1ª Prova de EDI-38 Concreto Estrutural I

Prof. Flávio Mendes Neto

Agosto de 2014

Absolutamente sem consulta.

A interpretação das questões faz parte da prova.

Justifique cientificamente suas afirmações e comente, criticamente, todos os resultados obtidos.

Parte teórica: duração máxima de 1 h 30 min. Parte prática: duração máxima de 2 h 30 min.

PARTE TEÓRICA

1ª Questão Foi feita uma verificação de uma seção conhecida sob FNS e determinou-se que ela resistiria a um momento fletor característico M_k com uma linha neutra $\kappa_{x\,\mathrm{lim}} < \kappa_x < 1$, onde $\kappa_{x\,\mathrm{lim}}$ é a fronteira entre os Domínios 3 e 4. Sob o ponto de vista de segurança pode-se aplicar $\zeta \cdot M_k$ a esta seção, com $|\zeta| < 1$?

2ª Questão Ainda considerando FNS indique, sem efetuar as integrais, como poderia ser calculada a resultante de compressão no concreto para o Grupo II de resistência para uma seção retangular. Para fins de resolução admita conhecida a função $\sigma_c(\varepsilon)$ definida nas partes $0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c2}$ e $\varepsilon \geq \varepsilon_{c2}$ (não se preocupe com as expressões específicas, que não são lineares, destes parâmetros). Considere ainda que o encurtamento máximo de ruptura vale ε_u para seções não inteiramente encurtadas e ε_{c2}, na fibra a $(\varepsilon_u - \varepsilon_{c2})\, h/\varepsilon_u$ a partir do topo da seção, para seções inteiramente encurtadas.

Questão	1	2
Valor	2,0	3,0

$/F_M N/$SWP3.5

Alguns comentários

1ª Questão O enunciado informa que o dimensionamento com armadura simples é fisicamente possível mas leva a uma distribuição de deformações no Domínio 4, o que não é indicado por conta de uma ruptura frágil da seção transversal. A proposição de aplicar um valor menor de momento fletor é aceitável, a não ser pelo fato de o sinal do momento poder, pelo enunciado, variar. Pode-se garantir que a aplicação de $|\zeta \cdot M_k|$ (desde que $|\zeta| < 1$) é segura, já que não se estaria atingindo um polo de ruína. A alteração do sinal do momento fletor, entretanto, ainda que de módulo reduzido, só seria viável para valores muito baixos de linha neutra ($\kappa_x < d_c/d$) de tal forma que a única camada de barras ainda fosse tracionada.

2ª Questão Definindo, para maior clareza, o diagrama tensão-deformação com

$$\sigma = \begin{cases} 0 & \varepsilon \leq 0 \\ \sigma_1 & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c2} \\ \sigma_2 & \varepsilon \geq \varepsilon_{c2} \end{cases}$$

é fácil mostrar que as expressões que fornecem a resultante de compressão no concreto, integrando na deformação, valem:

Domínio 2a:

$$0 \leq \kappa_x \leq \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} + 10}$$
$$R_{cc} = \frac{bd}{10}(1 - \kappa_x) \int_0^{\frac{10\kappa_x}{1-\kappa_x}} \sigma_1 \, d\varepsilon$$

Domínio 2b:

$$\frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} + 10} \leq \kappa_x \leq \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + 10}$$
$$R_{cc} = \frac{bd}{10}(1 - \kappa_x) \left[\int_0^{\varepsilon_{c2}} \sigma_1 \, d\varepsilon + \int_{\varepsilon_{c2}}^{\frac{10\kappa_x}{1-\kappa_x}} \sigma_2 \, d\varepsilon \right]$$

Domínios 3, 4:

$$\frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_u + 10} \leq \kappa_x \leq 1$$
$$R_{cc} = \frac{bd\kappa_x}{\varepsilon_u} \left[\int_0^{\varepsilon_{c2}} \sigma_1 \, d\varepsilon + \int_{\varepsilon_{c2}}^{\varepsilon_u} \sigma_2 \, d\varepsilon \right]$$

1ª Prova de EDI-38 Concreto Estrutural I

Prof. Flávio Mendes Neto

Agosto de 2014

Consulta livre (menos a seres humanos, próximos ou distantes), utilização de softwares gerais liberada. Utilização de programas e planilhas previamente confeccionados pelo próprio aluno liberada (obrigatória a entrega de cópia eletrônica junto com a resolução).

A interpretação das questões faz parte da prova.

Justifique cientificamente suas afirmações e comente, criticamente, todos os resultados obtidos. Faça sempre um esboço da armadura em toda a viga (planos $b \times h$, $L \times h$ e $L \times b$) e calcule o custo total (concreto, aço e formas)

Parte prática: duração máxima de 2 h 30 min.

PARTE NUMÉRICA

Considere os seguintes dados:

- Coeficiente de ponderação das ações: $\gamma_F = 1,40$.
- Aço fictício CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa; $\gamma_s = 1,15$; $E_s = 210$ GPa).
- Em cada camada de armadura podem ser colocadas 2 ou 3 barras $\phi 25$ (barras com 25 mm de diâmetro) ou exatamente duas $\phi 32$ ou duas $\phi 40$. Não misturar diâmetros na mesma camada (camadas distintas podem, entretanto, ter diâmetros diferentes).
- Concreto C15, diagrama parabólico-retangular ($f_{ck} = 15$ MPa, $\sigma_{cd} = 0,85\, f_{ck}/\gamma_c$ e $\gamma_c = 1,40$).
- Considere que o **cobrimento** da armadura seja sempre de $c = 0,02$ m e ainda que

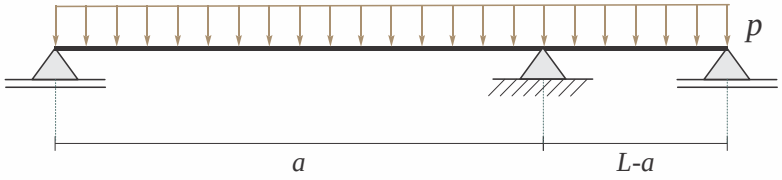
$$d' = c + \frac{\phi}{2}$$

- Seção retangular com base $b = 0,18$ m e altura total $h = 0,56$ m.
- Comprimento total da viga $L = 6,55$ m.
- Peso específico do concreto simples $\gamma_{\text{con}} = 24,0$ kN/m^3.
- Peso específico do concreto armado (para estimar peso próprio) $\gamma_{\text{con}} = 25,0$ kN/m^3.
- Peso específico do aço $\gamma_{\text{aço}} = 78,5$ kN/m^3.
- Custo do concreto (por m^3): R$ 247,34.
- Custo da forma (por m^2): R$ 28,60.
- Custo da armadura (por kg): R$ 3,67.
- Carregamento (característico) devido ao peso próprio pode ser calculado com $\gamma_{\text{con}}\, A_c$ onde $A_c = b\, h$.
- Se precisar transformar unidades de força, utilize a equivalência 1 kgf = 10 N (equivalente a considerar a aceleração da gravidade de 10 m/s^2).

3ª Questão A viga esquematizada a seguir, cuja reação no apoio interno, para cima, vale

$$\frac{pL}{8}\frac{L^2 + a\,(L-a)}{a\,(L-a)},$$

para $a > 0$, está submetida a um carregamento uniforme de 54 kN/m (falta, ainda, considerar o peso próprio).



a) Dimensione a área de armadura de flexão desta viga admitindo $a = 4,83$ m.

b) Ainda com $a = 4,83$ m, se a armadura de tração fosse adequadamente composta por $2\phi 40$, qual o maior carregamento poderia ser aplicado?

c) Decidiu-se por retirar o apoio interno da viga, tornando-a isostática. Analise a situação em que a viga havia sido construída, estava em uso e, agora, deve ser reforçada.

Questão	3a	3b	3c
Valor	2,0	2,0	1,0

$/F_M N/$SWP3.5

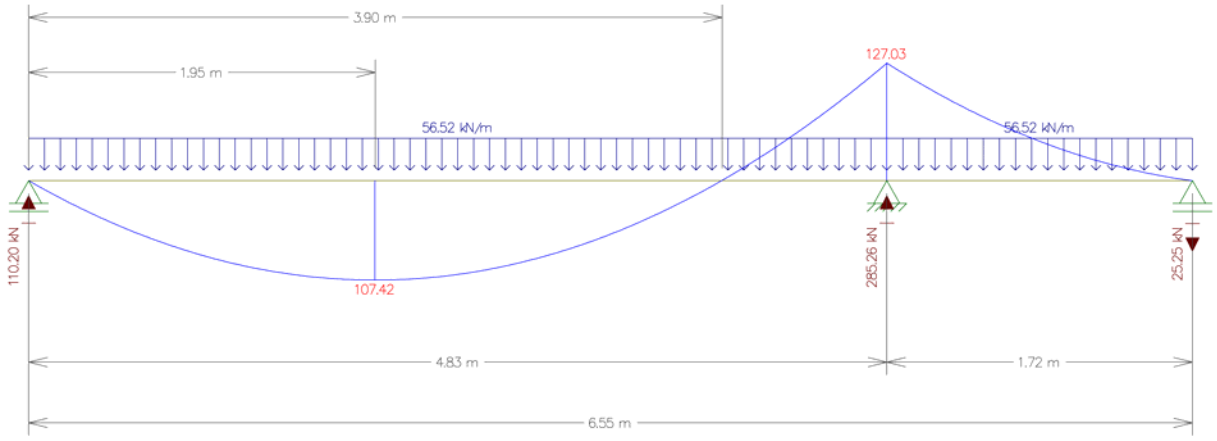
Alguns resultados e comentários

- Não entendo a insistência de vários alunos em usar as unidades sem prexifos. É notória a perda de precisão quando, por exemplo, se consideram momentos fletores em N·m ao invés de, por exemplo, kN·m ou MN·m.
- Alguns alunos alteraram o enunciado, principalmente do item (b), escolhendo uma outra armadura que não a especificada. Isso é o equivalente a mudar a regra do jogo, por conta de um dos jogadores, unilateralmente.
- Alguns alunos não observaram a exigência de calcular custos e de fazer esboços. Isto estava explicitado.
- A documentação das soluções em geral é insuficiente. Ressalto que a correção é feita no documento físico entregue ao final da prova. A consulta ao material eletrônico, de envio obrigatório, é a critério do docente, podendo até não ser realizada.

3ª Questão

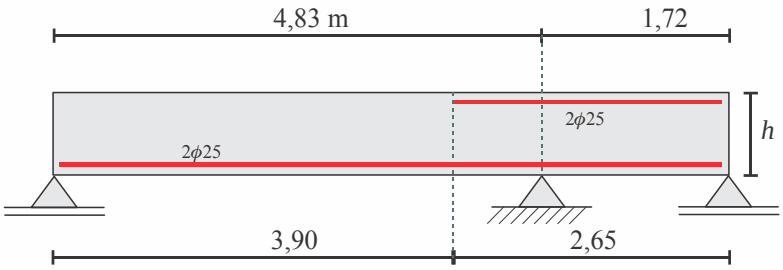
a) O carregamento devido ao peso próprio é facilmente calculado e fornece 2,52 kN/m que, somado ao aplicado, resulta em um carregamento total, característico, de 56,52 kN/m.

A análise da viga fica bastante simplificada por conta do fornecimento de uma das reações de apoio. As reações, na ordem dos apoios, são 110,20 kN; 282,26 kN e -25,25 kN, respectivamente (o sinal positivo representa a reação para cima). O momento positivo máximo ocorre antes do apoio interno (107,42 kN·m a uma distância 1,95 m do apoio da esquerda) e o momento negativo mínimo exatamente no apoio (-127,03 kN·m). A figura seguinte ilustra o diagrama de momentos fletores e as reações de apoio.

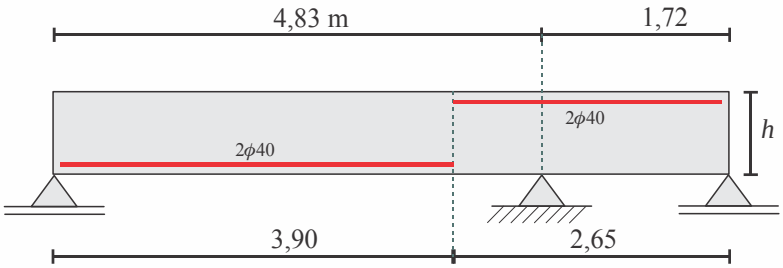


O dimensionamento da seção com máximo positivo é feito sem maiores dificuldades e observa-se que uma armadura simples de $2\phi25$ equilibra a seção ($\kappa_x = 0,5196$, com necessidade de 8,3650 cm^2). Deve-se ainda dimensionar para a seção do apoio, por apresentar o maior módulo de momento fletor. Observa-se que o dimensionamento nesta seção com armadura simples não é possível, para qualquer bitola apresentada ($\phi25$, $\phi32$ ou $\phi40$). Notar que a consideração das bitolas específicas é necessária por conta de a altura útil da armadura, d, variar.

Opta-se por utilizar armadura dupla, sem realizar uma otimização, com a linha neutra $\kappa_x = \kappa_{x\,\text{lim}}$ (fronteira entre os Domínios 3 e 4). Como primeira tentativa considerou-se a bitola $\phi25$. Observa-se que uma barra comprimida e três barras tracionadas resolvem o problema ($\kappa_x = 0,6283$, com necessidade de 10,417 cm^2 tracionados e 0,3003 cm^2 comprimidos). Se a solução for arredondada parece haver a necessidade de 3 barras tracionadas e 2 comprimidas. Ocorre que, fazendo-se uma verificação, percebe-se que a armadura composta por $2\phi25$ comprimidos e $2\phi25$ tracionados resiste a um momento fletor característico de 150,5 kN·m ($\kappa_x = 0,1854$). A figura seguinte ilustra um possível arranjo (teórico) de armadura ao longo do perfil longitudinal da viga (custo total R$ 744,58).



b) A verificação da seção com apenas uma camada com $2\phi40$ mostra que a seção resiste a um momento característico de 134,6 kN·m ($\kappa_x = 0,7754$, no Domínio 4). Pode-se, assim, armar a viga com apenas uma camada tracionada mudando o seu posicionamento, conforme ilustrado na figura seguinte. Notar que esta solução é teórica pois apresenta violações de regras de detalhamento usuais que ainda serão vistas oportunamente.



Com esta disposição, a viga resistiria a um carregamento de 57,4 kN/m. Só que este valor conduziria a seção crítica ao Domínio 4 e, para escapar disso, deve-se aplicar menos (por exemplo 57,0 kN/m). Esta solução teria um custo de R$ 882,79.

c) Com a retirada do apoio interno a viga passaria a ser isostática, submetida apenas a momentos fletores positivos com um máximo no meio do vão de 303,11 kN·m. O dimensionamento da seção não seria possível com armadura simples e, fazendo o dimensionamento tradicional com armadura dupla ($\kappa_x = \kappa_{x\,\mathrm{lim}}$) são necessárias $2\phi40$ em tração e $3\phi25$ em compressão. A verificação desta seção mostra que resiste a um momento característico de 342,3 kNm ($\kappa_x = 0,6319$, no Domínio 4, com custo, supondo a viga constante, de R$ 1.158,29). Note que esta armadura é significativamente distinta daquela determinada anteriormente. Anda é possível diminuir o custo desta armadura colocando as barras de compressão nos pontos estritamente necessários (as barras $2\phi25$ são necessárias entre as abscissas 0,78 e 5,77 m, enquanto as barras $3\phi25$ – obtidas com o acréscimo de uma barra central – são necessárias entre as abscissas 1,02 e 5,53 m), mantendo as de tração em toda a extensão da peça.

Eram esperados comentários confrontando as duas situações e como um reforço eventual poderia ser planejado.