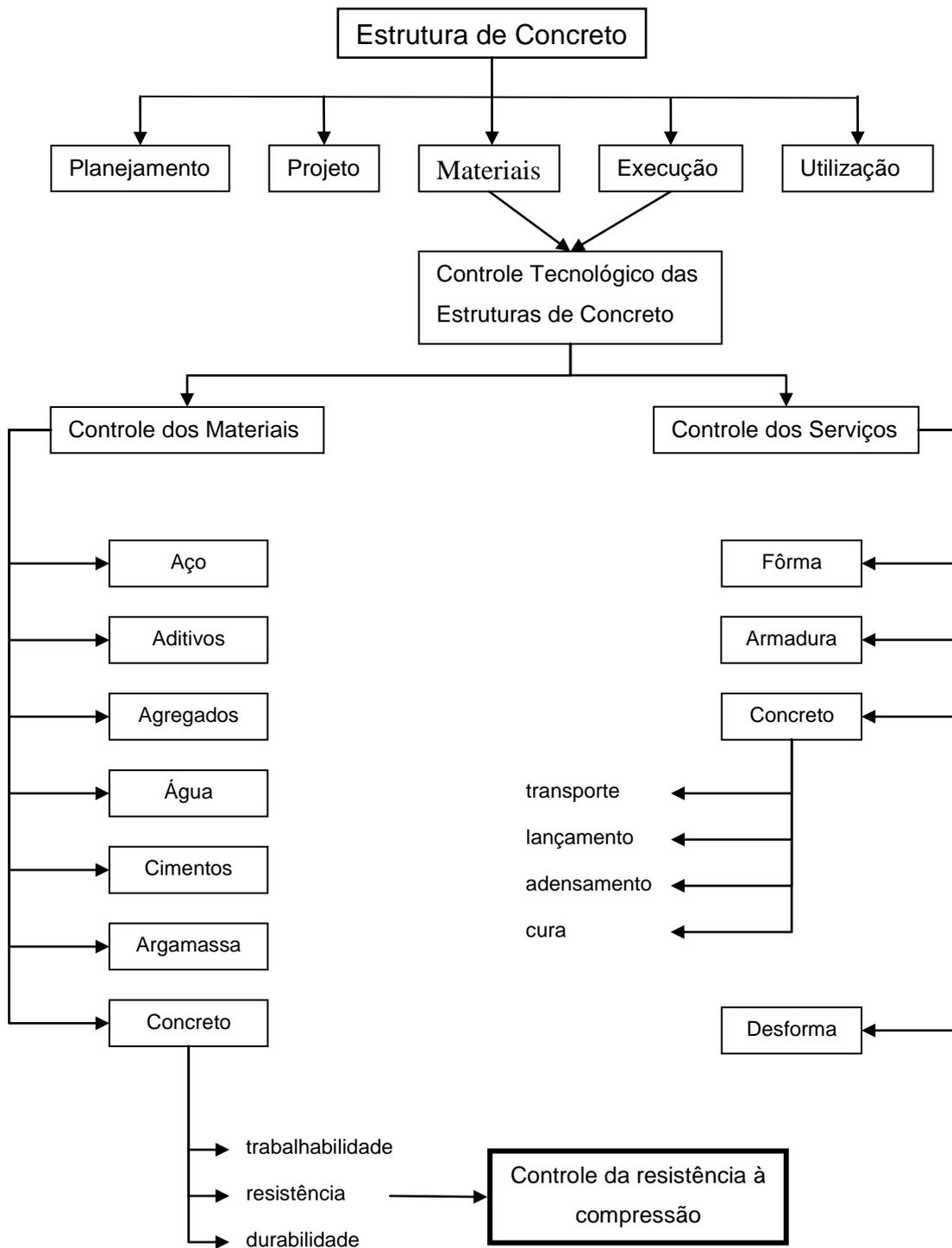


Figura 2.1 – Diagrama de blocos que esquematicamente situa o controle da resistência à compressão do concreto dentro do contexto mais amplo de controle tecnológico das estruturas de concreto.

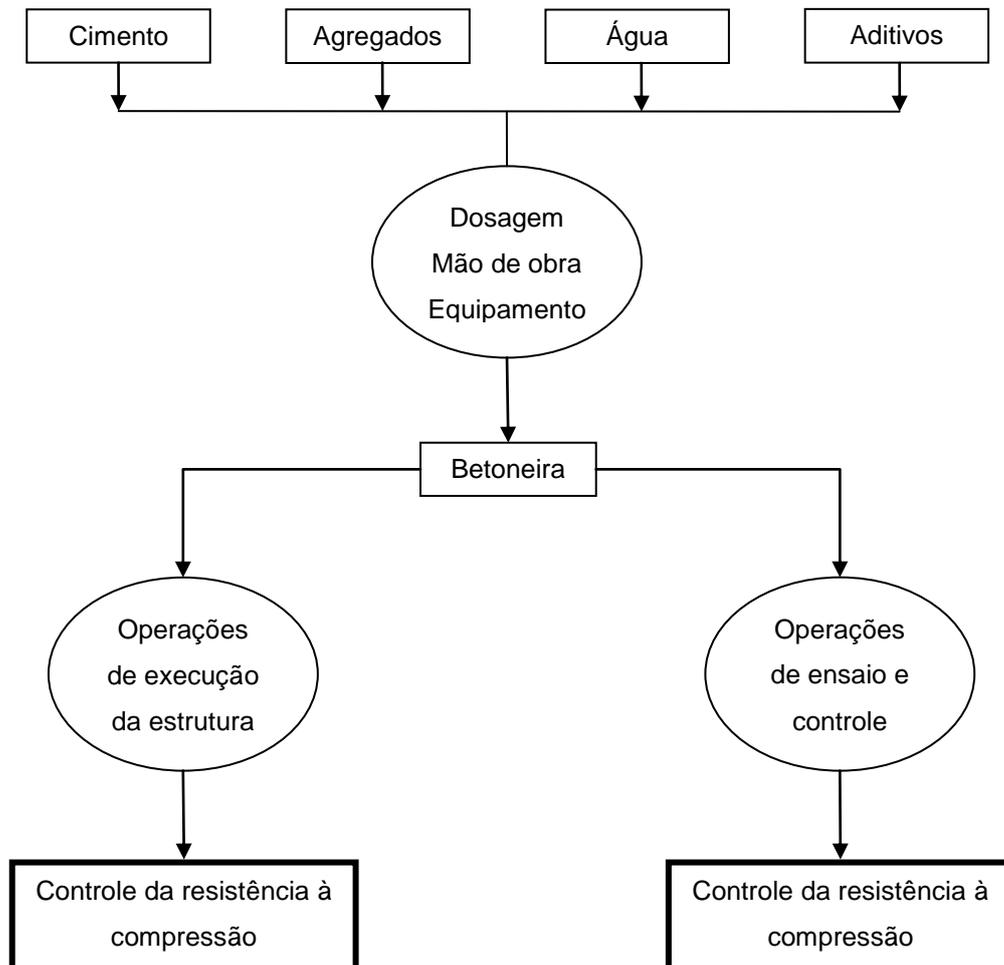


Figura 2.2 – Significado da resistência à compressão do concreto obtida por meio do controle do concreto.

### 2.2.1. Controle de produção do concreto

O Controle de Produção é a atividade que verifica e corrige continuamente os principais parâmetros de produção que possam afetar a qualidade do produto.

O projeto estrutural especifica o valor do  $f_{ck}$ , no planejamento da obra se define o desvio padrão de dosagem  $S_d$  e como será feito o controle da produção. Do planejamento da obra define-se também o valor do abatimento de maneira a atender as necessidades de preparo, transporte, lançamento e adensamento.

Algumas concreteiras ou obras possuem um laboratório próprio, responsável por ensaiar as matérias-primas, verificando a granulometria dos agregados, qualidade dos aditivos e finalmente testarem os traços. Já outras fazem esses serviços por meio de laboratórios terceirizados.

O aditivo é dosado juntamente com os agregados e o cimento na balança dosadora conforme Figura 2.3. Junto à balança existem reservatórios, os quais são utilizados para armazenar plastificantes e outros aditivos, dependendo do concreto a ser produzido. A umidade dos agregados é medida três vezes ao dia para devidas correções na quantidade de água a ser adicionada ao concreto. A partir desses processos anteriores inicia-se a mistura.



Figura 2.3 – Painel de controle.

A fase de produção é fundamental para manter a qualidade e a durabilidade do concreto, no entanto, apenas o controle da produção do concreto não é suficiente para garantir que a estrutura seja durável. É preciso também controlar a qualidade no processo de entrega na obra, o lançamento e a cura do mesmo na estrutura.

### 2.2.2. Controle de aceitação do concreto

A natureza da obra, o espaçamento entre as paredes das formas e a distribuição da armadura no seu interior impõem que a consistência do concreto seja adequada. Então fixada a resistência, mediante o estabelecimento de determinado valor para a relação água/cimento, resta assegurar à mistura uma consistência compatível com a natureza da obra. O processo de determinação de consistência mais utilizado no Brasil, devido à simplicidade e facilidade com que é executado na obra, é o ensaio de abatimento do tronco de cone.

Segundo a NBR 6118:2007, a consistência do concreto deve estar de acordo com as dimensões da peça a ser concretada, com a distribuição da armadura no seu interior e com os processos de lançamento e adensamento utilizados. As Tabelas 2.3 e 2.4 e Figura 2.4 fornecem indicações úteis sobre os resultados do abatimento.

Tabela 2.3 – Abatimento recomendado para diferentes tipos de obras; ARAÚJO, RODRIGUES e FREITAS (2000)

Tipo de Obra	Abatimento em (cm)	
	Máximo	Mínimo
Bloco sobre estaca e sapata	8	2
Viga e parede armada	10	2
Pilar de edifício	10	2
Laje maciça e nervurada	8	2

Tabela 2.4 – Índices de consistência do concreto em função de diferentes tipos de obras e condições de adensamento; ARAÚJO, RODRIGUES e FREITAS (2000)

Consistência	Abatimento (cm)	Tipo de Obra	Tipo de Adensamento
Extremamente seca (terra úmida)	0	Pré-fabricação	Condições especiais de adensamento
Muito seca	0	Grandes massas;pavimentação	Vibração muito enérgica
Seca	0 a 2	Estruturas de concreto armado ou protendido	Vibração enérgica
Rija	2 a 5	Estruturas correntes	Vibração normal
Plástica (média)	5 a 12	Estruturas correntes	Vibração normal
Úmida	12 a 20	Estruturas correntes sem grandes responsabilidades ou especiais	Vibração normal ou manual
Fluida	20 a 25	Estruturas especiais	Vibração normal ou manual

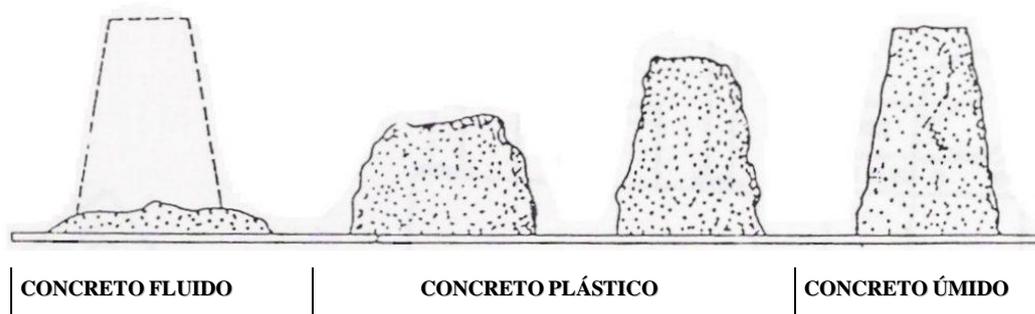


Figura 2.4 – Consistência do concreto

Nas construções prediais da atualidade, os abatimentos para os concretos com  $f_{ck} = 35\text{MPa}$  e brita 1 estão entre 8cm e 12cm ( $10 \pm 2$ ). Já os concretos com  $f_{ck} = 35\text{MPa}$  e britas 0 e 1 têm abatimento de ( $12 \pm 2\text{cm}$ ).

A confirmação da conformidade do concreto que foi produzido e será lançado numa determinada estrutura com o que foi especificado no projeto estrutural, é efetuada também por meio da definição da extensão do lote que será oportunamente julgado, do tamanho da amostra que irá representar o lote, da extração e moldagem dos corpos-de-prova e da análise dos resultados.

Neste trabalho foi usado o Sistema de Gestão de Qualidade, a ISO 9001:2008 e o Programa Brasileiro de Qualidade e Produtividade do Habitat (PBQP-H) nível A, com o objetivo de garantir a qualidade dos materiais dos componentes e sistemas construtivos. O PES (Procedimento de Execução de Serviço), a FVS (Ficha de Verificação de Serviço) e a Rastreabilidade do concreto são indispensáveis para ter-se um resultado de qualidade (Anexo F).

Independentemente da realização do teste de abatimento, devem ser colhidas amostras do concreto (corpos-de-prova), que no estado endurecido servirão para a realização de ensaios de resistência à compressão. Estas amostras devem ser em quantidade suficiente para a determinação do  $f_{ck,est}$ .

Na NBR 12655:2006 tem-se os valores para formação dos lotes, conforme Tabela 2.5 abaixo.

Tabela 2.5 – Valores para formação de lotes de concreto (tabela 2 da norma NBR 12655, p. 6)

Limites Superiores	Solicitação principal dos elementos da estrutura	
	Compressão ou compressão e flexão	Flexão simples
Volume do concreto	50 m <sup>3</sup>	100 m <sup>3</sup>
Número de andares	1	1
Tempo de concretagem	3 dias de concretagem*	

\* Este período deve estar compreendido no prazo total máximo de sete dias, que inclui eventuais interrupções para tratamento de juntas

E estão considerados para os critérios de aceitação do concreto do item 7.2.3, os seguintes estimadores:

- *Controle estatístico do concreto por amostragem parcial*

As amostras devem ser de no mínimo seis exemplares para os concretos do grupo I (classes até C50, inclusive) e de 12 exemplares para os concretos do grupo II (classe superior a C50), conforme define NBR 8953:1992.

a) para lotes com números de exemplares  $6 < n < 20$ , o valor estimado da resistência característica à compressão ( $f_{ck,est}$ ), na idade especificada é dado por:

$$f_{ck,est} = 2 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad \text{onde:}$$

$m = n/2$ , desprezando-se o valor mais alto de  $n$ , se for ímpar;  $f_1, f_2, \dots, f_m$  = valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente.

NOTA: não se deve tomar para  $f_{ck,est}$  valor menor que  $\Psi_6 * f_1$ , adotando-se para  $\Psi_6$  os valores indicados na tabela abaixo:

Tabela 2.6 – valores de  $\Psi_6$  (tabela 3 da norma NBR 12655, p. 7)

Condição de Preparo	Numero de exemplares (n)										
	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14	≥16
A	0,82	0,86	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,99	1,0	1,02
B ou C	0,75	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,0	1,02

NOTA – os valores de  $n$  entre 2 e 5 são empregados para os casos excepcionais no item 7.2.3.3.

b) para lotes com número de exemplares  $n > 20$ :

$$f_{ck,est} = f_{cm} - 1,65Sd \quad \text{sendo:}$$

$f_{cm}$  é a resistência média dos exemplares do lote em MPa;  $Sd$  é desvio-padrão do lote para  $n-1$  resultados em MPa.

- *Controle do concreto por amostragem total (100%)*

Consiste no ensaio de exemplares de cada amassada de concreto e aplica-se a casos especiais. Neste caso não há limitação para o número de exemplares do lote e o valor estimado da resistência característica é dado por:

a) para  $n < 20$ ,  $f_{ck,est} = f_1$ ;

b) para  $n > 20$ ,  $f_{ck,est} = f_i$  sendo:  $i = 0,05n$  adotando-se no caso de  $i$  fracionário o número inteiro imediatamente superior.

- *Casos excepcionais*

Pode-se dividir a estrutura em lotes correspondentes a no máximo 10 m<sup>3</sup> e amostrá-los com número de exemplares entre 2 e 5. Nestes casos excepcionais o valor estimado da resistência característica é dado por:

$$f_{ck,est} = \Psi_6 * f_1$$

sendo que  $\Psi_6$  é dado pela tabela 2.6 para os números de exemplares de 2 a 5.

No item 8 – Recebimento do concreto, a NBR 12655:2006 estabelece, em casos de ocorrência de não-conformidade, a obediência dos critérios constantes da NBR 6118:2007

- *Aceitação ou rejeição dos lotes de concreto*

Os lotes de concreto devem ser aceitos quando o valor estimado da resistência característica, calculado conforme 7.2.3, satisfizer a relação:

$$f_{ck,est} \geq f_{ck}$$

NOTA – Em caso de rejeição de lotes deve-se recorrer aos critérios estabelecidos na NBR 6118:2007.

### **2.3.Métodos de análise da resistência à compressão do concreto em estruturas acabadas**

Muitos métodos de ensaio são utilizados na avaliação de estruturas de concreto acabadas, desde os ensaios considerados não destrutivos, que não causam danos ao elemento estrutural até as provas-de-carga realizadas sobre o componente estrutural em análise. O quadro 2.1 (HELENE, 1984) é auto-explicativo, referindo-se especificamente aos métodos de avaliação, suas correlações com as características a serem avaliadas.

Método	Características básicas que podem ser avaliadas
Extração de testemunhos de concreto	<ul style="list-style-type: none"> <li>• resistência característica à compressão (<math>f_{ck,est}</math>)</li> <li>• módulo de deformação longitudinal (<math>E_c</math>)</li> <li>• diagrama tensão x deformação específica (<math>\sigma \times \epsilon_c</math>)</li> <li>• resistência característica à tração (<math>f_{tk}</math>)</li> </ul>
Extração de testemunhos de aço	<ul style="list-style-type: none"> <li>• resistência característica à tração (<math>f_{yk}</math>)</li> <li>• módulo de deformação longitudinal (<math>E_s</math>)</li> <li>• diagrama tensão x deformação específica (<math>\sigma \times \epsilon_s</math>)</li> <li>• ductilidade (alongamento e estrição)</li> </ul>
Provas de carga	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Comportamento elástico de componentes estruturais</li> </ul>
Ultra-som	<ul style="list-style-type: none"> <li>• uniformidade da resistência do concreto</li> <li>• uniformidade do módulo dinâmico de deformação longitudinal do concreto</li> <li>• defeitos não visíveis</li> <li>• eventual avaliação da resistência à compressão do concreto</li> </ul>
Gamagrafia	<ul style="list-style-type: none"> <li>• defeitos visíveis</li> </ul>
Esclerometria	<ul style="list-style-type: none"> <li>• uniformidade da resistência do concreto</li> <li>• eventual avaliação da resistência à compressão do concreto</li> </ul>

Quadro 2.1 – Métodos que podem ser adotados para avaliar as propriedades de concretos e aços em estrutura acabadas. (HELENE, 1984)

Com referência aos ensaios não destrutivos, os mesmos são classificados por BUNGEY *apud* CASTRO (1987) em:

- não destrutivos propriamente ditos (NDT), que não causam danos ao elemento estrutural (exemplo: ensaio ultrassônico);
- parcialmente não destrutivo (PNDT), os quais podem causar um dano local limitado ao elemento estrutural (exemplo: ensaio de arrancamento).

A norma britânica BS 1881, *apud* VIEIRA FILHO (2007), faz diversas considerações sobre a escolha de um método de ensaio, baseado nos seguintes critérios:

- a) custos diretos e indiretos envolvidos na realização dos ensaios;
- b) condições da zona a investigar da estrutura;
- c) acessibilidade para a realização de um determinado ensaio;
- d) efeito do possível dano produzido ao elemento estrutural investigado;
- e) precisão requerida na estimativa da resistência à compressão do concreto.

Há uma interessante distinção entre *precisão* e *acurácia* em referência da viabilidade dos métodos de ensaio da estimativa da resistência do concreto. Por *precisão* entende como grau de concordância entre os diversos resultados obtidos nas medidas repetidas de uma determinada grandeza física e por *acurácia*, o grau de concordância entre os valores medidos e os reais.

A seguir é apresentado um resumo das características dos principais ensaios não destrutivos.

- *Ensaios de resistência à penetração*

A técnica de correlacionar a resistência do concreto e a profundidade de penetração de um pino ou de um parafuso disparados com uma pistola contra uma superfície de concreto foi desenvolvida em 1964 nos Estados Unidos denominado “Windson Test”. Segundo o ACI 228 (1989), a essência do método envolve a energia cinética inicial do pino e a absorção de energia pelo concreto.

Segundo EVANGELISTA (2002), no Brasil faz-se uma adaptação do método, utilizando-se pistola e pinos da marca WALSYWA. De acordo com a BS 1881:Part 201 (1986), este método pode ser empregado em concreto com agregado de dimensão máxima de até 50 mm, com a superfície lisa ou áspera, e com formas de madeira. Com ele pode-se avaliar o concreto entre 25 mm a 75 mm abaixo da superfície. O método é influenciado principalmente pelo tipo de agregado, não sendo sensível a fatores como teor de umidade, tipo de cimento e cura (BS 1881:Part 201,1986).

HELENE e REPETTE *apud* VIEIRA FILHO (2007) comentam que a dispersão dos resultados desses ensaios, representada pelos coeficientes de variação de valor da ordem de 5%, é cerca da metade do obtido em ensaios com o esclerômetro tipo Schmidt.

Alguns estudos apresentam estimativa de resistência com acurácia em torno de  $\pm 15$  a  $\pm 20$  %, desde que os corpos-de-prova sejam moldados, curados e ensaiados sob condições idênticas às em que se estabelecem as curvas de calibração. Outros citam que é possível estimar a resistência no intervalo de

confiança de 95% com acurácia de  $\pm 20\%$  , para um conjunto de três penetrações.

Os resultados desses ensaios são bastante influenciados pela dureza dos agregados e CASTRO(1987) encontrou boa correlação, em estudo experimental, com a resistência à compressão simples.

- *Ensaio de arrancamento*

Existem três tipos de ensaios de arrancamento: *pull-out*, *break-off* e *pull-off*.

O método *pullout* mede a força necessária para extrair um fragmento metálico com geometria específica de uma estrutura de concreto. A inserção metálica no concreto pode ser feita durante a moldagem da peça, método conhecido comercialmente e normalizado nos Estados Unidos pela norma ASTM C900, ou, posteriormente, por meio de furos no concreto endurecido. Essa força de arrancamento é convertida em resistência à compressão por meio de correlações estabelecidas previamente.

O método *break-off* consiste no rompimento de uma amostra cilíndrica no plano paralelo à superfície do elemento de concreto. O equipamento para a execução do método contém uma célula de carga, de um manômetro e de uma bomba hidráulica manual. A amostra é obtida por meio de uma luva plástica tubular descartável, a qual é inserida no concreto fresco e removida no tempo planejado para o ensaio, ou ainda, pela perfuração do concreto endurecido.

O método *pull-off* é baseado no conceito de que a força de tração necessária para arrancar um disco metálico, junto com uma camada da superfície de concreto à qual ele está colado, está relacionada com a resistência à compressão do material. Existem duas formas para realização do ensaio: com corte superficial seguindo a dimensão do disco metálico, e sem a execução deste. A execução do corte pode ser feita para evitar a influência das condições da superfície do concreto, como no caso das superfícies carbonatadas.

LONG e MURRAY *apud* EVANGELISTA (2002), obtiveram coeficientes de variação de 8% em ensaios realizados no laboratório e de 20% in situ.

Esse tipo de ensaio é simples e não necessita de um operador altamente qualificado. Não têm sido verificados problemas em utilizar este ensaio em superfície vertical ou em vigas e lajes, pois mostra-se também adequado para elementos estruturais de pequena seção. Esse método também pode ser usado para verificar a tensão de aderência do concreto, nos casos de reparos na superfície.

- *Ensaio ultrassônicos*

Os primeiros estudos sobre a aplicação de ultra-som em concreto, foram procedidos por Powers, em 1938, nos Estados Unidos. Na década de 60 começou a aparecer um equipamento portátil, operado com bateria e com o tempo de trânsito num mostrador digital.

A ASTM, no método de ensaio C-597 – “Pulse Velocity Through Concrete” , relaciona a velocidade de ondas ultrassônicas num sólido, com algumas propriedades físicas desse sólido, por meio da expressão de Rayleigh onde:

$$V = \sqrt{\frac{KE_d}{\rho}}$$

com

$$K = \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

onde

$V$  = velocidade da onda , km/s;

$E_d$  = módulo de elasticidade dinâmico, kN/mm<sup>2</sup>;

$\rho$  = massa específica , kg/m<sup>3</sup>;

$\nu$  = coeficiente de Poisson dinâmico.

O ensaio de ultra-som é um método de ensaio não-destrutivo baseado em ondas de ultra-som para detecção interna de defeitos em materiais ou para a medição de espessura de paredes e detecção de corrosão.

Com o ensaio de ultra-som, uma onda de som ultra-sônica pulso-ecoante é enviada através do material. Essa onda será interrompida e então parcialmente devolvida, de pontos com imperfeição interna ou da parte posterior da parede do material. Com isso pode-se capturar e analisar o retorno do som junto à informação útil coletada para fornecer informação sobre a localização e orientação de imperfeição e a espessura da parede do material.

Segundo EVANGELISTA (2002), o equipamento para este ensaio é de fácil operação e de custo não muito elevado. Esse ensaio é completamente não destrutivo, e pode avaliar o concreto em toda a espessura do elemento estrutural, caso seja feita a transmissão direta. E a relação entre velocidade da onda e resistência pode ser confundida devido à presença de fissuras, vazios e demais descontinuidades do concreto.

NEVILLE (1997) afirma que: "...o ensaio de ultra-som é usado como meio de controle de qualidade de produto que se supõe preparado com concretos semelhantes; podem ser detectadas, prontamente, tanto as faltas de adensamento como variação da relação água/cimento. Essa técnica, não pode, no entanto, ser usada para a determinação da resistência de concreto preparados com materiais diferentes em proporções desconhecidas".

De acordo com MALHOTRA (1984), *apud* EVANGELISTA (2002), dos ensaios *in situ*, o método do ultra-som é um dos que apresentam as menores variações. O coeficiente de variação para o ensaio realizado em laboratório é da ordem de 2%.

Para POPOVICS (2001), *apud* EVANGELISTA (2002), a estimativa da resistência á compressão por meio do ensaio de ultra-som apresenta uma acurácia de  $\pm 20\%$  quando obtida em laboratório, mas no campo esse erro pode ser bem maior.

- *Ensaio esclerométrico*

A palavra esclerometria é composta por sklér + metro, que em grego significam dureza e medida, respectivamente.

Segundo EVANGELISTA (2002), o princípio do ricochete, segundo o qual o retorno de uma massa elástica depende da dureza da superfície onde ela se choca, foi o mais aceito mundialmente. O esclerômetro suíço, “Schmidt Hammer”, tem sido usado em vários países por muitos anos. A representação esquemática deste ensaio encontra-se na Figura 2.5.

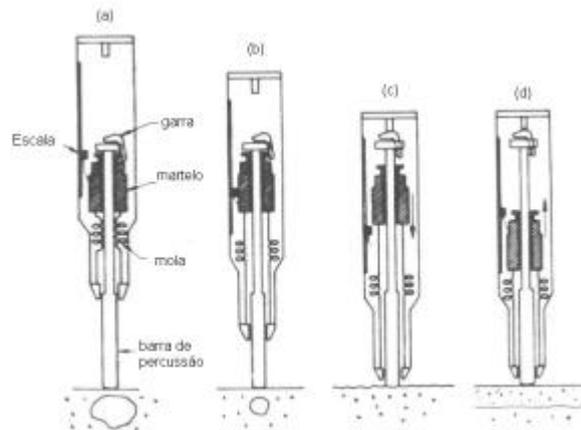


Figura 2.5 – Esquema do ensaio de esclerometria (ACI 228,1988).

Este processo de verificação da dureza, através da reflexão de uma massa chocante, perpendicularmente à superfície do concreto, é o mais rápido, tendo sido largamente usado no Brasil, desde à década de 1950. Diversos pesquisadores, estudaram a aplicação dos testes esclerométricos e estabeleceram a correspondência entre o índice esclerométrico e a resistência à compressão do concreto.

O ensaio é baseado no princípio de que a reflexão de uma massa elástica, lançada contra uma superfície, depende da dureza dessa superfície. No caso do esclerômetro de recuo, ou de reflexão, a massa (martelo) é impulsionada por uma mola, e se choca, por intermédio de uma haste com ponta de forma semi-esférica, com a superfície de concreto em ensaio. A energia de impacto é, em parte, consumida, na deformação plástica permanente, provocada na superfície em ensaio, e em parte refletida elasticamente, proporcionando, ao fim do choque, o retorno do martelo, anotando-se então a reflexão percentualmente. Quanto mais duro e conseqüentemente mais resistente for o concreto, tanto menor é a parcela de energia que se deve converter em deformação permanente e tanto maior, por outro lado a energia de reflexão ou o recuo do martelo.

A metodologia de execução do ensaio encontra-se descrita na NBR 7584:1995, destacando-se: a importância da preparação adequada da superfície, a área do ensaio, que deve estar no intervalo 70 mm x 70 mm a 200 mm x 200 mm e a observação para que se evite impactos sobre agregados, armaduras, bolhas, etc. A aferição do equipamento é feita por meio de uma bigorna especial de aço de dureza Brinell de 50 MPa que forneça índices esclerométricos de cerca de 80%. Mesmo considerando-se a calibração do equipamento, àquela família de concreto em análise, por meio de correlações com a resistência de testemunhos extraídos; o índice esclerométrico medido é influenciado por diversos fatores, entre eles:

- a dureza dos agregados, o tipo e teor do aglomerante;
- o tipo de areia empregado;
- a esbeltez do elemento estrutural;
- a idade do concreto; e principalmente o estado da superfície a ser ensaiada (aspereza, teor de umidade, grau de carbonatação).

Todavia o concreto utilizado para a calibração do aparelho pode ser diferente do concreto ensaiado, recomenda-se verificação prévia com concretos de qualidades semelhantes.

Tabela 2.7 – Tensão de ruptura à compressão em função do índice esclerométrico.

<b>Índices Esclerométricos</b>	<b>Resistência a compressão</b>
< 20	< 100
20 a 30	100 a 200
30 a 40	200 a 350
40 a 50	350 a 500
> 50	> 500

Fonte: Chefdeville (1955) apud Castro (2009).

Para EVANGELISTA (2002), com a utilização deste método, pode-se comparar a qualidade do concreto em diferentes áreas da estrutura sem necessidade de danificar o concreto, o que exigiria pequenos reparos, e também estimar a sua resistência com base em curvas de correlação, porém, com acurácia limitada (ACI-364, 1993).

MALHOTRA (1984), *apud* EVANGELISTA (2002), a estimativa de resistência apresenta acurácia em torno de  $\pm 15$  a  $\pm 20$  % desde que os corpos-de-prova sejam moldados, curados e ensaiados sob condições idênticas às usadas para estabelecer as curvas de correlação.

#### **2.4.Extração de testemunhos de concreto, limitações e abrangências**

A extração e ensaio à compressão de testemunhos constitui a técnica mais comumente aceita para estimar a resistência in loco do concreto como material estrutural. Este ensaio proporciona dados sobre a resistência do concreto levando em conta os efeitos das condições reais de execução da estrutura (lançamento, compactação, cura, estado de saturação, solicitações ou danos durante o uso). Estes aspectos lhe conferem um aspecto diferenciador em relação à resistência a compressão avaliada a partir de corpos-de-prova de controle.

No Brasil, o trabalho apresentado por HELENE (1984), intitulado “*Avaliação da resistência à compressão de estruturas através de testemunhos extraídos*”, constitui-se, como referência para o tema em questão. A extração de testemunhos é normalizada pela NBR 7680:2007 da ABNT. Este texto normativo aborda os principais aspectos relativos à extração de testemunhos de concreto, desde a amostragem até a interpretação dos resultados no cálculo da resistência característica do lote de concreto em exame.

Na Europa e nos Estados Unidos as características das construções são distintas daquelas encontradas no Brasil. Um ponto importante é relacionado com as dimensões das peças estruturais que diferem entre aqueles países e o Brasil. Em grande parte destes países é exigido considerar o efeito sísmico no dimensionamento e o Brasil por não se encontrar em zona de risco, esta consideração não é obrigatória ainda. Em consequência disto, as dimensões das peças no Brasil são inferiores àsquelas dos países localizados em zonas sísmicas, tornando pouco aplicável os métodos não destrutivos habituais na inspeção, tais como a extração de testemunhos em diâmetros de 75 a 100 mm. A extração de testemunhos, amplamente utilizada nestes países, leva em consideração as dimensões e normalmente adotam um diâmetro superior a 50 mm, normalmente de 75 mm, como na ASTM C-42.

Apresentam-se a seguir uma análise dos diversos fatores que influenciam a resistência dos testemunhos extraídos, com base nos trabalhos de diversos pesquisadores.

a) *testemunhos x corpos-de-prova moldados*

MIRZA *et al.* *apud* SILVA (2002), apresentam uma análise considerando a relação entre os resultados da resistência do concreto em serviço e dos corpos-de-prova cilíndricos normalizados. A razão média entre as resistências dos testemunhos e dos corpos-de-prova de controle, segundo os pesquisadores está entre 0,74 e 0,96 e propõem que a resistência à compressão em serviço seja descrita por uma função de distribuição normal.

VIEIRA FILHO (2007) comenta que comparativamente com os corpos-de-prova cilíndricos de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, moldados e curados em condições normais, segundo as normas da ABNT, cujos resultados de ruptura à compressão aos 28 dias de idade, são adotados no Brasil como referência nas análises estruturais; é consenso entre os pesquisadores que, por diversos fatores, os testemunhos extraídos apresentam resistências inferiores para a mesma idade de referência considerada.

b) *efeitos do broqueamento*

A redução de resistência dos testemunhos em relação aos corpos-de-prova padronizados, moldados e curados em condições ideais, é atribuída a deficiência das condições de cura da estrutura em relação aos corpos-de-prova padronizados curados úmidos, e, sobretudo, aos danos causados pelo processo de extração.

NEVILLE (1997) observou que os danos englobam as *microfissuras* geradas no processo de corte, o *efeito parede*, que consiste no fato de que em testemunhos extraídos, alguns agregados porventura cortados pela extratora, tendem a serem expelidos durante o ensaio de compressão axial, em vista da inexistência da camada externa de pasta de cimento, diminuindo a resistência do testemunho.

c) *referências normativas à correção devida aos efeitos do broqueamento*

A norma brasileira NBR 6118, em sua edição de 1978, no Capítulo 16 – Aceitação da Estrutura, no que se refere aos ensaios especiais, na investigação direta da resistência do concreto, recomenda a extração de pelo menos seis corpos-de-prova de 15cm de diâmetro corrigindo-se os resultados dos ensaios de ruptura, em virtude dos efeitos do broqueamento, sem, no entanto, especificar o coeficiente para a correção referida. Na NBR 6118:2007, item 12.4.1 – *Coeficientes de Ponderação das resistências no estado limite último* consta que “...admite-se no caso de testemunhos extraídos da estrutura, dividir o valor de  $\gamma_c$  por 1,1...” em virtude de se tratar da resistência do concreto na própria estrutura.

Diversas recomendações na literatura para a obtenção de resultados confiáveis da resistência efetiva com base na extração de testemunhos, prescrevem os seguintes itens: fatores de correção para a relação altura/diâmetro (índice de esbeltez), quando é diferente de dois; condições de umidade dos testemunhos na ruptura; posição de extração na estrutura; além da escolha dos lotes e amostragem. Referem-se também à presença de barras de aço no interior do testemunho e a sua influência nos resultados.

HELENE (1984), *apud* VIEIRA FILHO (2007) observa que: “em outras palavras isso corresponde a reduzir o desconhecimento do concreto da estrutura, traduzido pelo coeficiente de minoração da resistência do concreto de  $\gamma_c = 1,40$  (casos gerais) para  $\gamma_c = 1,22$ ”. O CEB não se refere aos *efeitos do broqueamento*, no entanto sugere o valor de 1,10 para a parcela  $\gamma_{c2}$  que corresponde a diferença entre a resistência do concreto nos corpos-de-prova e na estrutura.

d) *relações gerais entre as resistências de corpos-de-prova moldados e testemunhos extraídos*

LESHCHINSKY (1990) *apud* VIEIRA FILHO (2007), considerando a normalização de diversos países, observa que a resistência média de testemunhos é inferior à de corpos-de-prova padronizados em limites que variam em cerca de: 15% nos Estados Unidos, Canadá, Alemanha Ocidental e Índia; em 30% na Noruega; em 10% a 15% na Finlândia.

GUSTCHOW e DAL MOLIN (1996) comparam esses valores com os 10% ou 15% preconizados pela NBR 6118:2003 já referidos, bem como com os citados por ALBA, de 15% na Alemanha e de 10% na Dinamarca.

BLOEM (1968), *apud* VIEIRA FILHO (2007), registra para esta redução o valor de 10% para os concretos com boas condições de cura, chegando a atingir 20% para concretos com cura deficiente, referentes à resistências da ordem de 40MPa.

PETERSONS (1971) *apud* VIEIRA FILHO (2007), afirma que a relação entre a resistência de testemunhos e a de cilindros à mesma idade é sempre menor que 1, e que cresce com o nível de resistência, situando-se um pouco abaixo de 1, quando a resistência do cilindro é de 20MPa e 0,7 quando igual a 60MPa.

Baseando-se nos resultados de testes em testemunhos realizados por diversos pesquisadores, MELCHERS *apud* SILVA (2002), propõe que a resistência em serviço do concreto de boa qualidade seja representada por uma função de distribuição normal, enquanto que para o concreto de má qualidade, se utilize a função de distribuição log-normal. O autor sugere que, para os lotes de concretos in loco, os valores de coeficientes de variação da Tabela 2.8, segundo intervalos de resistência à compressão e o tipo de controle utilizado.

Tabela 2.8 – Variabilidade da resistência à compressão do concreto in loco.

controle	C.V. $p/f_c < 27$ MPa	D.P. $p/f_c \geq 27$ MPa
excelente	0,10	2,7 MPa
médio	0,15	4,0 MPa
pobre	0,20	5,4 MPa

C.V. = coeficiente de variação.

D.P. = desvio padrão.

Históricamente a resistência final dos testemunhos que afetadas pelos efeitos do broqueamento referidos no item anterior, o tempo de cura da estrutura, diferente do dos corpos-de-prova, a idade e as condições de ruptura, o nível de resistência, entre outros; são aceitos consensualmente por pesquisadores e entidades normalizadoras, percentuais entre 10% a 30% de

redução dessa resistência em relação à resistência potencial dos corpos-de-prova de referência.

No Brasil, GUTSCHOW e DAL MOLIN (1996) obtiveram relações próximas à unidade entre os resultados médios de testemunhos de 10 cm x 20 cm e de corpos-de-prova de referência de 10 cm x 20 cm e de 15 cm x 30 cm. Observaram ainda, nesse trabalho, que os testemunhos cilíndricos de 10 cm x 20 cm extraídos resultaram mais resistentes em cerca de 10% que os corpos-de-prova moldados de 15 cm x 30 cm para concretos com resistência entre 30 MPa e 35 MPa.

#### **2.4.1.Fatores intervenientes na resistência dos testemunhos**

Apesar do método da extração de testemunhos ser o de maior confiabilidade para a avaliação da resistência do concreto em estruturas acabadas, o mesmo é influenciado por diversos fatores que interferem na interpretação dos seus resultados. Há de se considerar, também, a evolução da tecnologia do concreto, com a obtenção de resistências cada vez mais elevadas para as pastas de aderência dos agregados, que conseqüentemente diminuem os danos por extração em relação aos testemunhos obtidos de concretos, (com pastas de resistências inferiores), comumente utilizados há algumas décadas. A seguir seguem esses fatores intervenientes na resistência dos testemunhos.

##### **2.4.1.1.Amostragem e Extração**

HELENE (1984) chama a atenção para a importância essencial que tem a definição do lote do concreto a ser examinado e da posição de extração dos testemunhos. Quando não for possível identificar este lote, sugere a utilização, em paralelo, de ensaios não destrutivos, esclerométricos e ultrassônicos, para a definição de um lote homogêneo de material a ser investigado.

Os corpos-de-prova são carregados e rompidos na mesma direção do lançamento do concreto. No caso dos testemunhos, nem sempre é possível executar a extração na mesma direção em que esse lançamento foi executado, ou seja, o carregamento do testemunho para obtenção de sua resistência, ocorre de maneira diferente ao esforço que a estrutura está submetida.

Em pilares e cortinas, geralmente a extração ocorre na horizontal, enquanto que o lançamento do concreto e as solicitações de compressão ocorrem na vertical. Nas vigas as solicitações de compressão ocorrem tipicamente na horizontal, e a extração pode ser feita tanto na horizontal quanto na vertical, através da laje de topo. Nesse último caso, mesmo retirando testemunhos na horizontal, a extração será sempre perpendicular a direção do carregamento.

Neste trabalho quando a peça era viga ou pilar, as extrações foram na horizontal e quando era na laje foi na vertical.

CREMONINI (1994), *apud* CASTRO (2009), em seu trabalho apresenta uma tabela com resultados obtidos por diversos pesquisadores, apresentada a seguir.

Tabela 2.9 – Relação entre a resistência do concreto em testemunhos extraídos em direção paralela e perpendicular à concretagem.

PESQUISADOR	RELAÇÃO ( $f_c$ horizontal X $f_c$ vertical )
Petersons (1971)	1,12
Grahan, <i>apud</i> 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

Fonte: Cremonini (1994).

PETERSONS (1971), *apud* VIEIRA FILHO (2007), observa que os testemunhos, geralmente, têm resistência menor quando extraídos próximos da superfície superior da estrutura seja ela uma coluna, uma parede, uma viga ou mesmo uma laje; aumentando sua resistência com o aumento da profundidade.

CÁNOVAS (1988) atribui o fato da menor resistência obtida no topo das peças, a fenômenos de segregação e exsudação do concreto colocado. NEVILLE (1997) comenta que, para o caso das lajes, uma cura mal feita contribui para a redução da resistência dos testemunhos superficiais.

MAYNARD e DAVIS (1974), *apud* VIEIRA FILHO (2007), comprovaram em peças verticais de grande altura, como pilares, a variação sistemática da resistência à compressão de testemunhos extraídos de diferentes alturas de um mesmo pilar, chegando à redução de até 20% entre os concretos do topo e da base do pilar.

MUNDAY e DHIR (1984), *apud* VIEIRA FILHO (2007), observaram também este aspecto, apontando um aumento desta variação com a altura da peça, e propuseram como indicadores de resultados de redução da resistência a tabela a seguir.

Tabela 2.10 – Efeito da altura da peça na redução da resistência do concreto entre a camada superior e inferior.

Altura da Peça (mm)	Redução da resistência entre o topo e as camadas inferiores (%)
200	8
400	12
600	16
800	19
1600	21
>1600	23

HELENE (1984) relaciona esse efeito com a prescrição da máxima tensão de compressão no concreto, para fins de dimensionamento em 0,85 fcd. O coeficiente de minoração inclui os efeitos de eventuais condições adversas de concretagem, juntamente ao efeito de carga de longa duração. Ele indica também que, devido a esse fenômeno de assentamento do concreto e exsudação, não se considere como um único lote o concreto de um componente vertical, sugerindo dividir este componente em três regiões, para análise em separado dos resultados, conforme a indicação da Figura 2.6.

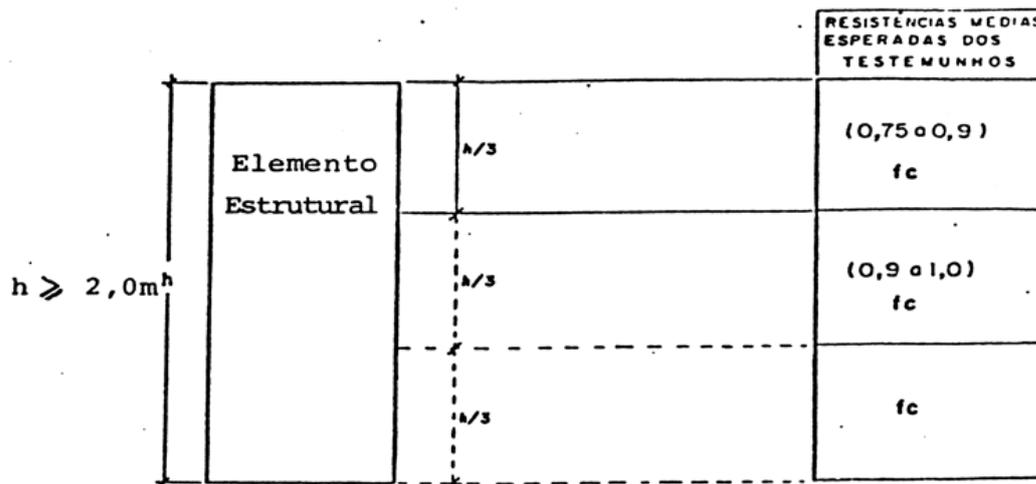


Figura 2.6 – Influência do fenômeno de exsudação e sedimentação do concreto.

A NBR 7680:2007, estabelece que em peças sujeitas fortemente ao fenômeno da exsudação (colunas, pilares e cortinas), os testemunhos sejam extraídos de seções 50cm abaixo do topo de concretagem, e, quando isto não for possível, os resultados são passíveis de serem aumentados em 10%.

#### 2.4.1.2. Dimensões dos Testemunhos

O padrão cilíndrico para moldagem dos corpos-de-prova tem altura igual ao dobro do diâmetro, logo, no caso de testemunhos extraídos, a razão altura x diâmetro, denominada esbeltez, também deve ser igual a 2. Quando a razão entre a altura x diâmetro ser diferente de 2, deve-se estabelecer fatores de correção para estimar a resistência como se fosse num corpo-de-prova de relação padronizada.

Vários pesquisadores e normas estabeleceram por meio de estudos experimentais esses fatores de conversão relacionando altura x diâmetro. A NBR 7680:2007 apresenta fatores semelhantes aos das normas americana ASTM C-42, inglesa BS-1881 e espanhola UNE 7242, conforme mostra a Tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Correção devido à relação altura / diâmetro (h/d).

Norma	Relação h/d						
	2,00	1,75	1,50	1,25	1,00	0,75	0,50
<b>NBR 7680</b>	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,75	0,51
<b>ASTM C-42</b>	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	-	-
<b>BS-1881</b>	1,00	0,97	0,92	0,87	0,80	-	-
<b>UNE 7242</b>	1,00	0,98	0,96	0,94	0,90	-	-

Esses coeficientes são também influenciados pela própria resistência do concreto, pois segundo alguns estudos, variam inversamente ao nível de resistência. Portanto, os concretos de resistência elevada são menos influenciados pelas variações das proporções dos corpos-de-prova

Verifica-se na Tabela 2.11 que a NBR 7680:2007 apresenta coeficientes de correção para relações altura/diâmetro menor do que 1, coeficientes esses não referidos nas demais normas. Os coeficientes de correção nela indicados se referem a concretos com massa específica superior a  $1600 \text{ kg/m}^3$ .

#### 2.4.1.3. Presença de Armadura nos Testemunhos

Na extração de testemunhos em peças estruturais ocorrem situações inevitáveis de corte de armaduras, fato mais provável, para os testemunhos de 15 e 10 cm de diâmetros. Logo, se faz necessária a análise de sua influência nos resultados de ruptura dos mesmos. Com o auxílio dos desenhos do projeto estrutural e dos ensaios com equipamentos eletromagnéticos, conhecidos como pacômetro, procura-se, no planejamento da extração dos testemunhos, evitar as armaduras.

NEVILLE (1997) relata que o efeito de enfraquecimento devido à armaduras transversais nos testemunhos é contraditório. VIEIRA FILHO (2007) cita trabalhos de MALHOTRA e de LOO e colaboradores, que relatam alguns ensaios em que não houve redução da resistência, e, outros, em que a redução variou de 8 a 18%; citando que essa redução é maior para testemunhos com relação altura/diâmetro igual a 2, do que com valores menores dessa relação.

A norma brasileira NBR7680:2007 não recomenda nenhum coeficiente de correção pela presença de barras, ressalvando que a seção das barras de aço, porventura existentes na direção ortogonal ao eixo do testemunho, não pode ultrapassar 4% da seção transversal do mesmo.

NEVILLE (1997) comenta: “considerando os diversos fatores envolvidos e os dados conflitantes, não existe nenhum fator confiável que leve em conta a presença de barras transversais de aço. A melhor solução, se possível, é extrair testemunhos em locais onde não haja armadura, não apenas pelas complicações introduzidas na avaliação da resistência, como também porque o corte da armadura pode ter inconveniente para a estrutura”.

Por fim, VIEIRA FILHO (2007) comenta que a comissão responsável pela revisão da NM 69:96 realiza estudos para verificar, se há possibilidade de representar por uma equação, a minoração do desempenho do concreto em testemunhos que apresentem barras transversais de aço, com base em estudos experimentais.

#### **2.4.1.4. Condições de Ruptura**

A NBR 7680:2007 admite para estruturas em contato permanente com a água, que os testemunhos sejam rompidos saturados após 48 horas em imersão em água saturada de cal na temperatura de  $23 \pm 3^{\circ}\text{C}$ , e, para estruturas expostas ao ar, recomenda que os testemunhos sejam mantidos em ambientes com umidade relativa superior a 50%, no intervalo de temperatura de  $23 \pm 3^{\circ}\text{C}$ , pelo mesmo período mínimo de tempo.

Segundo a NM 69:96 quando o concreto se apresentar seco no local onde é realizada a extração, os testemunhos devem ser mantidos durante 48 horas em ambientes de laboratório (temperatura entre  $20^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ ) e devem ser ensaiados à compressão com a umidade resultante deste tratamento.

PETERSONS e BLOEM, *apud* VIEIRA FILHO (2007) indicam a queda de 15 a 20% na resistência em testemunhos que antes da ruptura foram mantidos submersos em água por 40 horas ou mais. MILLS, *apud* VIEIRA FILHO (2007), explica essa perda de resistência dos testemunhos submersos como uma

consequência do enfraquecimento dos géis do cimento, ao absorverem água, diminuindo as forças de coesão entre as partículas sólidas.

Segundo CÁNOVAS (1988, p. 522): “...realizar a ruptura dos corpos-de-prova nas condições em que o concreto está trabalhando em obra é fundamental, visto que, em muitos casos, esses testes tratam de conhecer nada mais do que resistência real do concreto da obra”...

A apresentação dos resultados de corpos-de-prova extraídos deve estar de acordo com o prescrito pela NBR 5738:2003 (Figura 2.7).

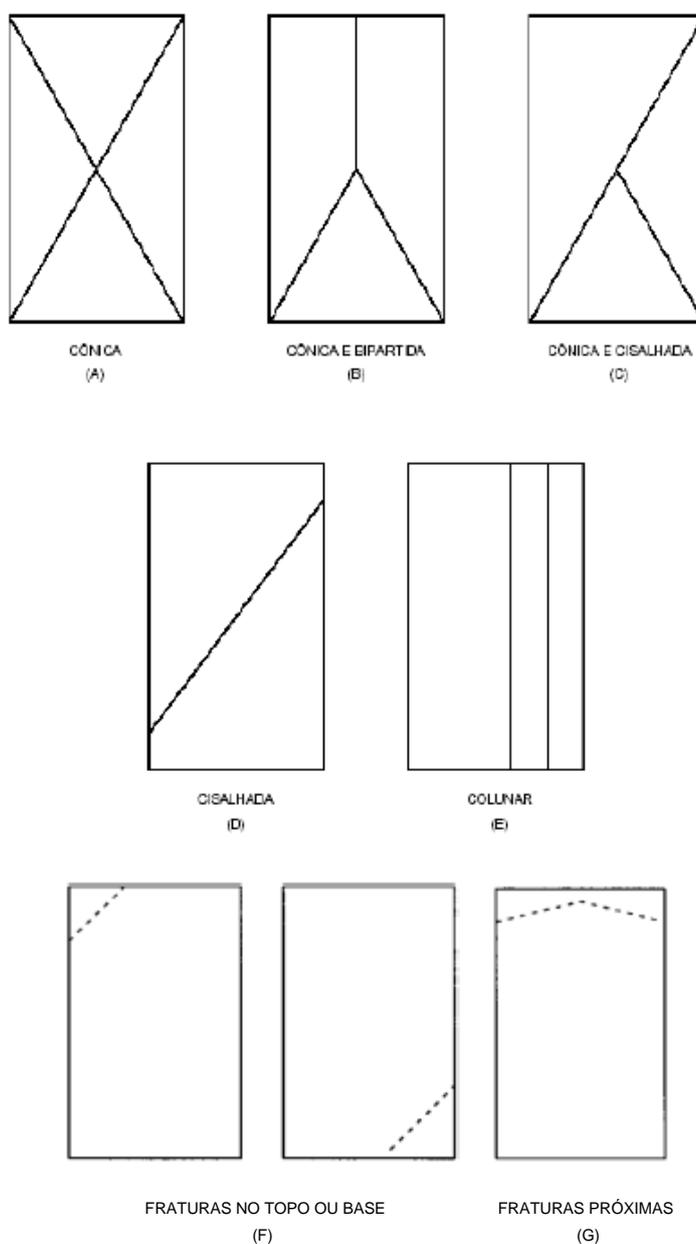


Figura 2.7 – Esboço dos tipos de ruptura.

#### 2.4.1.5. Idade e Condições de Cura

A cura do concreto constitui uma medida adotada para evitar a evaporação da água utilizada no amassamento do concreto e assim garantir que os componentes do cimento se hidratem; é realizada por duas razões básicas: hidratar o quanto possível o cimento e reduzir ao máximo a retração do concreto, fatores intrínsecos à durabilidade. As características superficiais do concreto são as mais afetadas por uma cura inadequada, como a permeabilidade, a carbonatação, a ocorrência de fissuração, etc.

A influência que a idade do concreto tem sobre as resistências do mesmo é bastante variável, dependendo do tipo de cimento empregado e das condições de temperatura atuantes sobre o concreto até a idade considerada.

HELENE (1984) chama a atenção para o aumento da resistência do concreto após os 28 dias, idade em geral de referência para as análises estruturais, de que esse ganho de resistência vem para compensar, entre outros fatores, a perda devido à ação de cargas de longa duração e está, portanto, indiretamente considerado no cálculo e não deve ser desprezado sob risco de diminuição da segurança estrutural.

HERRERA (1977), *apud* VIEIRA FILHO (2007), comenta que na discussão do artigo de MALHOTRA (1977), afirma que a aceitação de concretos que atinjam a resistência de projeto, segundo os critérios do ACI 318, em idades superiores a 28 dias, implica em ter estruturas com grau de segurança menor ou com reserva reduzida, em casos eventuais de estados de tensão superiores aos originalmente estimados.

A ABNT propõe os dados de crescimento da resistência (incluindo nota de rodapé), para os tipos de cimento em utilização na época (Tabela 2.12).

Tabela 2.12 – Coeficientes médios de crescimento da resistência com a idade.

Natureza do cimento	Idade					
	≤ 7 dias	14 dias	28 dias	3 meses	1 ano	≥ 2 anos
Portland comum (NBR 5732)	0,68	0,88	1,00	1,11	1,18	1,20
Alta Resistência Inicial (NBR 5733)	0,80	0,91	1,00	1,10	1,15	1,15
Alto Forno, Pozolânico MRS e ARS (NBR 5735,5736 e 5737)	-	0,71	1,00	1,40	1,59	1,67

Nota: Essa tabela apresenta valores médios usuais. Pode ser aplicada sempre que não se dispuser de correlação real obtida com número representativo de ensaios do cimento utilizado na moldagem do concreto em estudo. É permitida a interpolação linear com aproximação até décimos.

HELENE (1993), apresentou dados bem mais detalhados, considerando diversas relações água/cimento e vários tipos de cimento (Tabela 2.13).

Tabela 2.13 – Ganho de resistência com tempo em função da relação a/c.

Cimento	Relação a/c (kg/kg)	$f_{c,28}$ (MPa)	Coeficiente médio $f_{ci} / f_{c,28}$			
			3d	7d	28d	91d
CP I CP I - S	0,38	43	0,54	0,74	1,00	1,14
	0,48	35	0,49	0,71	1,00	1,16
	0,56	28	0,42	0,66	1,00	1,20
	0,68	23	0,36	0,61	1,00	1,25
	0,78	18	0,34	0,50	1,00	1,26
CP II – E CP II – Z CP II – F	0,38	40	0,51	0,72	1,00	1,16
	0,48	33	0,47	0,69	1,00	1,18
	0,56	27	0,40	0,69	1,00	1,22
	0,68	22	0,35	0,60	1,00	1,26
	0,78	18	0,32	0,57	1,00	1,28
CP III	0,38	51	0,38	0,62	1,00	1,23
	0,48	40	0,36	0,61	1,00	1,25
	0,56	32	0,28	0,54	1,00	1,31
	0,68	26	0,26	0,52	1,00	1,34
	0,78	20	0,22	0,48	1,00	1,38
CP IV	0,38	40	0,50	0,71	1,00	1,16
	0,48	31	0,48	0,70	1,00	1,17
	0,56	25	0,40	0,64	1,00	1,21
	0,68	20	0,35	0,60	1,00	1,26
	0,78	15	0,29	0,55	1,00	1,30
CP V	0,38	55	0,69	0,86	1,00	1,04
	0,48	42	0,62	0,82	1,00	1,06
	0,56	36	0,53	0,77	1,00	1,08
	0,68	29	0,46	0,71	1,00	1,11
	0,78	23	0,43	0,60	1,00	1,13

No Simpósio sobre Normalização de Cimento, Concreto e Agregados, HELENE (1984), apresentou resultados referentes ao crescimento da resistência por períodos de até 50 anos de diversos pesquisadores e WASHA e WEND (1977) chegaram a resultados de 5, 10, 25 e 50 anos, respectivamente, de 2,13; 2,28; 2,33 e 2,50 para  $f_{c28} = 1,00$ .

VIEIRA FILHO (1994) obteve em estudo experimental sobre avaliação estrutural de pavimento de concreto no Recife, em 1991, a relação de 1,23 no período de 15 anos entre as resistências médias na fase de controle da obra.

ANDRADE (2001), com a metodologia de extração de testemunhos, em concreto de alto desempenho, encontrou, após 16 anos de idade, um coeficiente de 1,26 entre a resistência média bruta (sem qualquer correção) de testemunhos de 10 cm x 20 cm extraídos e a resistência média dos corpos-de-prova de 15 cm x 30 cm normalizados, quando da execução da obra, referente ao concreto protendido dos dormentes do Metrô do Recife.

De acordo com VIEIRA FILHO (2007), “no tocante à influência da cura, não se conhecendo, na grande maioria dos casos, as reais condições da mesma na estrutura da qual foram extraídos os testemunhos, é incerto considerar o seu efeito sobre a resistência dos cilindros extraídos. No entanto, é aceito entre os pesquisadores, que, para concretos de modo geral, não realizar nenhum procedimento de cura, significa reduzir o seu desempenho”.

#### **2.4.1.6. Determinação da resistência característica**

A distribuição normal ou de Gauss é um modelo matemático que pode representar de maneira satisfatória a distribuição das resistências à compressão do concreto.

Visto a não simplicidade de interpretação da resistência de testemunhos extraídos em relação à especificada aos 28 dias, o ACI 318 estabelece que o concreto da parte representada pelos testemunhos extraídos, é considerado satisfatório se a resistência média dos mesmos for igual a pelo menos 85% da resistência de projeto e que nenhum testemunho apresente valor menor do que

75% dessa resistência, não se levando em conta a idade. Essa afirmativa é válida sempre que se empreguem grupos de três testemunhos de uma mesma zona perfeitamente definida.

VIEIRA FILHO (2007) comenta que no Brasil para se estimar a resistência característica do concreto, procedente de uma amostra representativa de um lote da estrutura, de acordo com o item 9 da NBR 7680:1983, utilizam-se os estimadores previstos na NBR 6118:2003 – “Projeto de estruturas de concreto” – Procedimento, que remete para NBR 12655:1996 – “Concreto - Preparo, controle e recebimento”; na NBR 7187:2003 – “Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento”; na NBR 7197:1989 – “Projeto de estruturas de concreto protendido – Procedimento”, (substituída pela NBR 6118:2003) e finalmente na NBR 7583:1986 – “Execução de pavimentos de concretos simples por meio mecânico”.

CANOVAS (1988) afirma que: “...é lógico se admitir que as resistências fornecidas pelos testemunhos extraídos, uma vez efetuadas todas as correções, são mais representativas do concreto que se estuda que as resistências obtidas pelos corpos-de-prova de controle, por serem aqueles parte do próprio concreto da estrutura”.

De acordo com HELENE (1984): “considerando que a avaliação da resistência do concreto é sempre um assunto delicado e em última instância dependente dos responsáveis pela segurança da obra”. Deixando claro nessa afirmativa que é aconselhável compatibilizar o critério adotado nessa avaliação, com o critério adotado inicialmente no projeto que definiu a segurança da estrutura por ocasião do seu dimensionamento. Logo deve-se ter um critério mais aferido levando em conta todos os intempéres que podem vir durante o processo.

#### **2.4.2. Análise da influência do capeamento de corpos-de-prova cilíndricos na resistência à compressão do concreto**

Existem poucos trabalhos sobre a influência da variação de aplicação do carregamento sobre os resultados encontrados para concreto, e essa situação se torna ainda mais complexa quando a análise recai sobre a influência da superfície dos corpos-de-prova.

De acordo com NEVILLE (1997), dentre os diversos fatores que afetam o resultado dos ensaios tecnológicos, destacam-se aqueles relativos à qualidade intrínseca do material e outros relacionados às características dos corpos-de-prova. São os casos da geometria, dimensões, grau de adensamento, tipo de molde utilizado, processo de cura empregado e forma de preparação dos topos e ainda aqueles relacionados às características de execução do ensaio, através da influência da rigidez da máquina de ensaio e da velocidade de aplicação da tensão.

Segundo SCANDIUZZI e ANDRIOLO (1986), *apud* BARBOSA *et al* (2009), para a execução do ensaio de compressão axial dos corpos-de-prova de concreto, é necessário que as superfícies onde se aplicam as cargas sejam planas, paralelas e lisas, de modo que o carregamento seja uniforme. As faces devem ser ortogonais ao eixo do corpo-de-prova. As pequenas irregularidades na superfície já são suficientes para provocar excentricidade e carregamento não uniforme e, a diminuição da resistência final.

BARBOSA *et al* (2009) comentam que a NBR 5738:2003 (ABNT, 2003) cita que deve ser utilizado um dispositivo auxiliar, denominado capeador, que garanta a perpendicularidade da superfície obtida com a geratriz do corpo-de-prova e que esta superfície deve ser lisa, isenta de riscos ou vazios e não ter falhas de planicidade superiores a 0,05 mm em qualquer ponto. Destaca ainda que outros processos podem ser empregados, desde que sejam submetidos à avaliação prévia por comparação estatística com corpos-de-prova capeados pelo processo tradicional.

Existem três modos de capear um corpo-de-prova: sistemas de capeamento colado, sistemas de capeamento não colado e sistemas de desgaste mecânico.

No sistema de capeamento colado, se utilizam materiais que formam uma camada regular que adere física ou quimicamente à superfície da base do corpo-de-prova. Nessa destacam-se a utilização de capeamento com mistura de enxofre e capeamento com pasta ou argamassa de cimento. Segundo BARBOSA *et al* (2009) tanto a NBR 5738:2003 quanto a Norma Mercosul NM 77:96 (CNM, 1996) recomendam o emprego de pasta de cimento para o

capeamento de corpos-de-prova cilíndricos de concreto fresco e de argamassa de enxofre ou desgaste mecânico para os de concreto endurecido.

SCANDIUZZI e ANDRIOLO (1986), *apud* BARBOSA *et al.* (2009), realizaram um trabalho comparativo de resultados entre os capeamentos por mistura de enxofre e pasta de cimento e observaram melhores resultados e menores variações para os corpos-de-prova capeados por mistura de enxofre.

No sistema de capeamento não colado, o material utilizado é como almofada para as extremidades do corpo-de-prova, podendo esse material estar confinado ou não. Dentre os materiais mais empregados destacam-se elastômeros como o neoprene e a areia confinada.

MARCO, REGINATTO e JACOSKI (2003), *apud* BARBOSA *et al.* (2009), comentam que o principal elastômero utilizado tem sido o Policloroprene, que quando utilizado na forma não confinada, apresenta inconsistência de resultados quando comparada à utilização do enxofre.

No sistema de desgaste mecânico, remove-se uma fina camada de material das extremidades, proporcionando uma superfície lisa e livre de ondulações e abaulamentos; contudo, durante este processo, deve-se garantir a integridade estrutural das camadas adjacentes à camada removida.

MARCO, REGINATTO e JACOSKI (2003), *apud* BARBOSA *et al.* (2009), realizaram uma avaliação da eficiência de diversos métodos de preparação das extremidades de corpos de prova para um concreto de 20 MPa distribuído em 11 lotes de amostras. Os resultados por eles obtidos são apresentados na Tabela 2.14.

Tabela 2.14 – Resultados do ensaio de resistência à compressão para diferentes tipos de preparação de topo de corpos-de-prova.

Parâmetro	Tipo de Preparação do Topo			
	Neoprene Confinado (MPa)	Neoprene Não Confinado (MPa)	Enxofre (MPa)	Pasta de Cimento (MPa)
Média	24,08	16,26	25,36	19,73
Desvio Padrão	1,13	2,22	0,90	0,70
COV	4,7%	13,65%	3,55%	3,55%

COV – coeficiente de variação.

BARBOSA *et al.* (2009) tiveram resultados com a utilização de um cimento CP II Z 32 RS, e observaram que o resultado com a utilização do neoprene confinado é o que mais se aproxima daquele observado para o uso do enxofre, representando cerca de 94% do valor obtido para as amostras com enxofre. Além disso, o coeficiente de variação destas amostras não ultrapassou 6,5%, indicando uma boa confiabilidade de resultados.

BARBOSA *et al.* (2009) tiveram resultados também com a utilização de um cimento CP III 40 RS BC, e observaram que o melhor desempenho ficou a cargo do capeamento por enxofre com uma dispersão de 4,48%.

Contudo, verificou-se que os melhores desempenhos ainda são obtidos quando da utilização de sistemas colados, mais especificamente, quando da opção de utilização de pasta de enxofre. Entretanto, mesmo no caso do capeamento com enxofre, para se garantir um adequado desempenho das amostras, é imprescindível que seja verificada a perfeita planicidade dos pratos do equipamento utilizado como base para a colocação do enxofre, evitando surgimento de concavidades na superfície de ensaio, pois é muito comum a perda de resistência nos ensaios por conta da má preparação dos testemunhos.

CALLISTER JR (2002), *apud* BARBOSA *et al* (2009), faz uma observação interessante à luz da ciência e engenharia dos materiais. Com base nesta perspectiva, pode-se inferir que o efeito constatado no testemunho de concreto está provavelmente associado ao nível de agressão imposto a ele, gerando elevado número de imperfeições no sólido; em primeiro plano aumentando a energia livre na superfície externa e em segundo plano favorecendo o surgimento de defeitos volumétricos (micro-trincas). O aumento dessa energia livre na superfície implica no surgimento de uma pré-tensão para as amostras ensaiadas, reduzindo a capacidade do sólido em receber tensões externas. A presença dos defeitos volumétricos favorece a propagação das tensões segundo os contornos criados. A ação conjunta destas imperfeições provoca a ruptura do material a tensões relativamente mais baixas, refletindo em um menor desempenho para os corpos-de-prova.