

Estruturas de Concreto Armado

Eng. Marcos Luís Alves da Silva
luisalves1969@gmail.com

“Bibliografia complementar”



CURSO DE CONCRETO ARMADO - VOL. 1

ARAUJO, JOSE MILTON DE



CURSO DE CONCRETO ARMADO - VOL. 2

ARAUJO, JOSE MILTON DE



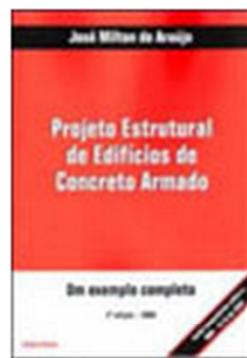
CURSO DE CONCRETO ARMADO - VOL. 3

ARAUJO, JOSE MILTON DE



CURSO DE CONCRETO ARMADO - VOL. 4

ARAUJO, JOSE MILTON DE

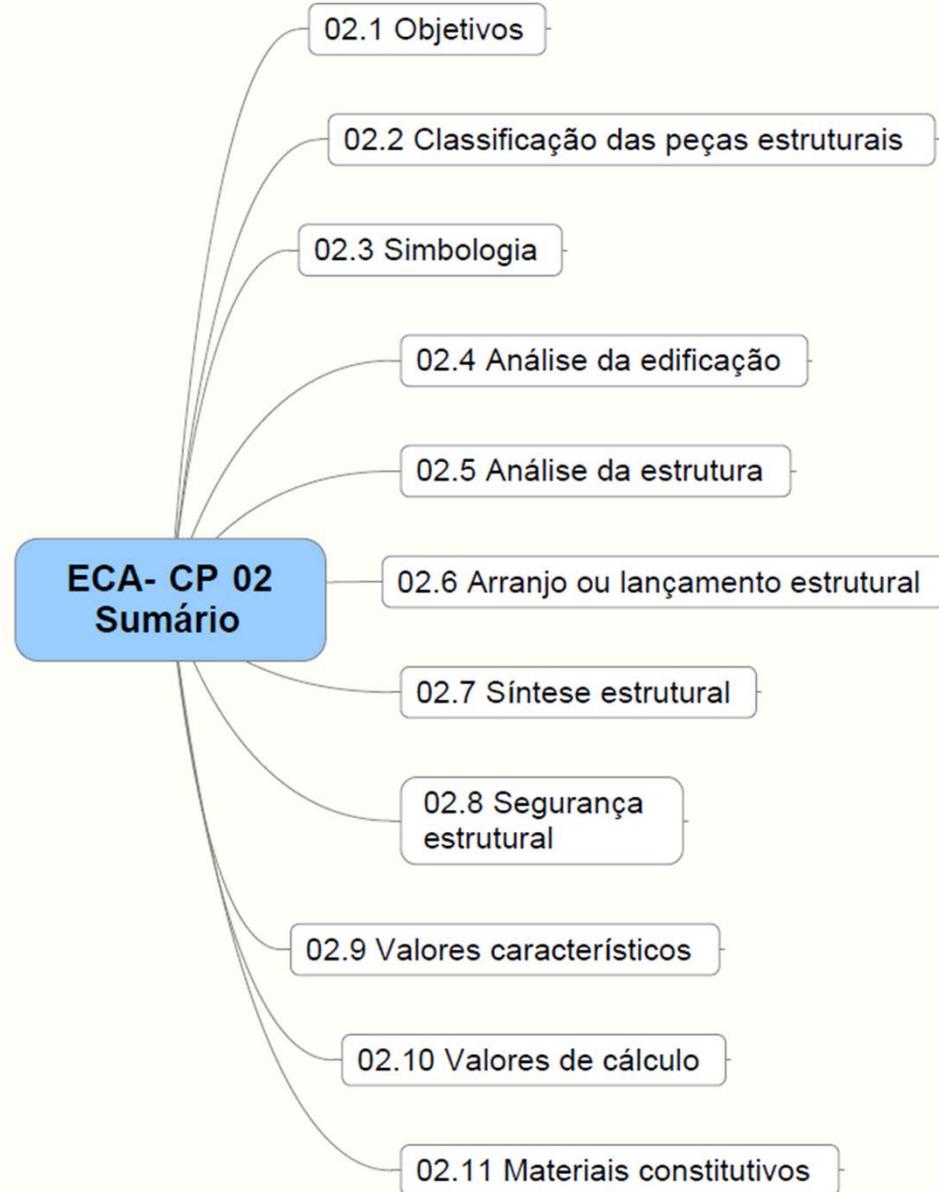


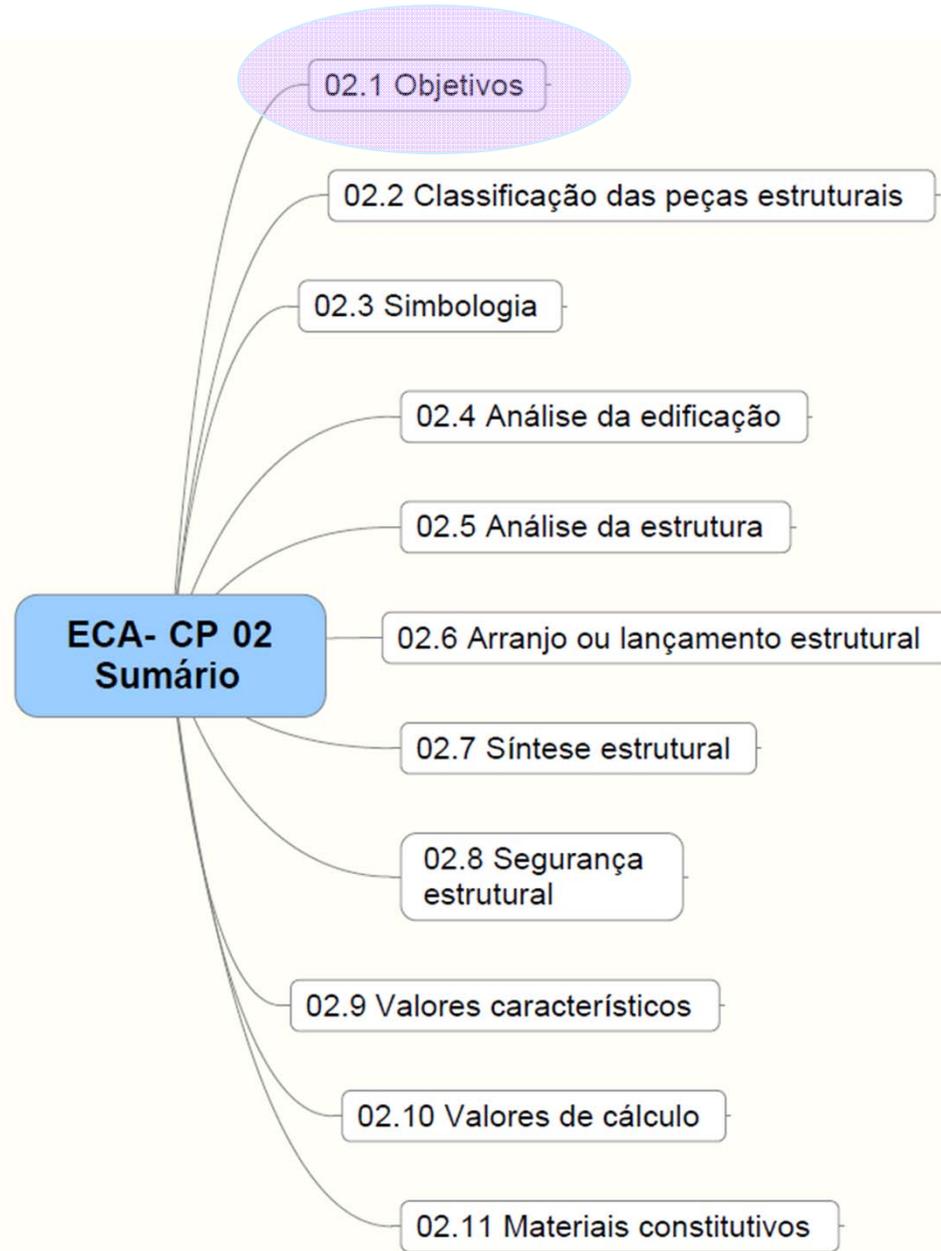
PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO

ARAUJO, JOSE MILTON DE

Conteúdo Programático - CP 02

“Fundamentos do projeto de estruturas de concreto armado”





02.1 Objetivos

ECA- CP 02
Objetivos

01- Identificar as características e funções das peças ou elementos componentes de uma estrutura de concreto;

02 - Entender as etapas relativas à disposição, arranjo ou lançamento (nome mais usado na prática) das peças que compõem uma estrutura de concreto armado de uma edificação, tendo como ponto de partida o seu projeto de arquitetura;

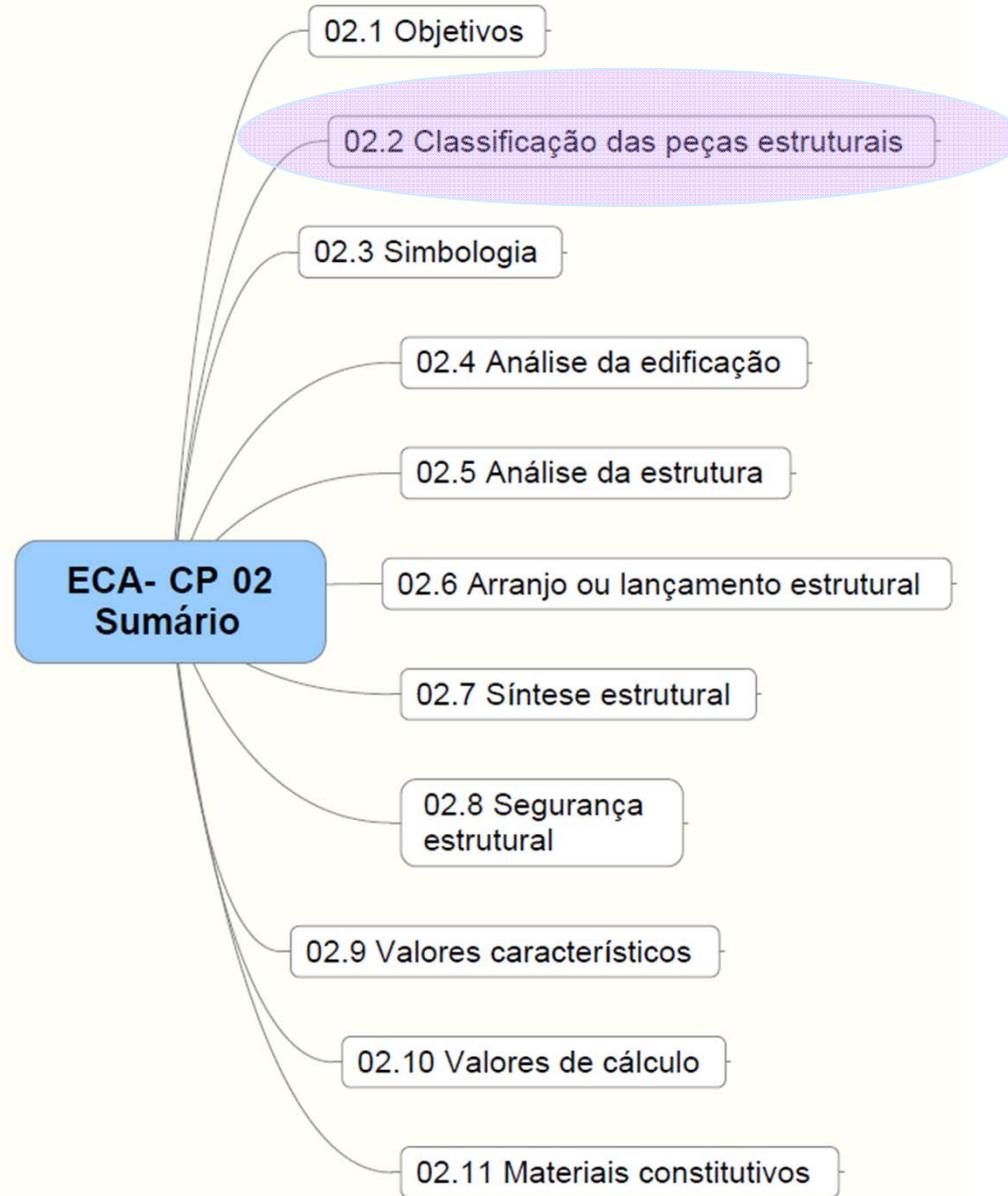
03- Entender sobre a natureza dos distintos métodos de cálculo para estruturas de concreto armado;

04 - Aprender sobre as grandezas e parâmetros de segurança utilizados nos métodos de cálculo previstos na norma NBR 6118: 2003;

05 - Compreender as propriedades dos materiais constitutivos - concreto e aço -, de interesse para o projeto estrutural, bem como as exigências do controle tecnológico dos materiais;

06 - Conhecer os requisitos para garantia de durabilidade de uma edificação, envolvendo os conceitos básicos de segurança, funcionalidade, manutenção e vida útil de estruturas de concreto armado;

“Projetar a estrutura de uma edificação consiste em conceber um sistema cujos elementos com finalidade resistente se combinam, de forma ordenada, para cumprir uma determinada função, que pode ser: vencer um vão, como nas pontes; definir um espaço, como nos diversos tipos de edifícios; ou conter um empuxo, como nas paredes de contenção, tanques e silos”



02.2 Classificação das peças estruturais

Denomina-se estrutura o conjunto das partes consideradas resistentes de uma edificação.

Para que uma estrutura tenha sua capacidade resistente assegurada, é necessário conhecer o comportamento de suas peças ou elementos estruturais.

Uma classificação usual na **Teoria das Estruturas** tem como base um critério geométrico, que define na peça três comprimentos característicos: L1, L2 e L3.

O critério adota o seguinte princípio: dois comprimentos característicos que estão dentro da relação **1:10** são considerados com a mesma ordem de grandeza.

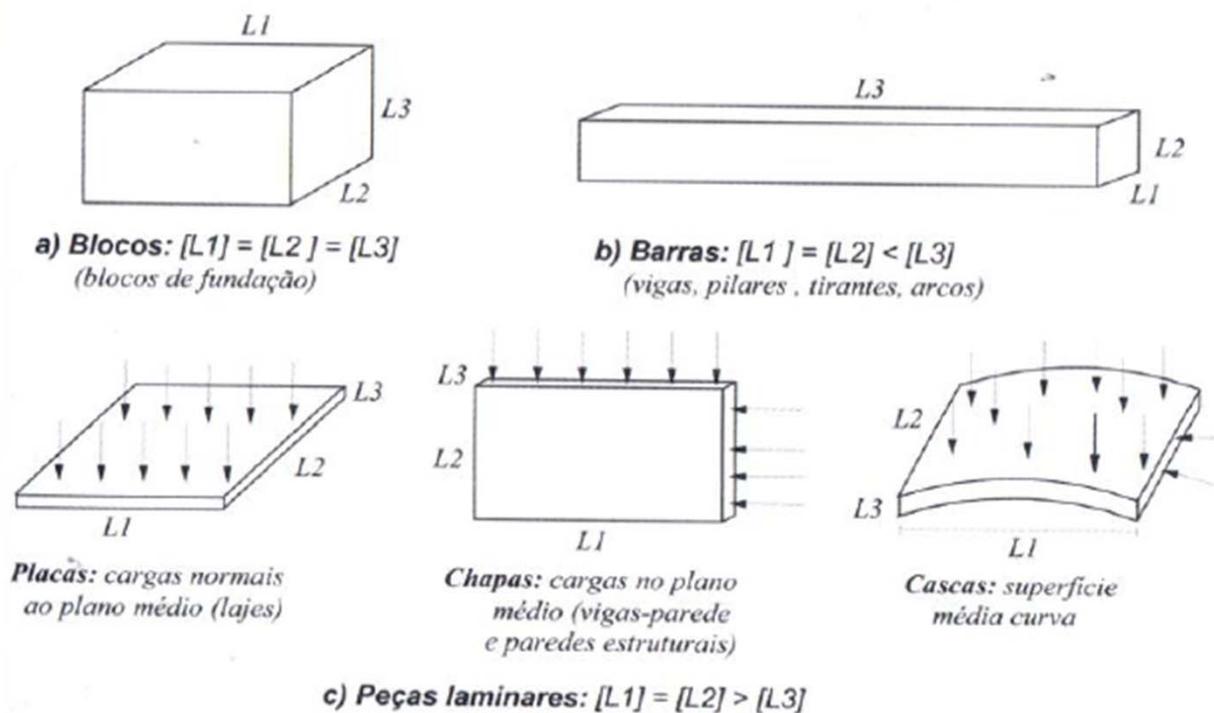


Figura 3.1 – Classificação das peças estruturais por critério geométrico

Elementos lineares

- **Vigas:** elementos lineares em que a flexão é preponderante;
- **Pilares:** elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes;
- **Tirantes:** elementos lineares de eixo reto em que as forças normais de tração são preponderantes;
- **Arcos:** elementos lineares curvos em que as forças normais de compressão são preponderantes, agindo ou não simultaneamente com esforços solicitantes de flexão, cujas ações estão contidas em seu plano.

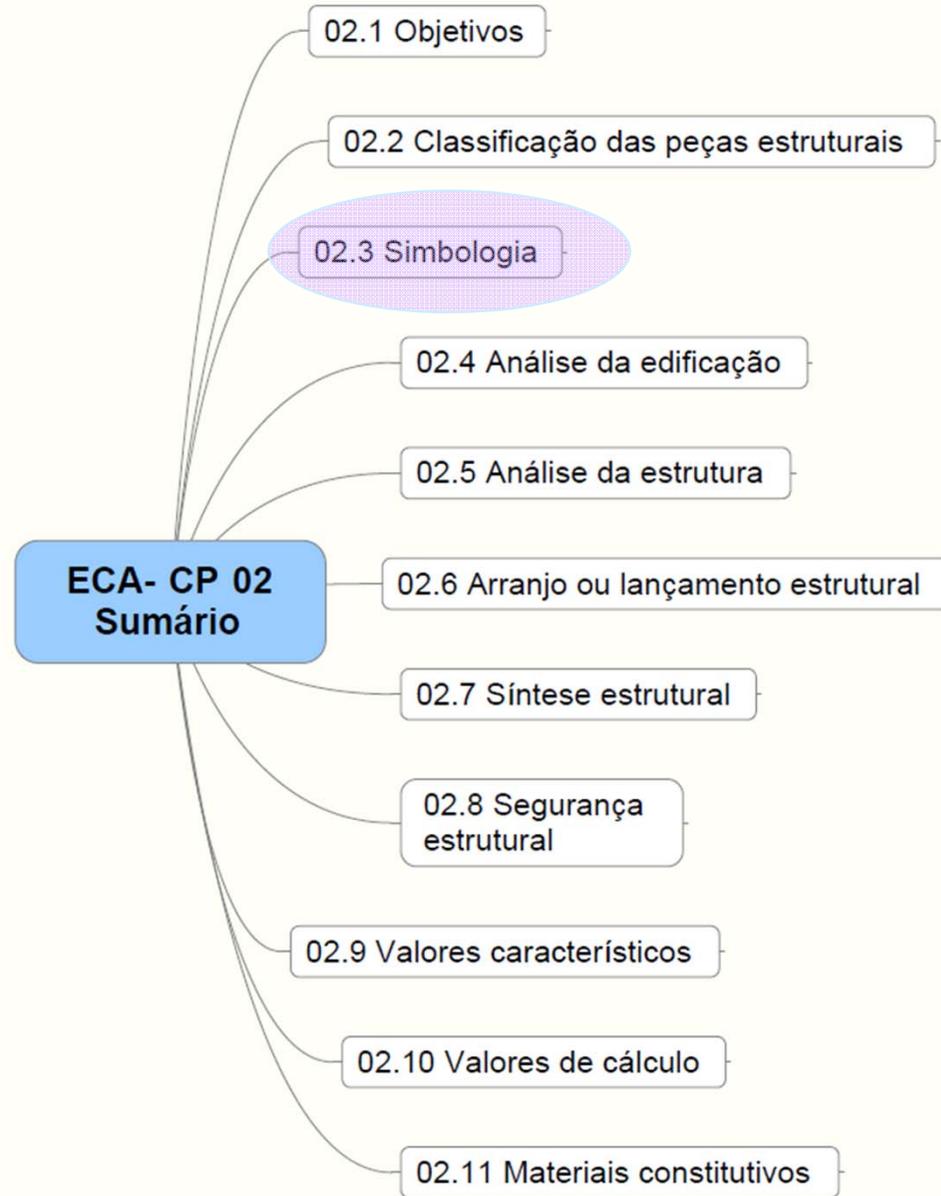
Elementos de superfície

Elementos em que uma dimensão, usualmente chamada espessura, é relativamente pequena em face das demais" (NBR 6118/2007, item 14.4.2).

Conforme a sua função estrutural, geometria e natureza das ações, recebem as designações a seguir:

- **Placas:** elementos de superfície plana sujeitos principalmente a ações normais a seu plano. As placas de concreto são usualmente denominadas lajes;
- **Chapas:** elementos de superfície plana sujeitos principalmente a ações contidas em seu plano. Chapas de concreto em que o vão for menor que três vezes a maior dimensão da seção transversal são usualmente denominadas vigas parede;
- **Cascas:** elementos de superfície não plana;

- **Pilares parede:** elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Para que se tenha um pilar parede, em alguma dessas superfícies, a menor dimensão deve ser menor que $1/5$ da maior, ambas consideradas na seção transversal da peça.



02.3 Simbologia

- A simbologia e as respectivas notações empregadas em nosso estudo, para expressas grandezas de interesse no projeto de estruturas de concreto, é aquela adotada pela NBR 6118 desde a edição de 1978, que é decorrente de um acordo internacional, firmado pelo Comitê Euro-Internacional do Concreto (CEB), a Federação Internacional da Protensão (FIP) e o Instituto Americano do Concreto (ACI), em 1972.

- O objetivo desse acordo foi unificar as representações das grandezas estruturais nos vários países, a fim de tornar mais acessível a literatura técnica e científica internacional, tendo predominado no acordo o idioma inglês.

- Conforme a NBR 6118, no item 4.1 da Seção 4, a simbologia para estruturas de concreto é constituída por símbolos-base, constituídos por uma letra principal (maiúscula ou minúscula) de mesmo tamanho e no mesmo nível do texto corrente, simbolizando uma dada grandeza ou termo, e que é acompanhada por símbolos subscritos ou índices, de identificação (em geral, letras minúsculas).

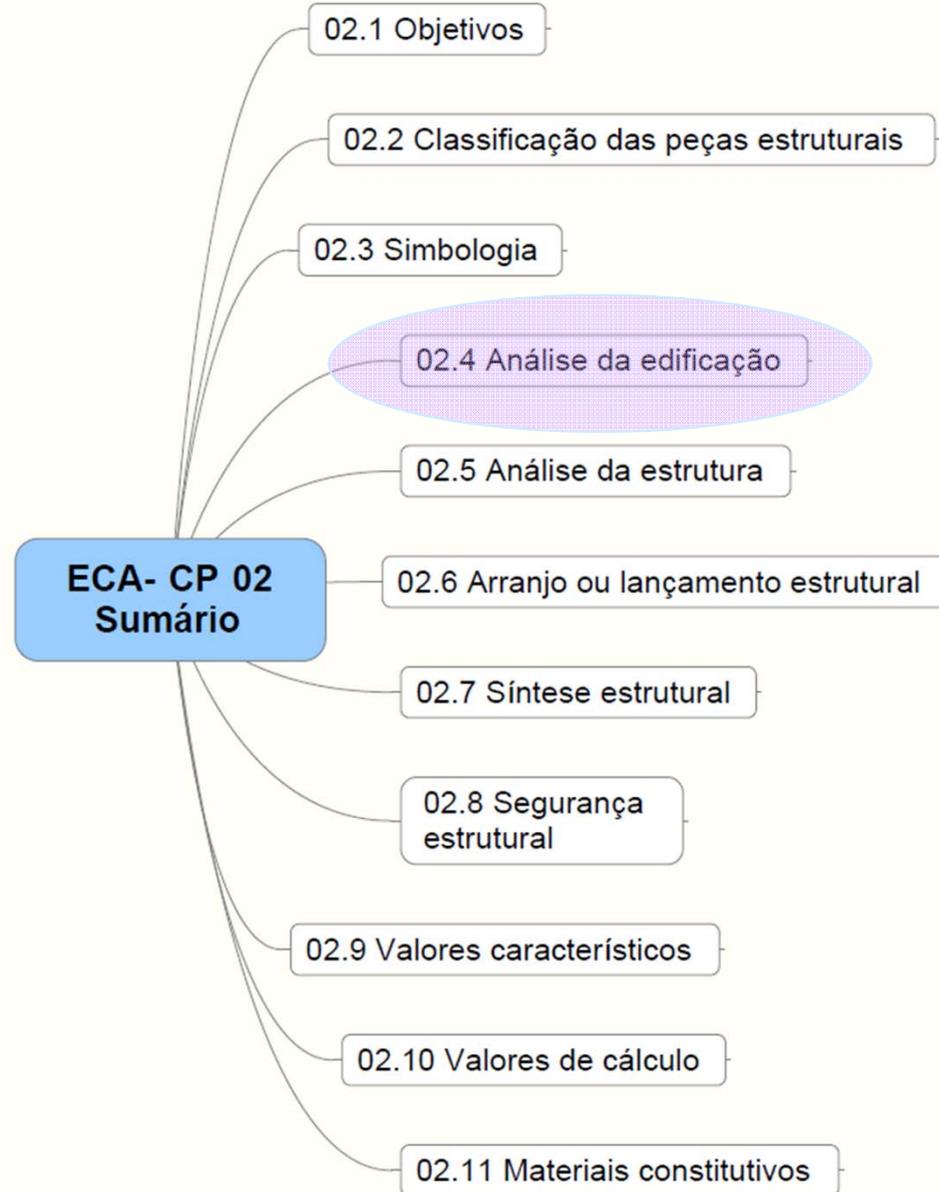
- Seguem alguns exemplos da notação de grandezas e/ou índices, selecionados da lista de símbolos-base fornecida pela NBR 6118. 4.2. Uma mesma letra pode ser usada em mais de um símbolo, desde que não haja possibilidade de confusão.
- Entre parênteses, apresenta-se o termo em inglês que deu origem ao símbolo.

- c - concreto, compressão, deformação lenta (creep);
- s – aço (steel), retração (shrinkage);
- y – escoamento (yielding);
- t – tração;
- f - resistência de um material;
- F - ação genérica (force);
- S - solicitação genérica;
- k – característico;
- d - projeto, cálculo (design).

- Na montagem da notação relativa a uma grandeza de interesse estrutural, o primeiro índice indica o material, em geral, seguido pelo tipo de esforço e sua natureza.

- Exemplos:
 - f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão;
 - f_{tk} : resistência característica do concreto à tração;
 - f_{yd} : resistência de cálculo do aço à compressão ou à tração (não há necessidade do índice “s”, do aço, por ser o índice “y”, que indica o escoamento, uma propriedade típica do aço, que o concreto não possui);

- F_d : valor de cálculo de uma ação genérica;
- S_k : valor característico de uma solicitação genérica;
- ϵ_{yd} : deformação específica de escoamento de cálculo do aço à tração;
- γ_f : coeficiente de majoração das ações/solicitações.



02.4 Análise da edificação

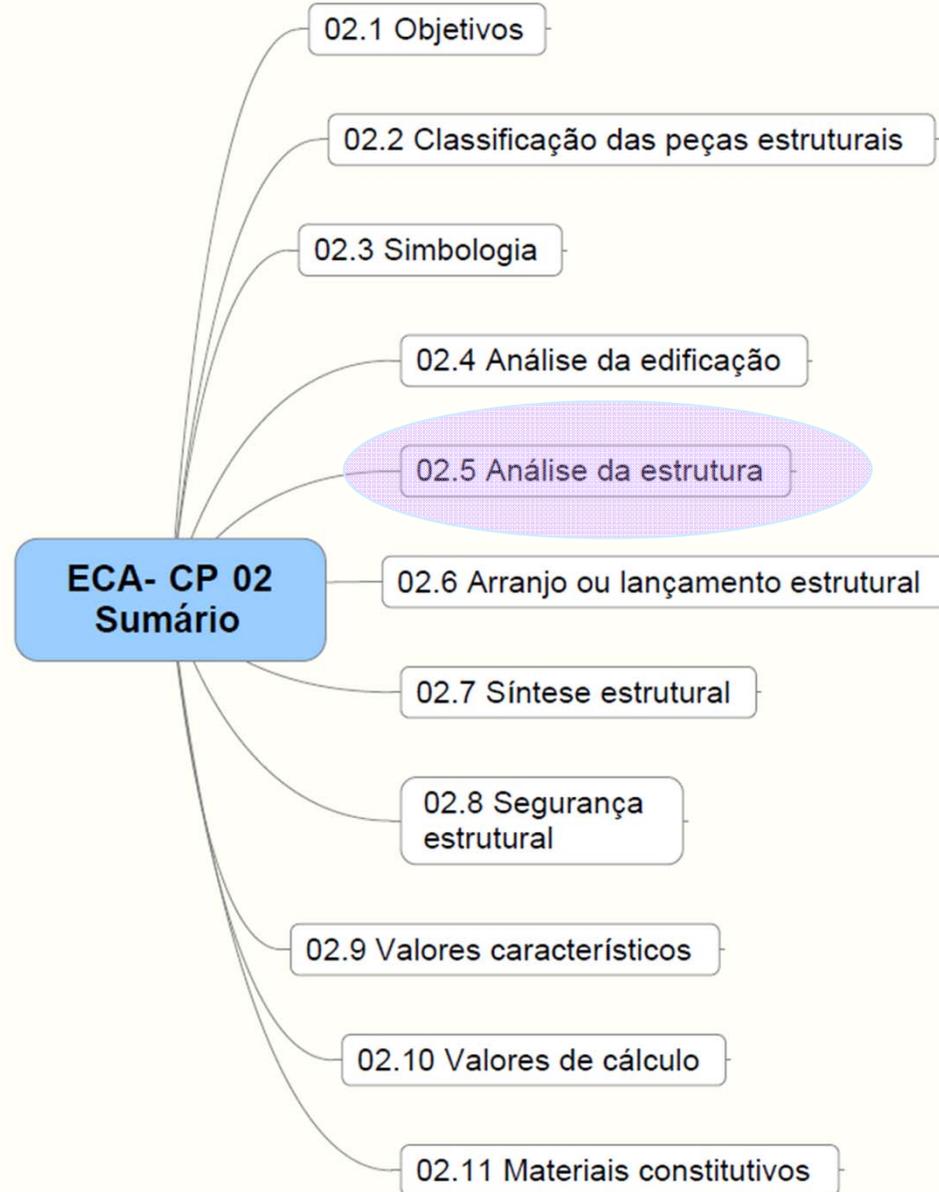
- **Conceito:** etapa inicial do projeto que tem por objetivo delimitar a edificação em relação ao meio físico externo e definir as partes que vão constituir o subsistema “estrutura”.
- De modo geral, o projeto estrutural é inviável sem a introdução de **diversas simplificações**, que objetivam reduzir o problema real a um conjunto de subproblema passíveis de solução.

- Uma simplificação corrente é a decomposição da estrutura, de modo que suas partes possam ser estudadas separadamente. Essa decomposição pode ser "real" ou "virtual", tendo por finalidade possibilitar o emprego de métodos conhecidos e comprovadamente eficientes para o cálculo de peças estruturais isoladas.

- **Decomposição real**

- A estrutura é efetivamente dividida em partes, por meio de "juntas de separação" que, além de simplificar o cálculo, contribuem na diminuição da intensidade do esforços decorrentes dos estados de coação da estrutura, isto é, aqueles estados cujos esforços decorrem de deformações impostas à estrutura. Em particular, como as juntas de separação atenuam os efeitos decorrentes das variações de temperatura, essas juntas são usualmente chamadas de "juntas de dilatação".

- **Decomposição virtual**
 - A divisão é apenas para fins de cálculo, por meio de juntas virtuais, que subdividem a estrutura em partes cujo comportamento pode ser analisado isoladamente. A condição essencial nessa decomposição é garantir a compatibilidade na transmissão dos esforços entre as partes que na realidade são monolíticas.



02.5 Análise da estrutura

- **Conceito:** conjunto de simplificações adicionais, após a análise inicial da edificação, que visam tornar o projeto estrutural exeqüível, por meio de novas decomposições virtuais, subdividindo a estrutura em grupos de elementos estruturais mais simples, que possam ser tratados separadamente por modelos esquemáticos da Teoria das Estruturas.

- De modo geral, o projeto estrutural é inviável sem a introdução de diversas simplificações, que objetivam reduzir o problema real a um conjunto de subproblemas passíveis de solução.
- As simplificações não devem nunca perder de vista o comportamento real da estrutura como um todo, para numa etapa posterior comprovar a adequação e a compatibilidade dos modelos adotados na análise da estrutura.

- Algumas das simplificações mais comuns nos projetos de estruturas de concreto armado são:
 - Uma viga pode ser calculada como contínua, admitindo-se apoios simples nos pilares. Posteriormente, deve-se considerar a ação de pórtico nas ligações viga-pilar, cujos momentos vão induzir a sollicitação de flexão composta nos pilares extremos;
 - A massa específica do concreto armado é suposta constante e uniforme, independentemente da resistência do concreto, da natureza e da taxa de armadura da peça estrutural;

- Segundo a NBR 6118 - 8.2.2 , se a massa específica real não for conhecida, adota-se para efeito de cálculo o valor de 2500 kg/m^3 ;
- O peso próprio de uma laje é tomado como uma carga uniformemente distribuída, atuando na superfície da laje, e de uma viga, como uma carga distribuída em linha;

- Dessa forma, tem-se:
 - Lajes: $g = 25 \times h$ (kgf/m²), sendo **h** a espessura da laje em *cm*;
 - Vigas: $g = 2500 \times bw \times h$ (kgf/m), sendo **bw** a largura e **h** a altura da seção transversal da viga, com valores em *m*.
- A carga que uma laje aplica sobre uma viga de bordo, que lhe fornece apoio, é admitida como uniformemente distribuída.

- Segundo a NBR 6118, item 14.2.1:
"O objetivo da análise estrutural é **determinar os efeitos das ações em uma estrutura**, com a finalidade de efetuar verificações de **estados limites últimos e de serviço**. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura".

- O item 14.2.2 - Premissas necessárias à análise estrutural, dispõe:

"A análise deve ser feita com um modelo estrutural realista, que permita representar de maneira clara todos os caminhos delineados pelas ações até os apoios da estrutura".

- No item **14.3 - Hipóteses básicas**, a norma estabelece que "as condições de equilíbrio devem ser necessariamente respeitadas" e que "as equações de equilíbrio poderão ser estabelecidas com base na geometria indeformada da estrutura (teoria de 1ª ordem), exceto nos casos em que os deslocamentos terem de maneira significativa os esforços internos (teoria de 2ª ordem)".

- **Cargas concentradas:** devem ser resistidas preferencialmente por barras (vigas, pilares, tirantes, arcos). Podem ocorrer situações em que a laje se apoia diretamente sobre os pilares, sendo chamada de **laje plana** ou **cogumelo**.

- **Cargas distribuídas em linha:** na maioria dos casos provenientes de reações das lajes nas vigas de bordo ou de paredes, devendo ser resistidas por barras. No caso de cargas de valor secundário podem ser absorvidas diretamente pelas lajes.
- **Cargas distribuídas em superfície:** resistidas pelas lajes, podendo ser dispostas vigas intermediárias, com o objetivo de se reduzir a espessura das lajes.

02.6 Arranjo ou lançamento estrutural

- **Conceito:** etapa do projeto estrutural em que se define a **disposição das peças da estrutura**, a fim de se obter seu melhor ajuste ao projeto de arquitetura, levando-se em consideração o **fator econômico**, as **facilidades construtivas** e a **eficiência global** da edificação.

- Segundo Fusco (1976), a superestrutura de uma edificação se subdivide em três categorias, conforme a finalidade e a responsabilidade na segurança global da edificação:
 - **Estrutura terciária:** tem a finalidade de suportar a aplicação direta das cargas distribuídas em superfície, sendo usualmente composta pelas **lajes**.

- **Estrutura secundária:** confere resistência localizada às diferentes partes da construção, recebendo cargas diretas ou apenas as reações da estrutura terciária, sendo usualmente composta pelas **vigas**.
- **Estrutura primária:** garante a resistência global da construção, sendo usualmente composta pelos **pilares**.

- Os esquemas estruturais mais correntes no cálculo estrutural são:
 - **Estruturas reticuladas:** constituídas pela associação de vigas, arcos, pórticos, treliças, grelhas.
 - **Estruturas de superfície:** constituídas por placas, chapas, cascas.
 - **Estruturas tridimensionais:** constituídas por blocos.

- **Princípios básico para o lançamento de estruturas de concreto armado de edifícios:**
 - Evitar que a resistência global da estrutura dependa de um número reduzido de peças e, dessa forma, que existam peças excessivamente solicitadas em relação às demais;

- Buscar o **menor trajeto possível** para as cargas, desde seus pontos de aplicação até os apoios externos (fundações). O ideal seria a existência de pilares em todos os cruzamentos de vigas, o que, no entanto, é de difícil obtenção na maioria dos casos;

- Evitar peças excessivamente delgadas, porque causam dificuldades para a disposição das armaduras, para a concretagem e para o adensamento (vibração) do concreto;
- Evitar interligar peças delgadas e espessas, a fim de prevenir zonas de transição com tensões internas elevadas, provocadas por retração e efeitos de temperatura;

- Evitar o uso de peças muito espessas, com dimensões maiores que 80 cm nas três direções, porque o elevado calor de hidratação do concreto pode provocar o aparecimento de fissuras. Quando essas peças forem imprescindíveis, cuidados especiais devem ser tomados na concretagem;
- O lançamento da estrutura deve contribuir para a facilidade na execução da obra, além de permitir acesso para atividades de manutenção e eventuais reparos das peças.

- **Diretrizes práticas para o lançamento estrutural de vigas e pilares:**
 - Os arranjos das vigas e dos pilares devem ser tratados simultaneamente, pois são interdependentes: a disposição dos pilares condiciona o arranjo das vigas e vice-versa;
 - A escolha da estrutura de um edifício de vários andares começa, em geral, pelo pavimento tipo, repetido várias vezes no projeto de um edifício de múltiplos andares;

- É conveniente que a posição dos pilares seja mantida nos demais pavimentos além do pavimento tipo, mesmo em pavimentos com arranjo estrutural de lajes e vigas diferente do tipo, com vistas à economia de formas, continuidade de barras dos pilares e fluxo de cargas;
- Quando nenhuma das soluções encontradas para a posição dos pilares nos pavimentos superiores satisfazem ao andar térreo (pilotis, lojas, etc.), sendo necessário mudar sua posição, o vigamento do teto do andar térreo deverá fornecer apoio conveniente aos pilares superiores, funcionando como estrutura de transição;

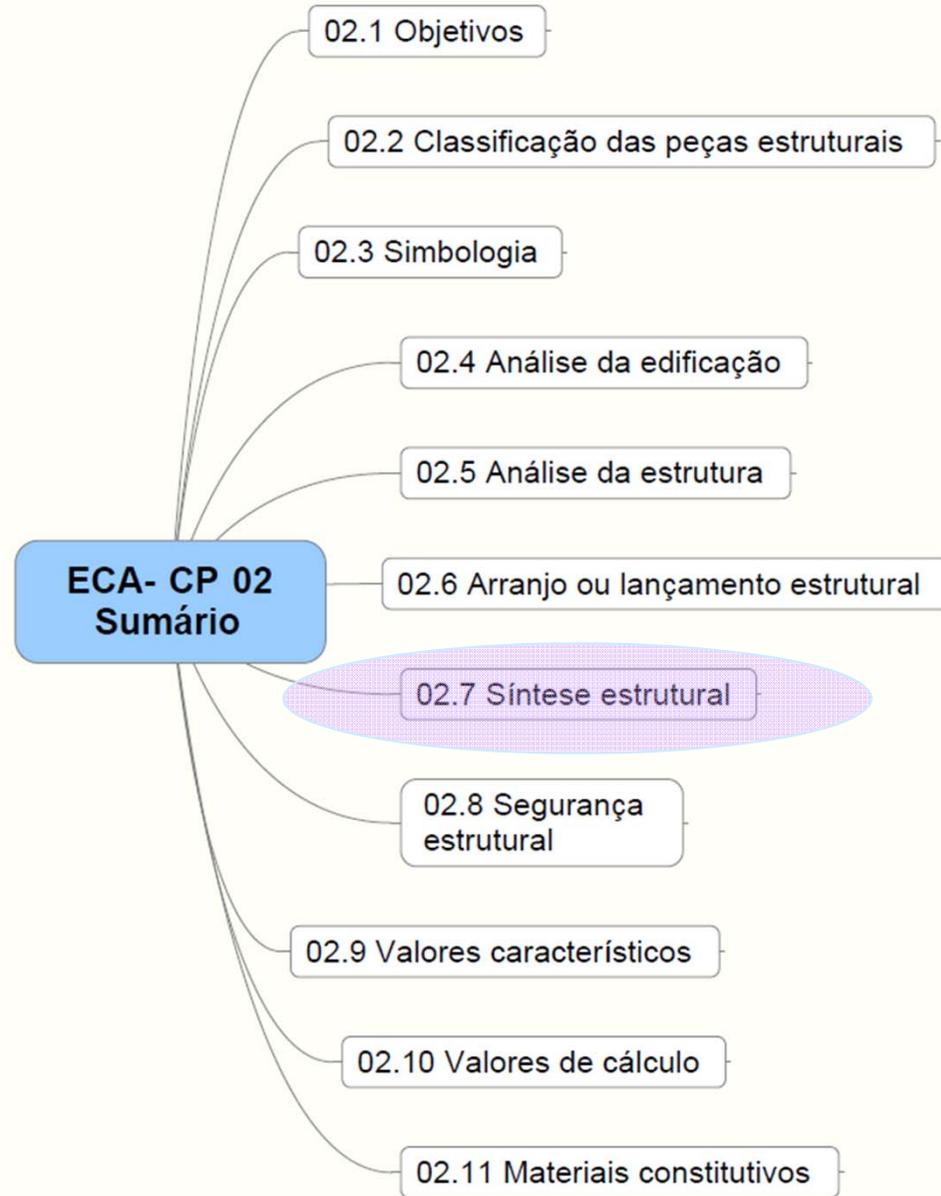
- A disposição de vigas sob as paredes principais de alvenaria é conveniente. Em cômodos com dimensões muito pequenas (2 a 3 m), pode-se dispensar algumas das vigas, ficando as paredes apoiadas diretamente sobre a laje. Nos casos de cômodos muito grandes (salões com vãos de 6 a 8 m), pode ser necessário projetar um vigamento intermediário, ou usar laje nervurada ou mista;
- O arranjo das vigas determina os comprimentos dos bordos das lajes. Deve-se buscar vãos econômicos < 6 m, observando as características do projeto de arquitetura;

- Em vigas que se apoiam em outras vigas, esses apoios são, na realidade, deslocáveis. No caso de edifícios usuais, os deslocamentos de apoio são desprezados ou considerados apenas de modo aproximado, desde que as flechas das vigas obedeam aos limites da NBR 6118;
- Nos apoios de vigas sobre outras vigas, ocorre torção nos apoios, que pode ser de compatibilidade (secundária) ou de equilíbrio (principal). Na escolha das dimensões das seções das vigas deve-se garantir boa rigidez à flexão (altura bem maior que a largura), para prevenir flechas e rotações excessivas;

- A **seção transversal** das vigas e dos pilares é, quase sempre, **condicionada pelo projeto de arquitetura** que, frequentemente, exige que as vigas e os pilares fiquem **embutidos nas paredes**; nesses casos, a largura da seção é definida em função da espessura acabada das paredes onde ficarão embutidos;
- A padronização de dimensões das seções transversais de vigas e pilares, bem como a repetição de vãos de vigas e lajes, resulta em simplificação do cálculo estrutural, economia nas fôrmas e maior rapidez de execução;

- A posição dos pilares deve permitir um bom projeto de fundações, levando em conta as áreas de circulação e o tráfego de veículos nas garagens. Se possível, os eixos dos pilares devem coincidir com os cruzamentos das vigas, para menor trajeto de cargas e para evitar excentricidades iniciais de força normal que provocam flexão composta nos pilares;
- O espaçamento dos pilares define os vãos das vigas e não deve ser inferior a 3m nem superior a 8m, salvo em casos especiais;

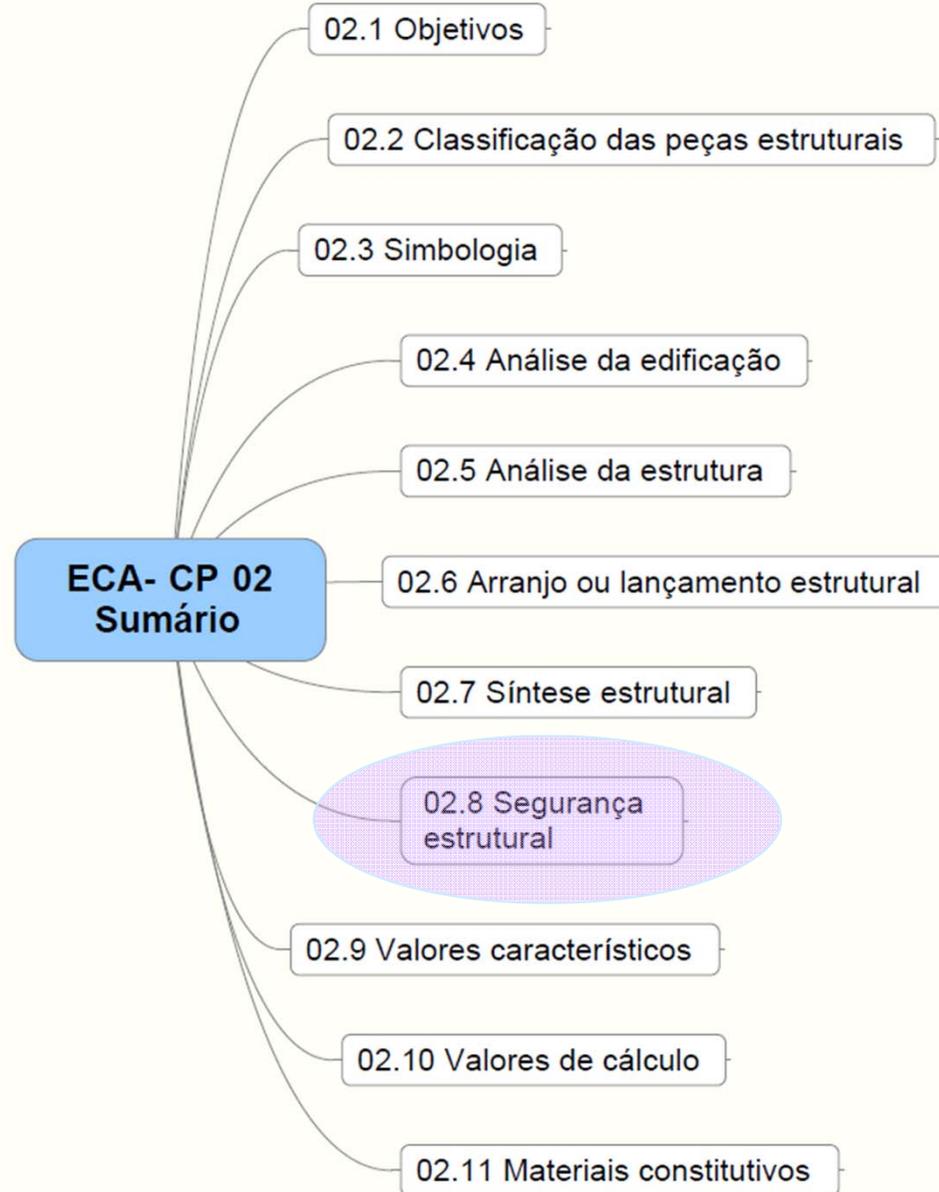
- Um fator sempre preponderante nas dimensões da seção dos pilares, em especial nos pavimentos inferiores, é a observância da taxa máxima de armadura longitudinal relativa à área de concreto, $\rho = 8\%$, da NBR 6118 - 17.3.5.3.2, inclusive na região do trespasse de armaduras longitudinais dos pilares em pavimentos consecutivos.



02.7 Síntese estrutural

- **Conceito:** etapa do projeto em que se efetua a superposição dos esforços determinados no cálculo dos elementos estruturais isolados. A estrutura retoma o caráter tridimensional, pela justaposição dos elementos estruturais considerados em sua análise.
- Nessa fase, deve-se verificar, com o máximo rigor, a compatibilidade das decomposições e das simplificações efetuadas.

- A aplicação do princípio da superposição somente é válida se a estrutura tem geometria adequada e se as peças estruturais têm resposta linear em seu conjunto, isto é, se os materiais componentes dessas peças, sob cargas de serviço, trabalham no regime elástico.



02.8 Segurança estrutural

- **Conceito:** na engenharia estrutural, a estrutura de uma edificação é considerada segura quando atende, simultaneamente, aos seguintes requisitos:

- Mantém durante sua vida útil as características originais do projeto, a um custo razoável de execução e manutenção;
- Em condições normais de utilização, não apresenta aparência que causa inquietação aos usuários ou ao público em geral, nem falsos sinais de alarme que lancem suspeitas sobre sua segurança;
- Sob utilização indevida, deve apresentar sinais visíveis – deslocamentos fissuras - de aviso de eventuais estados de perigo.

- **Estados limites de desempenho:** estados que definem impropriedade para o uso da estrutura, por razões de segurança, funcionalidade ou estética, desempenho fora dos padrões especificados para sua utilização normal ou interrupção de funcionamento em razão da ruína de um ou mais de seus componentes.

- **Estado Limite Último (ELU):** NBR 6118, subitem 3.2.1: "Estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura". O item 10.3 da norma prescreve que *"a segurança das estruturas de concreto deve sempre ser verificada, em relação aos seguintes estados limites últimos:*
 - a) estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;*

- b) *estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais (...) admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta Norma;*
- c) *estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;*
- d) *estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;*
- e) *estado limite último de colapso progressivo;*
- f) *outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais".*

Portanto, atingido um ELU, a estrutura esgota sua capacidade resistente, e a utilização posterior da edificação só será possível após a realização de obras de reparo, reforço ou mesmo substituição da estrutura.

- **Estado Limite de Serviço (ELS):** NBR 6118, subitem 10.4:

“Estados limites de serviço são aqueles relacionados à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos utilizados”.

- Alguns ELS que podem exigir verificação em estruturas de concreto armado são:
 - a) Fissuração excessiva, afetando a aparência, a durabilidade ou a estanqueidade;
 - b) Deslocamentos (flechas) ou deformações que afetem a aparência e/ou o uso efetivada edificação ou causem danos inaceitáveis a elementos não estruturais;
 - c) Tensões de compressão no concreto excessivas, produzindo deformações irreversíveis e microfissuras que possam levar à perda de durabilidade;
 - d) Vibrações resultando em desconforto, alarme ou perda de funcionalidade.

- **Métodos de cálculo**

Dimensionar uma estrutura de concreto significa **definir as dimensões das peças e as armaduras correspondentes**, a fim de garantir uma margem de segurança prefixada aos estados limites últimos e um comportamento adequado aos estados limites de serviço, tendo em vista os fatores condicionantes de economia e durabilidade.

a) Classificação quanto aos princípios de verificação da segurança:

- 1) Método das tensões admissíveis: a segurança é verificada pela comparação das tensões decorrentes dos carregamentos máximos com as tensões admissíveis dos materiais empregados.
- 2) Método dos estados limites: a segurança é verificada pela comparação das solicitações, majoradas por coeficientes de segurança, com os esforços resistentes das seções calculados considerando minoração nas resistências dos materiais.

b) Classificação quanto aos parâmetros de segurança:

- 1) Método determinístico: os parâmetros que introduzem a segurança (na majoração de solicitações e na minoração de resistências dos materiais) são considerados grandezas fixas.
- 2) Método probabilístico: os parâmetros de segurança são variáveis com representação estatística ou fixados por norma técnicas.

O método de cálculo adotado pela NBR 6118, a partir de edição de 1978, seguiu a proposta do Código-Modelo do CEB/FIP, de 1972, sendo uma combinação dos métodos anteriormente descritos “a)2)” e “b)2)” e identificado como o “Método Semiprobabilístico de Estados Limites”.

- **Ações e solicitações**

Conforme a NBR 6118, no item 11.2 - Ações a considerar.

"Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço".

- **Ações e solicitações**

Numa estrutura em serviço, os carregamentos se traduzem em estados de tensões nas peças estruturais; considera-se que as ações são a causa e as solicitações o efeito:

Ação: qualquer influência ou conjunto de influências (permanentes, variáveis ou acidentais, excepcionais e deslocamentos ou deformações impostas) capaz de produzir estados de tensão na estrutura.

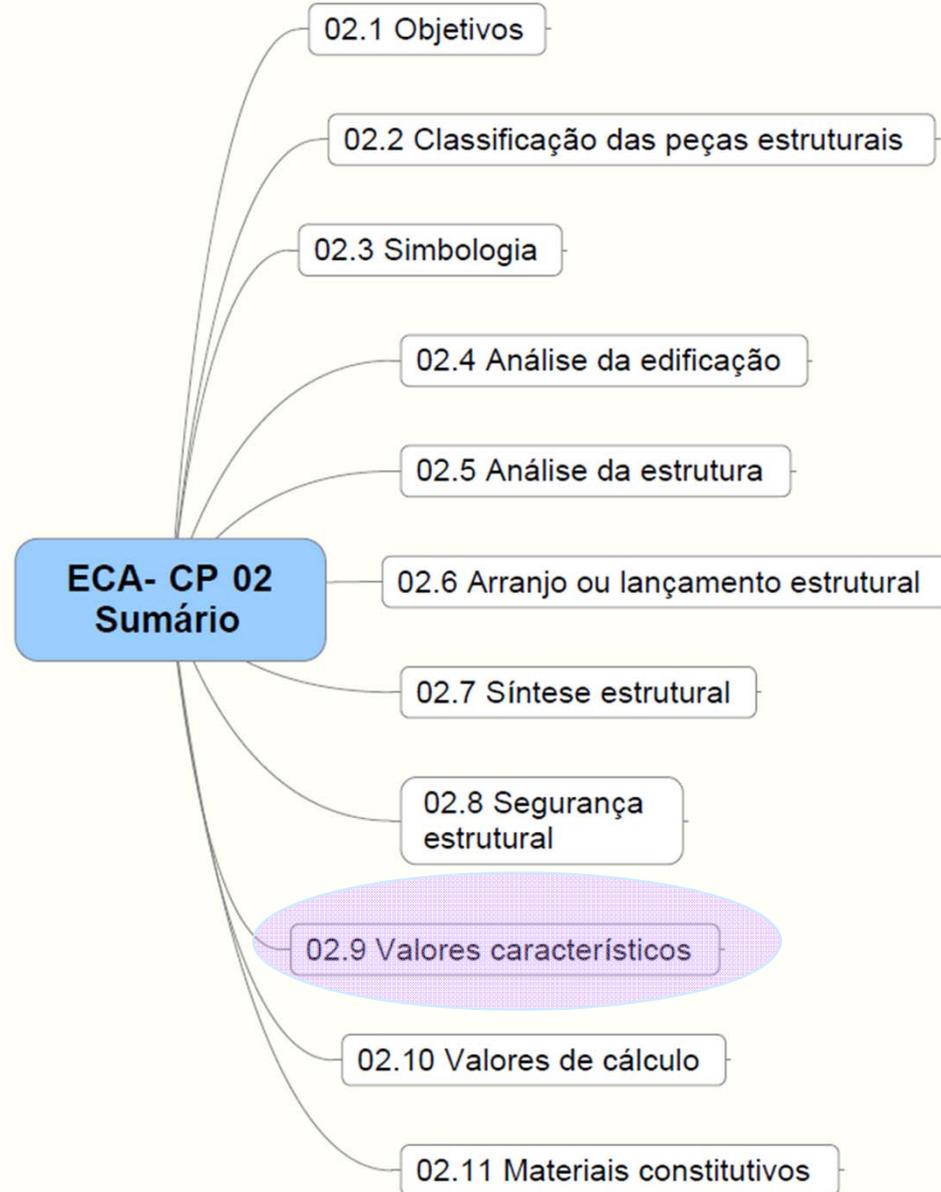
Solicitação: qualquer esforço ou conjunto de esforços (força normal ou cortante, momento fletor ou torção) decorrente das ações que atuam na estrutura.

- **Ações e solicitações**

As ações variáveis classificam-se em:

Diretas: constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água e pelas ações variáveis durante a construção, supostas nas situações mais desfavoráveis, ressalvadas as simplificações permitidas por normas brasileiras específicas (item 11.4.1).

Indiretas: constituídas pelas variações de temperatura, uniformes ou não, pelas ações dinâmicas (item 11.4.2).



02.9 Valores característicos

- **Valores característicos**

Conceito: Valor característico de uma grandeza de interesse estrutural é um valor fixado com uma certa probabilidade de não ser ultrapassado no sentido desfavorável para a segurança.

- **Resistência característica dos materiais**

"Os valores característicos f_k das resistências são os que, num lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido mais desfavorável para a segurança."

A norma admite a hipótese de que as resistências dos materiais obtidas dos ensaios de controle possam ser representadas por uma **distribuição normal** do tipo **Gauss**. A resistência característica inferior é determinada a partir da resistência média, com um quantil de 5% da distribuição considerada, isto é, com uma probabilidade prefixada de que apenas **5% dos resultados de ensaios tenham valores abaixo do valor característico**.

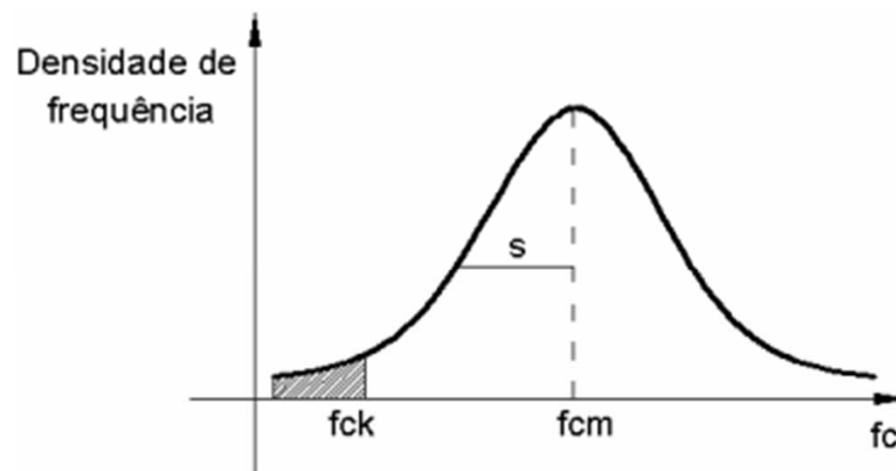


Figura 2.1 – Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão

Dessa forma, tem-se:

- f_m = valor médio da distribuição com relação à frequência de ocorrência de resultados do lote (resistência média do material à tração ou compressão);
- s = desvio-padrão dos resultados de ensaio em relação ao valor médio;
- $f_{k,inf}$ - resistência característica inferior do lote de material ensaiado.

A partir da adoção do quantil de 5% na distribuição normal, tem-se:

$$f_{k,inf} = f_m - 1,65s$$

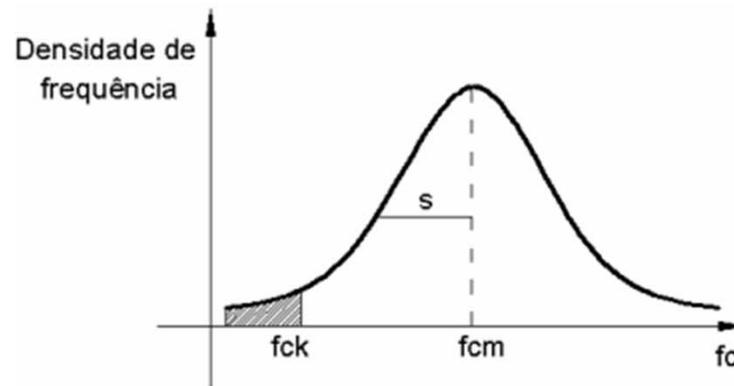


Figura 2.1 – Curva de Gauss para a resistência do concreto à compressão

- **Resistência característica do concreto à compressão**

O item 5.1 da mesma norma estabelece as responsabilidades do profissional responsável pelo projeto estrutural, transcritas a seguir:

"a) registro da resistência característica do concreto (f_{ck}) em todos os desenhos e memórias que descrevem o projeto tecnicamente;

b) especificação, quando necessário, dos valores de (f_{ck}) para as etapas construtivas, tais como: retirada de cimbramento, aplicação de protensão ou manuseio de pré-moldados;

c) especificação dos requisitos correspondentes à durabilidade da estrutura e de propriedades especiais do concreto, tais como: consumo mínimo de cimento, relação água/cimento, módulo de deformação estático mínimo na idade da desforma e outras propriedades necessárias à estabilidade e durabilidade da estrutura, durante a fase construtiva e durante sua vida útil, de acordo com NBR 6118".

Portanto, cabe ao projetista estrutural estabelecer o valor da resistência característica, f_{ck} a partir do qual deve ser fixado o valor da resistência à compressão média a "j" dias, ou a resistência de dosagem, f_{cmj} , conforme dispõe a norma NBR 6118 => 6.4.3:

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65S_d$$

Com:

f_{cj} = resistência de dosagem ou resistência média do concreto à compressão prevista para a idade de "j" dias, em MPa (NBR 6118 => 8.2.4: "Quando não for indicada a idade, as resistências referem-se à idade de 28 dias");

S_d = desvio-padrão da dosagem, em Mpa.

A NBR 12655 => 6.4.3.1 prescreve que, quando não se determina o valor do desvio-padrão a partir de ensaios, sejam adotados valores de acordo com três condições de preparo do concreto: a melhor (condição A) aplicável a concretos com resistência à compressão até **$fck = 80 \text{ MPa}$** (classe C80) e a mais precária (condição C), aplicável apenas a concretos com **$fck < 15 \text{ MPa}$** (classes C10 e C15):

- **Condição A: $Sd = 4,0 \text{ MPa}$, resultando em: $fcj = fck + 6,6 \text{ MPa}$;**
- **Condição B: $Sd = 5,5 \text{ MPa}$, resultando em: $fcj = fck + 9,1 \text{ MPa}$;**
- **Condição C: $Sd = 7,0 \text{ MPa}$, resultando em: $fcj = fck + 11,6 \text{ MPa}$.**

Ainda segundo a NBR 12655, item 5.2, cabem as seguintes responsabilidades ao profissional responsável pela execução da obra:

- a) Escolha da modalidade de preparo do concreto;
- b) Quando o concreto for preparado pelo executante da obra, este deve ser responsável pelas etapas de execução do concreto e pela definição da condição de preparo;
- c) Escolha do tipo de concreto a ser empregado e sua consistência, dimensão máxima do agregado e demais propriedades, de acordo com o projeto e com condições de aplicação;
- d) Atendimento a todos os requisitos de projeto, inclusive quanto à escolha do tipo de cimento Portland a ser empregado;
- e) Aceitação do concreto (NBR 12655: item 4.4);
- f) Cuidados requeridos pelo processo construtivo e pela retirada do escoramento, levando em consideração as peculiaridades dos materiais (em particular do cimento) e as condições de temperatura“.

No início da obra, devem ser estabelecidos os procedimentos para a realização do controle tecnológico do concreto, por laboratório idôneo, visando comprovar que na execução se atende o valor de resistência ***f_{ck}*** especificado no projeto.

As disposições da NBR 12655 definem os valores para a formação dos lotes de concreto para amostragem, conforme a solicitação principal dos elementos da estrutura (Tabela 2): compressão ou compressão e flexão (pilares e paredes estruturais) ou flexão simples (vigas e lajes).



**ABNT-Associação
Brasileira de
Normas Técnicas**

Sede:
Rio de Janeiro
Av. Treze de Maio, 13 - 28º andar
CEP 20003-900 - Caixa Postal 1680
Rio de Janeiro - RJ
Tel.: PABX (021) 210-3122
Telex: (021) 34333 ABNT - BR
Endereço Telegráfico:
NORMATÉCNICA

Copyright © 1996,
ABNT—Associação Brasileira
de Normas Técnicas
Printed in Brazil/
Impresso no Brasil
Todos os direitos reservados

MAIO 1996

NBR 12655

Concreto - Preparo, controle e recebimento

Origem: Projeto NBR 12655/1995
CB-18 - Comitê Brasileiro de Cimento, Concreto e Agregados
CE-18:305.01 - Comissão de Estudo de Procedimentos para Controle de
Qualidade do Concreto
NBR 12655 - Concrete - Preparation, control and acceptance
Descriptor: Concrete
Esta Norma substitui a NBR 12655/1992
Válida a partir de 01.07.1996

Palavra-chave: Concreto

7 páginas

Sumário

Prefácio

1 Objetivo

2 Referências normativas

3 Definições

4 Generalidades

5 Responsabilidade pela composição e propriedades do concreto

6 Requisitos

7 Ensaio de controle de aceitação

8 Recebimento do concreto

Prefácio

A ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas - é o Fórum Nacional de Normalização. As Normas Brasileiras, cujo conteúdo é de responsabilidade dos Comitês Brasileiros (CB) e dos Organismos de Normalização Setorial (ONS), são elaboradas por Comissões de Estudo (CE), formadas por representantes dos setores envolvidos, delas fazendo parte: produtores, consumidores e neutros (universidades, laboratórios e outros).

Os Projetos de Norma Brasileira, elaborados no âmbito dos CB e ONS, circulam para Votação Nacional entre os associados da ABNT e demais interessados.

Esta Norma apresenta modificações significativas em relação à NBR 12655/1992.

1 Objetivo

1.1 Esta Norma fixa as condições exigíveis para o preparo, controle e recebimento de concreto destinado à execução de estruturas de concreto simples, armado ou protendido.

1.2 Esta Norma não se aplica a concreto projetado, pavimentos ou concreto massa para barragens.

2 Referências normativas

As normas relacionadas a seguir contêm disposições que, ao serem citadas neste texto, constituem prescrições para esta Norma. As edições indicadas estavam em vigor no momento desta publicação. Como toda norma está sujeita a revisão, recomenda-se àqueles que realizam acordos com base nesta que verifiquem a conveniência de se usarem as edições mais recentes das normas citadas a seguir. A ABNT possui a informação das normas em vigor em um dado momento.

NBR 5738/1994 - Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos ou prismáticos de concreto - Método de ensaio

NBR 5739/1994 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos - Método de ensaio

NBR 5750/1992 - Amostragem de concreto fresco - Método de ensaio

NBR 6118/1980 - Projeto e execução de obras de concreto armado - Procedimento

NBR 7211/1983 - Agregado para concreto - Especificação

NBR 7212/1984 - Execução de concreto dosado em central - Especificação

NBR 7223/1992 - Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone - Método de ensaio

NBR 8953/1992 - Concreto para fins estruturais - Classificação por grupos de resistência - Classificação

NBR 9606/1992 - Concreto - Determinação da consistência pelo espalhamento do tronco de cone - Método de ensaio

NBR 9935/1987 - Agregados - Terminologia

NBR 11172/1989 - Aglomerantes de origem mineral - Terminologia

NBR 11768/1992 - Aditivos para concreto de cimento Portland - Especificação

NBR 12654/1992 - Controle tecnológico de materiais componentes do concreto - Procedimento

3 Definições

Para os efeitos desta Norma, aplicam-se as definições das NBR 6118, NBR 9935, NBR 11172 e NBR 11768.

4 Generalidades

4.1 Etapas de execução do concreto

As etapas de execução do concreto são as seguintes:

- a) caracterização dos materiais componentes do concreto, conforme a NBR 12654;
- b) estudo de dosagem do concreto;
- c) ajuste e comprovação do traço de concreto;
- d) preparo do concreto.

4.2 Preparo do concreto

Consiste nas operações de execução do concreto, desde o armazenamento dos materiais, sua medida e mistura, bem como na verificação das quantidades utilizadas desses materiais. Esta verificação tem por finalidade comprovar que o proporcionamento da mistura atende ao traço especificado e deve ser feita uma vez ao dia, ou quando houver alteração do traço.

4.3 Modalidade de preparo do concreto

Para o concreto destinado às estruturas, são previstas duas modalidades diferentes de preparo, descritas em 4.3.1 e 4.3.2.

4.3.1 Concreto preparado pelo executante da obra

Independentemente da condição de preparo prevista em 6.4.3.1, as responsabilidades são as descritas em 5.2.

4.3.2 Concreto preparado por empresa de serviços de concretagem

A central deve assumir a responsabilidade pelo serviço e cumprir as prescrições relativas às etapas de execução do concreto (ver 4.1), bem como as disposições da NBR 7212. A documentação relativa ao cumprimento destas prescrições e disposições deve ser arquivada na central dosadora e preservada durante o prazo previsto na legislação vigente.

4.4 Aceitação do concreto

Consiste em duas etapas: aceitação do concreto fresco (provisória) e aceitação definitiva do concreto, efetuadas através dos ensaios de controle de aceitação do concreto (ver seção 7).

4.4.1 Aceitação do concreto fresco

Efetuada durante a descarga da betoneira, consiste na verificação da conformidade das propriedades especificadas para o estado fresco.

4.4.2 Aceitação definitiva do concreto

Consiste na verificação do atendimento a todos os requisitos especificados para o concreto endurecido.

4.5 Recebimento do concreto

O recebimento do concreto consiste na verificação do cumprimento desta Norma, através da análise e aprovação da documentação correspondente, no que diz respeito às etapas de execução do concreto e sua aceitação.

5 Responsabilidade pela composição e propriedades do concreto

O concreto para fins estruturais deve ter definidas todas as características e propriedades de maneira explícita, antes do início das operações de concretagem. O proprietário da obra ou o responsável técnico por ele designado deve garantir o cumprimento desta Norma e manter documentação que comprove a qualidade do concreto conforme descrito em 5.3.

5.1 Profissional responsável pelo projeto estrutural

Cabem a este profissional as seguintes responsabilidades:

- a) registro da resistência característica do concreto, f_{ck} , em todos os desenhos e memórias que descrevem o projeto tecnicamente;
- b) especificação, quando necessário, dos valores de f_{ck} para as etapas construtivas, tais como: retirada de cimbramento, aplicação de protensão ou manuseio de pré-moldados;
- c) especificação dos requisitos correspondentes à durabilidade da estrutura e de propriedades especiais do concreto, tais como: consumo mínimo de cimento, relação água/cimento, módulo de deformação estático mínimo na idade da desforma e outras propriedades necessárias à estabilidade e durabilidade da estrutura, durante a fase construtiva e durante sua vida útil, de acordo com a NBR 6118.

5.2 Profissional responsável pela execução da obra

Ao profissional responsável pela execução da estrutura de concreto cabem as seguintes responsabilidades:

- a) escolha da modalidade de preparo do concreto (ver 4.2);
- b) quando a modalidade for concreto preparado pelo executante da obra, este deve ser o responsável pelas etapas de execução do concreto (ver seção 6) e pela definição da condição de preparo (ver 6.4.3.1);
- c) escolha do tipo de concreto a ser empregado e sua consistência, dimensão máxima do agregado e demais propriedades, de acordo com o projeto e com as condições de aplicação;
- d) atendimento a todos os requisitos de projeto, inclusive quanto à escolha do tipo de cimento Portland a ser empregado;
- e) aceitação do concreto, definida em 4.4;
- f) cuidados requeridos pelo processo construtivo e pela retirada do escoramento, levando em consideração as peculiaridades dos materiais (em particular do cimento) e as condições de temperatura.

5.3 Responsável pelo recebimento do concreto

O responsável pelo recebimento do concreto, definido em 4.5, é o proprietário da obra ou o responsável técnico pela obra, designado pelo proprietário. A documentação comprobatória do cumprimento desta Norma (relatórios de ensaios, laudos e outros) deve estar disponível no canteiro de obra, durante toda a construção, e ser arquivada e preservada pelo prazo previsto na legislação vigente, salvo o disposto em 4.3.2.

6 Requisitos

As etapas de execução definidas em 4.1 devem atender ao exposto a seguir.

6.1 Armazenamento dos materiais componentes

Os materiais componentes do concreto devem permanecer armazenados na obra ou na central de dosagem, separados fisicamente desde o instante do recebimento até a mistura. Cada um dos componentes deve estar completamente identificado durante o armazenamento, no que diz respeito à classe ou à graduação de cada procedência. Os documentos que comprovam a origem e características dos materiais devem permanecer arquivados, conforme legislação vigente.

6.1.1 Cimento

6.1.1.1 Cada cimento deve ser armazenado separadamente, de acordo com a marca, tipo e classe, conforme as recomendações a seguir.

6.1.1.2 O cimento fornecido em sacos deve ser guardado em pilhas, em local fechado, protegido da ação de chuva, névoa ou condensação. Cada lote recebido em uma mesma data deve ser armazenado em pilhas separadas e devidamente individualizadas.

6.1.1.3 As pilhas devem estar separadas por corredores que permitam o acesso e os sacos devem ficar apoiados sobre estrado ou paletes de madeira, para evitar o contato direto com o piso.

6.1.1.4 Os sacos devem ser empilhados em altura de no máximo 15 unidades, quando ficarem retidos por período inferior a 15 dias, ou em altura de no máximo 10 unidades, quando permanecerem por período mais longo.

6.1.1.5 O cimento fornecido a granel deve ser estocado em silo estanque, provido de respiradouro com filtro para reter poeira, tubulação de carga e descarga e janela de inspeção.

6.1.1.6 Cada silo deve estar munido de uma identificação com o registro do tipo, classe e marca de cimento contido, e sua configuração interna deve ser tal que induza o fluxo desimpedido do cimento até a boca de descarga, sem gerar áreas mortas.

6.1.2 Agregados

Os agregados devem ser armazenados separadamente em função da sua graduação granulométrica, de acordo com as classificações indicadas na NBR 7211. Não deve haver contato físico direto entre as diferentes graduações. Cada fração granulométrica deve ficar sobre uma base que permita escoar a água livre, de modo a eliminá-la.

NOTA - O depósito destinado ao armazenamento dos agregados deve ser construído de maneira tal que evite o contato com o solo e impeça a contaminação com outros sólidos ou líquidos prejudiciais ao concreto.

6.1.3 Água

A água destinada ao amassamento do concreto deve ser guardada em caixas estanques e tampadas, de modo a evitar a contaminação por substâncias estranhas.

6.1.4 Aditivos

6.1.4.1 Os aditivos em forma pulverulenta ou líquida devem ser armazenados, até o instante do seu uso, nas embalagens originais ou em local que atenda às especificações do fabricante.

6.1.4.2 Os aditivos líquidos, no instante de seu uso, quando não forem utilizados em sua embalagem original, devem ser transferidos para um recipiente estanque, não sujeito à corrosão, protegido contra contaminantes ambientais e provido de agitador, de forma a impedir a decantação dos sólidos.

6.1.4.3 O aditivo líquido, quando utilizado diretamente de sua embalagem original, deve ser homogeneizado energeticamente, de forma a impedir a decantação dos sólidos contidos no aditivo, uma vez por dia e imediatamente antes de seu uso, ou deve ser submetido a procedimento recomendado pelo fabricante.

6.1.4.4 O recipiente para o armazenamento de aditivos deve estar munido de uma identificação contendo:

- a) marca;
- b) lote;
- c) tipo do produto;
- d) data de fabricação;
- e) prazo de validade.

6.1.5 Adições minerais

Cada adição mineral deve ser armazenada separadamente e devidamente identificada.

NOTA 2 - Na categoria de adição mineral ficam incluídos todos os sólidos minerais, em estado seco na forma pulverulenta, inertes ou ativos.

6.2 Medida dos materiais e do concreto

6.2.1 A base de medição do concreto para o estabelecimento da sua composição, da sua requisição comercial ou fixação do seu volume é o metro cúbico de concreto no estado fresco adensado.

6.2.2 A medida volumétrica dos agregados somente é permitida para os concretos preparados no próprio canteiro de obras, cumpridas as prescrições de 6.4.3.1.

6.2.3 Os materiais para concreto de classe C25 da NBR 8953 devem ser medidos em massa, ou em massa combinada com volume. No caso de massa combinada com volume, entende-se que o cimento seja sempre medido em massa e que o canteiro deva dispor de meios para medir a umidade da areia e efetuar as correções necessárias, além de balanças com capacidade e precisão aferidas, de modo a permitir a rápida e prática conversão de massa para volume de agregados, sempre que for necessário ou quando o responsável técnico pela obra o exigir.

6.2.4 Adições minerais devem ser medidas em massa.

6.2.5 Para concreto medido em massa, deve ser atendido o disposto na NBR 7212, no que diz respeito aos equipamentos e à medida dos materiais.

6.3 Mistura

Os componentes do concreto, medidos de acordo com o indicado em 5.2, devem ser misturados até formar uma massa homogênea. Esta operação pode ser executada na obra, na central de concreto ou em caminhão-betoneira. O equipamento de mistura utilizado para este fim, bem como sua operação, devem atender às especificações do fabricante quanto à capacidade de carga, velocidade e tempo de mistura.

6.3.1 Em betoneira estacionária

6.3.1.1 O tempo mínimo de mistura em betoneira estacionária é de 60 s, devendo este tempo ser aumentado em 15 s para cada metro cúbico de capacidade nominal da betoneira ou conforme especificação do fabricante. O tempo mínimo de mistura somente pode ser diminuído mediante comprovação da uniformidade.

6.3.1.2 Após a descarga , não deve ficar retido na superfície das paredes e pás da betoneira um volume residual de concreto maior do que 5% do volume nominal, entendendo-se que este volume independe da consistência do concreto.

6.3.2 Em caminhão-betoneira

Quando os materiais forem misturados em caminhão-betoneira, deve ser obedecido o disposto na NBR 7212, no que se refere ao equipamento de mistura.

NOTA 3 - As betoneiras devem ser submetidas à comprovação da uniformidade, sempre que apresentarem, durante a descarga, sinais de heterogeneidade de composição ou consistência, em amostras de concreto coletadas durante os primeiros 20 min de descarga.

6.4 Estudo de dosagem do concreto

6.4.1 Dosagem racional e experimental

6.4.1.1 A composição de cada concreto de classe C15 ou superior a ser utilizado na obra deve ser definida, em dosagem racional e experimental, com a devida antecedência em relação ao início da concretagem da obra. O estudo de dosagem deve ser realizado com os mesmos materiais e condições semelhantes àsquelas da obra, tendo em vista as prescrições do projeto e as condições de execução.

6.4.1.2 O cálculo da dosagem do concreto deve ser feito cada vez que for prevista uma mudança de marca, tipo ou classe do cimento, na procedência e qualidade dos agregados e demais materiais.

6.4.2 Dosagem empírica

O traço de concreto pode ser estabelecido empiricamente para o concreto da classe C10, com consumo mínimo de 300 kg de cimento por metro cúbico.

6.4.3 Cálculo da resistência de dosagem

A resistência de dosagem deve atender às condições de variabilidade prevalecentes durante a construção. Esta variabilidade medida pelo desvio-padrão S_d é levada em conta no cálculo da resistência de dosagem, segundo a equação:

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65 S_d$$

onde:

f_{cj} é a resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de j dias, em megapascals;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, em megapascals;

S_d é o desvio-padrão da dosagem, em megapascals.

6.4.3.1 Condições de preparo do concreto

O cálculo da resistência de dosagem do concreto depende, entre outras variáveis, da condição de preparo do concreto, definidas a seguir:

- a) condição A (aplicável às classes C10 até C80): o cimento e os agregados são medidos em massa, a água de amassamento é medida em massa ou volume com dispositivo dosador e corrigida em função da umidade dos agregados;
- b) condição B:
 - aplicável às classes C10 até C25: o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em massa combinada com volume, de acordo com o exposto em 6.2.3;
 - aplicável às classes C10 até C20: o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em volume. A umidade do agregado miúdo é determinada pelo menos três vezes durante o serviço do mesmo turno de concretagem. O volume de agregado miúdo é corrigido através da curva de inchamento estabelecida especificamente para o material utilizado;
- c) condição C (aplicável apenas aos concretos de classe C10 e C15): o cimento é medido em massa, os agregados são medidos em volume, a água de amassamento é medida em volume e a sua quantidade é corrigida em função da estimativa da umidade dos agregados e da determinação da consistência do concreto, conforme disposto na NBR 7223, ou outro método normalizado.

6.4.3.2 Concreto com desvio-padrão conhecido

Quando o concreto for elaborado com os mesmos materiais, mediante equipamentos similares e sob condições equivalentes, o valor numérico do desvio-padrão S_d deve ser fixado com no mínimo 20 resultados consecutivos obtidos no intervalo de 30 dias, em período imediatamente anterior. Em nenhum caso o valor de S_d adotado pode ser menor que 2 MPa.

6.4.3.3 Concreto com desvio-padrão desconhecido

No início da obra, ou em qualquer outra circunstância em que não se conheça o valor do desvio-padrão S_d , deve-se adotar para o cálculo da resistência de dosagem o valor apresentado na tabela 1, de acordo com a condição de preparo (ver 6.4.3.1), que deve ser mantida permanentemente durante a construção.

6.5 Ajuste e comprovação do traço

6.5.1 Procedimento

6.5.1.1 Antes do início da concretagem, deve-se preparar uma amassada de concreto na obra, para comprovação e eventual ajuste do traço definido no estudo de dosagem. Este procedimento é desnecessário, quando se utilizar concreto dosado em central ou quando já tenham sido

elaborados concretos com os mesmos materiais e em condições de execução semelhantes. Todos os resultados de ensaios e registros efetuados no ajuste e comprovação do traço devem ser reunidos à documentação referida em 4.3.

6.5.1.2 Para concretos de classe até C10, definida na NBR 8953, deve-se comprovar a consistência, enquanto que para concretos de classe superior à classe C10, deve-se verificar também a sua resistência à compressão.

NOTA - Para os fins desta Norma aceita-se que a resistência à compressão seja verificada em função de resultados de ensaios em idades menores que 28 dias, com base em dados extraídos do estudo de dosagem.

7 Ensaaios de controle de aceitação

Para cada tipo e classe de concreto a ser colocado em uma estrutura devem ser realizados os ensaios de controle previstos nesta seção, além de ensaios e determinações para o controle das propriedades especiais, conforme previsto em 5.1-c).

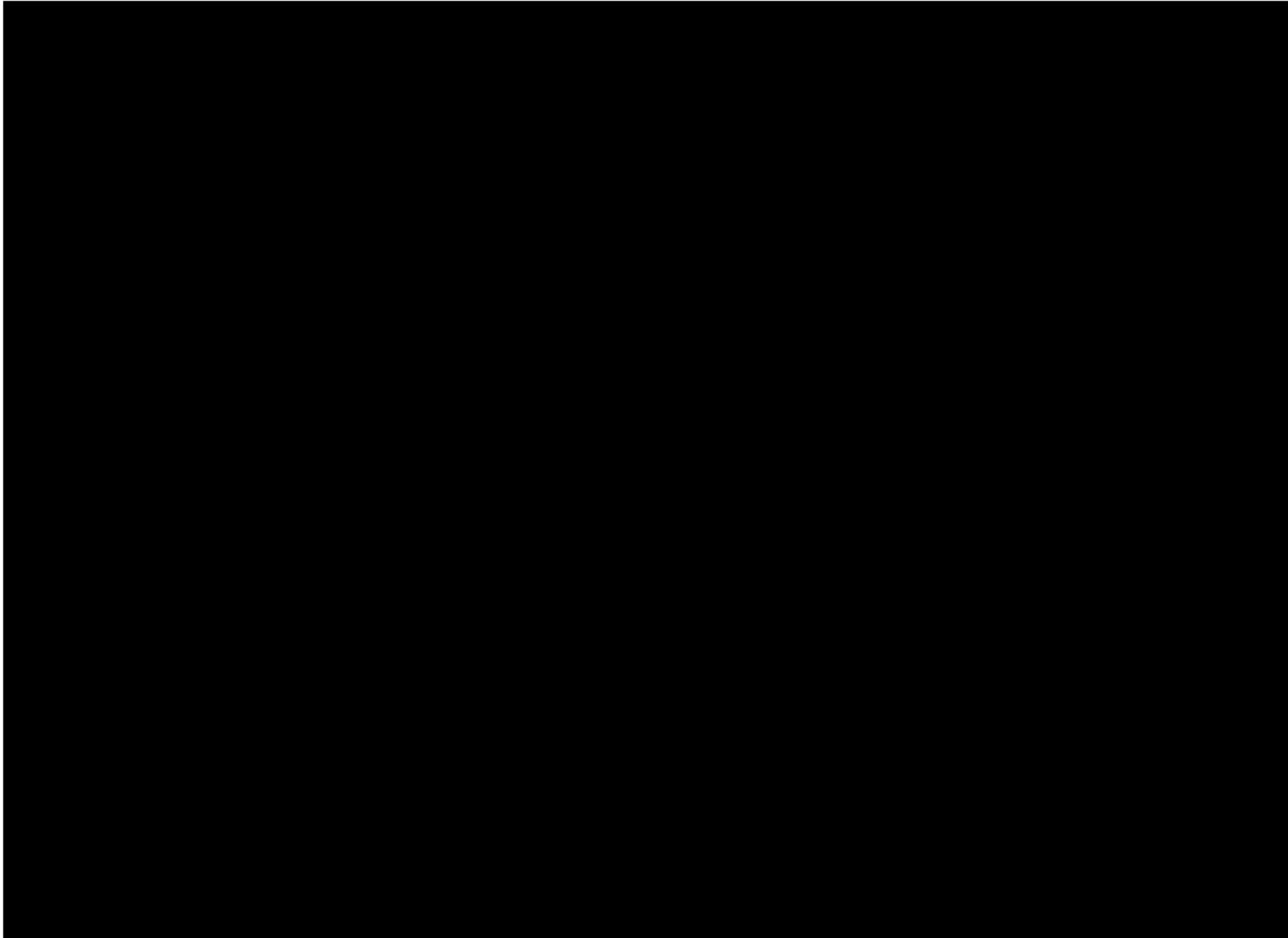
7.1 Ensaio de consistência

Devem ser realizados ensaios de consistência pelo abatimento do tronco de cone, conforme a NBR 7223, ou pelo espalhamento do tronco de cone, conforme a NBR 9606.

7.1.1 Para o concreto preparado pelo executante da obra (ver 4.3.1), devem ser realizados ensaios de consistência sempre que ocorrerem alterações na umidade dos agregados e nas seguintes situações:

- a) na primeira amassada do dia;
- b) ao reiniciar o preparo após uma interrupção da jornada de concretagem de pelo menos 2 h;
- c) na troca dos operadores;
- d) cada vez que forem moldados corpos-de-prova.

7.1.2 Para o concreto preparado por empresa de serviços de concretagem (ver 4.3.2), devem ser realizados ensaios de consistência a cada betonada.



Ensaio de consistência do concreto – *slump test*

7.2 Ensaaios de resistência à compressão

Os resultados dos ensaios de resistência, conforme a NBR 5739, realizados em amostras formadas como se-gue, devem servir para a aceitação ou rejeição dos lotes.

7.2.1 Formação de lotes

A amostragem do concreto para ensaios de resistência à compressão deve ser feita dividindo-se a estrutura em lo-tes que atendam a todos os limites da tabela 2. De cada lote deve ser retirada uma amostra, com número de exem-plares de acordo com o tipo de controle (ver 7.2.3).

7.2.2 Amostragem

As amostras devem ser coletadas aleatoriamente durante a operação de concretagem, conforme a NBR 5750. Cada exemplar é constituído por dois corpos-de-prova da mes-ma amassada, conforme a NBR 5738, para cada idade de rompimento, moldados no mesmo ato. Toma-se como resistência do exemplar o maior dos dois valores obtidos no ensaio do exemplar.



Ensaio de resistência à compressão do concreto

Tabela 1 - Desvio-padrão a ser adotado em função da condição de preparo do concreto

Condição	Desvio-padrão MPa
A	4,0
B	5,5
C ¹⁾	7,0

¹⁾ Para condição de preparo C, e enquanto não se conhece o desvio-padrão, exige-se para os concretos de classe C15 o consumo mínimo de 350 kg de cimento por metro cúbico.

Tabela 2 - Valores para a formação de lotes de concreto

Limites superiores	Solicitação principal dos elementos da estrutura	
	Compressão ou compressão e flexão	Flexão simples
Volume de concreto	50 m ³	100 m ³
Número de andares	1	1
Tempo de concretagem	3 dias de concretagem ¹⁾	

¹⁾ Este período deve estar compreendido no prazo total máximo de sete dias, que inclui eventuais interrupções para tratamento de juntas.

7.2.3 Tipos de controle da resistência do concreto

Consideram-se dois tipos de controle de resistência: o controle estatístico do concreto por amostragem parcial e o controle do concreto por amostragem total. Para cada um destes tipos é prevista uma forma de cálculo do valor estimado da resistência característica f_{ckest} dos lotes de concreto.

7.2.3.1 Controle estatístico do concreto por amostragem parcial

Para este tipo de controle, em que são retirados exemplares de algumas betonadas de concreto, as amostras devem ser de no mínimo seis exemplares para os concretos do Grupo I (classes até C50, inclusive) e doze exemplares para os concretos do Grupo II (classes superiores a C50), conforme define a NBR 8953:

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

$$f_{ckest} = 2 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m$$

onde:

$m = n/2$. Despreza-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 5 - Não se deve tomar para f_{ckest} valor menor que $\psi_0 \cdot f_1$, adotando-se para ψ_0 os valores da tabela 3, em função da condição de preparo do concreto e do número de exemplares da amostra, admitindo-se interpolação linear.

- b) para lotes com número de exemplares $n \geq 20$:

$$f_{ckest} = f_{cm} - 1,65 S_d$$

onde:

f_{cm} é a resistência média dos exemplares do lote, em megapascals;

S_d é o desvio-padrão do lote para $n-1$ resultados, em megapascals.

7.2.3.2 Controle do concreto por amostragem total (100%)

Consiste no ensaio de exemplares de cada amassada de concreto e aplica-se a casos especiais, a critério do responsável técnico pela obra (ver 5.3). Neste caso não há limitação para o número de exemplares do lote e o valor estimado da resistência característica é dado por:

- a) para $n \leq 20$, $f_{ckest} = f_1$;

b) para $n > 20$, $f_{ckest} = f_i$.

onde:

$i = 0,05 n$. Quando o valor de i for fracionário, adota-se o número inteiro imediatamente superior.

7.2.3.3 Casos excepcionais

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

$$f_{ckest} = \psi_8 \cdot f_1$$

onde:

ψ_8 é dado pela tabela 3, para os números de exemplares de 2 a 5.

7.2.4 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:

$$f_{ckest} \geq f_{ck}$$

NOTA - Em caso de rejeição de lotes, devem-se recorrer aos critérios estabelecidos na NBR 6118.

8 Recebimento do concreto

8.1 O concreto deve ser recebido, desde que atendidas todas as condições estabelecidas em 4.5.

8.2 Em caso de existência de não-conformidade, devem ser obedecidos os critérios estabelecidos na NBR 6118.

Tabela 3 - Valores de ψ_6

Condição de preparo	Número 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	1,00	1,02
B ou C	0,75	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02

NOTA - Os valores de n entre 2 e 5 são empregados para os casos excepcionais (ver 7.2.3.3).

Em casos de rejeição do lote, sendo $f_{ck,est} < f_{ck}$, cabe aos responsáveis pelo projeto e pela obra definir a(s) providência(s) a se adotar no trecho da estrutura em que se situa o lote-problema, seguindo o disposto na NBR 6118 => 25.3 - Existência de não-conformidades em obras executadas.

As providências podem ser, pela ordem de aplicação: revisão do projeto, ensaios de testemunhos do concreto extraídos do lote e provas de carga. Constatada a não-conformidade final de parte ou de toda a estrutura, no item 25.3.3, a norma prescreve:

- a) determinar as restrições de uso da estrutura;
- b) providenciar o projeto de reforço;
- c) decidir pela demolição parcial ou total.

Em casos de rejeição do lote, sendo $f_{ck,est} < f_{ck}$, cabe aos responsáveis pelo projeto e pela obra definir a(s) providência(s) a se adotar no trecho da estrutura em que se situa o lote-problema, seguindo o disposto na NBR 6118 => 25.3 - Existência de não-conformidades em obras executadas.

As providências podem ser, pela ordem de aplicação: revisão do projeto, ensaios de testemunhos do concreto extraídos do lote e provas de carga. Constatada a não-conformidade final de parte ou de toda a estrutura, no item 25.3.3, a norma prescreve:

- a) determinar as restrições de uso da estrutura;
- b) providenciar o projeto de reforço;
- c) decidir pela demolição parcial ou total.

- **Resistência característica do concreto à tração**

As determinações experimentais da resistência à tração indireta, $f_{ct,sp}$, e da resistência à tração na flexão, $f_{ct,f}$, devem ser obtidas de ensaios realizados segundo as normas NBR 7222 e NBR 12142, respectivamente. A resistência à tração indireta é feita por meio dos ensaios de compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, internacionalmente conhecido como "método brasileiro" (ou *splitting test*). A resistência do concreto à tração direta f_{ct} pode ser considerada igual a $0,9f_{ct,sp}$ ou $0,7f_{ct,t}$.

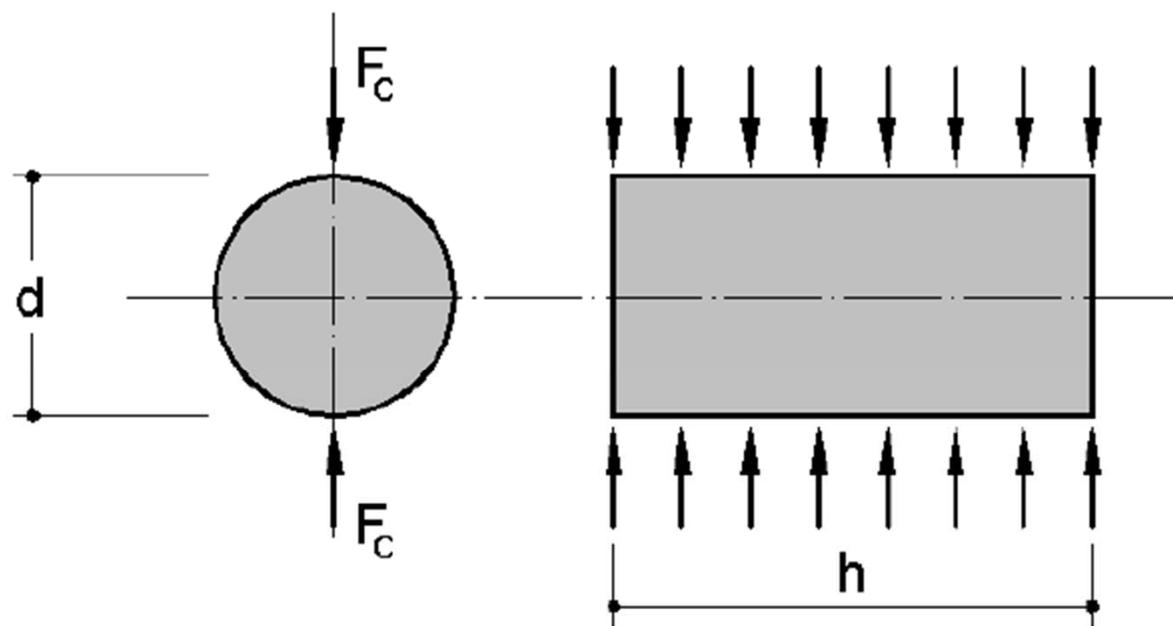


Figura 2.3 – Ensaio de tração por compressão diametral



Splitting test

Ensaio de tração na flexão

Para a realização deste ensaio, um corpo-de-prova de seção prismática é submetido à flexão, com carregamentos em duas seções simétricas, até à ruptura (Figura 2.4). O ensaio também é conhecido por “carregamento nos terços”, pelo fato das seções carregadas se encontrarem nos terços do vão.

Analisando os diagramas de esforços solicitantes (Figura 2.5) pode-se notar que na região de momento máximo tem-se cortante nula. Portanto, nesse trecho central ocorre flexão pura.

Os valores encontrados para a resistência à tração na flexão, $f_{ct,f}$, são maiores que os encontrados nos ensaios descritos anteriormente.

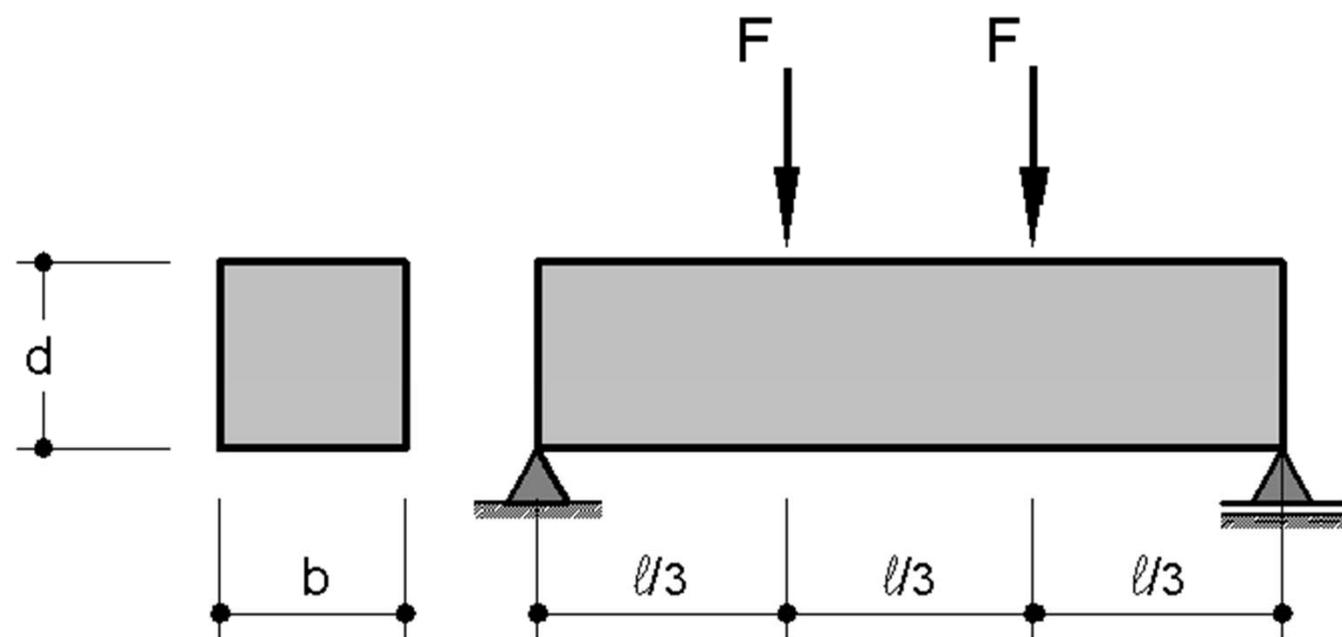


Figura 2.4 – Ensaio de tração na flexão

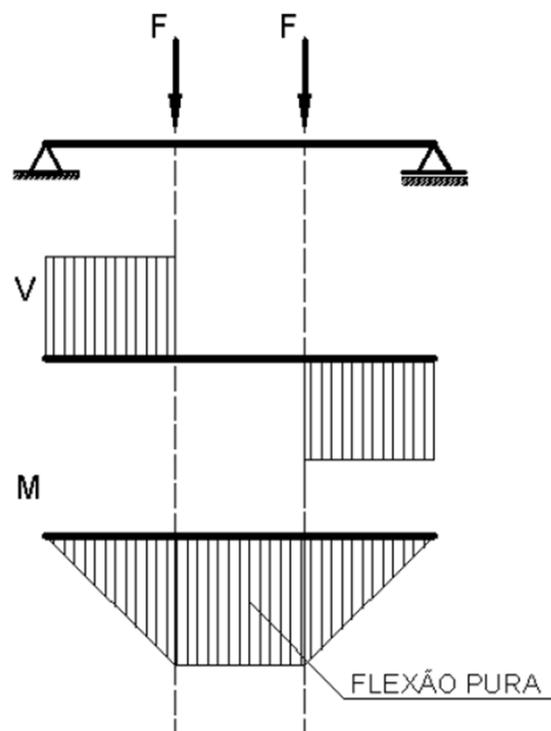
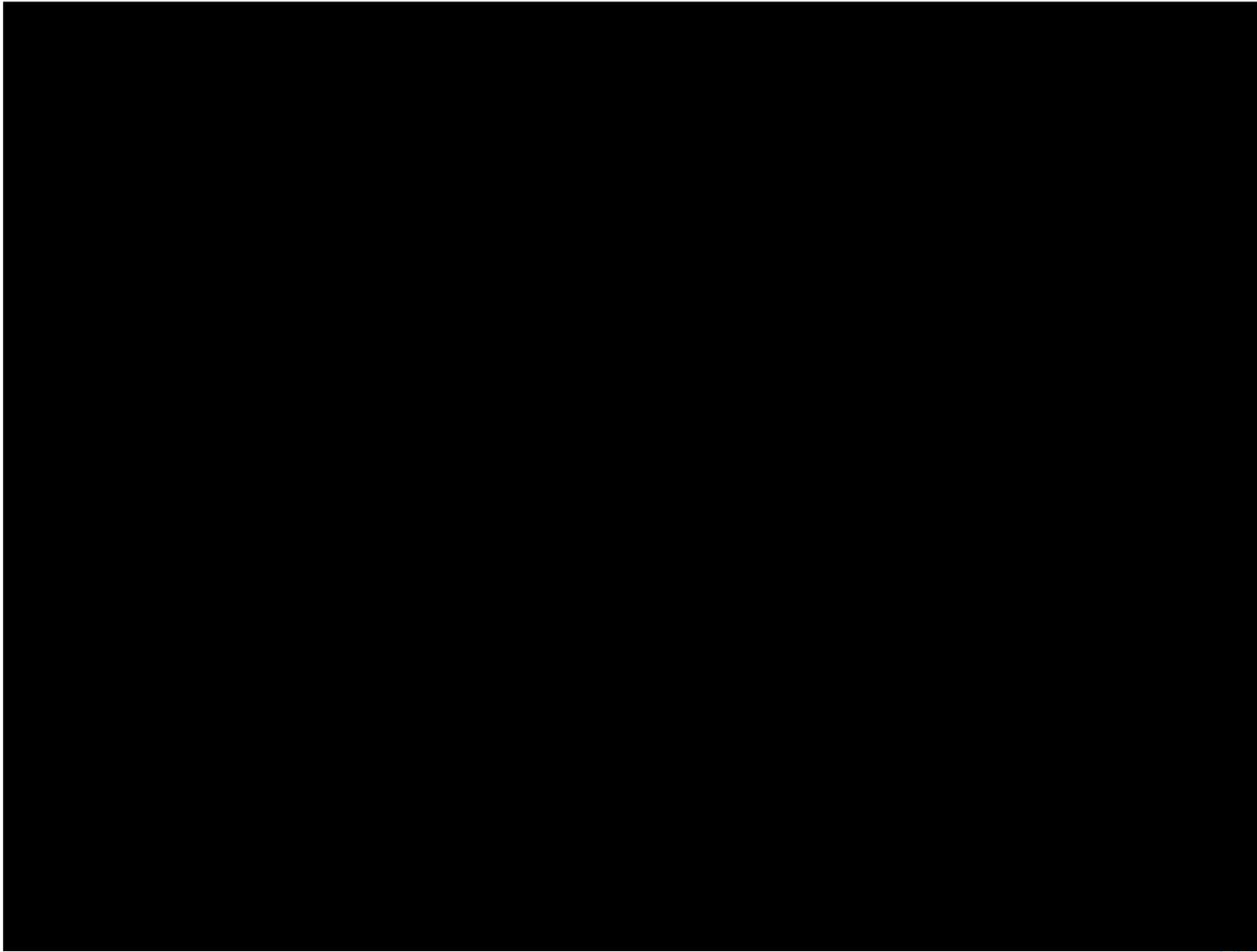
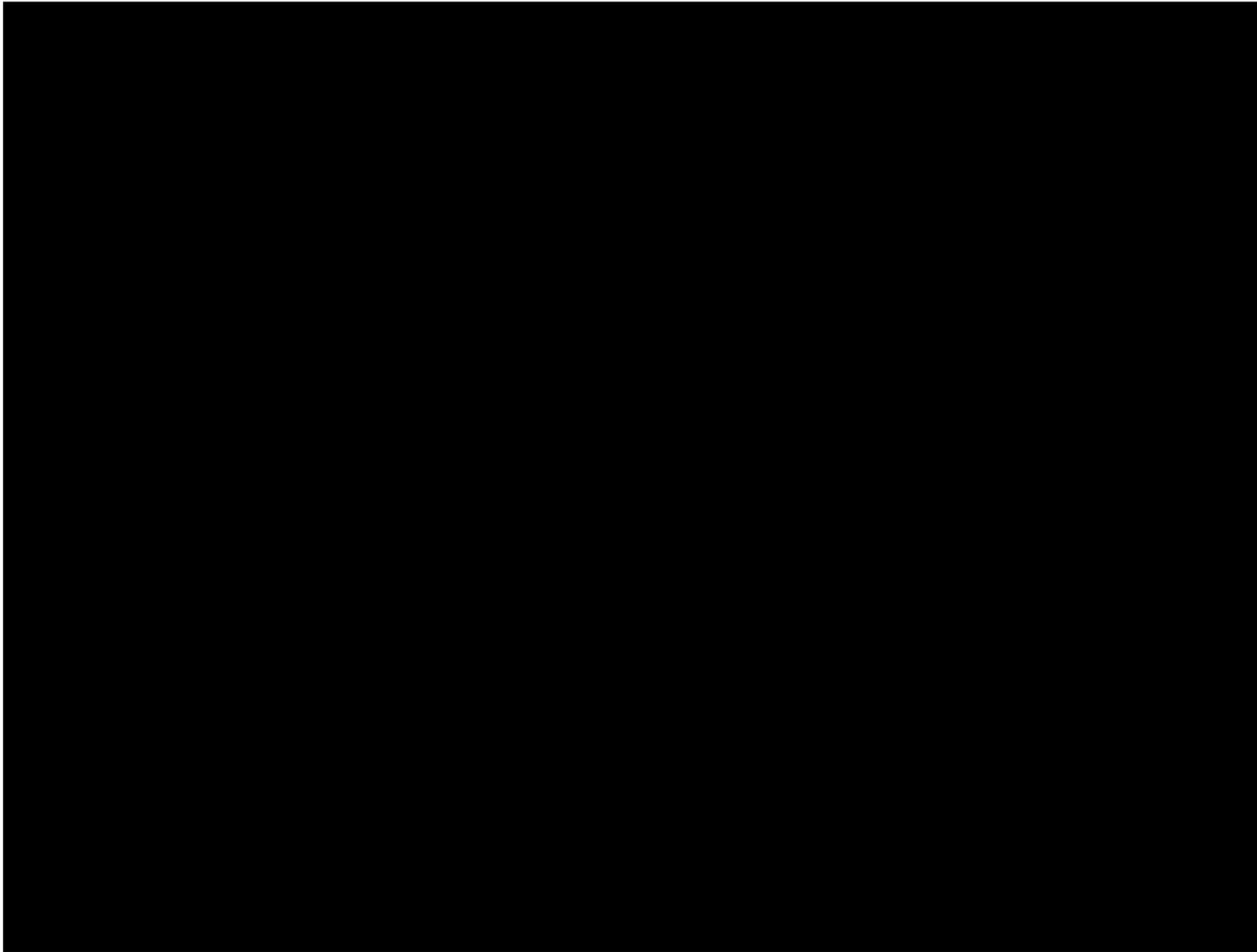


Figura 2.5 – Diagramas de esforços solicitantes (ensaio de tração na flexão)



Ensaio de tração na flexão



Ensaio de tração na flexão

Na falta de ensaios para a obtenção experimental de $f_{ct,sp}$ e $f_{ct,f}$, exigida só em casos especiais, a resistência à tração do concreto pode ser obtida da correspondente resistência característica à compressão, pelas expressões abaixo (NBR 6118 => 8.2.5), com f_{ctm} e f_{ck} em MPa:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$$

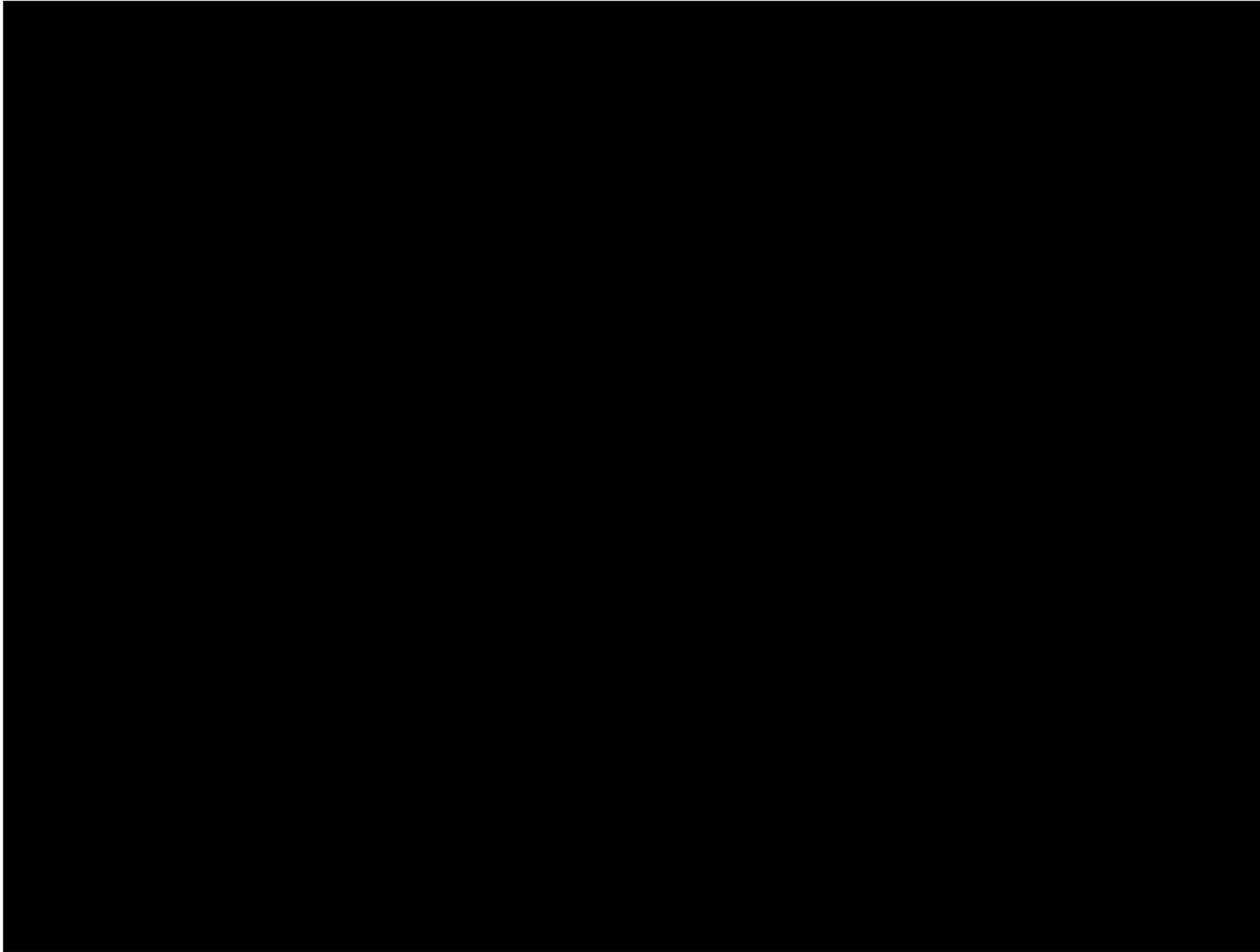
$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ctm} = 0,39 f_{ck}^{2/3}$$

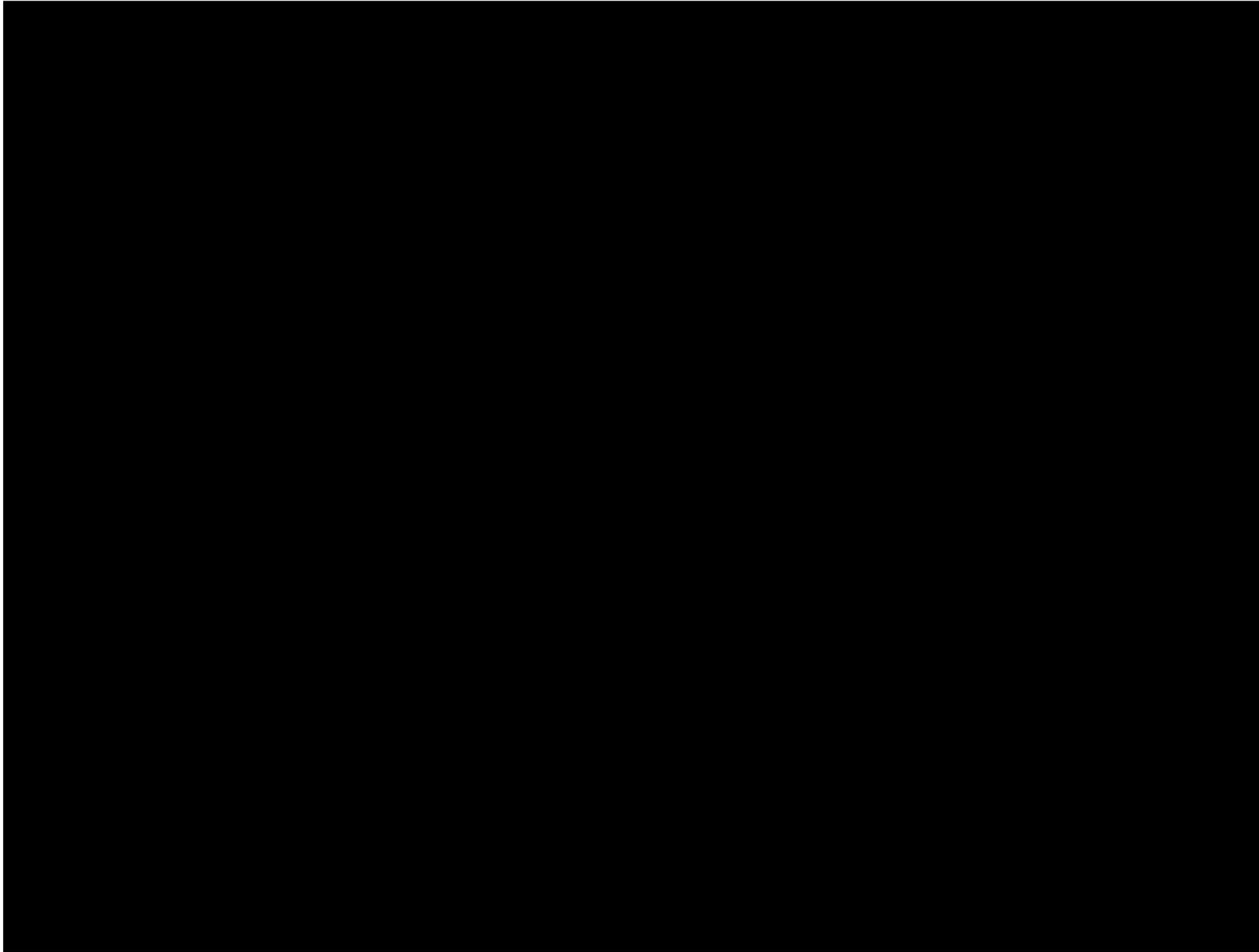
Na falta de ensaios para a obtenção experimental de **$f_{ct,sp}$** e **$f_{ct,f}$** , exigida só em casos especiais, a resistência à tração do concreto pode ser obtida da correspondente resistência característica à compressão, pelas expressões abaixo (NBR 6118 => 8.2.5), com **f_{ctm}** e **f_{ck}** em MPa:

$$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

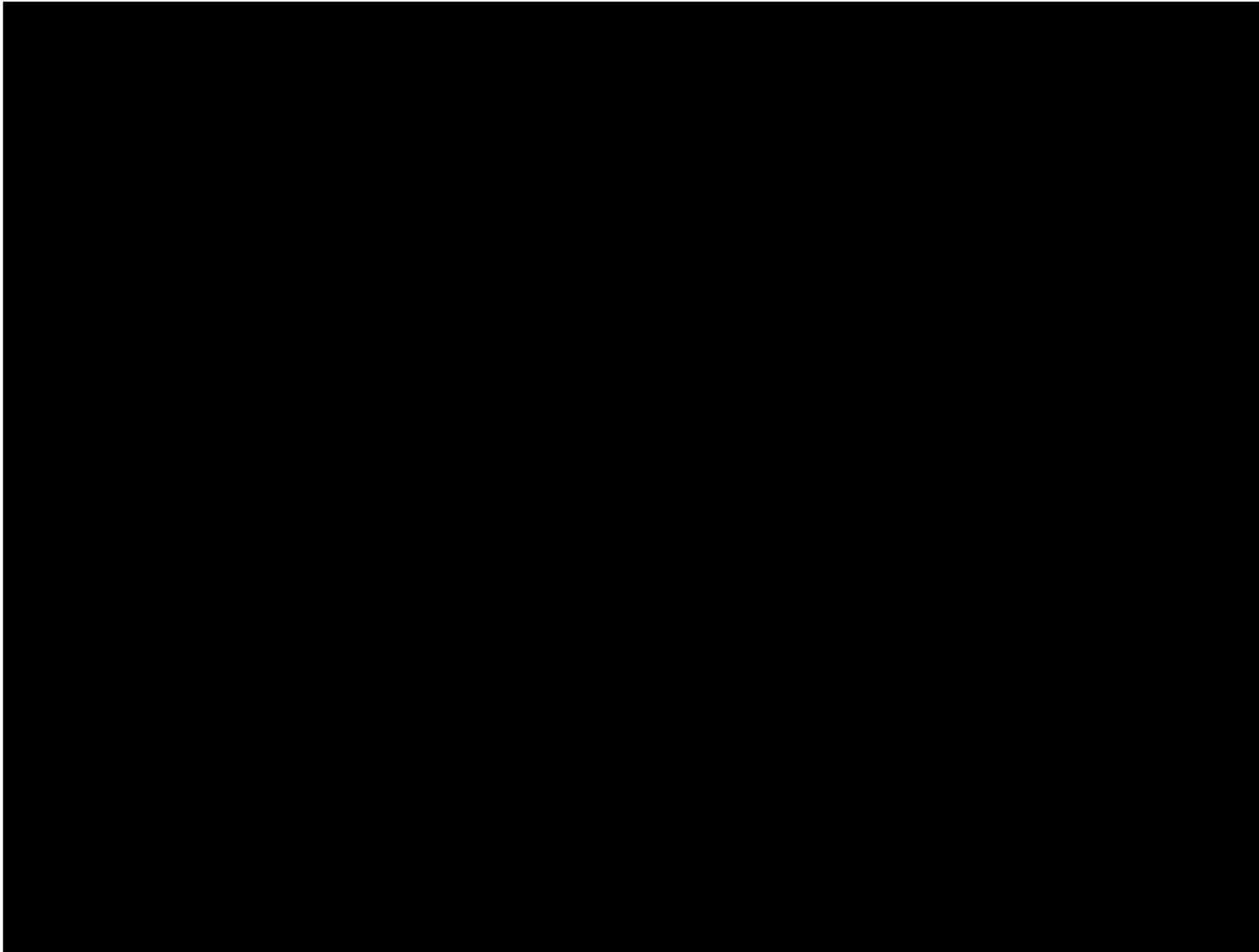
$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ctm} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ctm} = 0,39 f_{ck}^{2/3}$$

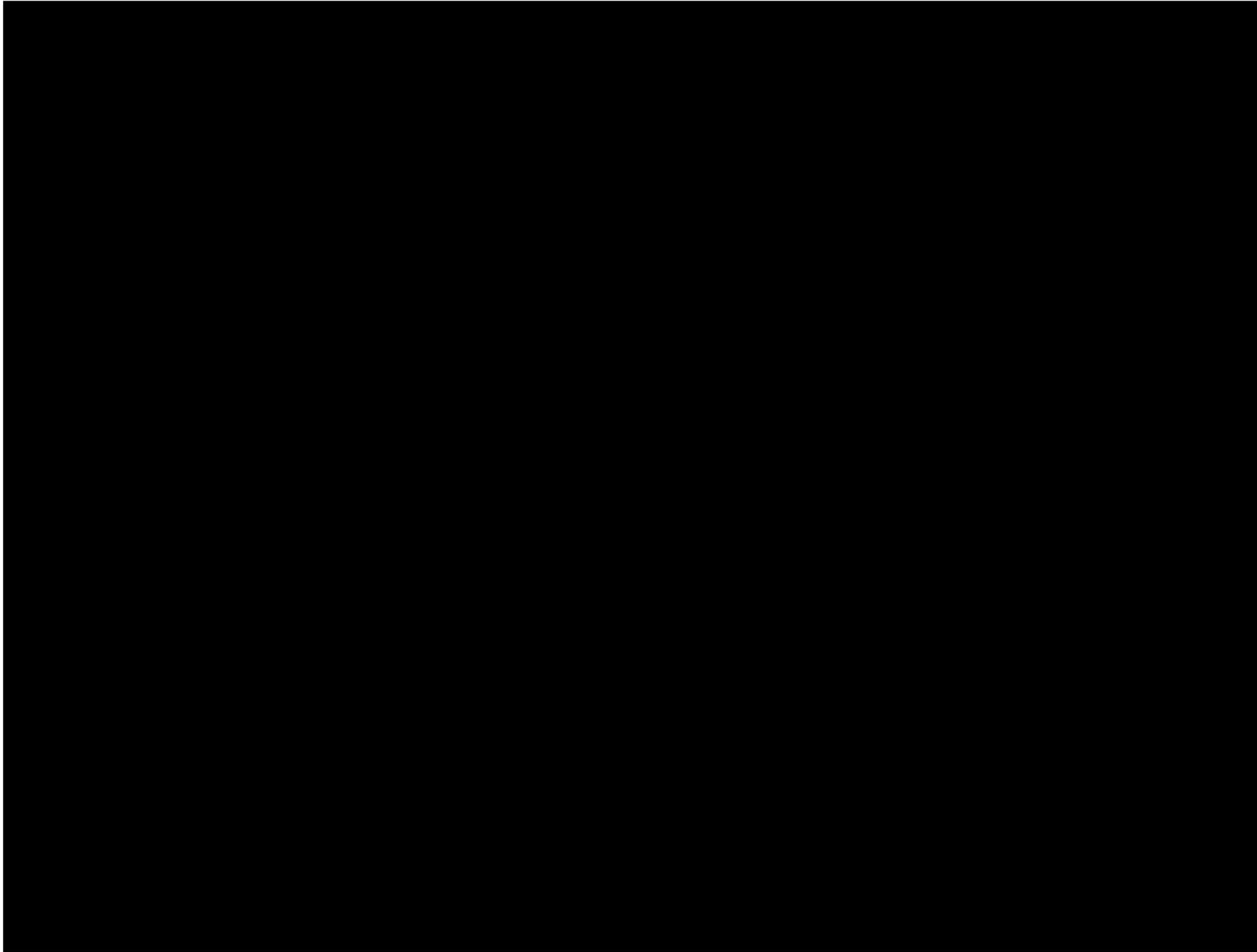




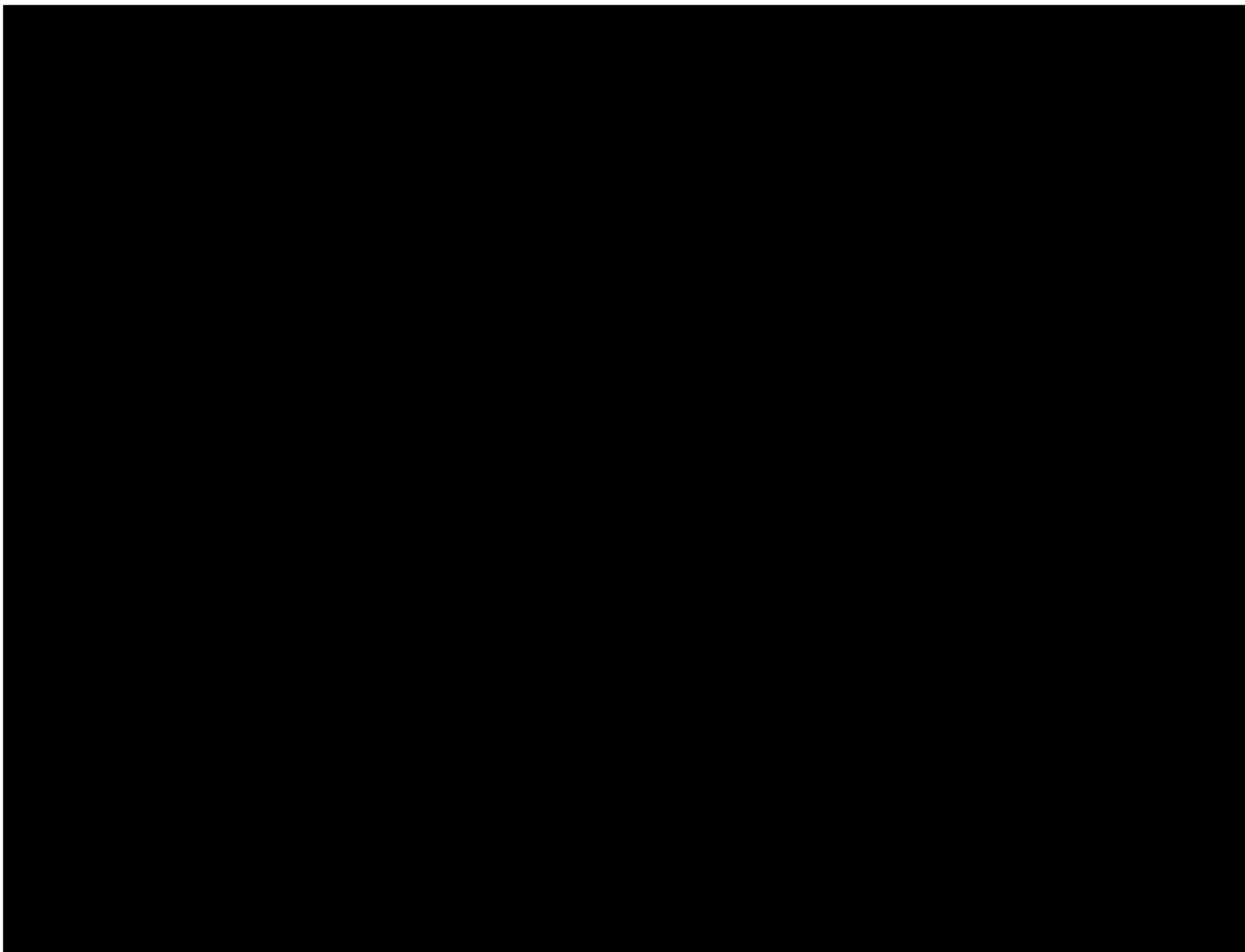
Ensaio de tração 2



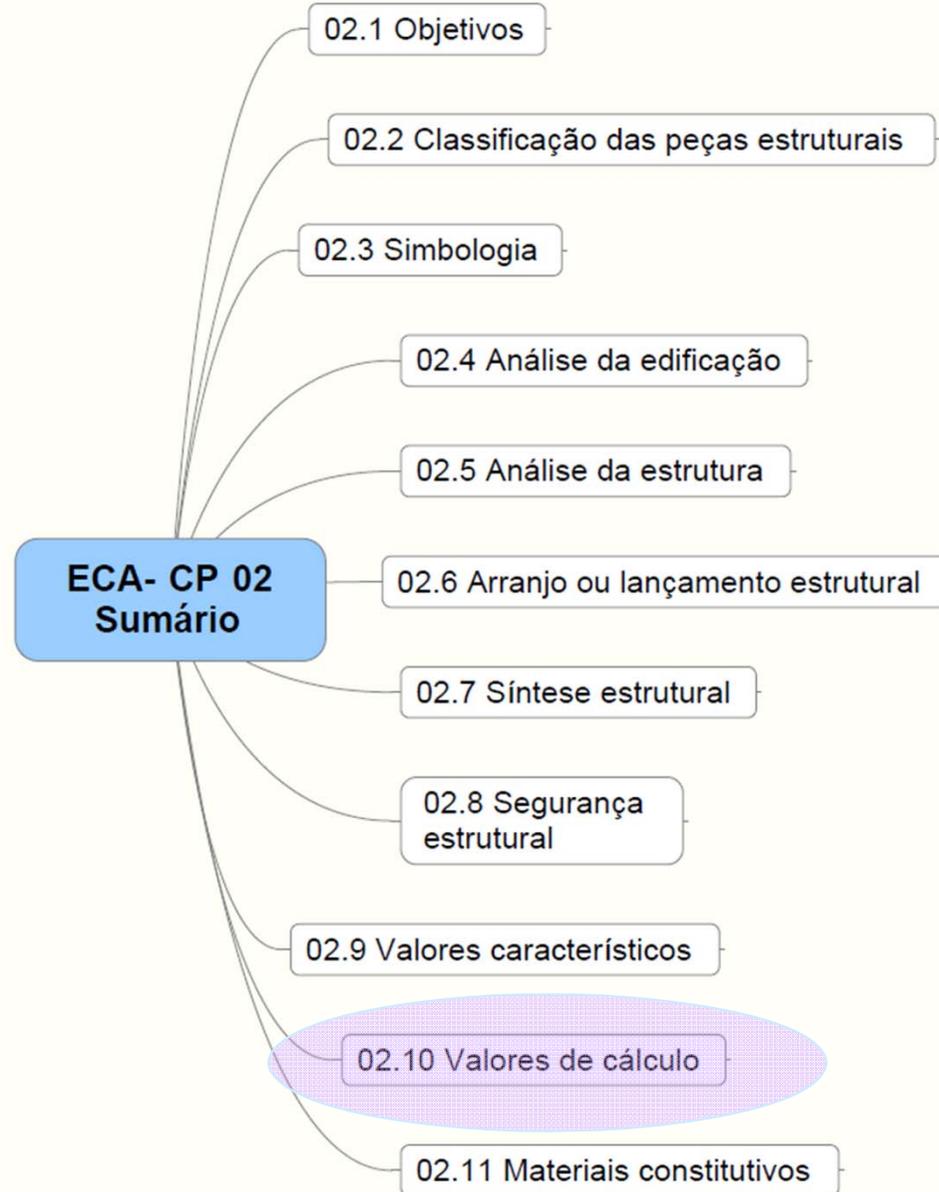
Ensaio de tração 3



Ensaio de tração 4



Ensaio de tração 5



02.10 Valores de cálculo

- **02.10.1 Conceito**

Os valores de cálculo de uma grandeza de interesse estrutural são obtidos dos valores característicos, multiplicando-os por coeficientes de ponderação, que visam prever a possibilidade de ocorrência de valores mais desfavoráveis, seja na execução ou durante a vida útil da estrutura, sob utilização nas condições previstas em projeto.

- **Materiais:**

Deve ser introduzida minoração nas resistências característica, prevendo a possibilidade de ocorrerem resistências ainda inferiores às ***f_k***, em razão de problemas executivos e deficiências nos materiais constitutivo, inerentes à própria natureza das construções de concreto, e de imperfeição no controle tecnológico.

- **Ações/solicitações:**

Devem ser previstas majorações, para levar em conta possibilidade de ocorrência de valores de esforços maiores que os obtidos da análise estrutural, por fatores como a imprecisão na avaliação de cargas, hipóteses aproximadas dos métodos de cálculo, imperfeições geométricas na execução das peças, em relação às dimensões originais de projeto, outras inevitáveis imperfeições na execução.

- **02.10.2 Resistências de cálculo**

A resistência genérica de cálculo de um material é dada por (NBR 6118 =>12.3.1):

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

A resistência genérica de cálculo de um material é dada por (NBR 6118 =>12.3.1):

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$$

Onde:

γ_{m1} : considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos;

γ_{m2} : considera a diferença entre a resistência obtida no corpo de prova e na estrutura;

γ_{m3} : considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das resistências.

A norma expressa as resistências de cálculo dos materiais como se segue (NBR 6118 => 12.3.3):

Concreto:

✓ à compressão:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

✓ à tração:

$$f_{td} = f_{tk} / \gamma_c$$

Aço:

✓ à compressão ou à tração: $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$

Para cálculos no estado limite último, a norma fornece os valores seguintes:

Tabela 3.1 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s (NBR 6118, item 12.4.1, Tabela 12.1)

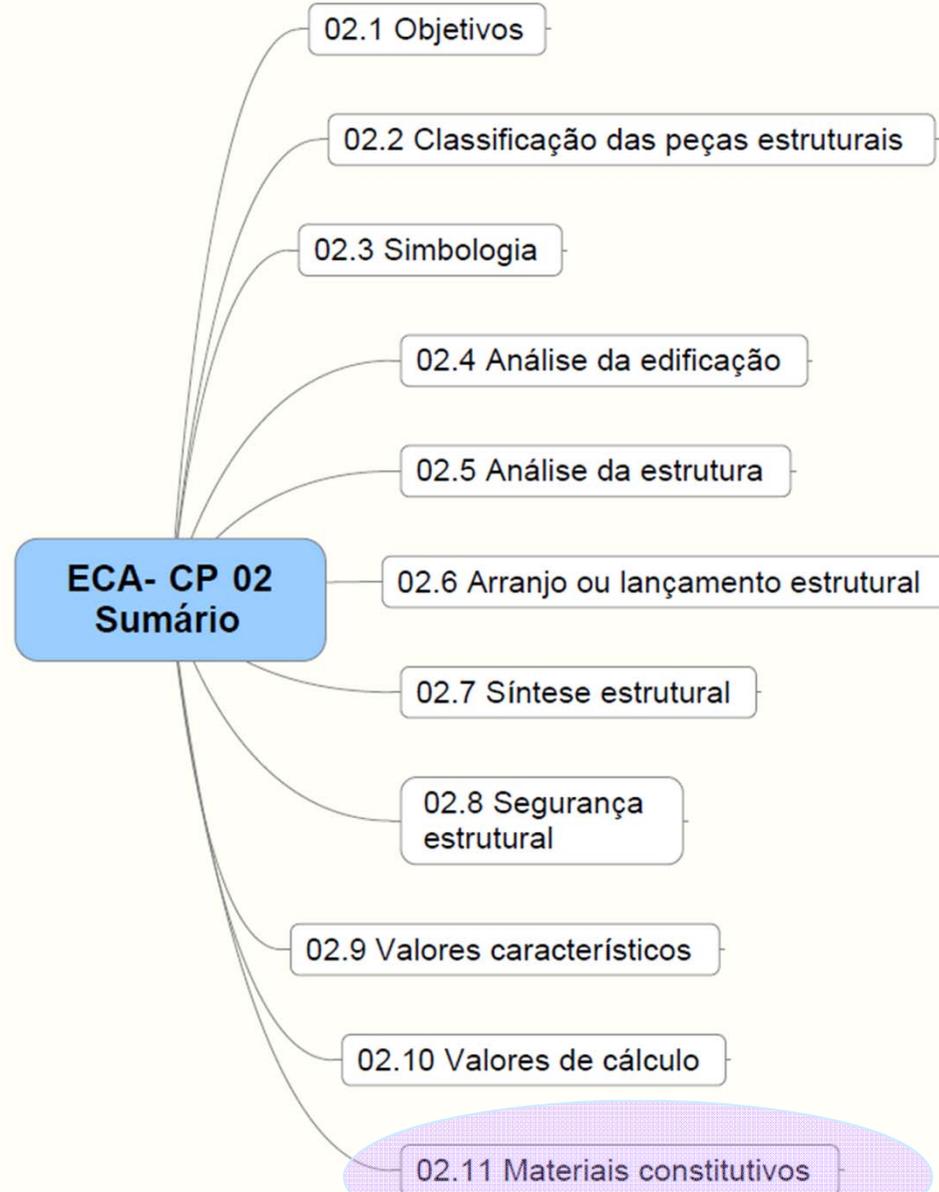
Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

No mesmo item, a norma prescreve ainda aumentos eventuais nos coeficientes γ_c e γ_s :

Nos casos de edificações usuais, os valores mais comuns dos coeficientes de minoração das resistências dos materiais são:

$$\gamma_s = 1,15 \text{ e } \gamma_c = 1,4 .$$

As verificações relativas aos estados limites de serviço (ELS) **não exigem a minoração dos coeficientes dos materiais**, tomando-se $\gamma_m = 1,0$.



02.11 Materiais constitutivos

02.11.1 Aços para concreto armado

02.11.1.1 Características principais

A seguir apresentam-se algumas considerações práticas sobre os aços fabricados no Brasil, extraídas da NBR 7480 e NBR 6118 => 8.3:

- a) O aço da categoria CA-50 é usado em todos os tipos de armadura, longitudinal ou estribos. O aço CA-60 é empregado apenas na armadura longitudinal de lajes e nos estribos de vigas e pilares, sendo que, no caso de estribos, como será visto adiante, não resulta em economia, apesar de sua maior resistência característica.
- b) Os aços CA-25 e CA-50 são fornecidos em bitolas de 5 mm a 40 mm (barras). O CA-25 é produzido em barras com superfície lisa e o CA-50 em barras com saliências na superfície, denominadas "mossas", que têm a finalidade de melhorar, mecanicamente, a aderência aço-concreto, necessária pela maior resistência desse aço.

- c) Os aços CA-60 são fornecidos na forma de fios com entalhes na superfície e bitolas de 2,4 mm a 10 mm (ver Tabela 4.1, ao final do Capítulo 4, que apresenta as bitolas padronizadas da norma NBR 7480).
- d) As barras comerciais são fornecidas em feixes ou em rolos, com comprimentos de até 11 m, com tolerância de 9%. Sob encomenda, podem ser fornecidas barras de até 26 m de comprimento, com aumento médio de preço de 15%, bem como diâmetros nominais diferentes podem ser produzidos a pedido do consumidor.
- e) A NBR 7480 exige a identificação obrigatória das barras com bitola $\phi \geq 10\text{mm}$, feita por laminação em relevo ao longo da superfície, com espaçamento não inferior a 2 m, indicando o fabricante e a classe do aço. A identificação de barras com bitola $\phi < 10\text{mm}$ é feita pela pintura de suas extremidades, de acordo com um código de cores da norma (por exemplo: CA-60, cor azul, CA-50, branca).

- f) Os aços encruados por processo a frio não devem sofrer emendas por solda, pois o aquecimento das barras pode provocar a perda das propriedades mecânicas obtidas com o tratamento mecânico a baixas temperaturas.
- g) Permite-se o emprego simultâneo de diferentes categorias de aço em uma mesma peça, desde que uma delas seja usada na armadura principal e outra apenas nas armaduras secundárias.
- h) O valor da massa específica do aço de armadura passiva (qualquer categoria) pode ser admitido igual a 7850 kg/m^3 .
- i) O valor do coeficiente de dilatação térmica do aço pode ser admitido igual a $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$, para intervalos de temperatura entre 20 e 150°C .
- j) O valor do módulo de elasticidade do aço, na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, pode ser admitido igual a 210 GPa .

02.11.1.2 Aços com patamar de escoamento definido (CA-25 e CA-50)

Os aços classificados como de dureza natural devem apresentar no diagrama tensão x deformação ($\sigma \times E$), obtido de ensaios de barras à tração ou compressão, um patamar de escoamento bem definido, como mostrado na Figura 3.2, a seguir.

A Inclinação da reta na origem é aproximadamente constante para os três tipos de aço normatizados. A tangente do ângulo α é denominada módulo de elasticidade ou de Young, tendo o seu valor estabelecido pela NBR 6118 => 8.3.5: $E_s = 2,10 \times 10^5 \text{ MPa} = 210 \text{ GPa}$.

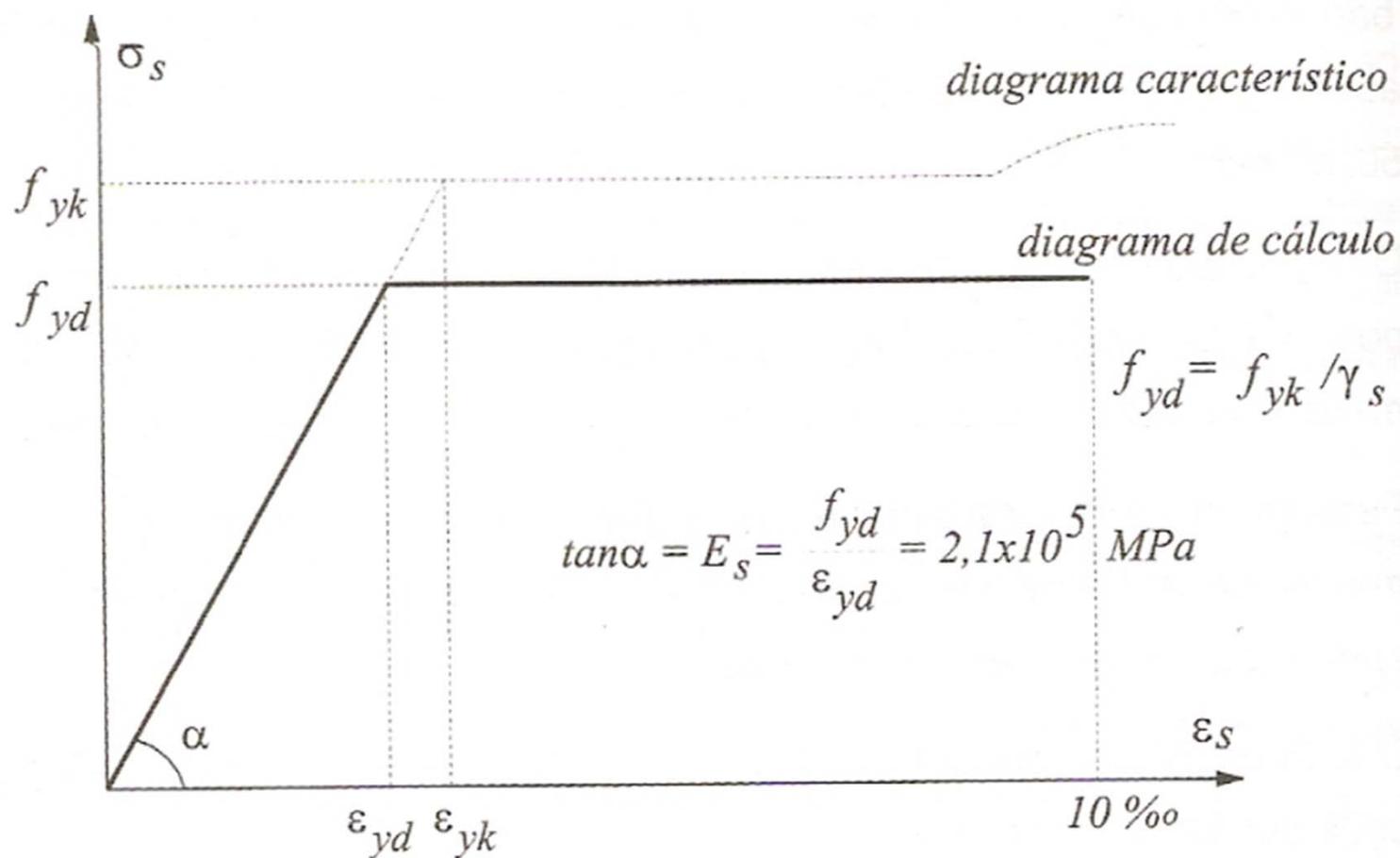


Figura 3.2 – Diagrama tensão x deformação de aços CA-25 e CA-50 (dureza natural)

As deformações específicas do aço por unidade de comprimento são números adimensionais, expressos na notação mm/m ou simplesmente ‰, por questão de comodidade para se tratar com números muito pequenos. Por exemplo, a deformação específica de escoamento de cálculo, ϵ_{yd} , do aço CA-50 é igual a 0,00207 e é expressa como 2,07‰. **Isto significa que uma barra desse aço com comprimento de 1,0 metro deve escoar quando for atingida uma deformação de 2,07mm.**

A deformação específica do aço é limitada, ao final do patamar de escoamento, pelo valor convencional máximo 10 ‰, para evitar a ocorrência de deformações plásticas excessivas de armaduras tracionadas no estado limite último. Os aços brasileiros para concreto armado têm, no entanto, deformações de ruptura muito superiores ao valor convencional. O aço CA-50, por exemplo, pode ultrapassar 100 ‰ (ou 10 %) de deformação específica de ruptura, com variação substancial no valor máximo atingido, em função do diâmetro da barra.

02.11.1.3 Aços sem patamar de escoamento definido (CA-60)

Para os aços sujeitos ao processo de encruamento a frio, as propriedades físicas são alteradas e o diagrama tensão x deformação, obtido de ensaios de barras à tração, não apresenta patamar de escoamento definido. Após um trecho inicial linear, que se estende até um valor da tensão chamado de limite de proporcionalidade, o diagrama torna-se uma curva, como mostra a Figura 3.3. O alongamento máximo é também limitado ao valor 10 ‰, para evitar deformações plásticas excessivas na ruptura.

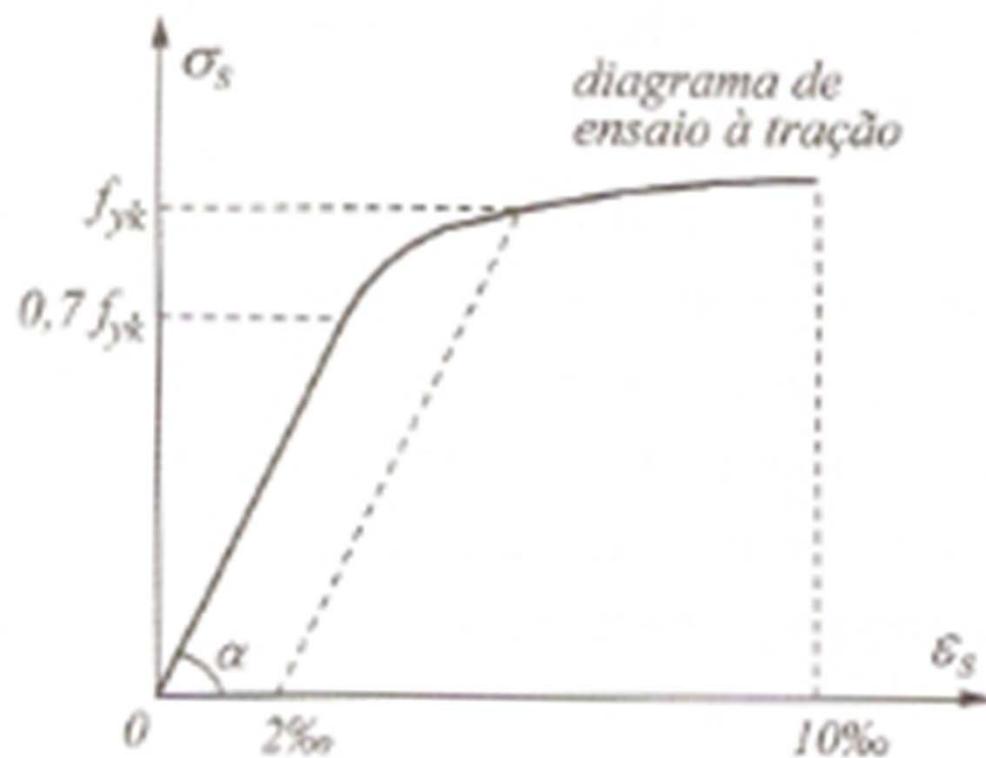


Figura 3.3 – Diagrama tensão x deformação de aços CA-60 (encruados)

Para os aços sem um patamar de escoamento definido, a NBR 6118: 2003, no item 8.3.6, estabelece a tensão de escoamento convencional, ***fyk***, como a ordenada correspondente ao ponto de cruzamento da curva σ -E com uma reta paralela à reta de origem, traçada a partir da abcissa de 0,2% (ou 2‰). **Esse valor é a deformação específica residual ou permanente medida no ensaio de uma barra à tração em que a carga aplicada volta a zero.**

02.11.1.3 Diagrama simplificado de cálculo para aços CA-25, CA-50 e CA-60

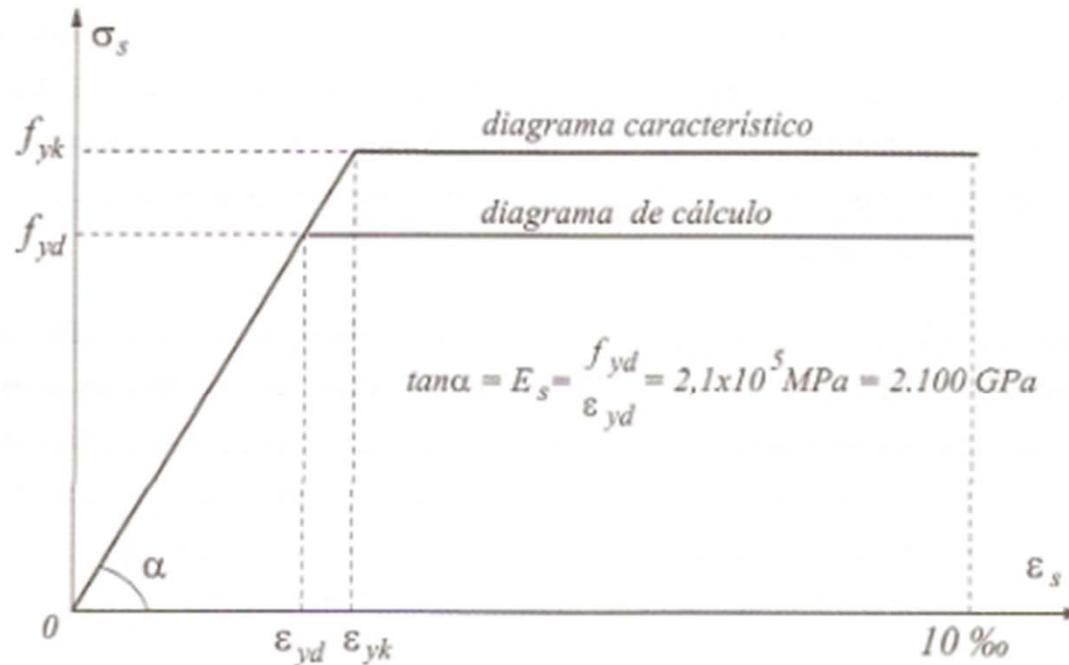


Figura 3.4 – Diagrama $\sigma - \epsilon$ simplificado de cálculo para aços CA-25, CA-50 e CA-60

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{yd}$$

$$\sigma_s = f_{yd} \quad \epsilon_{yd} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰}$$

A Tabela 3.3 apresenta os valores das grandezas relativas às propriedades de interesse no projeto estrutural, em que foi utilizado o coeficiente de minoração $\gamma_s = 1,15$.

Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas dos aços para concreto armado

Aço	f_{yk} (MPa)	$f_{yd} = f_{yk} / 1,15$	ϵ_{yd} (‰)	f'_{yd} (MPa)
CA-25	250	217	1,035	217
CA-50	500	435	2,070	420
CA-60	600	522	2,484	420

A última coluna da direita da tabela mostra valores da tensão f'_{yd} que representa resistência máxima de cálculo de armaduras de aço comprimidas em peças de concreto armado. Esses valores correspondem à deformação específica de esmagamento do concreto à compressão axial, fixada por norma em 2‰.

02.11.2 Concreto

02.11.2.1 Características

A seguir apresentam-se algumas considerações práticas sobre o concreto utilizado no Brasil, extraídas da NBR 6118 => 8.2:

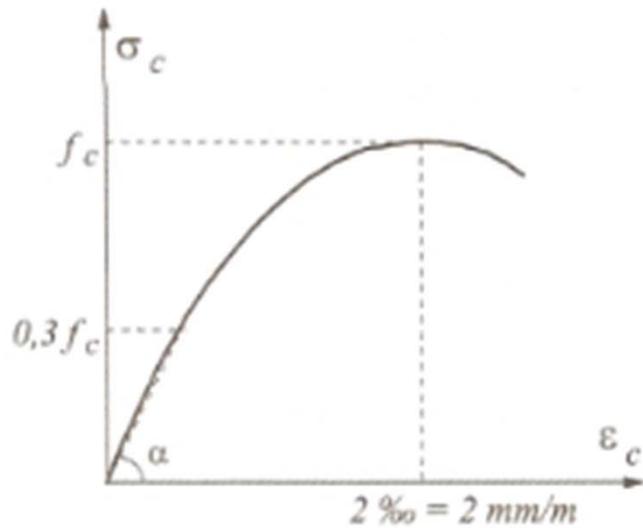
- a) O valor mínimo da resistência característica à compressão para concretos apenas com armadura passiva, isto é, para estruturas de concreto armado, é $f_{ck} = 20$ MPa (classe C20).
- b) Para concretos com armadura ativa, estruturas de concreto protendido, o valor mínimo é 25 MPa (Classe C25). A Classe C15 pode ser usada apenas em fundações e em obras provisórias.
- c) Em casos de não serem realizados ensaios, para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples $\rho = 2400$ kg/m³ e para o concreto armado $\rho = 2500$ kg/m³.

- e) A norma estabelece, de forma implícita, parâmetros para a taxa volumétrica das armaduras de aço em estruturas de concreto armado, ao declarar: "Quando se conhecer a massa específica do concreto utilizado, pode-se considerar para valor da massa específica do concreto armado aquela do concreto simples acrescida de 100 a 150 kg/m³."

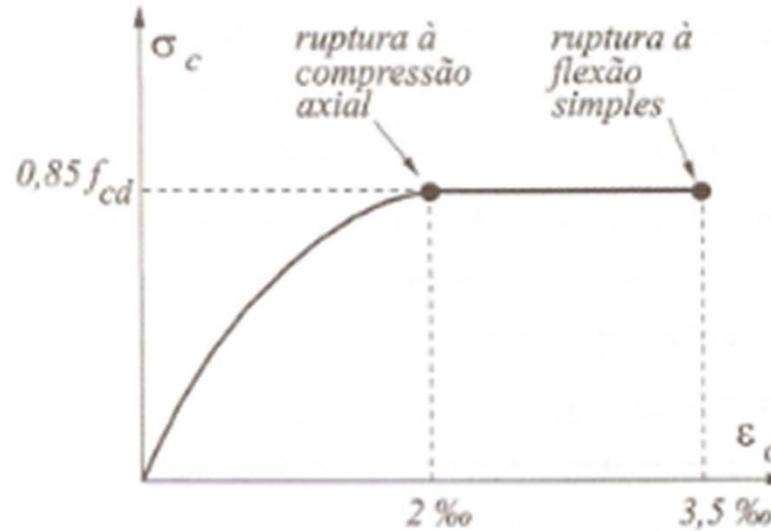
02.11.2.2 Diagrama tensão-deformação do concreto à compressão

O diagrama $\sigma - s$ obtido de ensaios à compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto não apresenta trecho linear, conforme mostra a Figura 3.5 (a), a seguir.

Os concretos de resistência mais alta apresentam uma inclinação mais acentuada no início da curva, mas verifica-se experimentalmente ser aproximadamente constante o valor da deformação específica correspondente à tensão máxima, em torno de 2 mm/m (2‰), que é adotado como o encurtamento de ruptura do concreto sob compressão uniaxial.



a) Diagrama de ensaios à compressão



b) Diagrama $\sigma - \epsilon$ idealizado

Figura 3.5 – Diagramas tensão x deformação do concreto à compressão

A Figura 3.5 (b) mostra o diagrama tensão-deformação "idealizado", previsto pela norma, para análises no estado limite último.

Para o cálculo de elementos de concreto armado no regime elástico, é necessário estabelecer o conceito de módulo de elasticidade ou de deformação do concreto, mesmo não havendo trecho perfeitamente linear no diagrama $\sigma - E$. Segundo a NBR 6118 => 8.2.10.1: "Para tensões de compressão menores que $0,5 f_c$, pode se admitir uma relação linear entre tensões e deformações, adotando-se para módulo de elasticidade o valor secante dado pela expressão constante em 8.2.8".

A determinação experimental do módulo de deformação do concreto é prevista em norma específica, a NBR 8522/1994: **Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação - Método de ensaio**. Segundo essa norma, considera-se para o concreto o "módulo de deformação tangente inicial cordal a $30\%f_c$, ou outra tensão especificada em projeto".

Na falta de determinação experimental e não existindo dados precisos sobre a resistência do concreto a 28 dias, as normas internacionais apresentam expressões, de caráter empírico, para estimativa do módulo de elasticidade do concreto, em função da resistência à compressão.

Pela NBR 6118 => 8.2.8, o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto é estimado pela expressão seguinte, com f_{ck} , e E_{ci} na unidade MPa:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$$

Para fins de análises elásticas de projeto, especialmente para a determinação de esforços solicitantes e para a verificação dos estados limites de serviço, pode ser adotado o chamado módulo de elasticidade secante, à compressão e à tração, multiplicando por 0,85 o módulo tangente da expressão.

Esse módulo secante é considerado, portanto, um valor representativo para as tensões atuantes em serviço, na maioria das estruturas:

$$E_{cs} = 0,85E_{ci} = 4760\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$$

No diagrama idealizado tensão-deformação de cálculo do concreto à compressão, mostrado na Figura 3.5 (b), usualmente chamado diagrama parábola-retângulo, o valor de uma tensão genérica de compressão no concreto, σ_c no trecho parabólico do diagrama é estipulado na NBR 6118 => 8.2.10.1 pela expressão:

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} [1 - (1 - \varepsilon_c / 0,002)^2]$$