

Aula 06 – Dimensionamento e detalhamento de vigas.**1. Introdução.**

Com os conhecimentos adquiridos até a presente aula, é possível pré-dimensionar seções de concreto e aço para uma viga de concreto armado, conhecidos os esforços solicitantes.

O objetivo agora é fornecer subsídios para que se possa efetuar o detalhamento de uma viga de concreto armado, tratando-se principalmente do desenvolvimentos das armaduras longitudinais e espaçamentos de estribos. Para tal, é necessário que seja feita a envoltória de esforços e que sejam levadas em conta uma série de particularidades referentes ao comportamento conjunto dos materiais concreto e aço, notadamente a aderência entre os materiais.

Para este fim, optou-se por apresentar exemplos de duas vigas isostáticas. Não se pretende apresentar uma “receita de bolo”, haja vista que o detalhamento de vigas não é uma tarefa que possa ser feita de forma mecânica, absolutamente, pois cada caso é um caso. Porém, acredita-se que com exemplos feitos passo-a-passo o aluno poderá se preparar melhor para quando houver necessidade de enfrentar uma situação prática.

2. Exemplo1.

Trata-se de uma viga simplesmente apoiada sobre dois pilares com 30cm de largura, com vão livre entre pilares de 6,9m e carregamento constituído por carga uniforme de valor total de 25kN/m, 60% dos quais são permanentes. Este carregamento não inclui o peso-próprio da viga. A viga recebe a carga através de laje de concreto apoiada em seu banzo superior. Não será cobrada a verificação de Estados Limites de Serviço.

Passo 1: Adotar características dos materiais.

Considera-se que a viga faz parte da estrutura de uma edificação residencial que será executada em local que pode ser considerado de fraca agressividade. Essa consideração pôde ser feita após análise do projeto de arquitetura e do local de implantação da obra. As especificações e o detalhamento do projeto arquitetônico permitem concluir que a estrutura estará protegida de chuva e convenientemente protegida com argamassa e pintura.

Dessa maneira, será adotado concreto Classe C-20 e aço CA-50, sendo, portanto:

- $f_{cd} = 2,0\text{kN/cm}^2 / 1,4 = 1,43\text{kN/cm}^2$;
- $f_{ctk,inf} = 0,7 \times 0,3 \times (f_{ck})^{2/3} = 1,547\text{MPa} = 0,155\text{kN/cm}^2$;
- $f_{ctd} = 0,155\text{kN/cm}^2 / 1,4 = 0,111\text{kN/cm}^2$;

- $f_{yd} = 50\text{kN/cm}^2 / 1,15 = 43,48\text{kN/cm}^2$.

Passo 2: Efetuar o pré-dimensionamento da seção da viga.

O vão teórico deve ser tomado entre eixos de apoios, sendo, portanto de 7,2m. O momento fletor máximo, no meio do vão, vale:

$$M_{d,m\acute{a}x} \cong 1,4 \times \frac{25 \times 7,2^2}{8} = 227\text{kNm}$$

O peso próprio não está considerado, portanto deve-se deixar folga para prever este acréscimo de carregamento. Observe-se que como a viga tem vão grande e carga uniforme, o momento fletor deverá ser preponderante para definição da seção. Sabe-se que a armadura limite para concreto C-20, sem que haja necessidade de armadura de compressão é dada por:

$$A_{st,lim} = 0,34 \times b_w \times d \times \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

o que pode ser reescrito na forma:

$$\rho_{s,lim} \cong \frac{A_{st,lim}}{b_w \times h} = 1,00\%$$

considerando-se para tal $d \approx 0,9h$.

Isso posto, adotem-se $b_w = 25\text{cm}$ e $h = 60\text{cm}$, que resultará em $A_s = A_{st,lim} = 15,08\text{cm}^2$. O valor do momento fletor resistente será:

$$M_{Rd} = 15,08 \times 43,48 \times 0,8 \times 0,54 = 283\text{kNm}$$

Logo, a seção 25x60 poderá resistir a um momento superior ao valor máximo calculado apenas com armadura de tração, mantendo ainda pequena folga. Apenas para checagem, verifique-se o valor do esforço cortante que causaria esmagamento da diagonal comprimida de concreto junto ao apoio:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{20}{250}\right) \times 1,43 \times 20 \times 54 = 384\text{kN}$$

que pode ser comparado com o valor de $V_{d,m\acute{a}x} \approx 1,4 \times 25 \times 7,2/2 = 126\text{kN} = 33\% V_{Rd2}$. Portanto, a força cortante não requer largura superior a 25cm.

O aluno deve observar que esta não seria a única forma de efetuar o pré-dimensionamento. Além disso, em algumas situações práticas, poderia haver restrições para as dimensões escolhidas.

Passo 3: Desenhar as envoltórias de esforços.

As ações agora estão definidas, sendo:

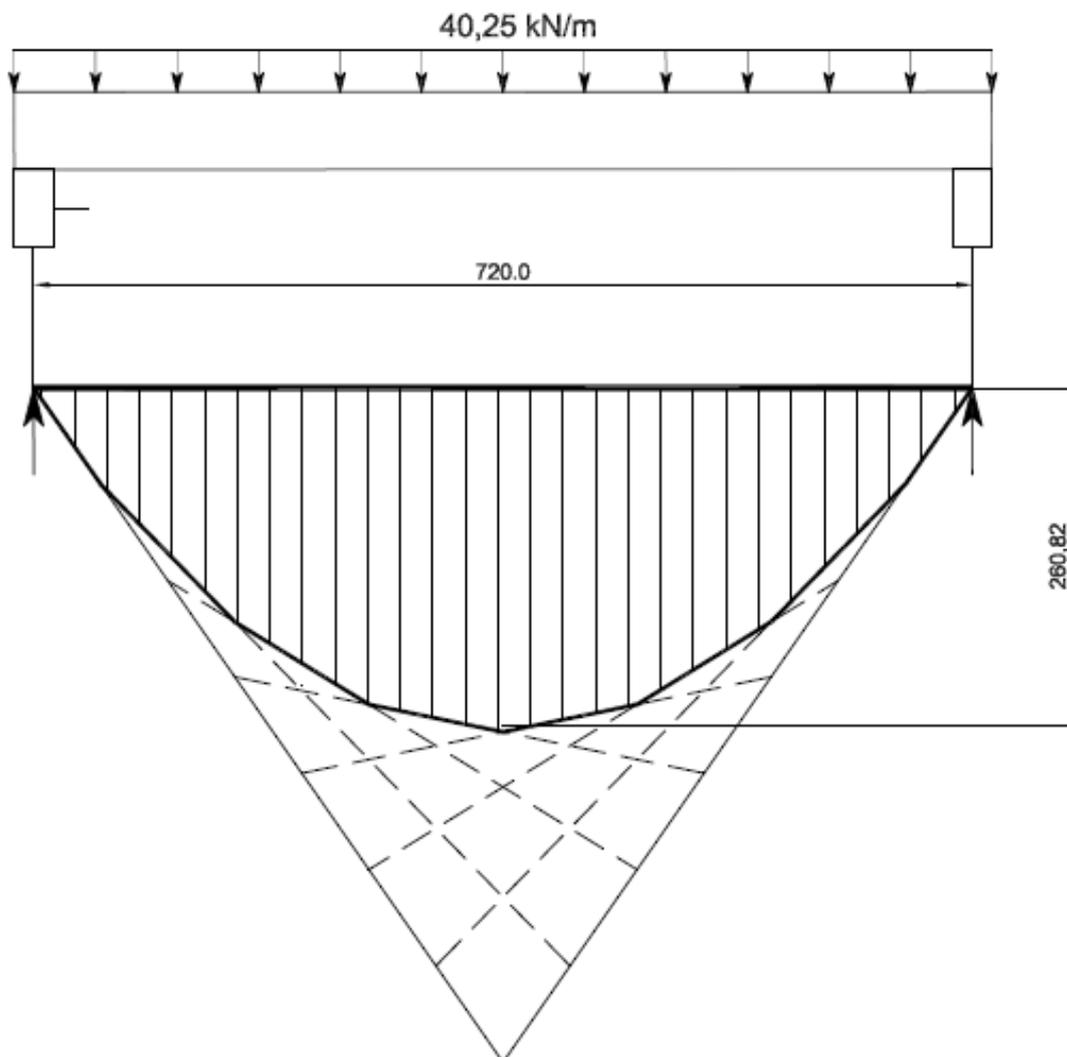
- $g_d = 1,4 \times (0,6 \times 25 + 3,75) = 26,25 \text{ kN/m}$;
- $q_d = 1,4 \times (0,4 \times 25) = 14 \text{ kN/m}$;
- $g_d + q_d = 40,25 \text{ kN/m}$.

A partir desses esforços são desenhadas as envoltórias de esforços apresentadas na Figura 1.

Na Figura 1a, apresenta-se a envoltória de momento fletor. Tal figura pode ser obtida aplicando-se o carregamento de cálculo em toda a extensão da viga. Dessa forma, o valor do momento fletor máximo pode ser calculado como sendo:

- $M_{d,máx} = 40,25 \times 7,2^2 / 8 = 260,82 \text{ kNm}$;

O diagrama é parabólico e, portanto, qualquer outro valor pode ser obtido em escala.

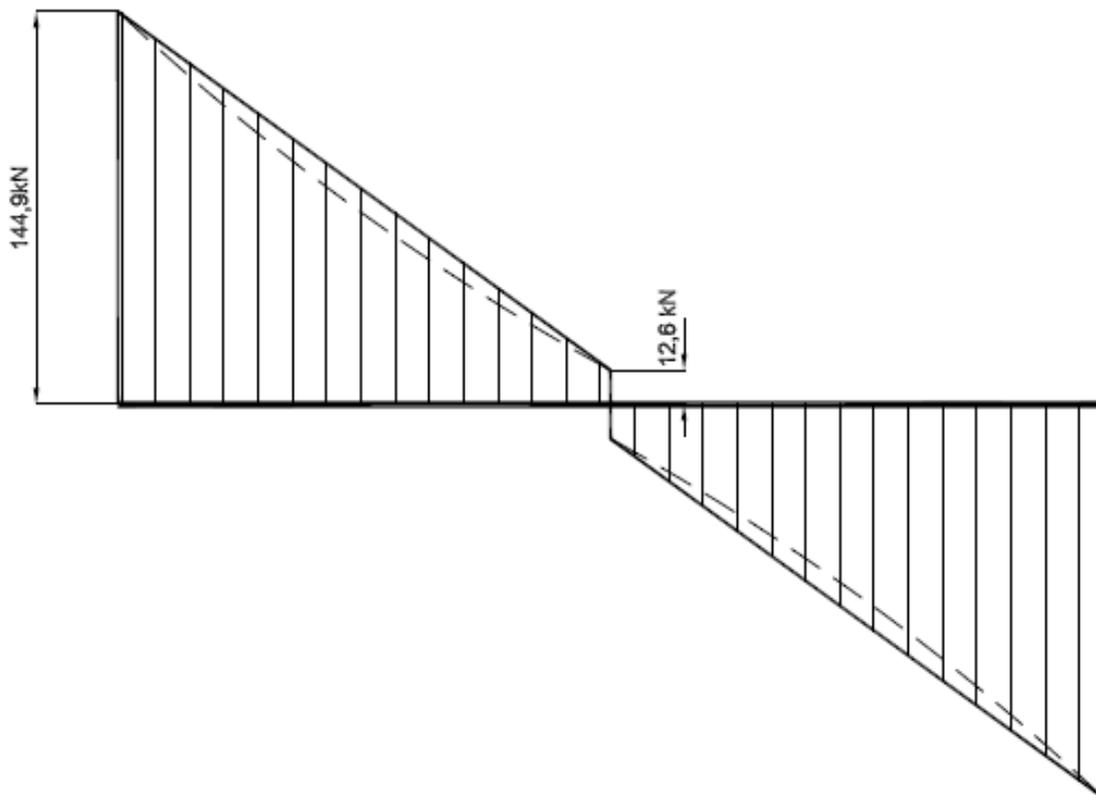


(a)

Para a envoltória de esforço cortante, apresentada na Figura 1b, adota-se um procedimento simplificado descrito a seguir:

- Obtém-se o maior esforço cortante no apoio, com o vão inteiramente carregado pelo carregamento majorado, ou seja:
 - $V_{d,máx} = 40,25 \times 7,2 / 2 = 144,9\text{kN}$;
- Obtém-se o máximo esforço cortante no meio do vão, com metade do vão carregado apenas com a carga accidental, ou seja:
 - $V_{d,máx} = (1/8) \times 1,4 \times 10 \times 7,2 = 12,6\text{kN}$;

Com esses dois valores calculados, aproxima-se a envoltória por uma reta. A envoltória correta seria a curva que é representada tracejada na Figura 1b. O procedimento está ligeiramente a favor da segurança.



(b)

Figura 1 – Envoltórias de momentos fletores (kNm) (a) e esforços cortantes (kN) (b).

Passo 4: Calcular a armadura longitudinal no meio do vão.

Com o valor de $M_{d,máx}$ calculado pode-se agora determinar a armadura no meio do vão da viga, sendo:

$$R_{st} = \frac{26082}{0,8 \times 54} = 603,75kN$$

$$A_{st} = \frac{603,75}{43,48} = 13,89cm^2$$

Conforme já havia sido verificado, A_{st} é menor que $A_{st,lim}$ e, dessa forma, não há necessidade de armadura de compressão. A área de aço necessária pode ser obtida com $7\Phi 16$ ($14cm^2$), $5\Phi 20$ ($15,65cm^2$) ou $3\Phi 25$ ($15cm^2$). A primeira opção é a mais econômica em termos de consumo de aço e será utilizada.

Podem ser usadas 4 barras na primeira camada e as demais numa segunda camada. Calcula-se a seguir o espaçamento horizontal entre barras de mesma camada:

$$e_h = \frac{25 - (2 \times 2,5 + 2 \times 2 \times 0,8 + 4 \times 1,6)}{3} = 3,47cm$$

Esse espaçamento é superior ao mínimo exigido, qual seja de 3cm, portanto, esse detalhamento pode ser utilizado. O valor de d' pode ser calculado como segue:

ARMADURA EM VÁRIAS CAMADAS					
Camada	$d'1$ (cm)	A_s (cm ²)	N	N * A_s	N * A_s * d'
1	4,1	2	4	8	32,8
2	7,7	2	3	6	46,2
			7	14	79
d' (cm)	5,64				

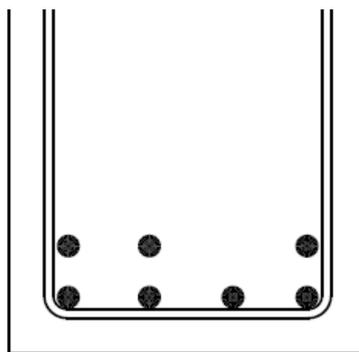


Figura 2 – Alojamento da armadura na seção de momento máximo.

Portanto, d' é inferior e muito próximo a 6cm, valor adotado inicialmente e que será mantido. O cobrimento adotado foi de 2,5cm, conforme Tabela 7.2 da NBR 6118.

Passo 5: Efetuar o desenvolvimento das armaduras longitudinais.

A armadura longitudinal deve ser estendida de forma a garantir a cobertura do diagrama de momentos fletores. Deve-se ter em mente ainda a analogia de treliça ao se fazer este procedimento. A armadura de tração representa o banzo tracionado da treliça, enquanto imaginam-se diagonais comprimidas de concreto entre as fissuras. Ocorre então que o esforço de tração na barra da armadura longitudinal somente começará a ser transferido para o concreto, por aderência, a certa distância “ a_ℓ ” da seção considerada. Essa distância corresponde a uma correção no modelo de cálculo, compensando a distância existente entre a seção considerada e o nó da treliça, conforme Figura 3. Essa distância será adotada nos exemplos aqui apresentados como $a_\ell = 0,5d$. A partir de $0,5d$ contados da seção considerada, a barra deverá ser ancorada no concreto. O comprimento de ancoragem é calculado conforme tabela apresentada anteriormente. A NBR 6118 estabelece ainda que a barra deve se estender pelo menos até uma distância 10Φ além do ponto em que, teoricamente, a tensão na barra é nula.

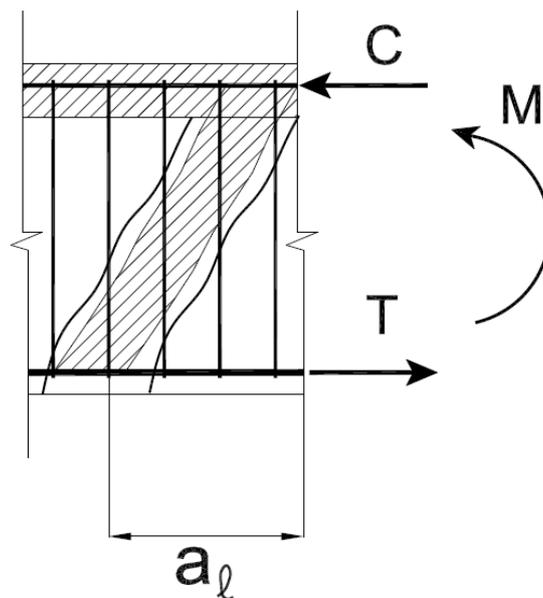


Figura 3 – Ilustração da necessidade de consideração de distância a_ℓ entre a seção considerada e a seção em que o esforço na armadura começa a ser transferido para o concreto.

Aplicando-se os princípios discutidos acima, tem-se o detalhamento mostrado na Figura 4.

Para calcular o comprimento desenvolvido das barras longitudinais somam-se os valores de $a_\ell + \ell_b$. Dessa forma, somando-se as parcelas que compõem o comprimento mínimo das barras tem-se:

- $a_\ell + \ell_b = 27\text{cm} + 44 \times 1,6\text{cm} = 97,4\text{cm}$, adotado 100cm para a barra de 16mm;

Como está sendo feito o escalonamento da armadura longitudinal, é necessário que nas regiões de ancoragem exista armadura transversal adequada, que deverá ser provida pelos ramos horizontais dos estribos que envolvem a armadura de tração.

Essa armadura transversal na ancoragem deve absorver o esforço correspondente a 25% da força de tração ancorada, e deve ser distribuída na região de ancoragem – no caso, $l_b=44\Phi=70\text{cm}$. A região crítica é aquela em que está sendo ancorada maior quantidade de barras e, conseqüentemente, sendo transferida maior força para o concreto na ancoragem. No exemplo, corresponde à região na qual se ancoram três barras de 16mm. A força total ancorada é de $3 \times 2\text{cm}^2 \times 43,48\text{kN/cm}^2 = 260,88\text{kN}$. Tomando-se 25% dessa força, tem-se 65,22kN. Então, a armadura transversal necessária é de $65,22/43,48 = 1,5\text{cm}^2$ nessa região de 70cm. Isso equivale a $\Phi 6,3\text{mm} \times 15\text{cm}$ ($2,13\text{cm}^2/\text{m} = 1,49\text{cm}^2/70\text{cm}$). Considerando que se trabalha com tensões iguais nas armaduras longitudinal e transversal, o cálculo acima pode ser simplificado adotando-se armadura transversal de 25% da longitudinal, o que conduz ao mesmo resultado.

Portanto, quando se for calcular o espaçamento entre estribos, o mesmo será limitado a 15cm para atender esta verificação. Cumpre observar que essa armadura é necessária somente nas regiões de ancoragem. Porém, por simplicidade de detalhe, a mesma será utilizada em todo o comprimento da viga. Em alguns casos, essa situação pode não ser a mais prática, e então podem ser previstas armações especiais nessas regiões de ancoragem, adicionais aos estribos e com esta única finalidade.

Ao se fazer o desenho das armaduras longitudinais pode ser interessante considerar o fato de que as barras são comercializadas com comprimentos de 12m. Dessa forma, pode-se “arredondar” alguns comprimentos de forma que se tornem submúltiplos de 12m. Quando se trata de uma única viga esse procedimento é simples e pode evitar perdas desnecessárias de aço. Naturalmente, o projetista pode combinar uma barra de 7m com outra de 5m, por exemplo, e atingir os mesmos objetivos. Além disso, deve-se usar bom senso, lembrando que o objetivo é reduzir as inevitáveis perdas e não “mascarar” tais perdas usando comprimentos muito maiores que os necessários. Em um projeto com muitos elementos diferentes, o engenheiro da obra geralmente faz planejamento adequado de corte das barras de aço com este mesmo objetivo. Ademais, considerando-se o fato de que em muitas obras, atualmente, o aço já chega cortado e ao menos parcialmente dobrado, essa operação pode ser feita em indústria. Fios de aço CA60 são obtidos em rolos e dessa forma a consideração de submúltiplos de 12m pode não ser a mais adequada, ao menos para fins de redução de perdas.

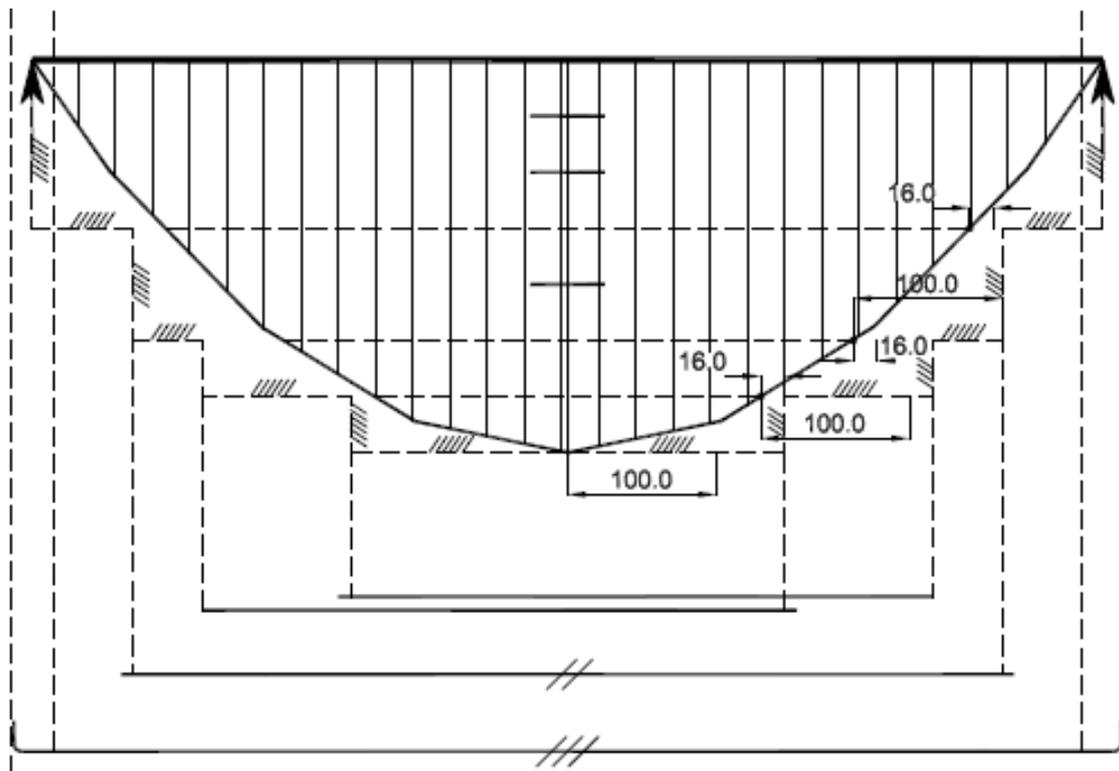


Figura 4 – Escalonamento da armadura longitudinal inferior na viga do Exemplo 1 – a armadura longitudinal superior não está representada.

Uma parte da armadura longitudinal está sendo ancorada no apoio. Utilizando-se o Item 18.3.2.4., da NBR 6118, deve-se ancorar pelo menos 1/3 da armação necessária no meio do vão – seção de momento máximo. A NBR 6118 estabelece ainda, no mesmo item, que, utilizando-se gancho na ancoragem pode-se verificar se a mesma está adequada se forem atendidas simultaneamente as seguintes condições:

- o cobrimento da barra no trecho do gancho, medido normalmente ao plano do gancho, for de pelo menos 70mm;
- as ações acidentais não ocorrerem com grande frequência com seu valor máximo;
- a partir da face do apoio, o comprimento ancorado seja de pelo menos $(r + 5,5\Phi)$ e não menor que 6cm;

Na Figura 5, apresenta-se ilustração de um caso em que as condições acima não foram atendidas e que se verificou escorregamento das barras longitudinais que deveriam ancorar no apoio.



Figura 5 – Escorregamento da armadura no apoio de uma viga – observar superfície de ruptura no concreto e esmagamento da alvenaria adjacente ao apoio, caracterizando transferência da carga que deveria ir para o pilar.

Na Figura 6, apresenta-se a verificação geométrica das condições de ancoragem no apoio, descrita abaixo:

- Largura mínima do apoio:
 - Como o raio é de 4cm, tem-se que $r + 5,5\Phi = 12,8\text{cm}$. O comprimento disponível é de 30cm (largura do pilar) menos, digamos, 5cm (cobrimento mais estribos). Portanto $25\text{cm} > 12,8\text{cm}$.
- Cobrimento normal ao plano do gancho:
 - No caso deve ser garantido pela presença de vigas transversais, conforme indicado na Figura 6.

A NBR 6118 estabelece ainda que a armadura que ancora no apoio deve ser suficiente para resistir a uma parcela da força cortante, que neste trabalho será considerada de 50%, ou seja:

- $A_s = 0,5 \times 144,9\text{kN} / 43,48 \text{ kN/cm}^2 = 1,67\text{cm}^2$.

As 3 barras de 16mm que ancoram no apoio perfazem $6\text{cm}^2 > 1,67\text{cm}^2$.

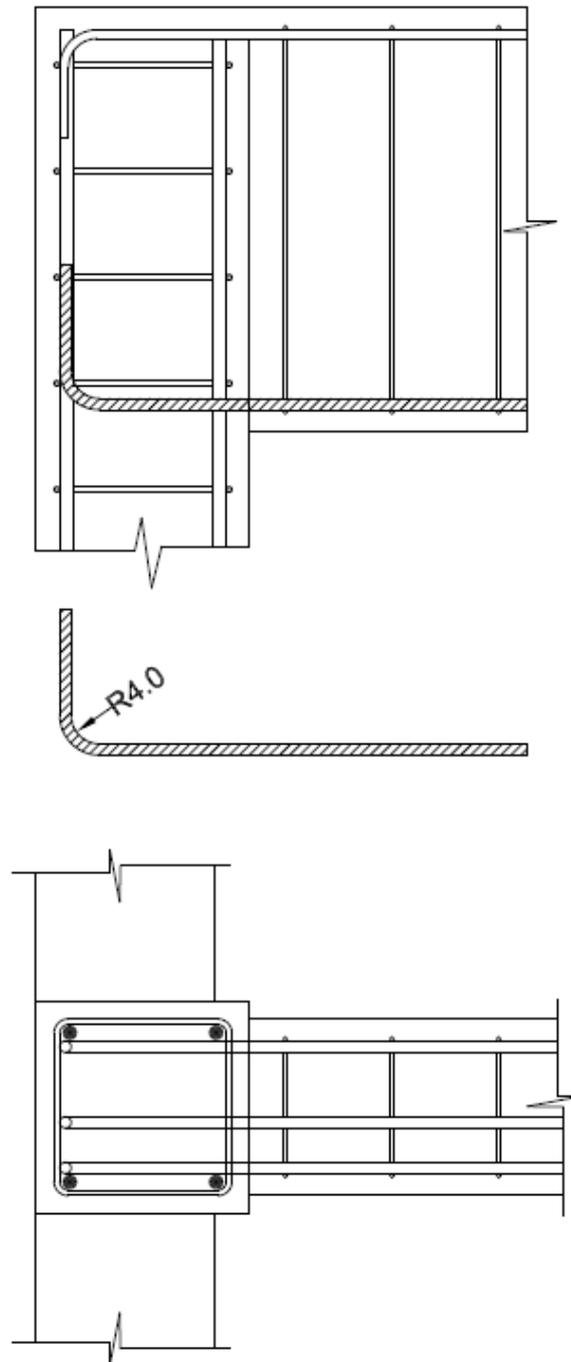


Figura 6 – Barras da armadura longitudinal que chegam ao apoio – considerando-se pilar de seção quadrada 30cmx30cm e com quatro barras longitudinais – o cobrimento medido na normal ao plano dos ganchos deverá ser garantido por presença de vigas transversais.

Passo 6: Calcular A_{sw} na seção de cortante máximo.

A verificação do esmagamento da diagonal de concreto já foi vista anteriormente, e é repetida a seguir apenas por clareza na apresentação:

$$V_{Sd,máx} \leq V_{Rd2}$$

Sendo:

$$V_{Rd2} = 0,27 \times \left(1 - \frac{20}{250}\right) \times 1,43 \times 25 \times 54 = 480kN \gg 144,9kN$$

Resta agora verificar a área de aço necessária, que corresponde ao cálculo de V_{Rd3} .

Nesse exemplo, foi dito no enunciado que a carga é aplicada sobre a viga através de uma laje que se apóia sobre o banzo superior da viga. Essa situação, que é usual na prática, implica em se terem as cargas e reações em faces opostas da viga. Essa situação é denominada de carregamento direto pela norma. Caso a laje estivesse apoiada na viga pelo seu banzo inferior, como, por exemplo, se a viga fosse invertida, ter-se-ia o chamado carregamento indireto e deveriam ser feitas considerações adicionais.

Nos casos de carregamento direto apenas, a NBR 6118, no Item 17.4.1.2.1, permite que se considere a força cortante, até a seção distante “ $d/2$ ” da face do apoio, constante e igual ao valor desse esforço na referida seção, quando o carregamento é uniforme. Dessa forma, pode-se adotar como valor máximo $V_{d,máx}=129,5kN$. Esse valor é obtido diretamente da envoltória de esforço cortante (Figura 1b). Também poderia ser obtido calculando-se V a $d/2$ da face do apoio, ou seja:

- $V_{Sd,max} = 40,25kN/m \times [3,60m - (0,15m + 0,54m/2)] = 128kN$

Verifica-se que os valores são aproximadamente iguais, sendo a diferença devida ao fato de que a envoltória é ligeiramente a favor da segurança, conforme já foi comentado anteriormente. Para fins práticos a diferença é desprezível e será usado o valor medido na envoltória.

É importante observar que, para a verificação do esmagamento do concreto, $V_{sd,máx}$ deve ser tomado no eixo do apoio, ou seja, **não vale a redução mostrada anteriormente para verificação do esmagamento do concreto seja o carregamento direto ou indireto.**

Igualando o valor de $V_{Sd,máx}=129,5kN$ a V_{Rd3} , tem-se:

$$V_{Rd3} = 129,5kN = V_c + V_{sw}$$

O valor de V_c – que corresponde à contribuição do concreto – é calculado como segue:

$$V_c = 0,6 \times 0,111 \times 25 \times 54 = 89,91kN$$

Com esse valor pode-se calcular A_{sw} , com a seguinte expressão:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{129,5 - 89,91}{0,9 \times 54 \times 43,48} = 0,019 \frac{cm^2}{cm}$$

A armadura transversal não pode ser inferior a

$$\rho_{sw,min} = \left(\frac{A_{sw}}{b_w s}\right)_{min} = 0,2 \times \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 \times \frac{2,21}{500} = 0,088\%$$

Comparando-se com a armadura calculada vê-se que está atendida a verificação de armadura mínima.

Essa armadura calculada, de 0,019cm²/cm, pode ser obtida com $\Phi 6,3c.33,7cm$, com dois ramos. Porém, deve-se ter em mente que o espaçamento entre estribos não deve superar 30cm ou 0,6d – ver aula sobre dimensionamento de armadura transversal. Além disso, por razões vistas no item anterior, referentes à necessidade de armadura transversal mínima nas regiões de ancoragem, será usado espaçamento de 15cm.

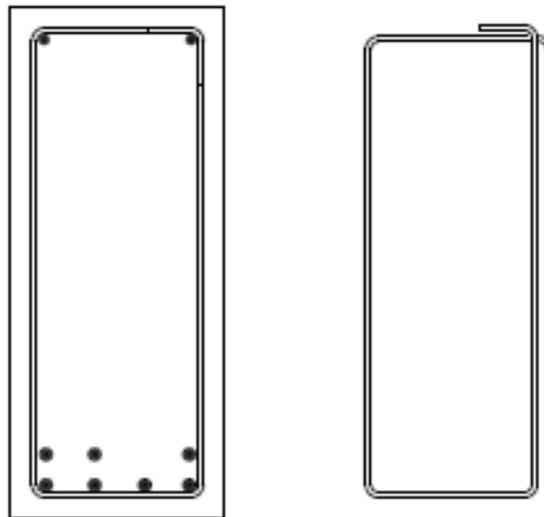


Figura 7 – Detalhamento de A_{sw} : a representação dos ganchos feita à direita é esquemática.

Passo 7: Distribuição dos estribos.

Quando o espaçamento dos estribos no ponto de cortante máximo resulta muito pequeno – digamos, menor que 15cm – pode-se fazer trechos de espaçamento variável, aumentando-se os espaçamentos à medida que o esforço cortante se reduz. Isso pode ser feito com auxílio de diagrama tipo o apresentado na Figura 8. Nesse exemplo não será necessário tal procedimento, pois o espaçamento de 15cm será utilizado em todo o comprimento, haja vista que se trata de armadura mínima.

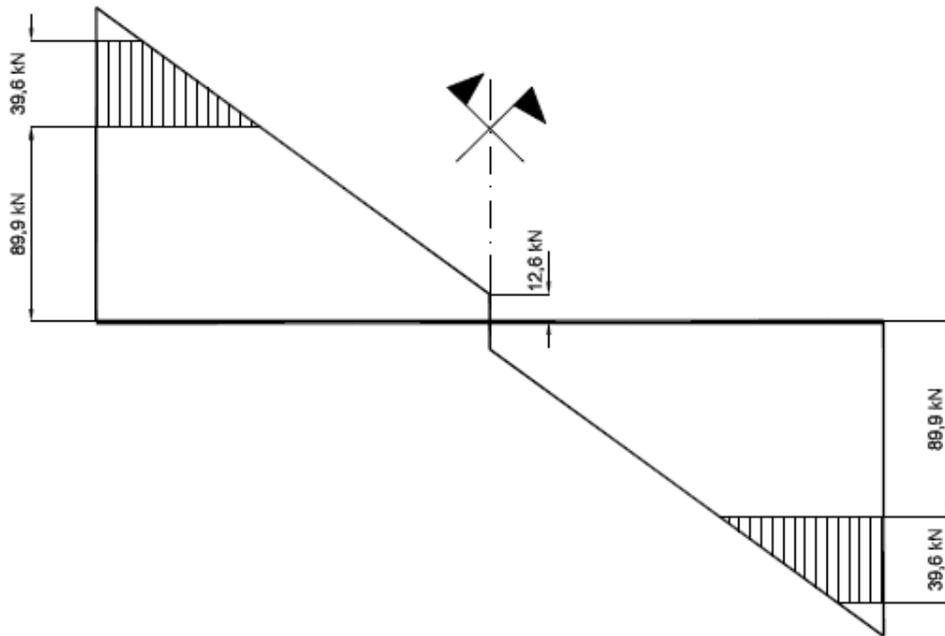


Figura 8 – Diagrama auxiliar para distribuição dos estribos.

3. Exemplo 2.

Considere-se agora uma viga de concreto armado com seção retangular 25x60, simplesmente apoiada com um balanço, sendo o vão de 7,20m e o balanço de 2,40m. O carregamento sobre a viga é direto e uniforme, sendo $g_k=25\text{kN/m}$ (incluindo o peso-próprio da viga) e $q_k=10\text{kN/m}$ (sobrecarga de utilização). Os materiais serão os mesmos do exemplo anterior.

Considerando-se que os materiais e a seção da viga estão definidos, tornam-se desnecessários os passos iniciais, pulando-se para o Passo 3, referente às envoltórias de esforços.

Passo 3: Envoltórias de esforços.

Nesse caso, serão feitas considerações diferentes para as parcelas permanentes e variáveis da carga. Iniciando-se pela parcela permanente ($g_k=25\text{kN/m}$), tem-se o diagrama de momentos fletores mostrada na Figura 9.

A parcela variável ($q_k=10\text{kN/m}$) poderá incidir apenas no vão ou apenas no balanço. Para determinação do momento máximo no vão será considerada a primeira hipótese. Para determinação dos momentos negativos será considerada a segunda hipótese. Na Figura 10 são resumidos de forma gráfica os resultados.

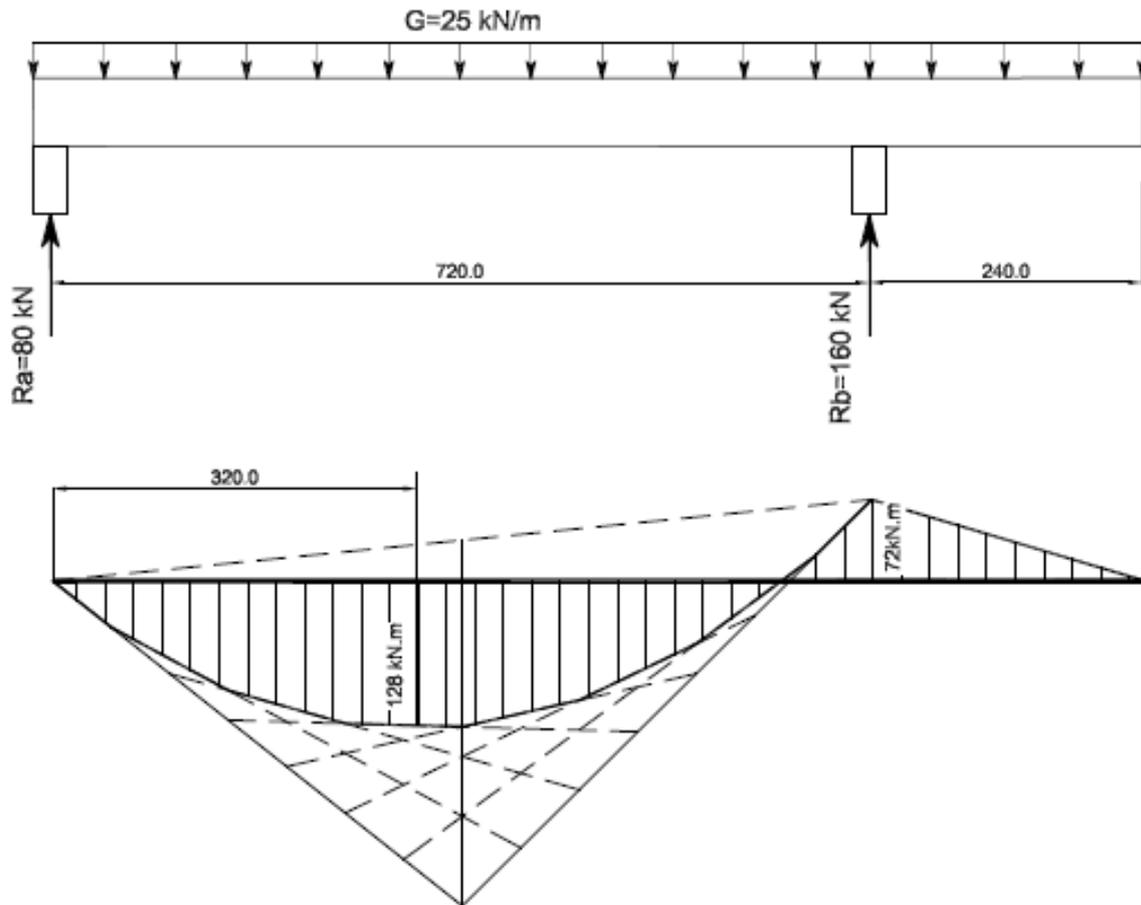


Figura 9 – Situação de cálculo da viga do Exemplo 2 para carga permanente – o diagrama de momento no balanço é parabólico e foi representado de maneira linear simplificada.

Os dois diagramas (Figura 9 e Figura 10) deverão ser combinados. Algumas simplificações serão feitas:

- Para cálculo do momento máximo no vão, serão somados os valores máximos de M_{gk} e M_{qk} , embora esses dois valores não ocorram na mesma seção, e sim em seções distantes 40cm uma da outra.
- Deverá ser pesquisado o ponto em que a soma de M_g com $M_{q,\text{mín}}$ se anula no vão, ou seja à esquerda do apoio B. Para tal, deve-se ter em mente que M_g é favorável, então devem ser usados os seguintes coeficientes:
 - $M_{Sd} = 1,0 \times M_{gk} + 1,4 \times M_{qk,\text{mín}}$;

Feito isso, encontra-se a envoltória de momentos fletores apresentada na Figura 11. Cumpre observar que a referida figura apresenta simplificações adicionais que se julgam a favor da segurança para este exemplo – caso não fossem feitas tais simplificações adicionais a verdadeira envoltória seria a linha tracejada indicada na Figura 11.

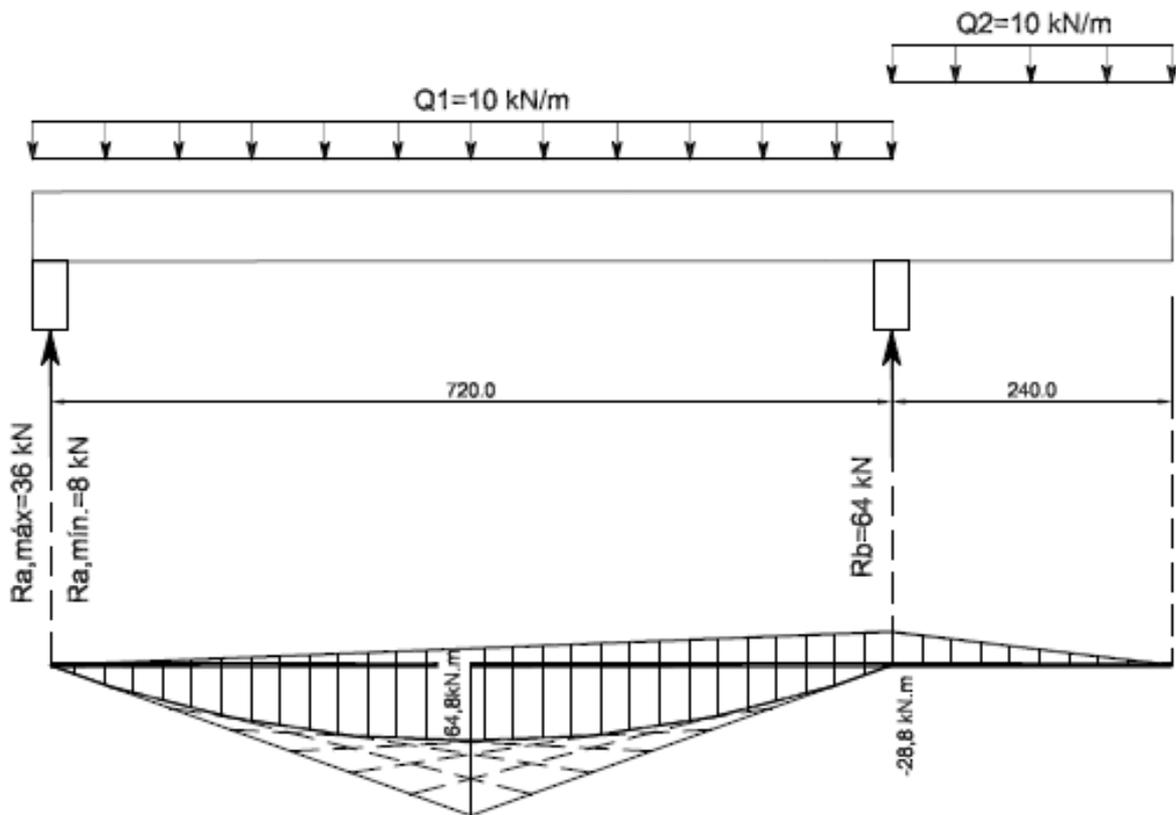


Figura 10 – Situação de cálculo da viga do Exemplo 2 para carga variável – sobrecarga de utilização.

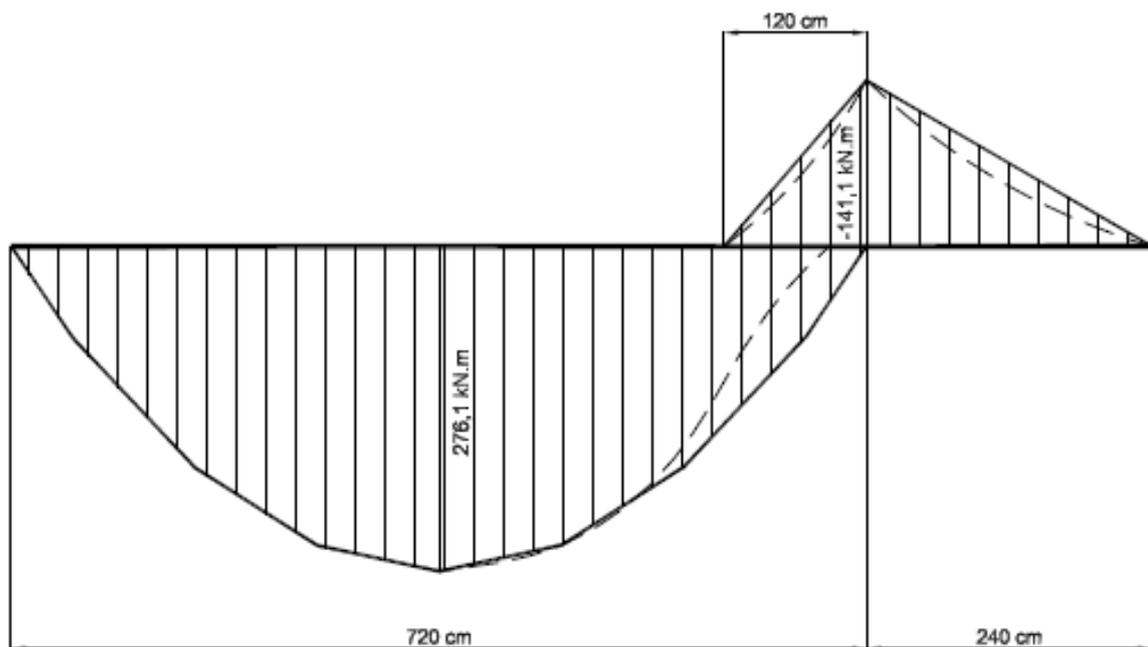


Figura 11 – Envoltória de momentos fletores para a viga do Exemplo 2.

Para traçado da envoltória de esforços cortantes também serão feitas considerações sobre aplicação da carga variável, relacionadas abaixo:

- Para cálculo do cortante máximo no apoio A, coloca-se a carga variável somente no vão;
- Para cálculo do cortante máximo no meio do vão a sobrecarga é colocada em metade do vão, adjacente ao apoio A, e no balanço;
- Para cálculo do cortante máximo à esquerda do apoio B carrega-se com a sobrecarga todo o vão e o balanço;
- Na seção à direita do apoio B encontra-se o cortante máximo com todo o balanço carregado.

Feito isso, encontram-se os valores mostrados na Figura 12.

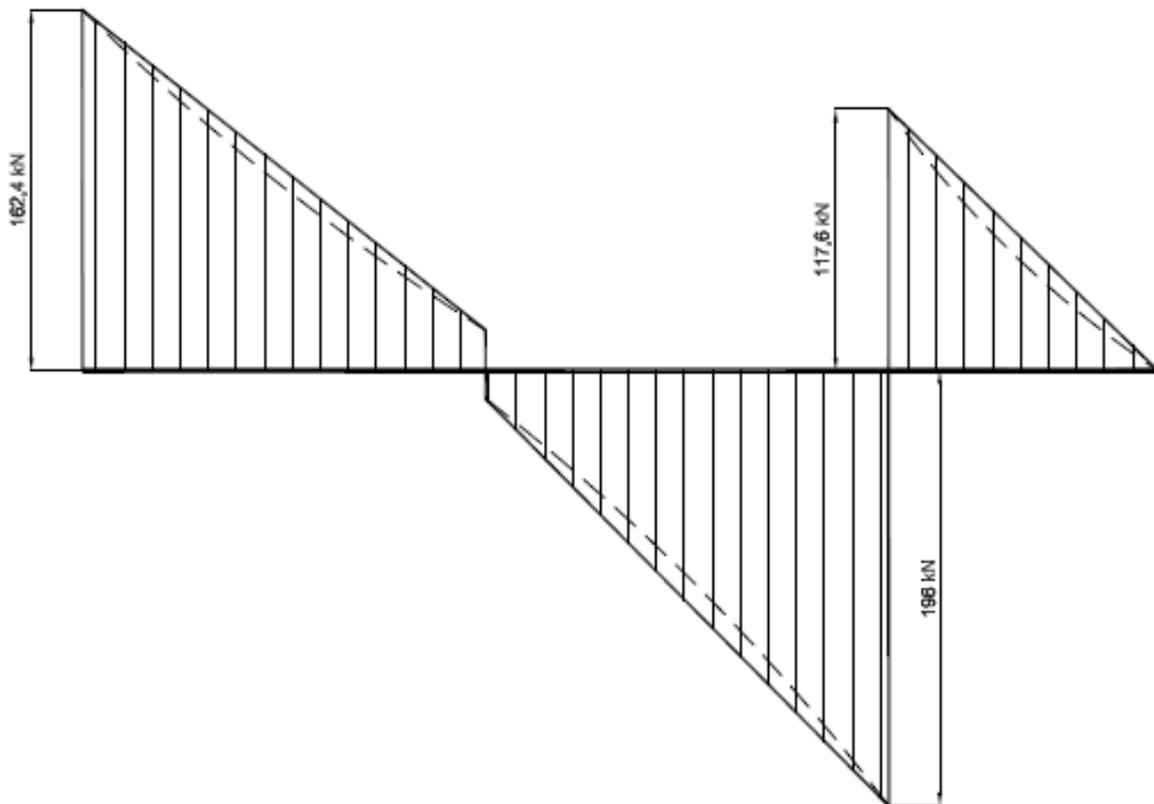


Figura 12 – Envoltória de esforços cortantes para a viga do Exemplo 2.

Passo 4: Cálculo de A_s no meio do vão e na seção do apoio.

Neste exemplo, verificam-se duas seções críticas a serem dimensionadas para momento fletor, a de maior momento positivo, no vão, e a de maior momento negativo, sobre o apoio B.

Para ambas as seções devem ser calculadas as armaduras longitudinais. Na seção do vão tem-se $M_{Sd} = 276,1 \text{ kNm}$. Isso demanda a seguinte armadura de tração:

- $A_{st} = M_{Sd} / (0,8 \times d \times f_{yd}) = 276,1 / (0,8 \times 0,54 \times 43,48) = 14,7 \text{ cm}^2$

A armadura máxima $A_{st,lim}$ para que não haja necessidade de armadura de armadura de compressão foi calculada no exemplo anterior e vale $15,08 \text{ cm}^2$. Dessa forma, não há necessidade de armadura de compressão no vão (A_{sc}). O alojamento de A_{st} na seção pode ser feito com 8 barras de 16mm (16 cm^2) em duas camadas, aproveitando-se o estudo feito anteriormente.

Na seção do apoio tem-se:

- $A_s = 141,1 / (0,8 \times 0,54 \times 43,48) = 7,51 \text{ cm}^2$.

Podem ser utilizadas 4 barras de 16mm (8 cm^2). O alojamento dessas barras da armadura negativa é ilustrado na Figura 15, com duas alternativas, que são comentadas no próximo item.

Passo 5: Efetuar o escalonamento da armadura longitudinal.

Aplicando-se o que foi dito no Passo 5 do Exemplo 1, chega-se ao resultado apresentado nas figuras a seguir.

Para a região de momentos negativos, deve-se ter em mente que o espaçamento horizontal entre barras de uma mesma camada deve permitir a passagem do vibrador, equipamento usado para adensamento do concreto. Portanto, não devem ser colocadas as quatro barras em uma mesma camada. Há pelo menos duas alternativas.

A primeira consiste em colocar uma das barras em camada inferior, restando assim espaço livre de pouco mais de 10cm. A segunda alternativa consiste em agrupar duas barras em feixe, o que conduz a espaço livre horizontal de cerca de 9cm.

Provavelmente, a segunda alternativa é menos adequada nessa situação, pois implica em maior consumo de aço. Isso porque quando se utiliza feixe de barras, o comprimento de ancoragem necessário é maior. Nesse caso em que o diâmetro equivalente do feixe é menor que 25mm (2 barras de 16mm equivalem a uma barra de 22,63mm), o comprimento de ancoragem pode ser aplicado diretamente ao diâmetro equivalente, calculado igualando-se a área de aço do feixe ao de uma barra circular equivalente, de forma que:

$$\frac{N \times \pi \times \phi^2}{4} = \frac{\pi \times \phi_{eq}^2}{4} \leftrightarrow \phi_{eq} = \phi \sqrt{N}$$

Onde N é o número de barras do feixe. No caso o comprimento de ancoragem será dado por $44\Phi_{eq} = 44 \times 22,63 = 996\text{mm}$. Portanto, o comprimento de ancoragem é 40% maior que o de uma barra isolada, para feixe de duas barras.

É importante ressaltar que a região de momentos negativos é classificada como sendo região de má aderência. Portanto, os comprimentos de ancoragem devem ser maiores; de acordo com a NBR 6118, deve-se dividir o comprimento de ancoragem por 0,7 (aumento de aproximadamente 50%).

Dessa forma, somando-se as parcelas que compõem o comprimento mínimo das barras tem-se:

- $a_t + l_b/0,7 = 27\text{cm} + 44 \times 1,6\text{cm}/0,7 = 128\text{cm}$, adotado 150cm para a barra de 16mm isolada;
- $a_t + 1,41l_b/0,7 = 27\text{cm} + 1,41 \times 44 \times 1,6\text{cm}/0,7 = 168\text{cm}$, adotado 200cm para o feixe de duas barras de 16mm;

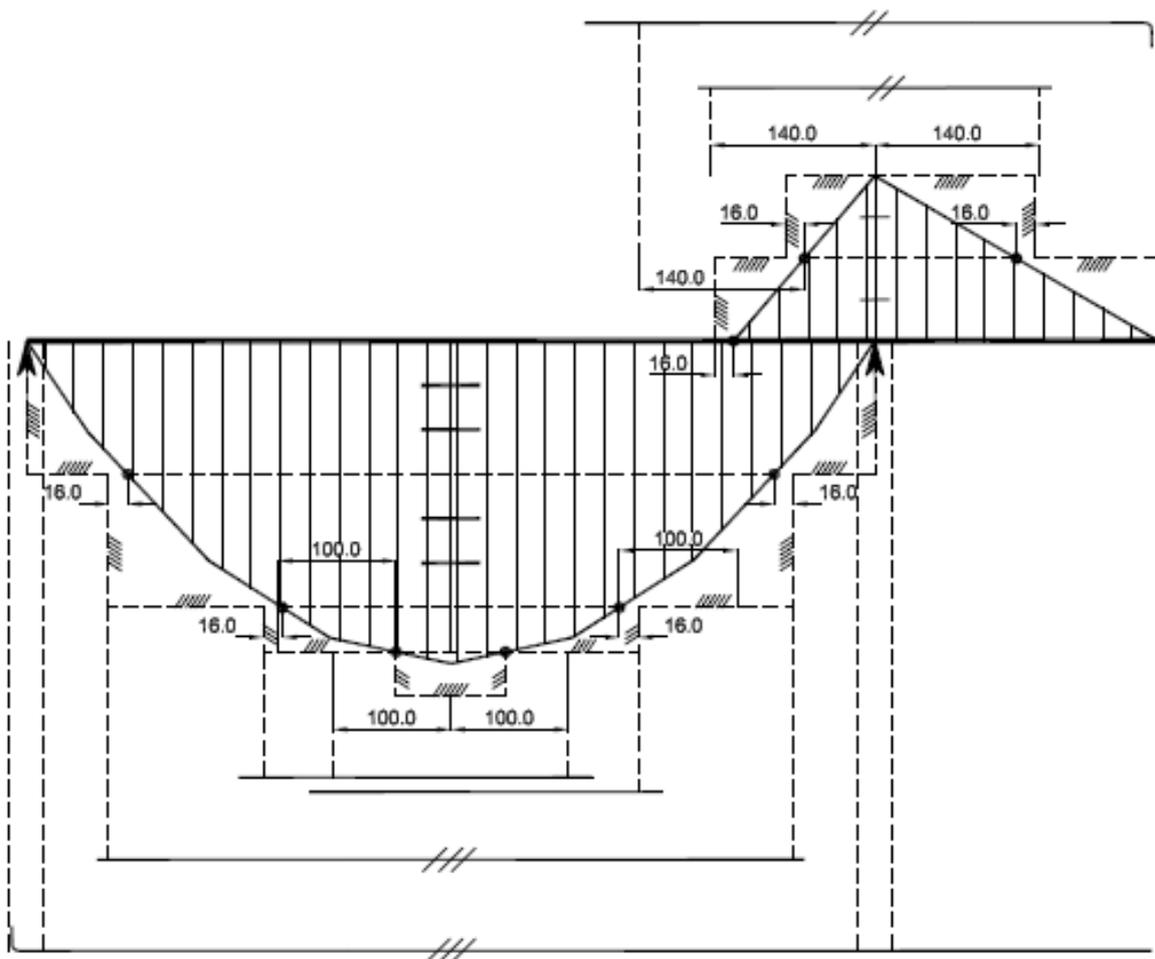


Figura 13 – Desenvolvimento da armadura longitudinal para a viga do Exemplo 2 – apenas as armaduras calculadas para resistir ao momento fletor estão representadas, porém, haverá necessidade de armadura longitudinal construtiva.

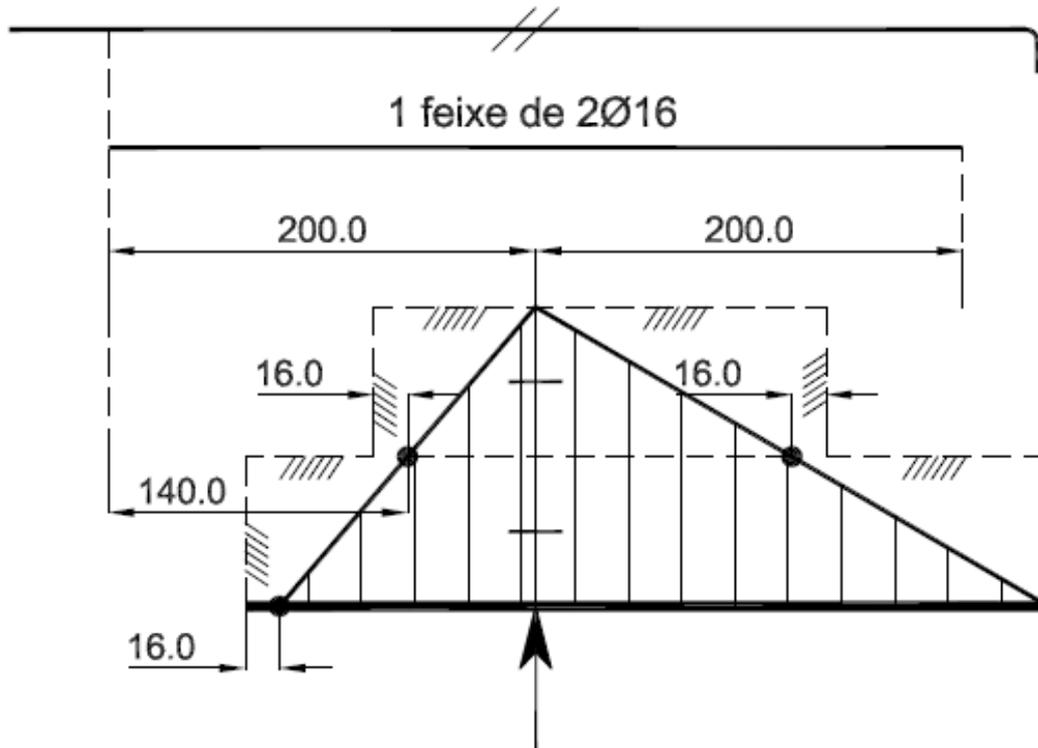


Figura 14 – Alternativa para a região de momento negativo com feixe de 2 barras de 16mm.

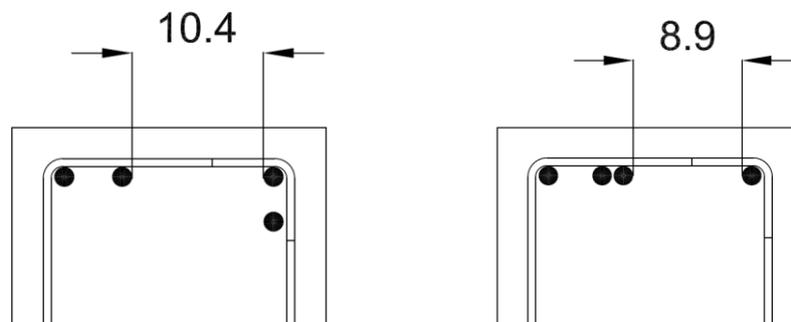


Figura 15 – Arranjos de armadura negativa para permitir a passagem do vibrador.

Outra observação diz respeito ao detalhamento da armadura transversal nesta região de momentos negativos, onde os estribos também servem como armadura transversal na ancoragem. Ocorre que na parte superior há uma emenda no vértice do estribo. Consiste em boa prática alternar essas emendas entre posições adjacentes, a fim de aumentar a eficiência do estribo para essa função. É interessante observar ainda que existe superposição dos trechos de ancoragem em determinada região; de maneira simplificada pode-se verificar a armadura transversal considerando essa superposição (Figura 15).

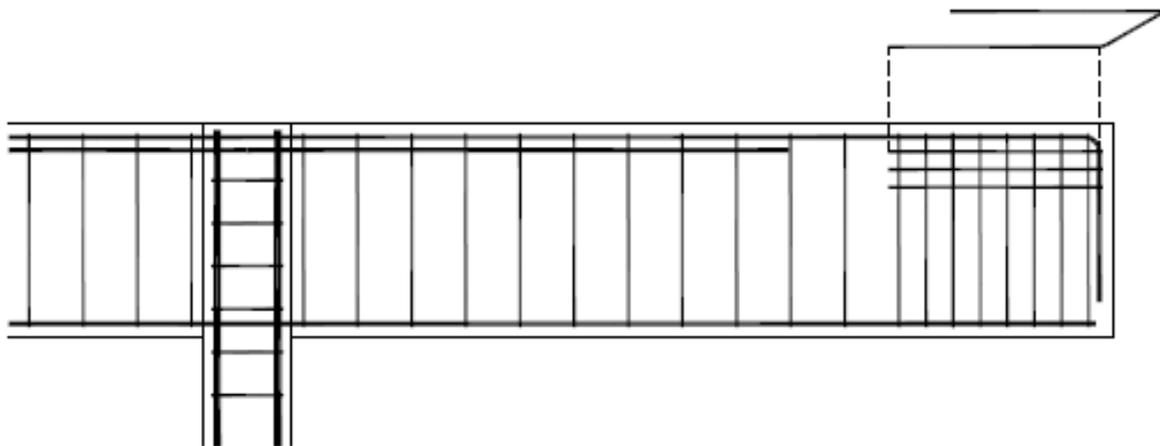


Figura 16 – Cuidados adicionais na região de ancoragem da armadura negativa no balanço.

A ancoragem das barras com gancho é tratada de forma análoga à da ancoragem no apoio feita no Exemplo 1. A presença de vigas transversais também propiciará confinamento e poderá melhorar a ancoragem. Eventualmente pode haver necessidade de cuidados adicionais nessa região pois deve-se garantir o não escorregamento da armadura. Entre esses cuidados adicionais podem ser relacionados:

- Adoção de comprimentos retos dos ganchos maiores que os mínimos recomendados por norma. Deve-se observar que no presente exemplo o comprimento disponível corresponde à altura da viga a menos dos cobrimentos superior e inferior.
- Utilização de laços de ancoragem horizontal, com barras de diâmetro menor – no caso poderiam ser feitos laços com barras de 8mm.
- Na região do gancho, reduzir o espaçamento entre estribos a, digamos 7,5cm, a fim de confinar o concreto melhorando a ancoragem das barras longitudinais.

O projetista pode se valer de um desses recursos ou combinações destes recursos para melhorar a eficiência da ancoragem.

Passo 6 e Passo7: O cálculo de A_{sw} e sua distribuição podem ser feitos com base no que foi discutido no Exemplo 1.

A partir dos dados apresentados na Figura 16, observa-se que a maior força cortante a ser considerada para cálculo de A_{sw} ocorre à esquerda do apoio B e vale 84,7kN. Deve-se ter em mente que a verificação de esmagamento da diagonal de concreto já foi feita no item anterior, e pode ser aproveitada neste exemplo, pois os parâmetros são os mesmos. Assim, resta calcular a armadura transversal necessária para resistir à força cortante:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{84,7}{0,9 \times 54 \times 43,48} = 0,04 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Utilizando-se estribos de dois ramos de 6,3mm tem-se espaçamento necessário de 16cm. Será adotado espaçamento de 15cm, em todo o vão. No balanço, pode-se usar procedimento conservador de considerar as quatro barras ancorando em 100cm, e então a armadura transversal deve ser de $2\text{cm}^2/\text{m}$, ou seja, $\Phi 6,3\text{c. } 15$ ($2,13\text{cm}^2/\text{m}$) atendem essa verificação. Portanto, serão mantidos os estribos de 6,3mm c. 15 em toda a extensão da viga, podendo-se utilizar espaçamento menor (digamos 7,5cm) na extremidade do balanço no trecho de ancoragem das barras longitudinais. Esses detalhes estão representados de forma esquemática na Figura 16.

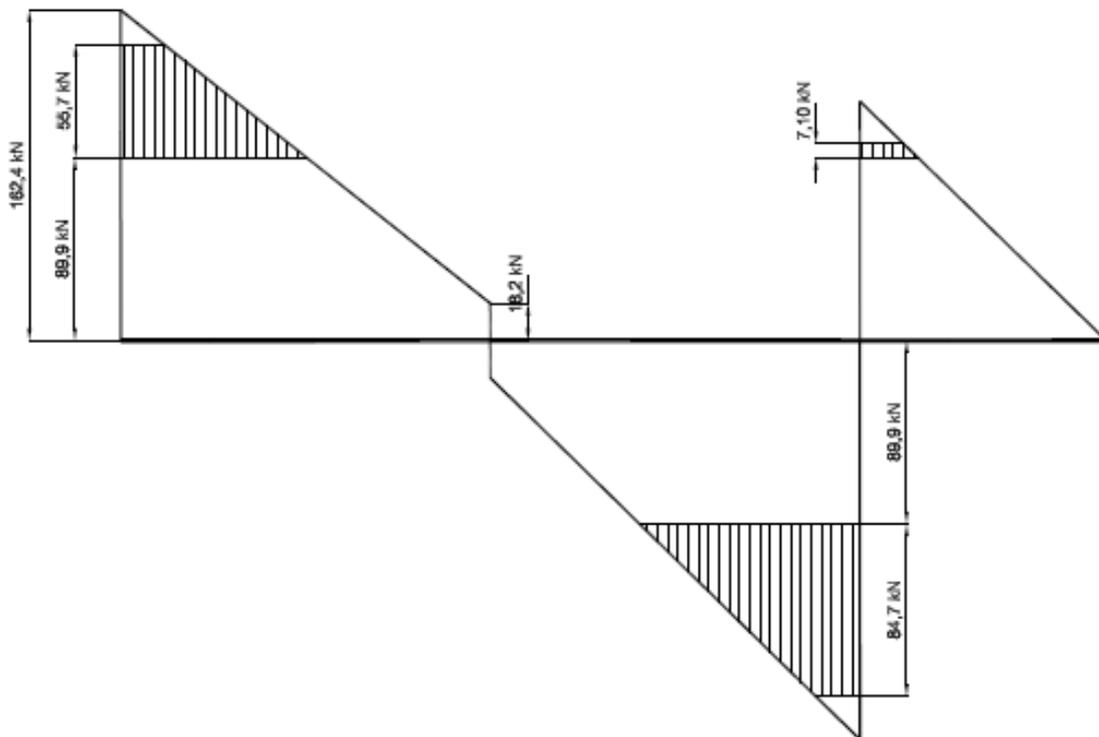


Figura 17 – Figura auxiliar para cálculo de A_{sw} .

BIBLIOGRAFIA

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

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, USP-EESC.

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