
Aula 04 – Peças submetidas à flexão simples: solicitações normais.**1. Introdução.**

Nas aulas anteriores foram fornecidas as bases teóricas para verificação analítica da segurança de estruturas de concreto. Além disso, foram estudadas as principais características dos materiais, concreto e aço, bem como do comportamento conjunto dos materiais.

Aproveitando as palavras do Prof. Graziano, expostas de maneira bastante didática na aula anterior:

- o concreto resiste bem à compressão e apresenta baixa resistência à tração; além disso, o seu comportamento à tração é do tipo frágil;
- O aço se comporta de forma idêntica na tração e na compressão, com valores elevados de resistência e comportamento dúctil;
- Por sua vez, o concreto apresenta algumas características peculiares, notadamente o baixo custo e a maior resistência a intempéries – quando comparado ao aço – e pode ser utilizado como material de proteção do aço, contra corrosão ou incêndios, por exemplo, de forma viável;
- Mesmo sendo usado como “proteção” do aço, o concreto desempenha funções estruturais imprescindíveis para o comportamento conjunto do material composto assim obtido, inclusive nas regiões tracionadas das peças.

Esses aspectos levam à constituição usualmente empregada na maioria das peças de concreto armado, sejam vigas, lajes, pilares ou outros elementos estruturais de obras civis. Nesses elementos, o aço entra como reforço, principalmente nas regiões tracionadas, e em pequenas quantidades. Usualmente, o consumo médio de aço em estruturas de concreto é da ordem de 100kgf/m^3 , embora em algumas peças da estrutura possa chegar a 300kgf/m^3 ou mais. Isso equivale a taxas geométricas ($\rho=A_s/A_c$) referidas às seções transversais da ordem de 0,15% a 4% – uma boa ideia do consumo de aço em kgf/m^3 pode ser obtida multiplicando-se a taxa geométrica por oitenta.

Com os princípios básicos apresentados, daqui por diante será abordado o dimensionamento de elementos estruturais, iniciando-se com elementos em flexão simples, tais como vigas e lajes, por exemplo.

2. Estádios de comportamento de vigas.**2.1. Acompanhamento qualitativo de um ensaio de flexão.**

Considere-se uma viga simplesmente apoiada submetida a duas forças concentradas aplicadas nos terços de vão (Figura 1). Considere-se ainda que o peso-próprio da viga é pequeno frente às duas forças e será desprezado para análise – em ensaios de laboratório, no caso de vigas leves, é comum

aplicarem-se as forças de baixo para cima, eliminando assim o peso-próprio e facilitando a visualização das fissuras que surgem no concreto em decorrência do carregamento.

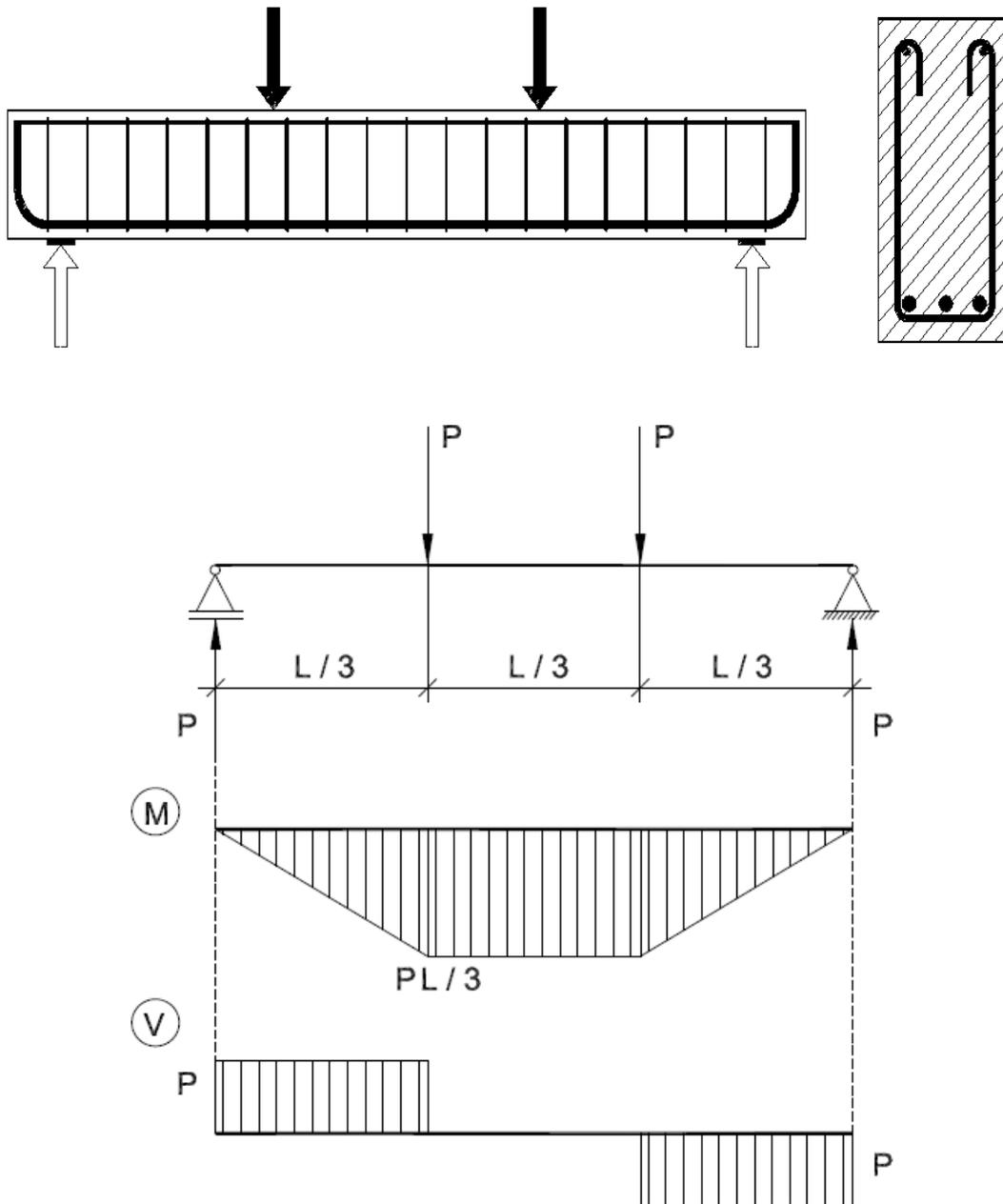


Figura 1 – Esquema de viga para análise de flexão.

A região central da viga encontra-se em flexão pura – não há variação de momento fletor entre as duas forças aplicadas pois desprezou-se o peso-próprio. As duas regiões extremas apresentam variação de momentos fletores e conseqüentemente forças cortantes. A viga é provida de armaduras longitudinais e transversais (estribos).

Será dada atenção à região central da viga nesta aula, a fim de se estudar o dimensionamento a momento fletor, que envolve o estudo da seção transversal e determinação da armadura longitudinal. Posteriormente, tal ensaio será retomado para que se apresente o dimensionamento à força cortante, com cálculo da armadura transversal, e outros tópicos relacionados ao detalhamento da armadura longitudinal. Salvo casos especiais, nas vigas, a resistência à momento fletor é o fator decisivo para definição das dimensões da seção transversal, ficando o estudo da força cortante como estudo posterior, embora indispensável, da verificação da segurança.

De maneira análoga ao que foi definido na terceira aula, são diferenciados alguns estádios de comportamento da viga, à medida que o carregamento vai sendo aumentado. Inicialmente, serão vistos o Estádio I e o Estádio II, referindo-se a uma seção situada no terço médio do vão.

No Estádio I, enquanto o carregamento é pequeno, as tensões de tração são inferiores à resistência à tração do concreto (f_{ct}). Portanto, toda a seção transversal colabora na resistência ao momento fletor. Quando se alcança o valor de f_{ct} o concreto irá apresentar a primeira fissura. Não é possível prever a posição em que esta primeira fissura irá aparecer, pois o momento fletor e as características da seção são constantes, porém, suponha-se que seja no meio do vão – caso se considere o peso-próprio da viga, esta será a posição mais provável.

Ao momento fletor associado à formação da primeira fissura dá-se o nome de momento de fissuração (M_{cr}). O valor de M_{cr} pode ser obtido com a expressão

$$M_{cr} = W f_{ct}$$

Deve-se utilizar, na expressão acima, a resistência à tração na flexão do concreto. A norma permite que, para seções retangulares, se utilize um valor 50% superior à resistência à tração do concreto determinada a partir de f_{ck} , conforme visto na terceira aula.

Após a abertura da fissura, a seção fissurada passa para o chamado Estádio II. Nos dois primeiros estádios do comportamento da seção, as seguintes hipóteses são admitidas como válidas:

- As seções planas permanecem planas;
- Os materiais seguem a Lei de Hooke;
- No Estádio I o concreto resiste à tração e à compressão;
- No Estádio II, o concreto não colabora na resistência à tração.

A análise da seção, nos dois estádios, é feita geralmente com o método da seção homogeneizada, ou seção ideal, que é visto adiante.

2.2. Método da seção ideal para Estádio I e Estádio II.

2.2.1. Estádio I.

A seção da peça de concreto armado é homogeneizada com uso da razão modular ($n=E_s/E_c$), vista na terceira aula. Basicamente, a ideia consiste em transformar a área de aço em área de concreto equivalente e então proceder os cálculos como se fosse uma seção homogênea.

A seção homogeneizada também é chamada seção ideal. O valor de n irá variar em função do módulo de elasticidade do concreto (E_c). A posição da linha neutra da seção pode ser obtida pela expressão abaixo, com referência à Figura 2, para uma viga de seção retangular com armadura simples.

$$x_I = \frac{\left[\left(\frac{1}{2}\right) b_w h^2 + n A_s d\right]}{(b_w h + n A_s)}$$

Também se torna importante determinar o momento de inércia da seção no Estádio I (I_I), o que pode ser feito com a expressão:

$$I_I = \frac{1}{12} b_w h^3 + b_w h \left(x_I - \frac{h}{2}\right)^2 + n A_s (d - x_I)^2$$

As expressões para cálculo de tensões normais no concreto (σ_c) e no aço (σ_s) para um dado valor de momento fletor ($M \leq M_{cr}$) são as seguintes:

$$\sigma_c = \frac{M y}{I_I}$$

$$\sigma_s = n \frac{M (d - x_I)}{I_I}$$

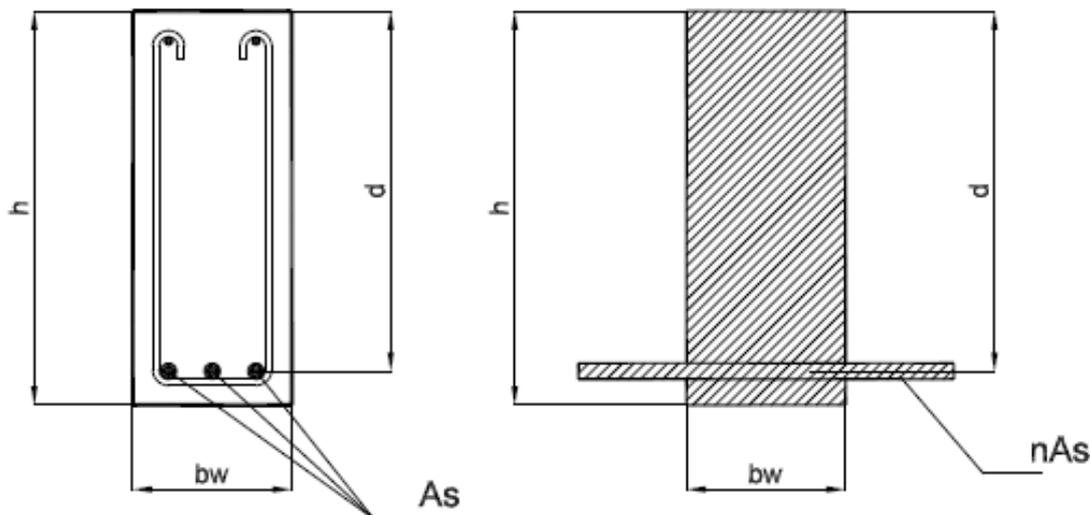


Figura 2 – Definições para seção retangular com armadura simples no Estádio I.

2.2.2. Estádio II.

Para análise de seção em Estádio II, utiliza-se o mesmo procedimento feito no item anterior, sendo que nesse caso, não se considera o concreto tracionado. A posição da linha neutra e o valor do momento de inércia são calculados como segue:

$$x_{II} = \frac{-nA_s \pm \sqrt{(nA_s)^2 - 4\left(\frac{b_w}{2}\right)(-nA_s d)}}{2 \times \frac{b_w}{2}}$$

$$I_{II} = \frac{b_w x^3}{3} + nA_s (d - x_{II})^2$$

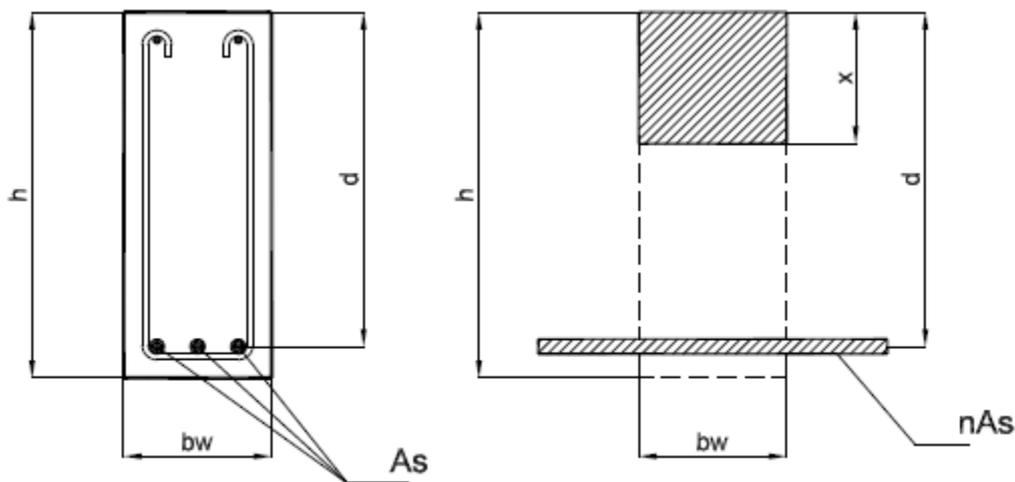


Figura 3 – Definições para seção retangular com armadura simples no Estádio II.

Conhecidos a posição da linha neutra e o momento de inércia no Estádio II, as tensões normais, para um dado valor de momento fletor ($M \geq M_{cr}$) podem ser calculadas pelas mesmas expressões de cálculo de tensões no Estádio I, usando-se agora x_{II} e I_{II} .

2.2.3. Exemplo numérico.

A fim de ilustrar a aplicação das expressões dadas acima, será estudada uma seção com os dados definidos abaixo.

VIGA COM SEÇÃO RETANGULAR E ARMADURA SIMPLES					
seção retangular		Concreto		Armadura	
bw (cm)	20	fck (MPa)	25	φ (mm)	20
h (cm)	50	Ec (MPa)	23800	As,unit	3,15
d' (cm)	5,00	n=Es/Ec	8,8	N	3
d (cm)	45,00			As (cm ²)	9,45
Io (cm ⁴)	208333,3			ρ (%)	0,945

O valor de **n** foi calculado usando-se módulo de elasticidade do concreto dado pela expressão da NBR6118, apresentada na terceira aula, e com $E_s=210\text{GPa}$. A posição da linha neutra e o momento de inércia assumem os seguintes valores:

Estádio I		Estádio II	
xLN (cm)	26,54	xLN (cm)	15,65
I1 (cm ⁴)	239119,3	I2 (cm ⁴)	97381,01

Vale a pena analisar os resultados atentamente.

Calculando-se o momento de inércia da seção bruta de concreto ($bh^3/12$), desprezando-se o aço, encontra-se $I_o=208333,33\text{cm}^4$.

A existência da armadura faz com que o momento de inércia aumente ligeiramente, indo para $I_1=239119,3\text{cm}^4$ – acréscimo de 15%. Enquanto a posição da linha neutra mudou de 25cm ($h/2$) para 26,54cm. Como era de se esperar, a presença da armadura na parte inferior da seção faz com que a linha neutra desça um pouco.

No Estádio II, o concreto tracionado não colabora e ocorre redução do momento de inércia – no caso $I_{II}/I_1=0,40$, para taxa de armadura de 0,945%. E a linha neutra se desloca para cima.

Pode-se estimar o momento de fissuração (M_{cr}) da seção a partir dos cálculos a seguir, adotando-se a resistência à tração média do concreto. Dessa forma:

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} = 2,56\text{MPa} = 0,256\text{kN/cm}^2$$

e o momento de fissuração será dado por

$$M_{cr} = \frac{1,5 \times 0,256 \times 239119,3}{(50 - 26,54)} = 3914\text{kNxc} = 39,14\text{kNxm}$$

Portanto, teoricamente, para valores de momento fletor inferiores a 39,14kNxm, a seção não apresentaria fissuras. Para valores de momento fletor

superiores a seção apresentaria fissura que se prolongaria até a posição da linha neutra no Estádio II (x_{II}).

2.3. Estádio III.

Aumentando-se ainda mais o momento fletor numa dada seção de uma viga, chegar-se-á a um estágio do carregamento em que os materiais não mais obedecerão a Lei de Hooke. Esse estágio é denominado Estádio III.

A determinação do momento fletor resistente de uma viga de concreto armado trata-se de uma verificação de um Estado Limite Último. Nessa verificação são adotadas as hipóteses de Estádio III, conforme recomendado pela norma ABNT NBR 6118.

O Estádio I é mais comum de ocorrer em peças de concreto protendido, haja vista que dificilmente uma viga de concreto armado trabalhe sem fissuras, mesmo para cargas de serviço. Apesar disso, é comum efetuarem-se análises elásticas de vigas de concreto armado, para determinação de esforços, adotando-se as características geométricas das seções em Estádio I – na verdade, muitas vezes adota-se o momento de inércia da seção bruta, desprezando-se o aço.

Para verificações de serviço, notadamente o cálculo de deslocamentos de vigas, geralmente utilizam-se as características geométricas do Estádio II. A verificação de abertura de fissuras, naturalmente, só faz sentido, se feita com a seção no Estádio II.

No próximo item descrevem-se as hipóteses do Estádio.

3. Cálculo do momento fletor resistente de vigas.

O estudo de solicitações normais em seções de concreto seria muito extenso e pode ser visto, de maneira detalhada, em FUSCO (1981). Nesta disciplina será feita apenas introdução ao assunto, dados os objetivos específicos que se propõem.

Antes de apresentarem-se os cálculos, devem ser feitas algumas considerações. **Inicialmente, deve-se ter em mente que o objetivo é efetuar o dimensionamento de seções de vigas de concreto armado. Nesta primeira etapa trata-se apenas de uma parte desse dimensionamento, que é relacionado às características que a seção da viga deve ter para resistir a um dado momento fletor.** Conforme foi visto na segunda aula, a resistência deverá ser maior que a solicitação para que se considere verificada analiticamente a segurança. Neste caso específico: $M_{Rd} \geq M_{Sd}$.

Considera-se a seção retangular com armadura simples, ou seja, com armadura disposta apenas na região da seção que é tracionada pelo momento fletor. Dimensionar uma seção de viga com tais características implica em definir o seguinte:

- Dimensões da seção de concreto, incluindo a largura da seção (b_w), a altura da seção (h) e a altura útil da seção (d);
- Quantidade de aço, expressa em termos de área de aço (A_s) da armadura longitudinal e posição dessa armadura na seção transversal, que está relacionada com a altura útil d da seção;
- Propriedades dos materiais, concreto e aço, que em última instância podem ser expressas pelo f_{ck} do concreto e pelo f_{yk} do aço – conforme visto quando se trataram dos materiais, na terceira aula, uma série de outras características decorre dessas duas propriedades e existem correlações bastante úteis;

O projetista deverá escolher todas as características acima ao dimensionar a seção de uma viga de concreto armado para resistir a um dado momento fletor. São muitas as variáveis e o problema se tornaria extremamente complicado em sua forma geral. Porém, muitas vezes, existem restrições que impõem que algumas dessas variáveis possam ser pré-definidas.

Assim, por exemplo, se a viga deverá ficar “embutida” em uma parede cuja espessura acabada não poderá ultrapassar dado valor, a largura b_w da viga já estará definida. O mesmo vale para a altura h com relação à obediência a restrições arquitetônicas, como pé-direito, por exemplo. Também existem limitações construtivas previstas por normas, tais como dimensões mínimas, taxas de armadura máximas, etc.

Enfim, questões construtivas irão impor limitações às variáveis. Ainda assim, há muito a ser definido. E, de maneira geral, essas definições são feitas com base na experiência prévia – ou seja, o dimensionamento mais difícil será sempre o primeiro, que consistirá em processo exaustivo de tentativa e erro. Após diversas experiências bem sucedidas, o projetista ganhará, naturalmente, um aprendizado que possibilitará resolver problemas mais complexos.

Em geral, no que segue, serão pré-definidas as dimensões da seção de concreto e as características dos materiais, restando assim determinar o valor de A_s para resistir a um valor conhecido de M_{sd} .

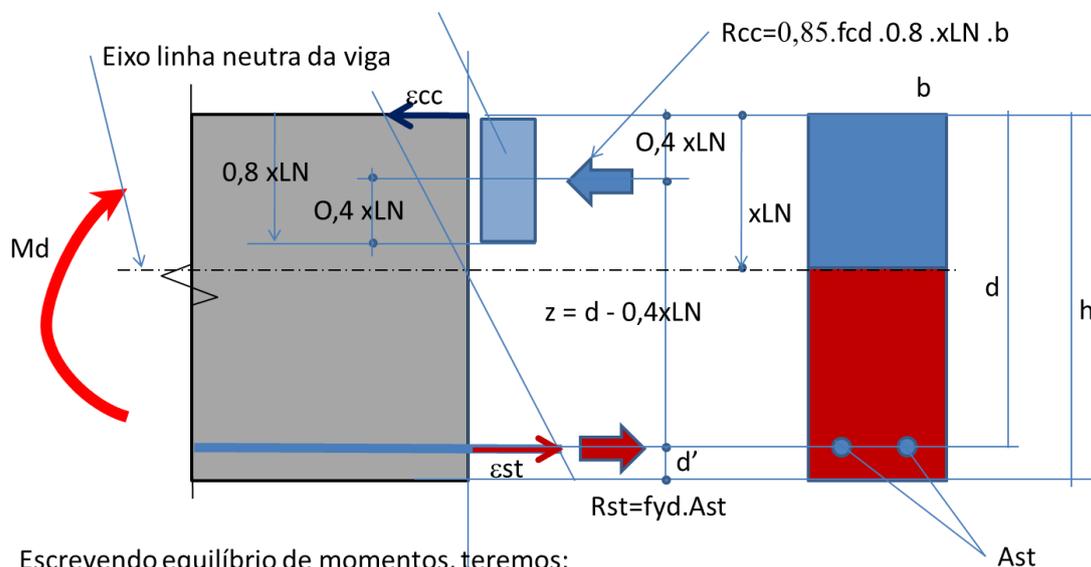
Esse tipo de procedimento é chamado geralmente de cálculo de dimensionamento. Mais adiante, em outras aulas, será importante o cálculo inverso, qual seja, dadas todas as características mecânicas e geométricas, determinar o valor de M_{Rd} . Esse outro tipo de procedimento é chamado cálculo de verificação.

Com isso em mente, considere-se agora a Figura 4, que apresenta as definições básicas para o cálculo de momento fletor resistente de uma viga de concreto armado de seção retangular com armadura simples, submetida à flexão normal simples.

Podem-se observar algumas diferenças em relação ao comportamento dos materiais frente ao que foi adotado no item anterior, no Estádio I e Estádio II.

Apesar das deformações apresentarem variação linear ao longo da altura da seção transversal, ou seja, apesar da seção transversal permanecer plana após a deformação, as tensões no concreto não são mais proporcionais às deformações.

Teoricamente, deveria ser adotada a curva tensão-deformação do concreto que consiste em um trecho parabólico seguido de um trecho linear, conforme foi apresentado na terceira aula. Porém, para simplificar os cálculos, a norma permite que se adote um diagrama retangular simplificado de tensões no concreto. Para isso, considera-se uma profundidade reduzida da zona comprimida. Essa profundidade reduzida é de **0,8x** e deve ser considerada apenas para cálculo da resultante de compressão no concreto R_{cc} e do braço de alavanca da seção transversal z . Não pode ser utilizada, no entanto, para checagem da compatibilidade de deformações.



Escrevendo equilíbrio de momentos, teremos:

$$M_d = R_{st} \cdot z = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot z = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot (d - 0,4xLN) = 0,8 \cdot xLN \cdot b \cdot 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4xLN)$$

Dado M_d obtém-se xLN e então z e A_{st} necessário.

Figura 4 – Definições para cálculo do momento fletor resistente (GRAZIANO & SIQUEIRA).

O concreto tracionado não colabora na resistência da seção. Portanto, na região tracionada, somente a armadura será considerada colaborando com a força R_{st} .

Será feita ainda uma simplificação, proposta por GRAZIANO & SIQUEIRA. Essa simplificação consiste em se adotarem, como aproximações:

a) Caso 1: $f_{ck} \leq 35 \text{MPa}$:

- $x_{LN} = 0,5 d$;
- $z = 0,8d$;

Assim:

- $R_{st} = M_d / (0,8d)$

e

- $A_{st} = R_{st} / f_{yd}$

Para garantir ductilidade na ruptura, deve-se respeitar a relação:

- $A_{st} \leq A_{st,lim}$

com

- $A_{st,lim} = 0,4d \cdot b \cdot 0,85f_{cd} / f_{yd} = 0,34 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd}$

Se a relação acima não for cumprida, deve-se acrescentar uma armadura de compressão (A_{sc}), de forma que:

- $A_{sc} = A_{st} - A_{st,lim}$

Nesse caso, diz-se que a seção apresenta armadura dupla – a armadura está disposta na área tracionada e na área comprimida da seção transversal.

b) Caso 2: $35 \text{MPa} < f_{ck} \leq 50 \text{MPa}$:

- $x_{LN} = 0,4 d$;
- $z = 0,84 d$;

Assim:

- $R_{st} = M_d / (0,84d)$

e

- $A_{st} = R_{st} / f_{yd}$

Novamente, para garantir ductilidade na ruptura, deve-se respeitar a relação $A_{st} \leq A_{st,lim}$ com

- $A_{st,lim} = 0,32d.b.0,85f_{cd}/f_{yd} = 0,272.b.d.f_{cd}/f_{yd}$

Se a relação acima não for cumprida, deve-se acrescentar uma armadura de compressão (A_{sc}), de forma que :

- $A_{sc} = A_{st} - A_{st,lim}$

Exemplos resolvidos são apresentados em GRAZIANO & SIQUEIRA e serão vistos em sala de aula.

4. Aspectos construtivos.

A fim de que as vigas apresentem comportamento satisfatório, além da verificação analítica da segurança, é necessário que sejam feitas verificações de ordem construtiva. Dessa forma, ao se definir a seção transversal de uma viga é necessário levar em conta que, caso não se adote largura b_w adequada, por exemplo, ainda que a verificação analítica esteja correta pode-se não garantir o perfeito envolvimento das armaduras pelo concreto, além de criar dificuldades de ordem executiva.

Tendo em vista garantir boas condições construtivas a NBR 6118 recomenda que a largura mínima de vigas seja de $b_w \geq 12\text{cm}$.

É interessante ressaltar que, caso a viga não seja ligada a uma laje ou a outros elementos que forneçam contenção lateral para sua zona comprimida ao longo do vão, conforme dois exemplos mostrados na Figura 5, a norma recomenda alguns limites adicionais relacionados abaixo:

- $b_w \geq \ell_o/50$ (ℓ_o é a distância entre pontos de contenção lateral e,
- $b_w \geq 40\%h$, para vigas isoladas ou,
- $b_w \geq 20\%h$, para viga invertida – ligada a uma laje na sua parte inferior.

Esses três últimos limites não são obrigatórios, mas em geral são seguidos para que a viga não resulte muito esbelta fora do plano de atuação do carregamento principal. Intuitivamente, pode-se perceber que uma viga excessivamente esbelta ($b_w \ll \ell$) pode tombar lateralmente. O aluno pode tentar equilibrar uma régua apoiada em dois pontos e com a maior dimensão da seção posicionada na vertical para entender o fenômeno e a necessidade de apoio lateral.

A relação entre o vão e a altura (ℓ/h), também chamada esbeltez, deve atender aos limites abaixo:

- em vigas isostáticas, $\ell/h \geq 3,0$;
- em vigas contínuas, $\ell/h \geq 2,0$;

caso contrário, a viga deve ser tratada como viga-parede, que tem tratamento analítico diferente. No caso de balanços, deve-se usar o dobro do comprimento

teórico no valor de λ . Não há limite superior para a esbeltez, porém, via de regra as vigas tem esbeltez não maiores que 10 ou 15 – em casos especiais, pode-se alcançar valores próximos a 40.

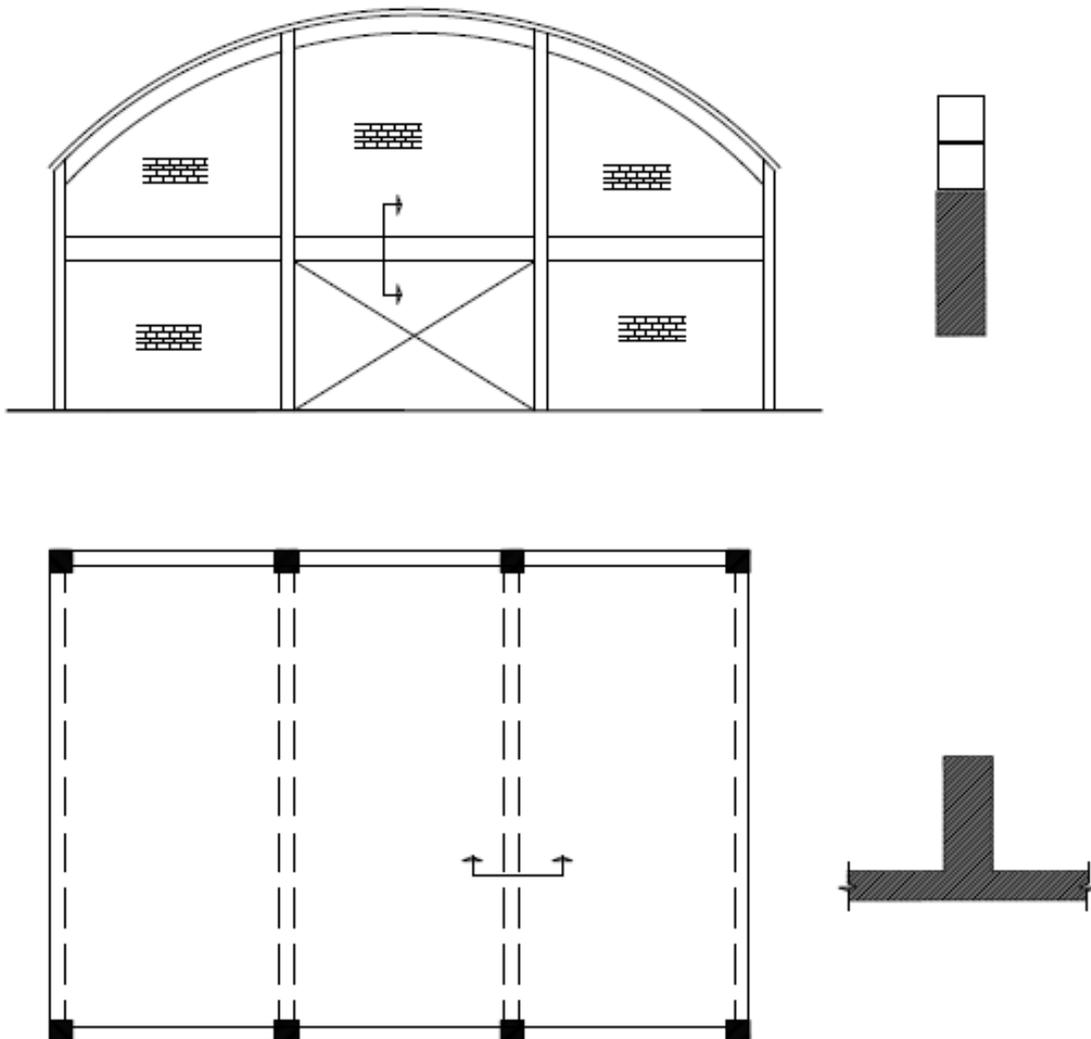


Figura 5 – Casos de vigas isoladas e vigas invertidas ligadas a uma laje: devem ser tomados cuidados adicionais para garantir estabilidade lateral.

A distribuição transversal das armaduras deve ser tal que obedeça os seguintes limites mínimos de espaço livre:

- na horizontal:
 - 20mm;
 - Diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
 - $1,2 \times D_{\text{máx}}$ característica do agregado graúdo;
- na vertical:
 - 20mm;
 - Diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
 - $0,5 \times D_{\text{máx}}$ característica do agregado graúdo;

Feixes de barras (*bundled bars*) são a solução empregada para alojar barras quando a largura disponível é inferior à mínima (Figura 6).

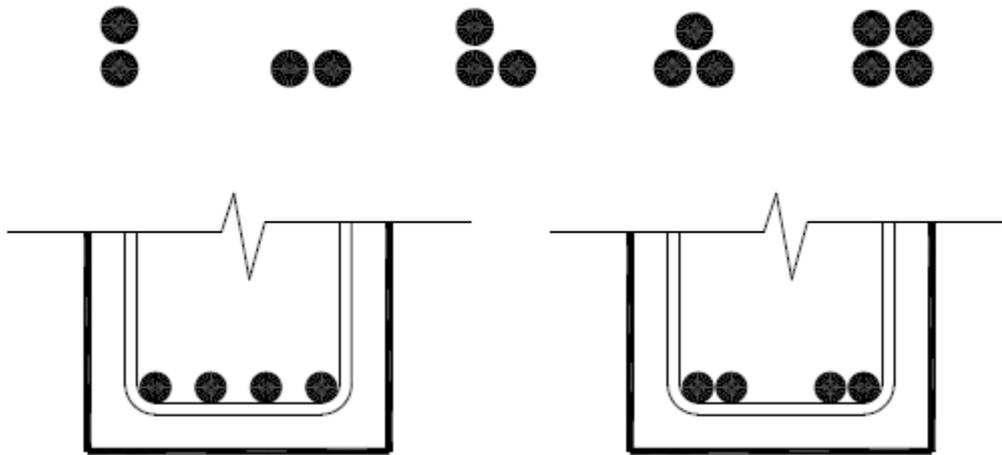


Figura 6 – Feixes de barras.

O cobrimento mínimo dado às armaduras não pode ser inferior a 2,5cm para Classe de agressividade I da Tabela 6.1. da NBR 6118. Ambientes mais agressivos requerem cobrimentos maiores que podem ser vistos na referida tabela. O agregado graúdo não deve ter dimensão máxima característica superior a 1,2 x cobrimento. Na Tabela A1, do Anexo, apresenta-se orientação para definição da largura mínima de uma viga.

Quando houver mais de uma camada de barras da armadura deve-se deixar espaço livre maior que os limites acima entre as barras para permitir a passagem do vibrador. O mesmo vale para armadura negativa de vigas.

No caso de haver várias camadas, o cálculo de d' pode ser feito como determinação de centro de gravidade de figuras planas. O exemplo abaixo ilustra o procedimento.

ARMADURA EM VÁRIAS CAMADAS					
Camada	d'_i (cm)	A_s (cm ²)	N	N * A_s	N * A_s * d'_i
1	5	3,15	6	18,9	94,5
2	10	3,15	6	18,9	189
3	15	3,15	4	12,6	189
4	20	3,15	4	12,6	252
5	25	3,15	4	12,6	315
			24	75,6	1039,5
d' (cm)	13,75				

Figura 7 – Exemplo de cálculo de d' no caso de várias camadas de barras de aço:
 $d' = (\sum N A_s d'_i / \sum N A_s)$.

A norma define ainda limites mínimos para taxas geométricas ($\rho_{\min} = A_{s,\min}/A_c$) de armaduras de flexão de vigas retangulares de acordo com a classe do concreto conforme se relaciona abaixo:

- Concreto C-20: $\rho_{\min} = 0,15\%$;
- Concreto C-25: $\rho_{\min} = 0,15\%$;
- Concreto C-30: $\rho_{\min} = 0,173\%$;
- Concreto C-35: $\rho_{\min} = 0,201\%$;
- Concreto C-40: $\rho_{\min} = 0,230\%$;
- Concreto C-45: $\rho_{\min} = 0,259\%$;
- Concreto C-50: $\rho_{\min} = 0,288\%$

A soma das armaduras, A_{st} e A_{sc} , não deve conduzir a taxa de armadura geométrica superior a 4%.

Vigas com altura útil superior a 60cm devem ter armadura de pele com valor mínimo de $0,10\%b_w h$ por face.

Exemplo 1. Definir a largura de uma viga simplesmente apoiada, com altura de 80cm, vão $\ell=800$ cm e travada lateralmente nos apoios ($\ell_o = \ell$), que deve ser armada com 4 barras de 20mm por camada, em seu banzo inferior (armadura simples), em duas situações (adotar brita 2 e estribos de 6,3mm):

i) Viga isolada:

- $b_w \geq 12$ cm;
- da Tabela A1, $b_w \geq 23$ cm;
- $b_w \geq 800/50 = 16$ cm;
- **$b_w \geq 40\% \times 80\text{cm} = 32\text{cm}$** ;
- Conclusão: $b_w = 32$ cm;

ii) Viga invertida, ligada a uma laje;

- $b_w \geq 12$ cm;
- da Tabela A1, **$b_w \geq 23$ cm**;
- $b_w \geq 800/50 = 16$ cm;
- $b_w \geq 20\% \times 80\text{cm} = 16$ cm;
- Conclusão: $b_w = 23$ cm, podendo-se adotar 25cm.

Eventualmente pode haver necessidade de se executarem furos (pequenas dimensões frente às dimensões da viga) e aberturas (dimensões maiores ou conjunto de furos próximos entre si) em uma viga – por exemplo, para passagem de instalações. Nesses casos, devem ser obedecidos alguns limites previstos no Item 13.2.5.1 da NBR6118. Como regras orientativas, a norma recomenda o seguinte para furos e aberturas que atravessam a viga na direção de sua largura:

- a) que sejam situados em zona tracionada;

- b) que não sejam colocados próximo aos apoios da viga – no mínimo a 2h da face do apoio;
- c) que não apresentem mais que 12cm de dimensão e nem excedam $h/3$;
- d) caso haja mais de um furo, que sejam distanciados pelo menos 2h entre faces de furos;
- e) que não seccionem as armaduras nem reduzam os cobrimentos;

Caso não seja possível obedecer a todas as recomendações acima, deve-se proceder alguma verificação especial para reforço da região adjacente e garantia da resistência da viga. Em geral, são evitados furos que atravessem a viga ao longo de sua altura; é mais comum que os mesmos sejam posicionados nas porções de lajes adjacentes, ainda que também obedecendo determinados limites definidos pela norma.

BIBLIOGRAFIA

ABNT_NBR 6118. Projeto e execução de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

FUSCO, P. B. Estruturas de concreto: solicitações normais. Rio de Janeiro, Gaunabara Dois, 1978.

GRAZIANO, F. P. & SIQUEIRA, J. A. L. PEF 2304 FAU-USP. Concreto armado: expressões para pré-dimensionamento.

LEONHARDT, F. & MÖNNING, E. Construções de concreto. V.1. Rio de Janeiro, Interciência, 1977.

PINHEIRO, L. M. Concreto armado: tabelas e ábacos. São Carlos, EESC.

WANG, C. & SALMON, C. G. *Reinforced concrete design*. 6 ed. John Wiley & Sons, 2002.

ANEXO

Tabela A1 – Orientação inicial para largura mínima de vigas (ver restrições adicionais no texto) – adaptado de PINHEIRO.

BITOLA		MASSA (kg/m)	As (cm ²) bw (cm)	NÚMERO DE BARRAS OU FIOS										
NOMINAL (mm)	APRÓX. (pol.)			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
ÁREA DA SEÇÃO DE ARMADURA As (cm ²) LARGURA MÍNIMA PARA UMA CAMADA DE BARRAS bw (cm)				As	0,08	0,16	0,24	0,32	0,40	0,48	0,56	0,64	0,72	0,80
3,2	1/8	0,063	bw	Br. 1	-	9	12	14	17	20	22	25	27	30
				Br. 2	-	10	13	17	20	23	27	30	33	36
4	5/32	0,1	bw	As	0,13	0,25	0,38	0,5	0,63	0,75	0,88	1	1,13	1,25
				Br. 1	-	9	12	15	17	20	23	25	28	31
5	3/16	0,16	bw	Br. 2	-	10	13	17	20	24	27	30	34	37
				As	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,60	1,80	2,00
6,3	1/4	0,25	bw	Br. 1	-	10	12	15	18	21	23	26	29	32
				Br. 2	-	10	14	17	21	24	28	31	35	38
8	5/16	0,4	bw	As	0,32	0,64	0,96	1,28	1,6	1,92	2,24	2,56	2,88	3,2
				Br. 1	-	10	13	16	19	21	24	27	30	33
10	3/8	0,63	bw	Br. 2	-	11	14	18	21	25	29	32	36	40
				As	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
12,5	1/2	1,0	bw	Br. 1	-	10	13	16	19	22	26	29	32	35
				Br. 2	-	11	15	19	23	27	31	35	39	43
16	5/8	1,6	bw	As	0,8	1,6	2,4	3,2	4	4,8	5,6	6,4	7,2	8
				Br. 1	-	11	14	17	20	24	27	30	34	37
20	3/4	2,5	bw	Br. 2	-	11	15	19	23	27	31	35	39	43
				As	1,25	2,5	3,75	5	6,25	7,5	8,75	10	11,25	12,5
22,5	7/8	3,06	bw	Br. 1	-	12	16	20	25	29	33	37	42	46
				Br. 2	-	12	17	22	26	31	35	40	45	49
25	1	4	bw	As	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20
				Br. 1	-	12	16	20	23	27	31	35	39	43
32	1 ¼	6,3	bw	Br. 2	-	12	17	22	26	31	35	40	45	49
				As	3,15	6,3	9,45	12,6	15,75	18,9	22,05	25,2	28,35	31,5
22,5	7/8	3,06	bw	Br. 1	-	13	17	21	25	30	34	38	43	47
				Br. 2	-	13	18	23	28	33	38	43	48	53
25	1	4	bw	As	3,88	7,76	11,64	15,52	19,4	23,28	27,16	31,04	34,92	38,8
				Br. 1	-	14	19	24	29	34	39	44	49	54
32	1 ¼	6,3	bw	Br. 2	-	14	20	25	31	36	42	47	53	58
				As	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
32	1 ¼	6,3	bw	Br. 1	-	16	22	29	35	41	48	54	61	67
				Br. 2	-	16	22	29	35	41	48	54	61	67

De acordo com o item 18.3.2.2 da NBR 6118:2007.

$$b_w = 2c + n\phi_\ell + 2\phi_t + (n-1)a_h \quad (n: \text{número de barras longitudinais})$$

Valores calculados para cobrimento de 2,5cm e estribos de 6,3mm com dois ramos.

Br. 1 = brita 1 ($d_{\max} = 19\text{mm}$); Br. 2 = brita 2 ($d_{\max} = 25\text{mm}$)

