

4

Exemplos de Validação e Análise de Resultados

Os exemplos apresentados neste capítulo se referem a algumas vigas de edifícios de concreto armado que foram retiradas de projetos estruturais existentes para que pudessem ser verificadas a validade e a aplicabilidade do programa. As seções de concreto estão submetidas à flexão simples (vigas isoladas), flexão composta (vigas de pórtico) e ao cisalhamento.

4.1

Exemplo 1

Este exemplo foi retirado das notas de aula de EBOLI [16].

A viga em estudo é simétrica e possui dois vãos de 15.50 m . A Figura 4.1 mostra o corte AA referente a viga V_1 . Adota-se um concreto com $f_{ck} = 30\text{MPa}$, aço CA-50 e umidade relativa do ar $\leq 65\%$.

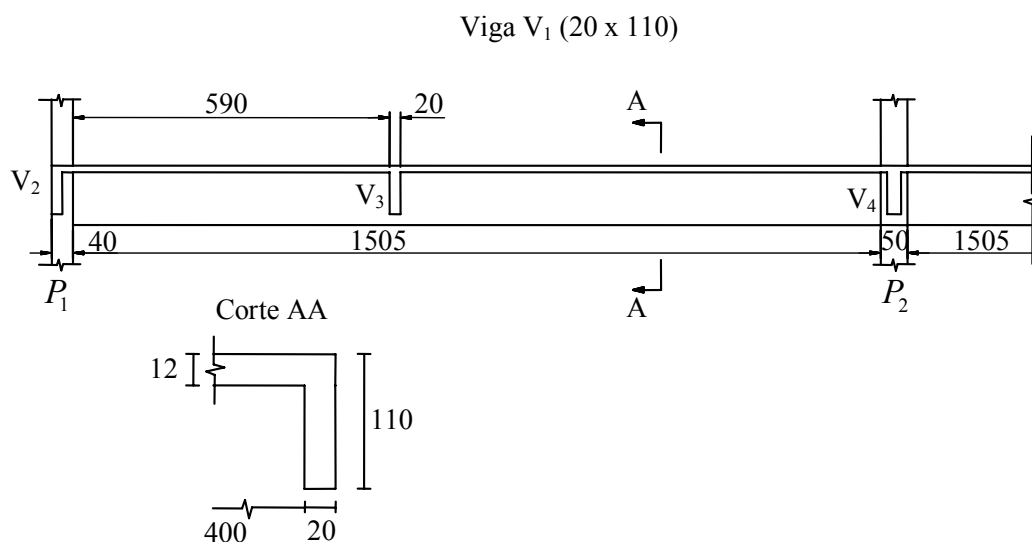


Figura 4.1 – Viga V_1 – corte AA do Exemplo 1.

O esquema estrutural da viga e as cargas de serviço atuantes estão indicados na Figura 4.2:

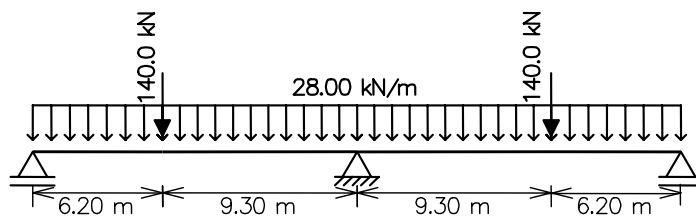


Figura 4.2 – Geometria e carregamento da viga V_1 do Exemplo 1.

De acordo com a norma ABNT NBR 6118, 2003 [3] e a Figura 4.3, a largura colaborante da laje b_f deve ser dada por:

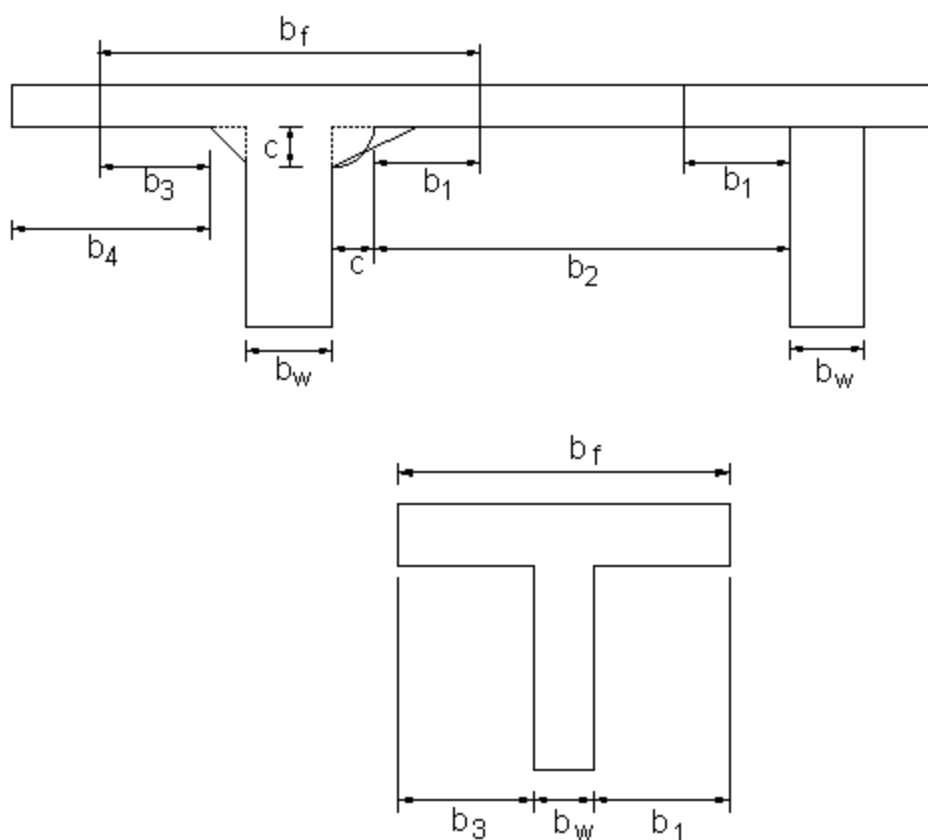


Figura 4.3 – Largura de mesa colaborante.

$$b_f = b_w + b_1 + b_3 \quad (4.1)$$

$$b_1 \leq 0.5 \cdot b_2 \quad (4.2)$$

$$b_1 \leq 0.10 \cdot a$$

$$b_3 \leq b_4$$

$$b_3 \leq 0.10 \cdot a \quad (4.3)$$

sendo:

b_1 - largura da aba a partir da face da alma fictícia, caso exista uma viga consecutiva;

b_3 - largura da aba a partir da face da alma fictícia, caso não exista uma viga consecutiva;

b_2 - distância entre as faces das almas fictícias consecutivas;

b_4 - distância entre as faces das almas fictícias e a extremidade da laje;

A distância a entre os pontos de momento fletor nulo pode ser estimada em função do comprimento l (vão efetivo da viga) do tramo considerado, tendo o seguinte valor para o exemplo em estudo:

$$a = 0.75 \cdot l \quad (4.4)$$

que corresponde a tramo com momento em uma só extremidade.

Assim, a largura b_f é dada por:

$$b_f = b_w + b_1 = 0.20 + 1.16 \cong 1.35 \text{ m} \quad (4.5)$$

$$b_w = 0.20 \text{ m}$$

$$b_1 \leq 0.5 \cdot b_2 = 0.5 \cdot 4.0 = 2.0 \text{ m} \quad (4.6)$$

$$b_1 \leq 0.10 \cdot a = 0.10 \cdot (0.75 \cdot 15.50) = 1.16 \text{ m}$$

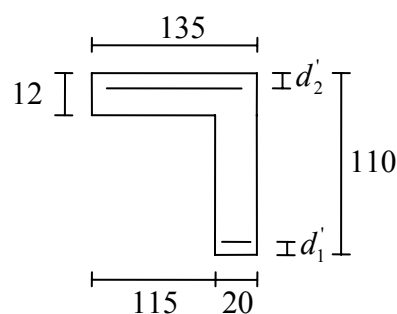


Figura 4.4 – Seção transversal da viga V_1 do Exemplo 1 (em cm).

De acordo com a classe de agressividade ambiental (classe I – umidade relativa do ar ≤ 0.65) adota-se para o cobrimento nominal o seguinte valor (Tabela 3.2):

$$c = 2.5 \text{ cm} \quad (4.7)$$

O diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado no concreto deve ser igual a (eq.(3.3)):

$$d_{\max} = 1.2 \cdot 2.5 = 3 \text{ cm} \quad (4.8)$$

Para o cálculo da altura útil d supõem-se: para a armadura transversal, estribos com diâmetro ϕ_t menor que 8 mm ; armadura longitudinal disposta em quatro camadas e com diâmetro da barra ϕ_l menor ou igual a 20 mm . O espaçamento mínimo vertical entre as barras, de acordo com a eq. (3.5) deve ser:

$$e_v = 2 \text{ cm} \quad (4.9)$$

Assim pode-se estimar o valor da altura útil como sendo:

$$d \cong h - (c + \phi_l) - (1.5 \cdot e_v + 2 \cdot \phi_l) \quad (4.10)$$

$$d \cong 1.00 \text{ m}$$

Segundo a ABNT NBR 6118, 2003 [3] a distância do centro geométrico das armaduras até o ponto da seção de armadura mais afastada da linha neutra deve ser menor que $10\% \cdot h$:

$$1.5 \cdot e_v + 2 \cdot \phi_l = 7 \text{ cm} \leq 0.10 \cdot h = 11 \text{ cm} \quad (4.11)$$

Na Figura 4.5 encontram-se representados os diagramas de momentos fletores (em kNm) e de esforços cortantes (em kN) da viga obtidos pelo programa FTOOL:

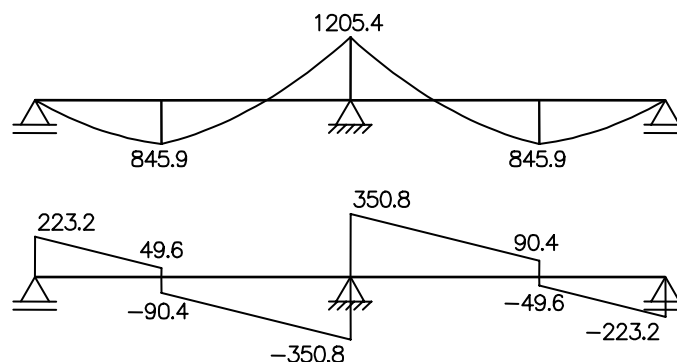


Figura 4.5 – Diagramas de esforços solicitantes do Exemplo 1.

Os resultados que o programa desenvolvido neste trabalho oferece são dois diagramas: um deles contendo as armaduras longitudinais superior e inferior (em cm^2), calculadas para cada valor de momento fletor, considerando a decalagem; e outro de armadura transversal (em cm^2/m), calculada para cada valor de força cortante (Figura 4.6)

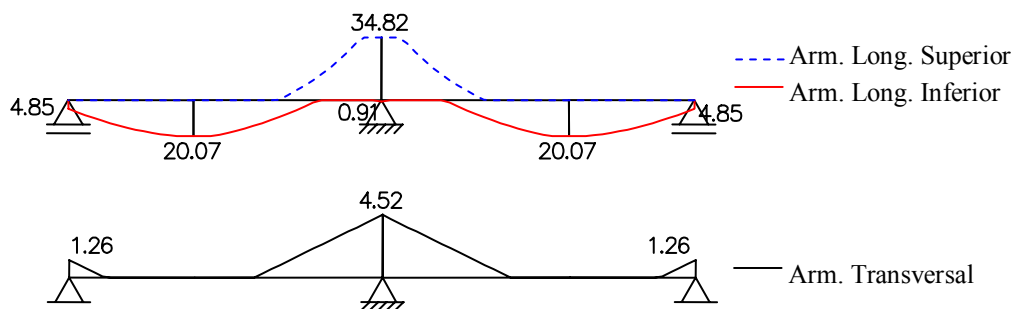


Figura 4.6 – Diagramas de armadura necessária do Exemplo 1.

Segundo a ABNT NBR 6118, 2003 [3] para o cálculo da armadura transversal, no caso de apoio direto, a força cortante oriunda de carga distribuída pode ser considerada, no trecho entre o apoio e a seção situada à distância de $d/2$ da face de apoio, constante e igual à desta seção. No caso de apoios indiretos, essas reduções não são permitidas. O programa não faz este tipo de redução automaticamente mas permite ao usuário utilizar este valor, como mostra a Figura 4.7.



Figura 4.7 – Valor da armadura transversal necessária a uma distância de $d/2$ da face dos apoios (Exemplo 1).

Foi escolhido, para a barra da armadura longitudinal, diâmetro de 20 mm grupadas de quatro em quatro na armadura superior e duas em duas na inferior. Adotou-se uma armadura transversal com 6,3 mm de diâmetro e espaçamento variando de cinco em cinco centímetros entre os estribos (duas pernas). Nos trechos onde não há necessidade de armadura foi colocada uma armadura de montagem com uma área igual a duas vezes a área da seção da barra escolhida para o estribo. Esta era uma consideração da antiga norma ABNT NBR 6118,

1978 [9] que evitava que as barras de amarração tivessem um diâmetro muito menor que o do estribo. De acordo com a escolha dos diâmetros, pode-se determinar o número de barras e o espaçamento máximo entre os estribos, necessários para cobrir a área de armadura longitudinal e transversal. Com isso obtém-se o diagrama de armadura adotada que, no caso da longitudinal, leva em consideração a decalagem e o comprimento de ancoragem.

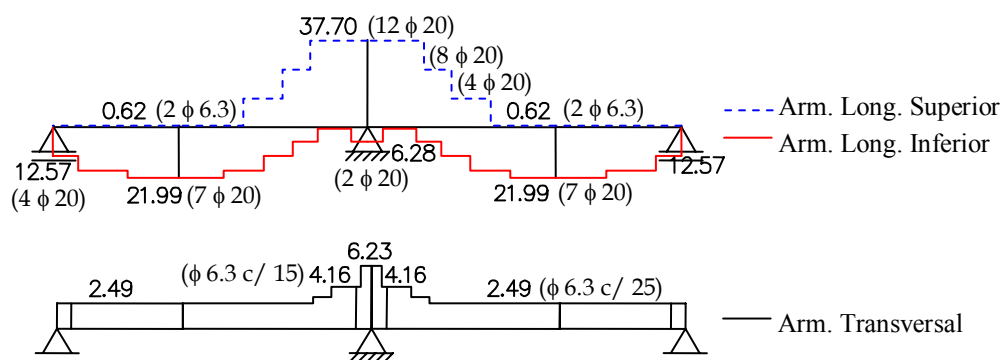


Figura 4.8 – Diagramas de armadura adotada do Exemplo 1.

Modificando o escalonamento da armadura longitudinal superior para cinco e da armadura longitudinal inferior para quatro obtém-se:

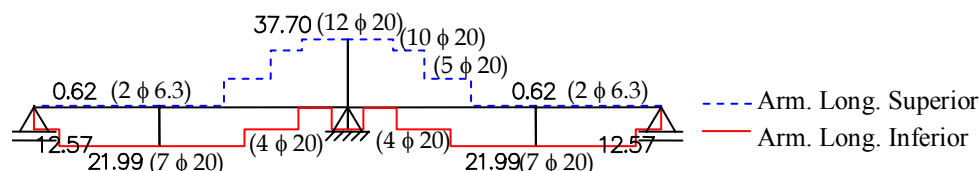


Figura 4.9 – Diagrama de armadura longitudinal adotada com barras grupadas de cinco em cinco para a armadura superior e quatro em quatro para a inferior.

Este exemplo foi retirado das notas de aula da professora EBOLI [16] com o objetivo de validar o programa desenvolvido neste trabalho. Comparando os resultados obtidos no exemplo utilizando o programa com os resultados fornecidos por EBOLI [16], observa-se uma diferença variando de 1% a 5% possivelmente devido à utilização de tabelas no cálculo efetuado pelo processo convencional.

Os resultados obtidos pelo programa para armadura transversal foram os mesmos obtidos por EBOLI [16], considerando a redução na força cortante permitida pela norma.

Pode-se observar que a viga em estudo necessita de uma armadura dupla para resistir ao momento máximo negativo. Uma das formas de evitar isto é aumentar a altura da seção transversal, eliminando, assim, a armadura de compressão.

Este mesmo exemplo evidenciou a facilidade com que o FTOOLRC calcula uma viga com seção transversal em L.

4.2

Exemplo 2

Este exemplo foi retirado das notas de aula de BASTOS [17], onde foi fornecida uma planta de forma do pavimento superior de uma construção de dois andares. A viga em estudo é a V_{S1} que tem uma seção transversal retangular e dimensões $19 \times 60 \text{ cm}$. Foram fornecidos: concreto com $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ para as vigas, aço CA-50, e considerados: $\gamma_c = \gamma_f = 1,4$, $\gamma_s = 1,15$.

Primeiramente, o dimensionamento da viga V_{S1} será efetuado considerando que esta faz parte de um pórtico plano, representado na Figura 4.10 por um esquema estrutural com o carregamento das vigas (já majorado), conforme fornecido por BASTOS [17]:

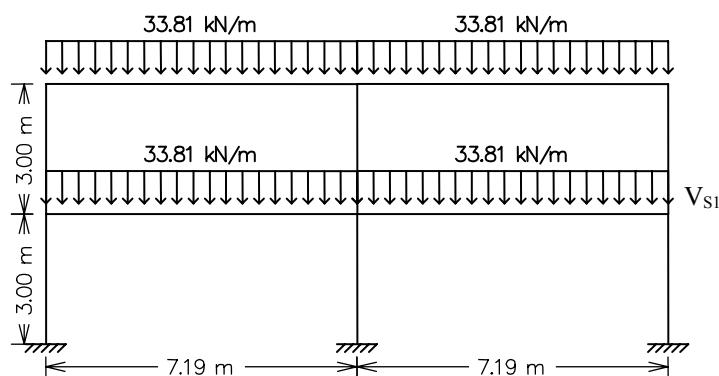


Figura 4.10 – Esquema estrutural de um pórtico plano do edifício de dois andares que contém a viga V_{S1} (Exemplo 2).

A Figura 4.11, a seguir, fornece os diagramas de momentos fletores, esforços normais e esforços cortantes do pórtico mostrado anteriormente.

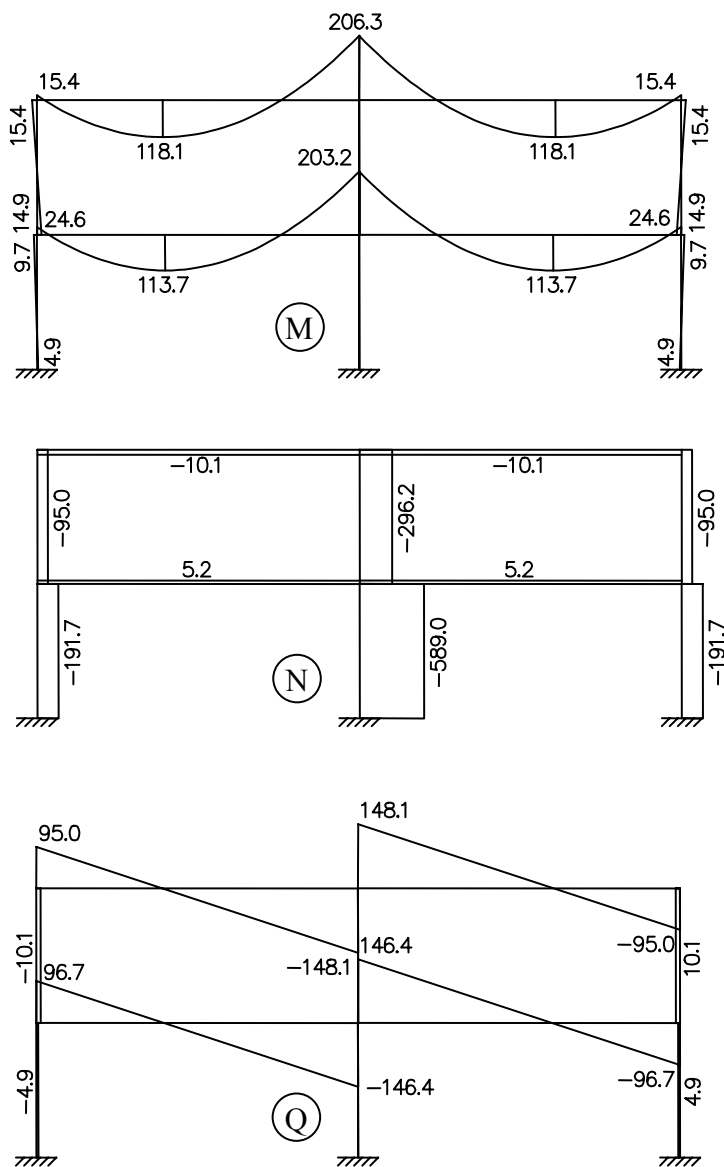


Figura 4.11 – Diagramas de esforços solicitantes do pórtico plano do Exemplo 2.

A partir desses esforços solicitantes obtêm-se as armaduras necessárias para atendê-los, representadas na Figura 4.12:

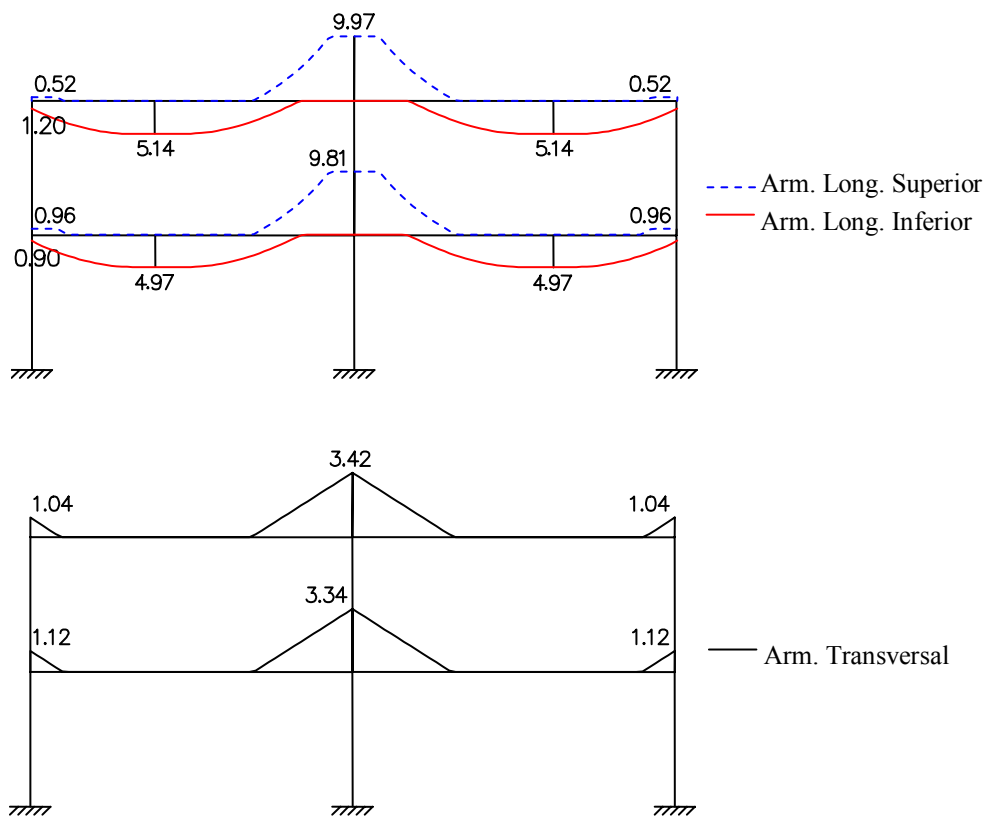


Figura 4.12 – Diagramas de armadura necessária do pórtico plano do Exemplo 2.

Padronizando os resultados obtidos de acordo com bitolas de barras comerciais e considerando a ancoragem da armadura, têm-se os diagramas de armadura adotada (Figura 4.13).

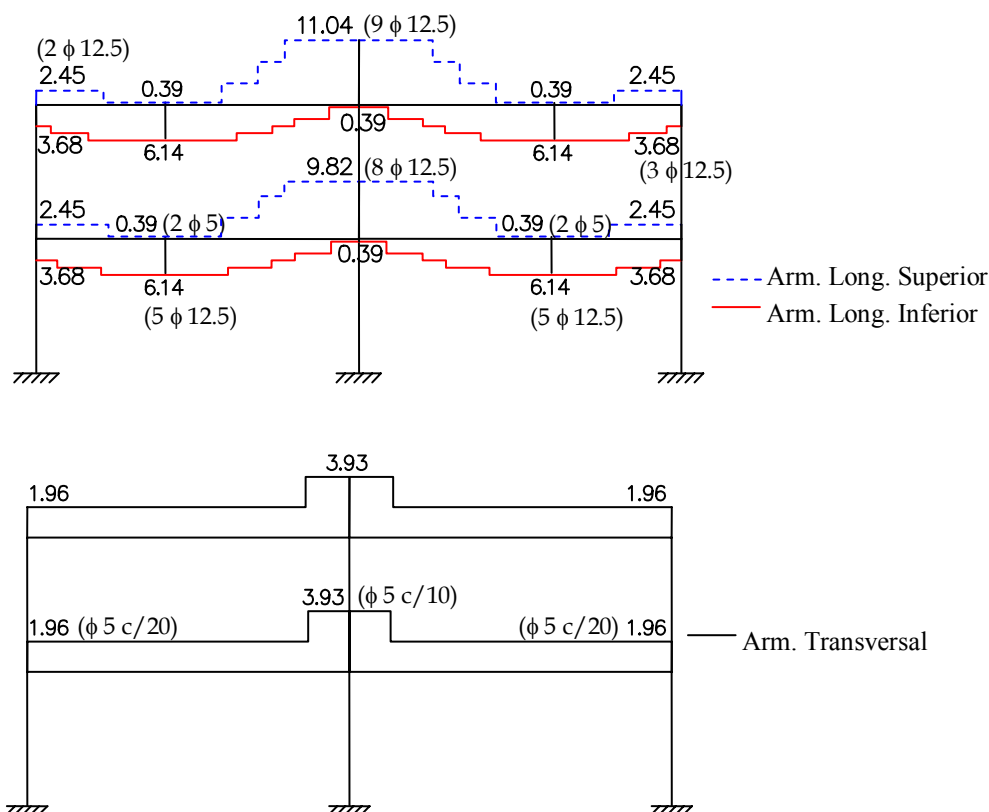


Figura 4.13 – Diagramas de armadura adotada do pórtico plano do Exemplo 2.

Outra maneira de se modelar esta viga é considerando-a como uma viga contínua isolada da estrutura, apenas vinculada aos pilares extremos por meio de engastes elásticos (fornecido pelo usuário). Para isto é necessário que se conheça a rigidez da mola, portanto:

$$K_{mola} = K_{p,sup} + K_{p,inf} \quad (4.12)$$

sendo $K_{p,sup}$ e $K_{p,inf}$ a rigidez do lance superior e inferior do pilar extremo, respectivamente.

$$K_{p,sup} = K_{p,inf} = \frac{3EI}{(l_e/2)} \quad (4.13)$$

então:

$$K_{mola} = \frac{12EI}{l_e} \quad (4.14)$$

onde l_e é o comprimento de flambagem do lance inferior ou superior do pilar. O módulo de elasticidade é calculado pelas eq. (3.1) e (3.2), e o momento de inércia dos lances inferior e superior por:

$$I_{p,\text{sup}} = I_{p,\text{inf}} = \frac{bh^3}{12} \quad (4.15)$$

Com isto obtém-se como valor da rigidez da mola: $K_{\text{mola}} = 9247 \text{ kNm}$.

O esquema estrutural dessa viga com seu respectivo carregamento majorado é mostrado na Figura 4.14:

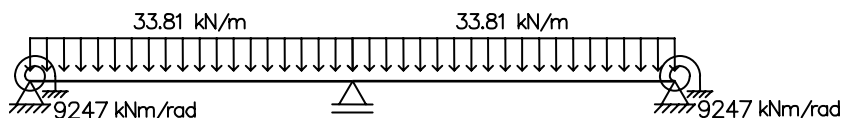


Figura 4.14 – Esquema estrutural e carregamento da viga V_{S1} , isolada do pórtico plano do Exemplo 2.

Os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes da viga V_{S1} , são apresentados na Figura 4.15.

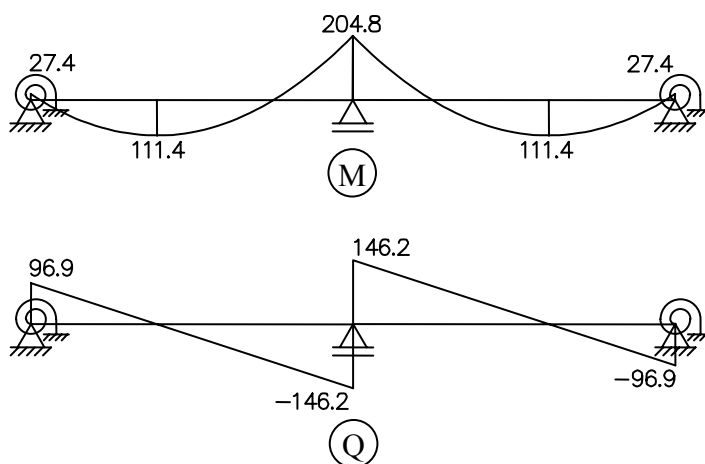


Figura 4.15 – Diagramas de esforços solicitantes da viga isolada do Exemplo 2.

Com estes esforços solicitantes os resultados obtidos para armadura longitudinal e transversal necessárias estão mostrados na Figura 4.16:

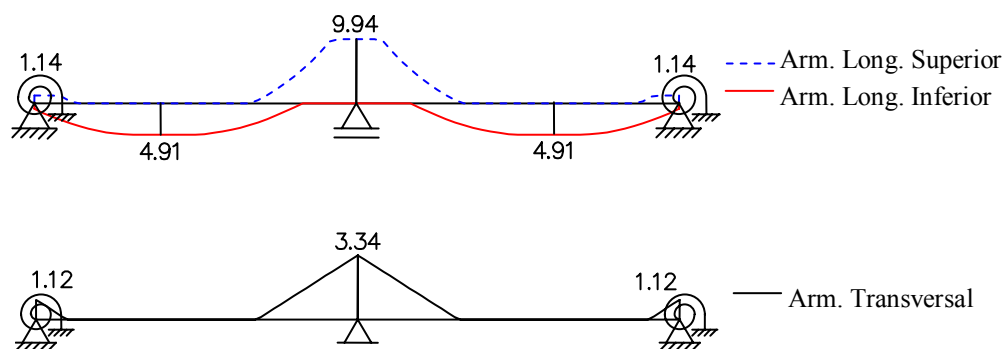


Figura 4.16 – Diagramas de armadura necessária da viga isolada do Exemplo 2.

Para o diagrama de armadura longitudinal adotada foram utilizadas barras de $12,5\text{mm}$ com escalonamento de três em três na armadura superior e dois em dois na inferior. Para o diagrama de armadura transversal adotou-se barras de diâmetro de 5mm espaçadas a cada 10cm no trecho mais carregado e a cada 20cm nos demais trechos, conforme mostrado na Figura 4.17.

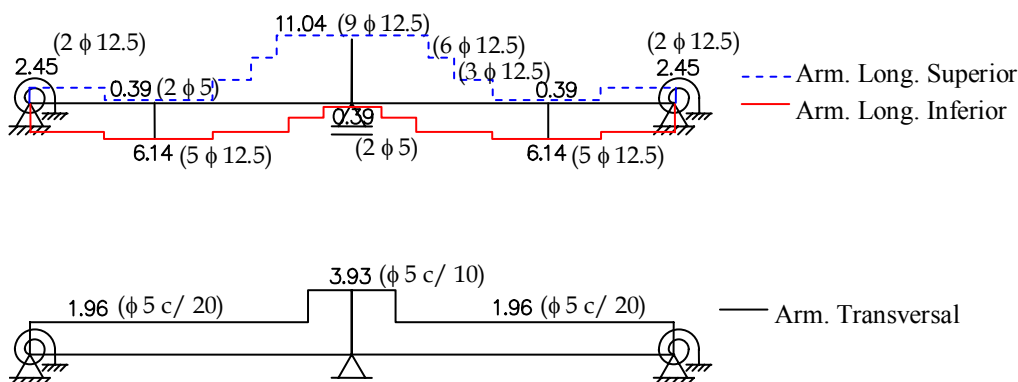


Figura 4.17 – Diagramas de armadura adotada da viga isolada do Exemplo 2 .

Este exemplo possibilitou verificar, mais uma vez, a validade do programa implementado, pois os resultados obtidos apresentaram pequena variação quando comparado com os resultados fornecidos por BASTOS [17]. Além disso, outra finalidade constatada neste exemplo é verificar que o dimensionamento pode ser feito considerando a viga como uma viga contínua isolada da estrutura, apenas vinculadas aos pilares extremos por meio de engastes elásticos ou molas. Com esta hipótese pode-se verificar com a utilização do programa que os valores fornecidos pelos dois processos apresentam resultados muito próximos, mostrando uma forma simples e eficaz de dimensionamento de vigas contidas em pórticos planos.

4.3

Exemplo 3

A partir da planta de forma apresentada no ANEXO A (BITTENCOURT [18]), foi retirada a viga V_1 e analisada como um pórtico plano referente aos dois últimos andares de um edifício. A Figura 4.18 mostra o esquema estrutural do edifício com o carregamento da viga (Tabela A.12) já majorado:

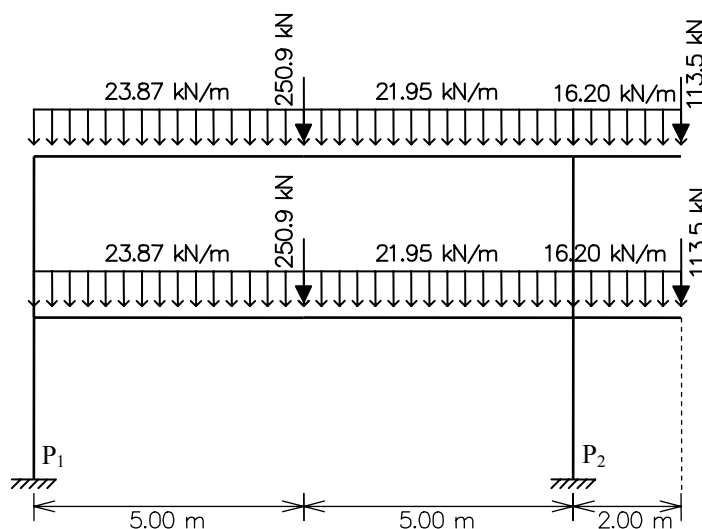


Figura 4.18 – Pórtico plano representando os dois últimos andares de um edifício (Exemplo 3).

As vigas foram pré-dimensionadas com uma seção transversal retangular de altura $l/12.5$ entre os apoios (sendo l o comprimento do vão) e 50cm no balanço (Figura 4.19). Os pilares P_1 e P_2 possuem seções transversais conforme a Tabela A.3:

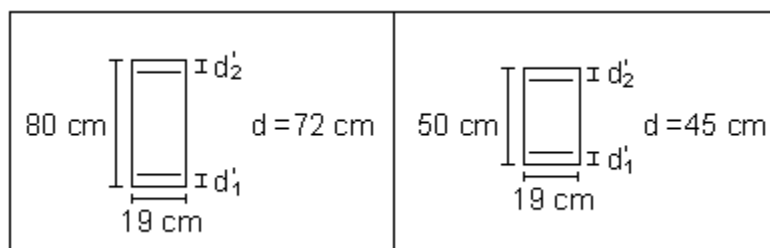


Figura 4.19 – Seções transversais das vigas do Exemplo 3.

Os diagramas de momentos fletores, esforços normais e esforços cortantes encontram-se na Figura 4.20:

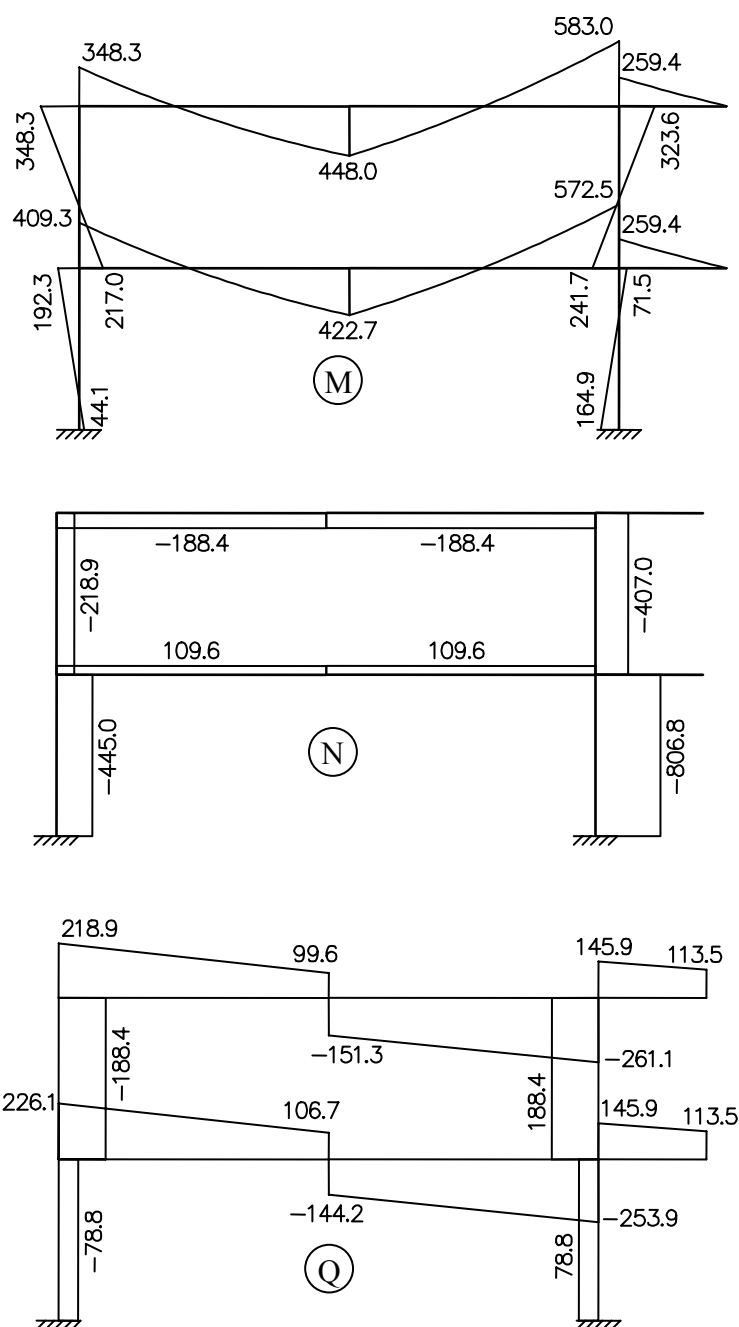


Figura 4.20 – Diagramas de esforços solicitantes para o pórtico do Exemplo 3.

A armadura necessária para atender a todos os esforços solicitantes é mostrada na Figura 4.21:

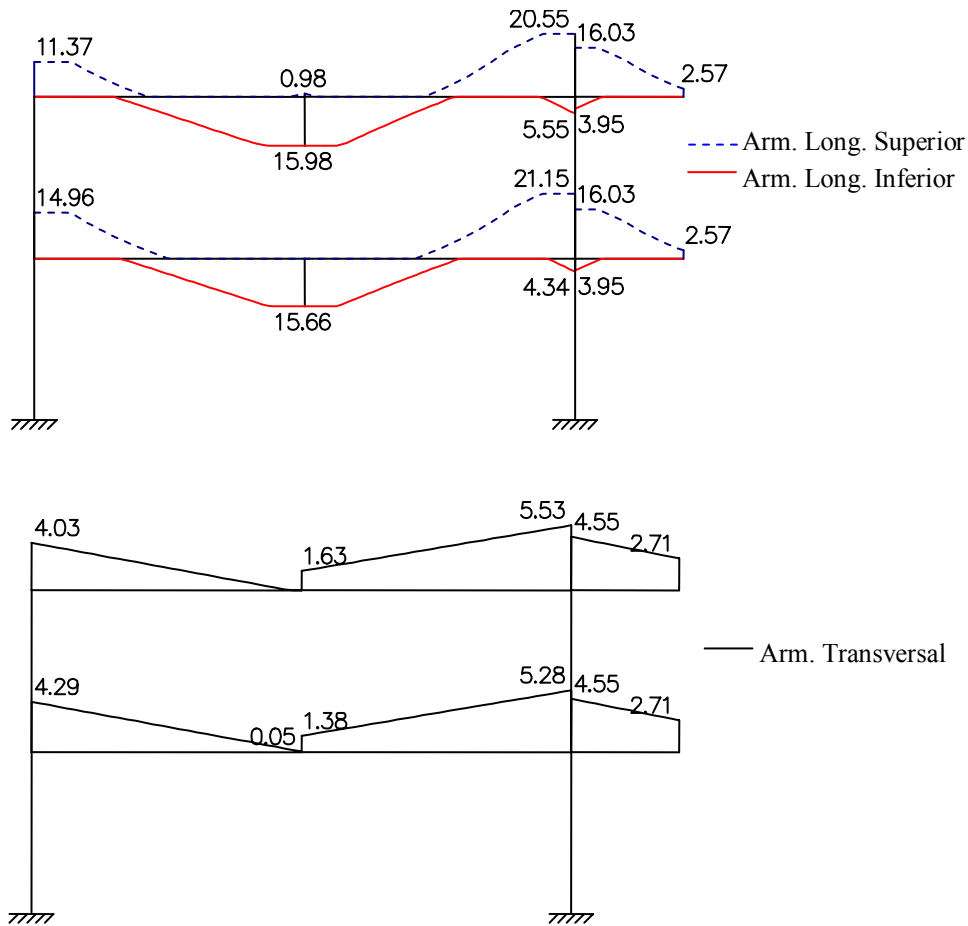


Figura 4.21 – Diagramas de armadura necessária para o pórtico do Exemplo 3.

Uma das possibilidades de se evitar a armadura dupla que resiste ao momento máximo negativo, como a viga é invertida, é utilizar uma seção transversal em L, ou seja, adotar uma largura colaborante da laje associada à viga, conforme a Figura 4.22:

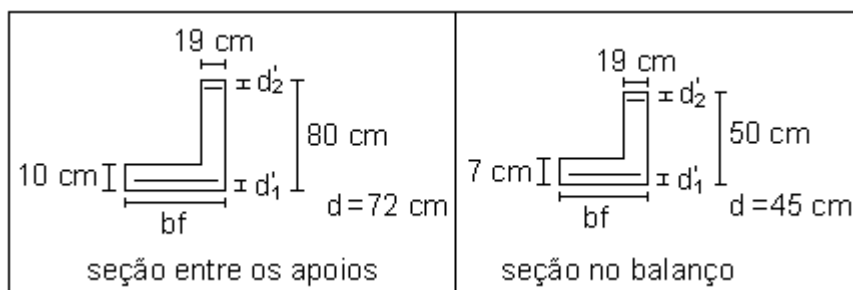


Figura 4.22 – Seções transversais em L do Exemplo 3.

De acordo com as eq. (4.1), (4.2) e (4.3), para a seção entre os apoios e no balanço, a largura b_f é dada respectivamente por:

$$b_f = 80 \text{ cm} \quad (4.16)$$

$$b_f = 60 \text{ cm} \quad (4.17)$$

sendo que a distância a utilizada para o cálculo de b_1 é:

$$a = 0.6 \cdot l \quad (4.18)$$

no caso de tramo com momentos nas duas extremidades e

$$a = 2 \cdot l \quad (4.19)$$

para tramo em balanço.

Os novos resultados foram bastante satisfatórios, como pode ser observado na Figura 4.23:

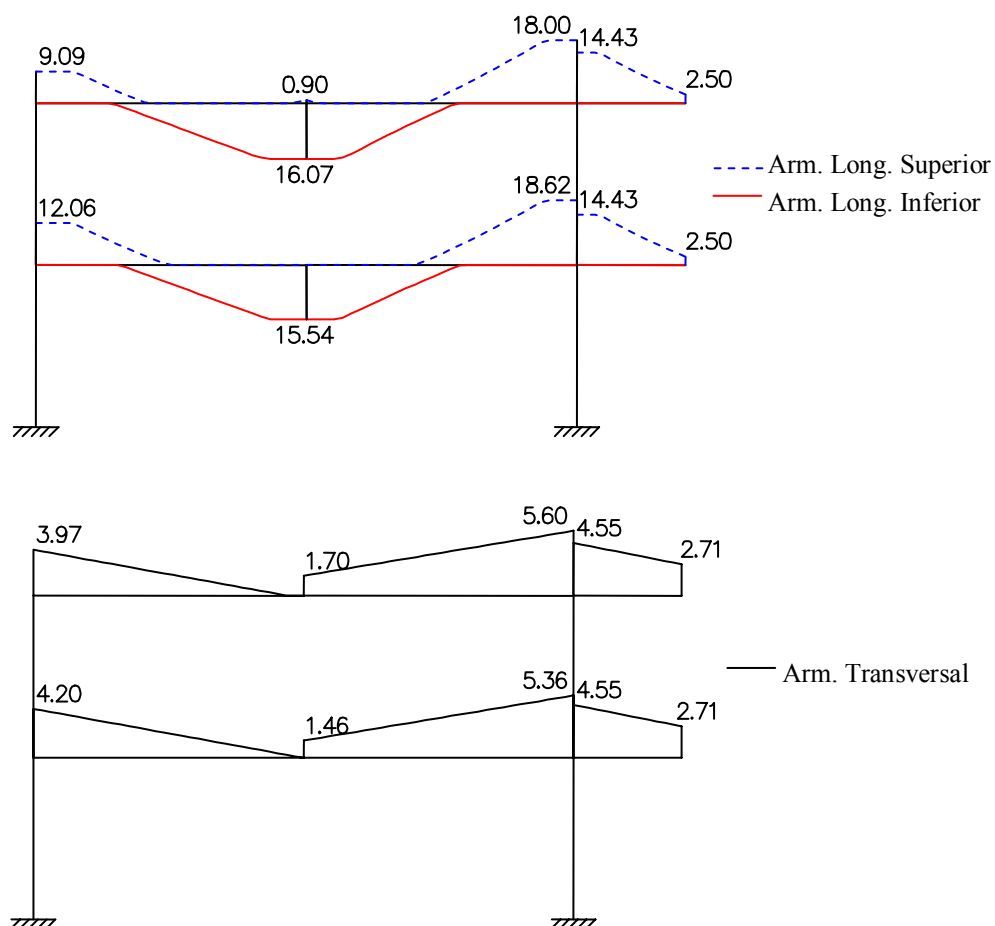


Figura 4.23 – Diagramas de armadura necessária para seção em L do Exemplo 3.

Utiliza-se para o diagrama de armadura longitudinal adotada barras com 16 mm de diâmetro. Onde não há necessidade de armadura utiliza-se uma armadura de montagem com uma área igual a duas vezes a área da barra escolhida para o estribo. Para a armadura transversal adota-se um diâmetro 6.3 mm com espaçamento de dez em dez centímetros, conforme a Figura 4.24:

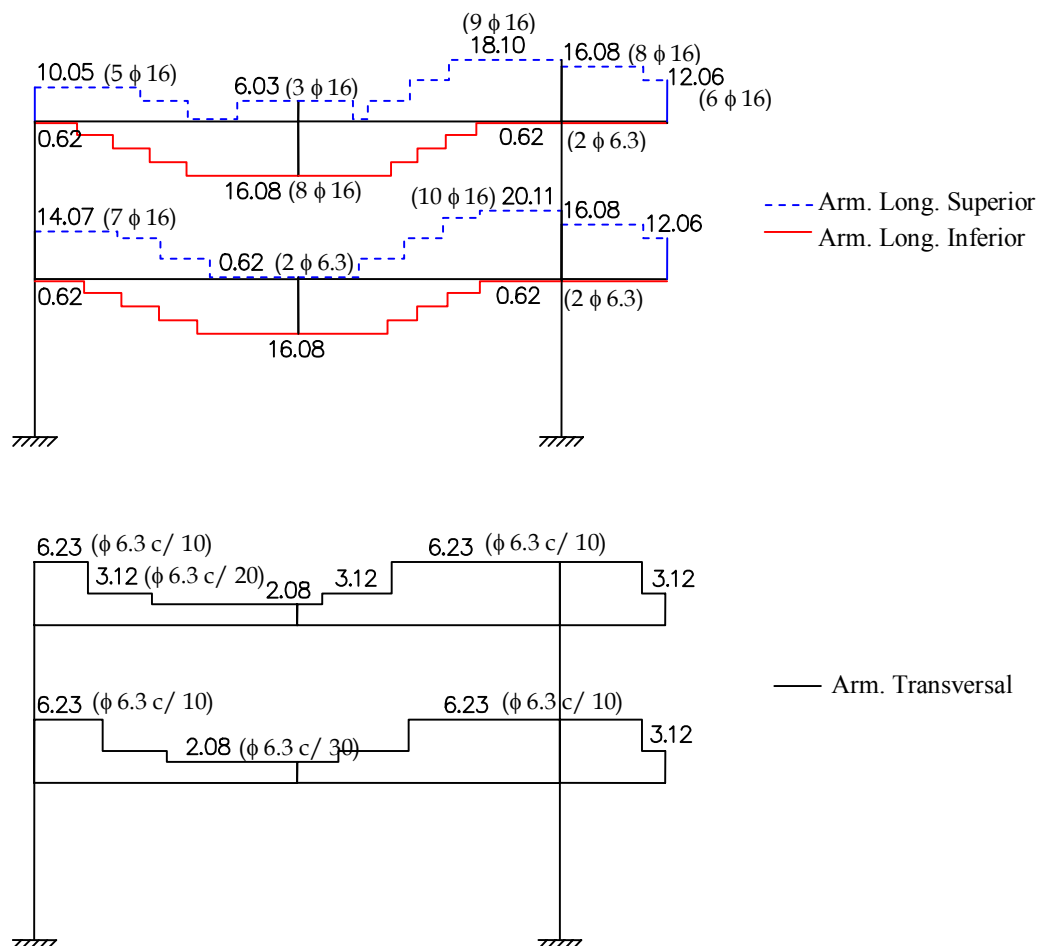


Figura 4.24 – Diagramas de armadura adotada para o pórtico do Exemplo 3.

Outra possibilidade apresentada a seguir é o cálculo das vigas como elementos isolados. Considerando este mesmo exemplo, substituindo os pilares por apoios, pode-se comparar os resultados obtidos com o pórtico calculado anteriormente. Primeiro, considera-se a seção transversal retangular da Figura 4.19. A norma ABNT NBR 6118, 2003 [3] apresenta algumas aproximações permitidas no cálculo de vigas isoladas. O modelo considerado está de acordo com a Figura 4.25:

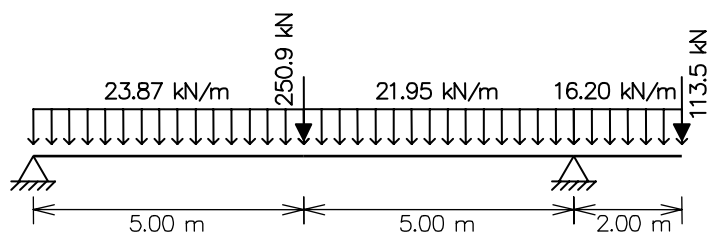


Figura 4.25 – Modelo para viga isolada do Exemplo 3.

Os diagramas de esforços solicitantes obtidos pelo FTOOL (momento fletor e esforço cortante) para a viga estão representados na Figura 4.26:

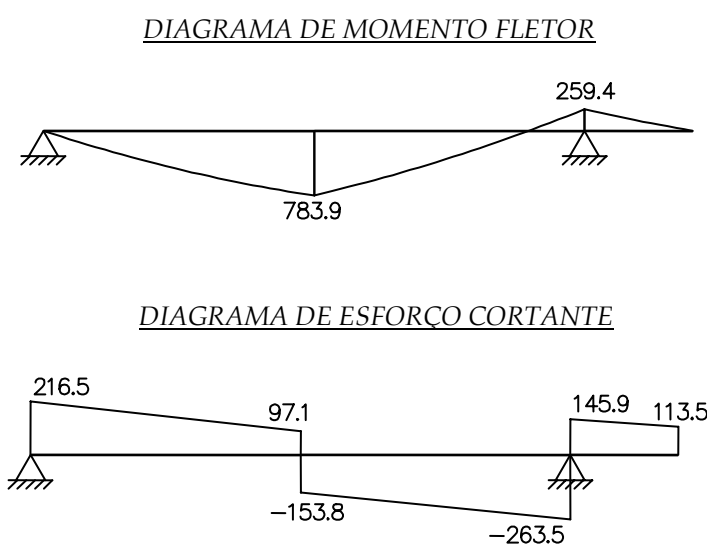


Figura 4.26 – Diagramas de esforços solicitantes para a viga do Exemplo 3.

Os diagramas de armadura necessária longitudinal e transversal encontram-se na Figura 4.27:

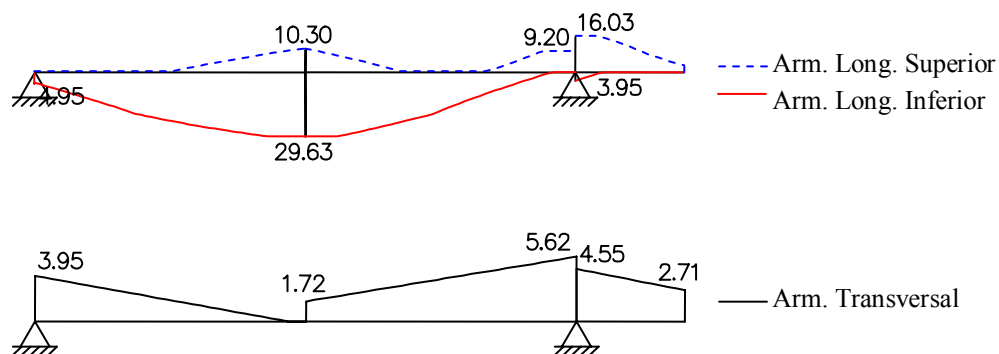


Figura 4.27 – Diagramas de armadura necessária para a viga do Exemplo 3.

Para eliminar a armadura de compressão devido ao momento máximo positivo e negativo seria necessária a utilização de uma seção com duplo T (piso com laje dupla). Mas, de acordo com a planta de forma do ANEXO A, isto não é possível. Como a viga é invertida, pode-se utilizar somente uma seção em L, conforme a Figura 4.22, que elimina a armadura de compressão devido ao momento máximo negativo. No caso da viga isolada a largura b_f para a seção entre os apoios é dada por:

$$b_f = 95 \text{ cm} \quad (4.20)$$

sendo que a distância a utilizada para o cálculo de b_1 é:

$$a = 0.75 \cdot l \quad (4.21)$$

O diagrama de armadura longitudinal necessária (que considera a decalagem da armadura de tração) obtido para esta seção transversal é:

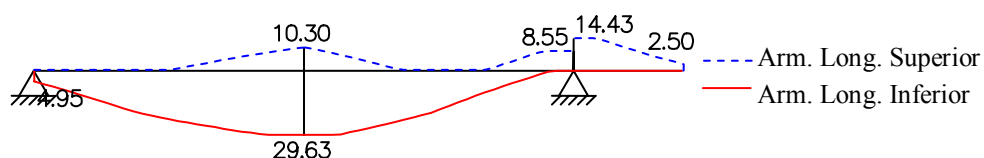


Figura 4.28 – Diagrama de armadura longitudinal necessária para seção L do Exemplo 3.

Para o diagrama de armadura longitudinal adotada (que considera além da decalagem a ancoragem da armadura), utilizou-se barras com diâmetro de 16 mm e para o estribo adotou-se uma bitola de 6.3 mm com espaçamento variando de dez em dez centímetros, conforme a Figura 4.29.

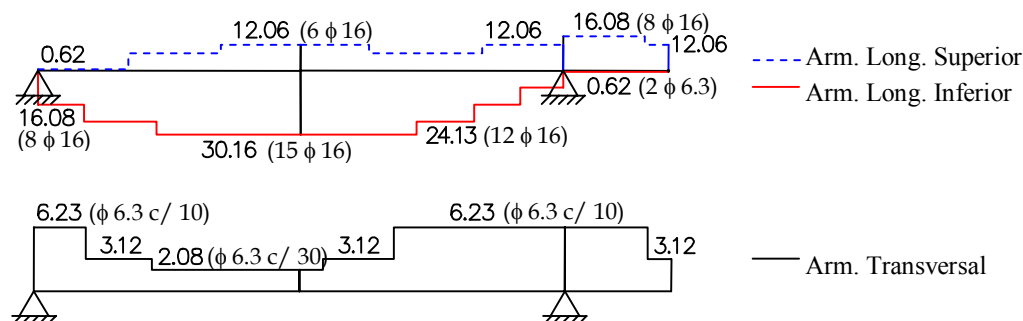


Figura 4.29 – Diagramas de armadura adotada do Exemplo 3.

O exemplo tem como objetivo mostrar as diferenças do comportamento de uma viga analisada como um pórtico e isoladamente. Assim, o usuário pode visualizar a opção que se aproxima mais de uma situação real.

4.4

Exemplo 4

Utilizando a mesma planta de forma do exemplo anterior, outro pórtico foi analisado, contendo a viga V_3 e quatro pilares. O esquema estrutural é mostrado na Figura 4.30, com as cargas já majoradas:

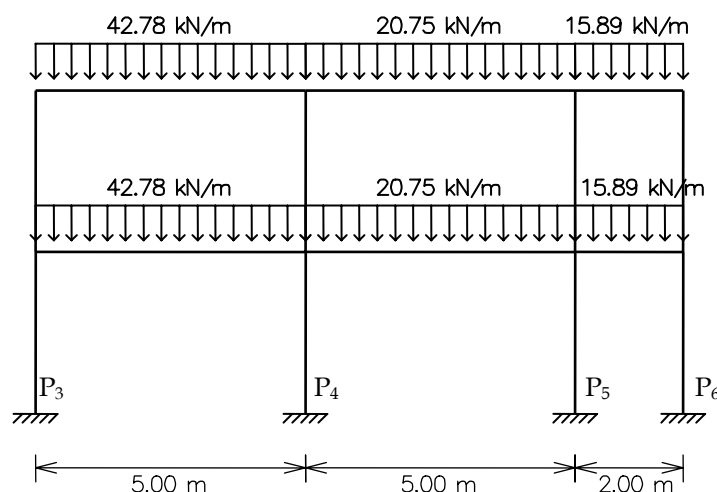


Figura 4.30 – Esquema estrutural do pórtico da viga V_3 do Exemplo 4.

As vigas foram dimensionadas com uma seção transversal retangular conforme a Figura 4.31 e a Tabela A.2. As seções transversais de cada pilar encontram-se na Tabela A.3:

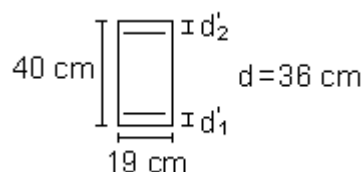


Figura 4.31 – Seção transversal da viga V_3 do Exemplo 4.

Os diagramas de momentos fletores, esforços normais e esforços cortantes obtidos pelo FTOOL encontram-se na Figura 4.32:

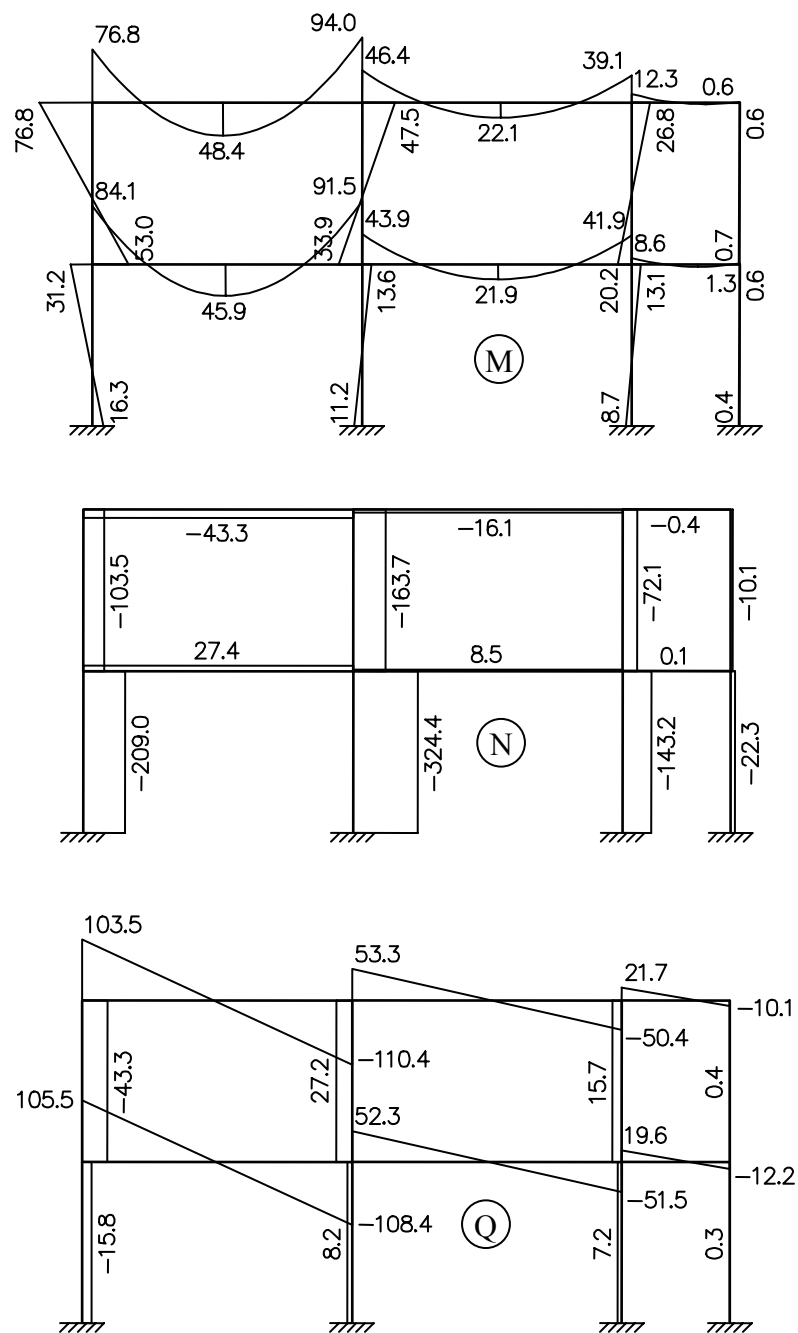


Figura 4.32 – Diagramas de esforços solicitantes do Exemplo 4.

Os resultados obtidos para armadura necessária são mostrados na Figura 4.33:

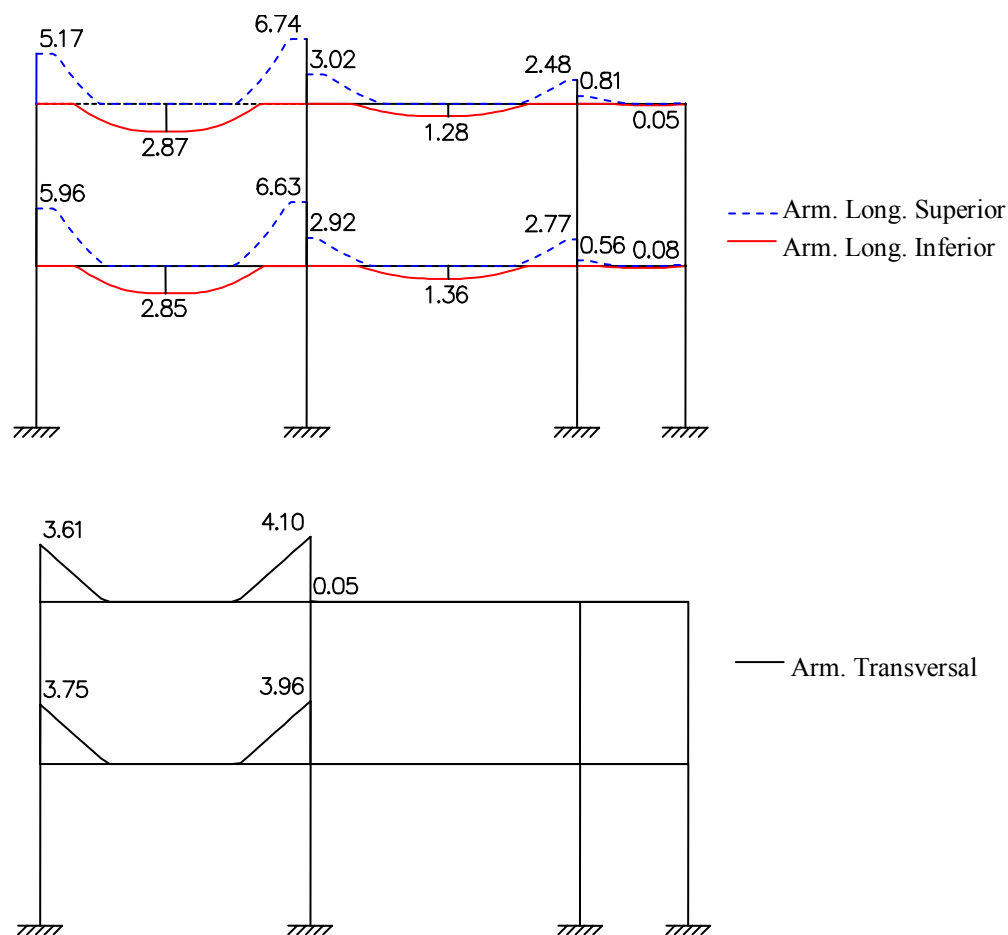


Figura 4.33 – Diagramas de armadura necessária do Exemplo 4.

Tentando buscar o menor desperdício adota-se barras com diâmetro de 12.5 mm para as armaduras superior e inferior. Para cobrir toda a área de armadura transversal necessária utiliza-se um estribo simples com 6.3 mm de diâmetro (Figura 4.34).

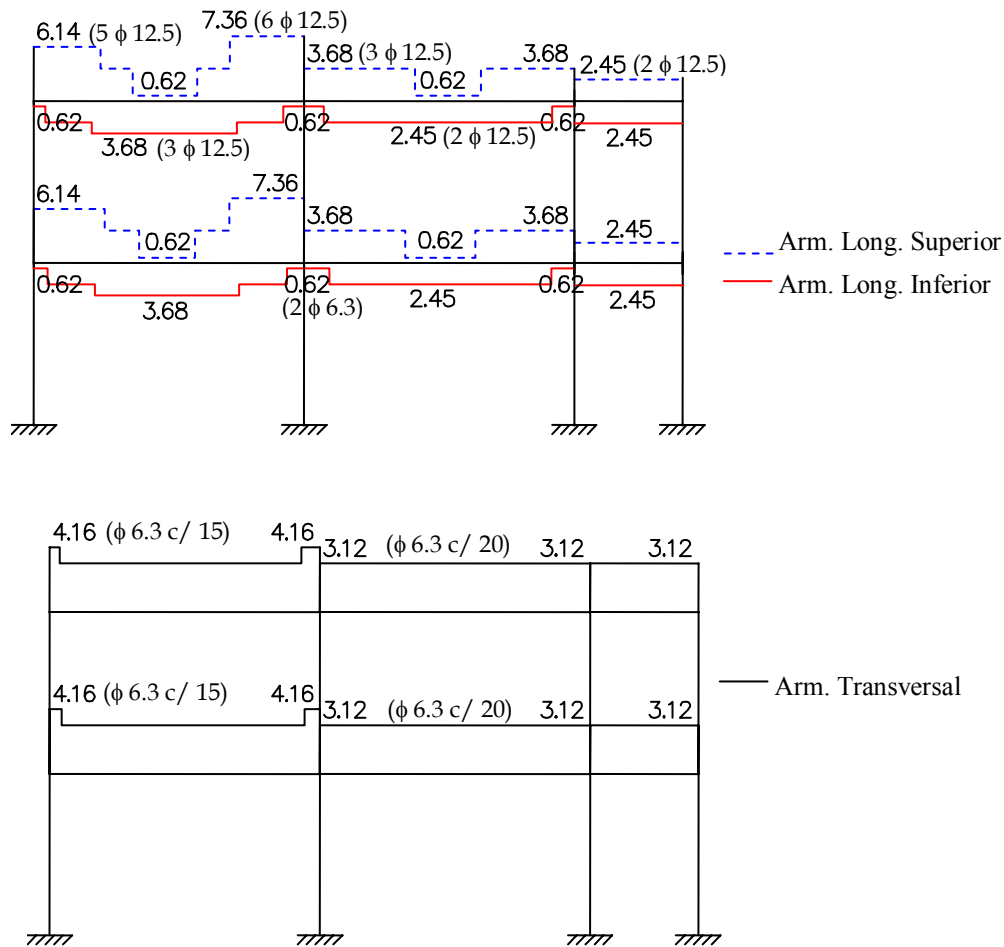


Figura 4.34 – Diagramas de armadura adotada do Exemplo 4.

Pode-se calcular esta viga como um elemento isolado, considerando a mesma seção transversal do pórtico estudado anteriormente. Devido à agilidade que o programa oferece foram considerados para a viga em estudo dois modelos, um apoiado e outro engastado, de acordo com a Figura 4.35:

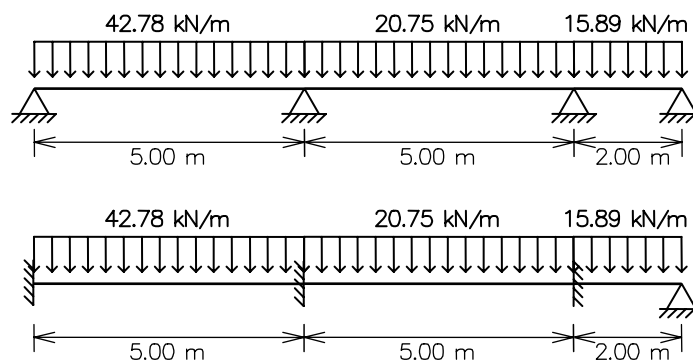


Figura 4.35 – Modelos para viga: apoiado e engastado (Exemplo 4).

Os diagramas de esforços solicitantes (obtidos pelo FTOOL) para as vigas apoiada e engastada, respectivamente, estão representados na Figura 4.36.

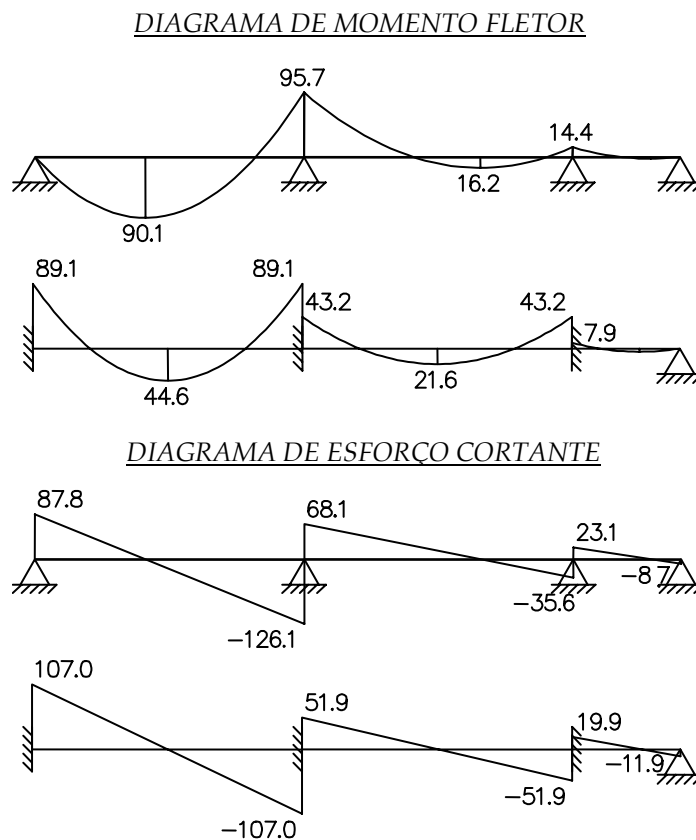


Figura 4.36 – Diagramas de esforços solicitantes para as vigas apoiada e engastada do Exemplo 4.

Os diagramas de armadura necessária longitudinal e transversal encontram-se na Figura 4.37.

DIAGRAMA DE ARMADURA LONGITUDINAL

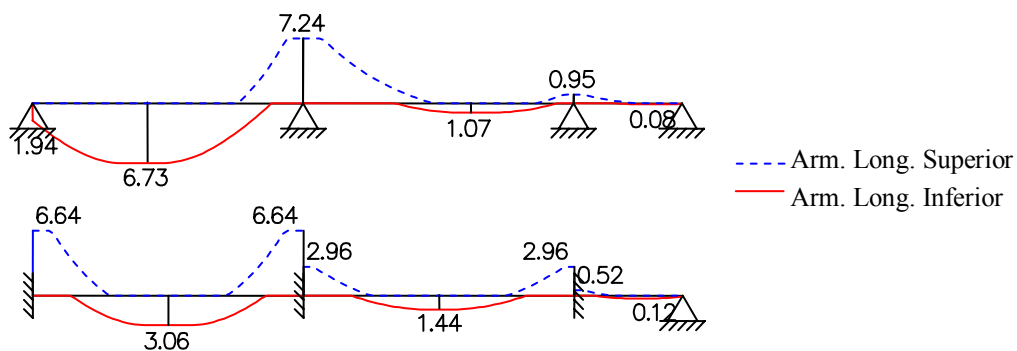


DIAGRAMA DE ARMADURA TRANSVERSAL

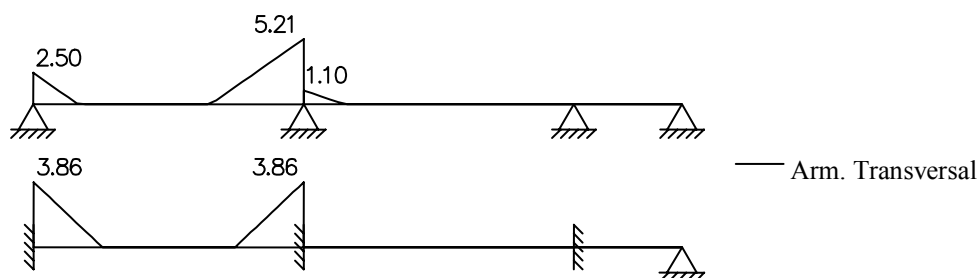


Figura 4.37 – Diagramas de armadura necessária do Exemplo 4.

Adotou-se para a armadura longitudinal barras com diâmetro de 12.5 mm para a viga apoiada e para a viga engastada 10 mm e 12.5 mm (Figura 4.38):

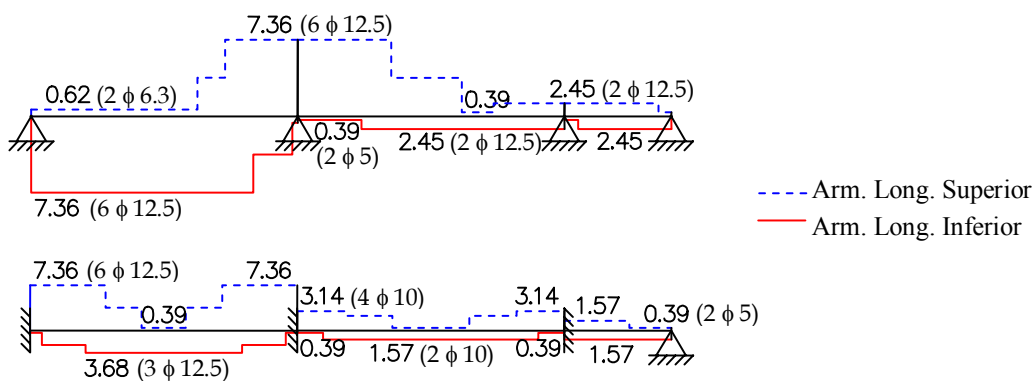


Figura 4.38 – Diagrama de armadura longitudinal adotada do Exemplo 4.

Já para a armadura transversal adotou-se barras com diâmetro de 6.3 mm e 5 mm para a viga apoiada e diâmetro de 5 mm para a viga engastada (Figura 4.39):

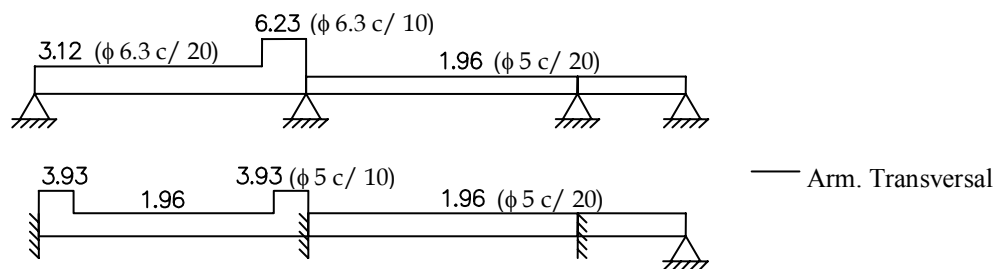


Figura 4.39 – Diagrama de armadura transversal adotada do Exemplo 4.

Da mesma forma que o exemplo anterior, este também tem o objetivo de comparar os resultados obtidos no dimensionamento de uma viga analisada como um pórtico ou isolada. Pode-se perceber que a viga apoiada foge muito da situação real aumentando consideravelmente o valor do momento fletor positivo. Já a viga engastada, ao contrário da apoiada, reduz o momento positivo e aumenta o negativo. Nesse caso, a visualização das duas possibilidades ajuda o usuário a escolher a situação mais ideal, ou seja, a que mais se aproxima do pórtico.