

Università degli Studi di Cagliari

Prova scritta di Tecnica delle Costruzioni, Prof. Fausto Mistretta
13/01/2011 ore 15:00 aula CD.

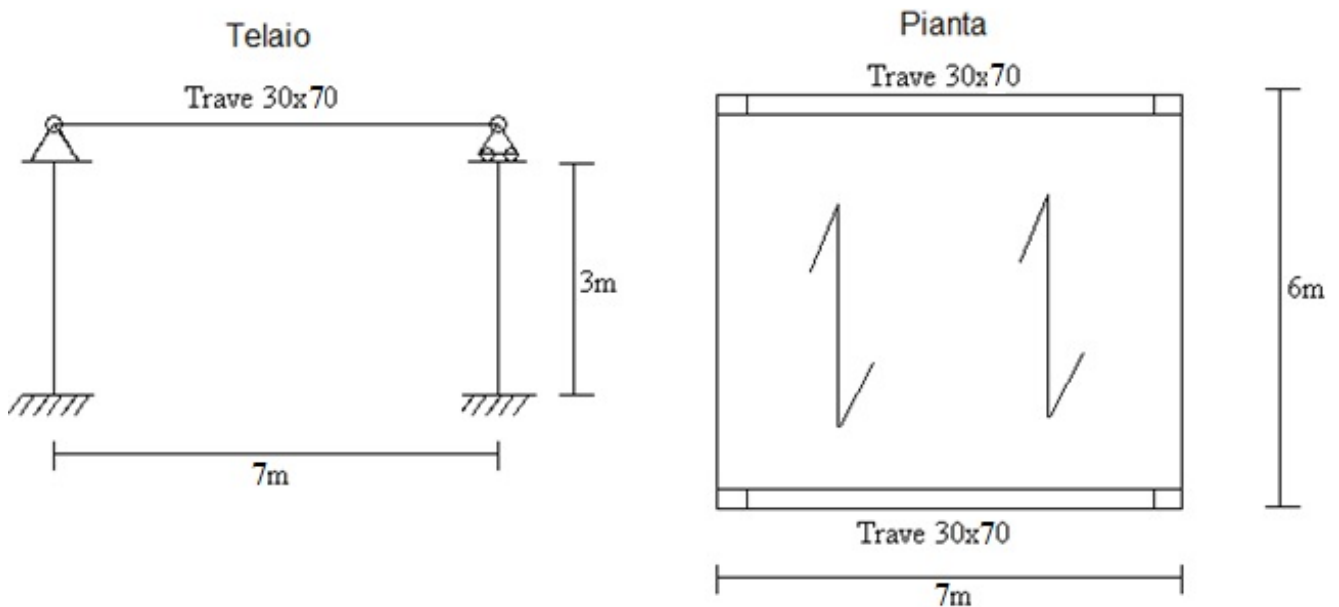
Cognome e Nome:

Matricola:

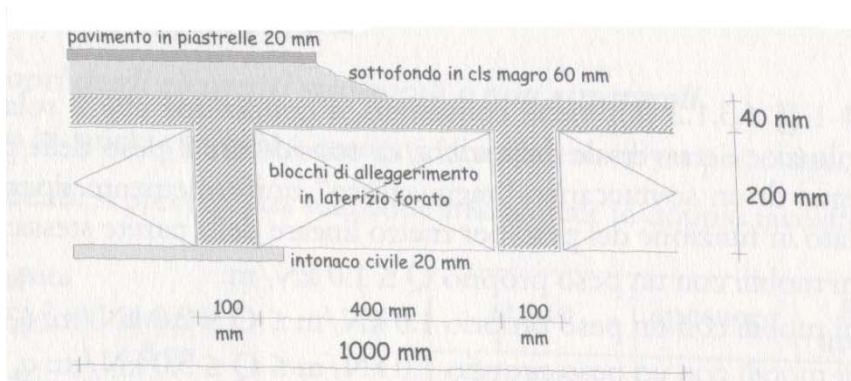
Quesito N° 1 (20 punti)

Data la struttura in calcestruzzo armato, riportata in figura, destinata ad uso sala convegni, eseguire l'analisi dei carichi, progettare e verificare per l'azione flettente la trave principale allo SLU ($b=300$ mm e $h=700$ mm, peso specifico cls 25 kN/m³) e progettare le armature dei pilastri (altezza 3 m) allo SLU aventi sezione $b=400$ mm e $h=300$ mm.

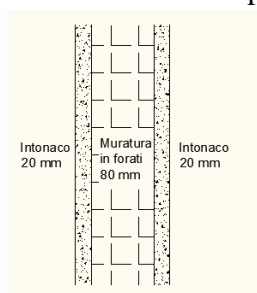
La struttura è realizzata in calcestruzzo con classe di resistenza C28/35 e acciaio B450C.



-Il solaio, di luce 6,0 m è realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera (altezza 200+40 mm) del peso di $3,76$ kN/m², con sottofondo in cls magro di 60 mm del peso di 20 kN/m³, pavimento in piastrelle di 20 mm del peso di 20 kN/m³ e da un intonaco all'intradosso di 20 mm del peso di 20 kN/m³.



-Sul solaio sono presenti dei tramezzi così formati:



- Intonaco civile spessore 20 mm e peso unitario 20 kN/m^3
- Muratura in forati spessore 80 mm e peso unitario 11 kN/m^3

I tramezzi sono alti 2,90 m.

Risoluzione:

1. Analisi dei carichi solaio

Carichi permanenti strutturali (G_1):

Peso del solaio (gettato in opera, altezza 200+40mm): **3,76 kN/m²**

Carichi permanenti portati (G_2):

strato di cls magro	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,06 \text{ m} =$	1,20	kN/m ²
pavimento in piastrelle di 20 mm del peso di	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} =$	0,4	kN/m ²
intonaco all'intradosso 20 mm del peso di	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} =$	0,4	kN/m ²
peso totale		2,00	kN/m²

Peso proprio dei tramezzi per m²:

intonaco civile	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} =$	0,4	kN/m ²
muratura in forati	$11 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,08 \text{ m} =$	0,88	kN/m ²
intonaco civile	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} =$	0,4	kN/m ²
peso totale		1,68	kN/m²

I carichi dovuti ai tramezzi possono essere ragguagliati ad un carico permanente portato uniformemente distribuito che, nel caso di un peso per unità di lunghezza pari a $1,68 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,90 \text{ m} = 4,87 \text{ kN/m}$, è pari a **2,00 kN/m²**.

Carichi variabili (Q_{k1}):

ambienti ad uso sala convegni (ambienti suscettibili di affollamento) 4,00 kN/m²

2. Carichi sulla trave (poiché la luce del solaio è pari a 6 m, ogni trave porta i carichi di metà solaio)

Peso proprio della trave	$0,3 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	5,25	kN/m
Peso proprio del solaio:	$3,76 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} =$	11,28	kN/m
Carico permanente strutturale totale (G_1)		16,53	kN/m

Carichi permanenti portati sul solaio:	$2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} =$	6,00	kN/m
Peso proprio dei tramezzi:	$2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} =$	6,00	kN/m

Carico permanente portato totale (G₂) **12,00 kN/m**

Carichi variabili (Q_{k1}): **4,00 kN/m² · 3m = 12,0 kN/m**

-Combinazioni di carico

-SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1}$$

dove:

$\gamma_{G1} = 1,3$ G₁ = Carichi permanenti

$\gamma_{G2} = 1,5$ G₂ = Carichi permanenti non strutturali

$\gamma_{Q1} = 1,5$ Q_{K1} = Carichi variabili

$$F_{Ed} = 1,3 \cdot 16,53 + 1,5 \cdot 12,00 + 1,5 \cdot 12,00 = 57,49 \text{ kN/m}$$

-Calcolo delle sollecitazioni

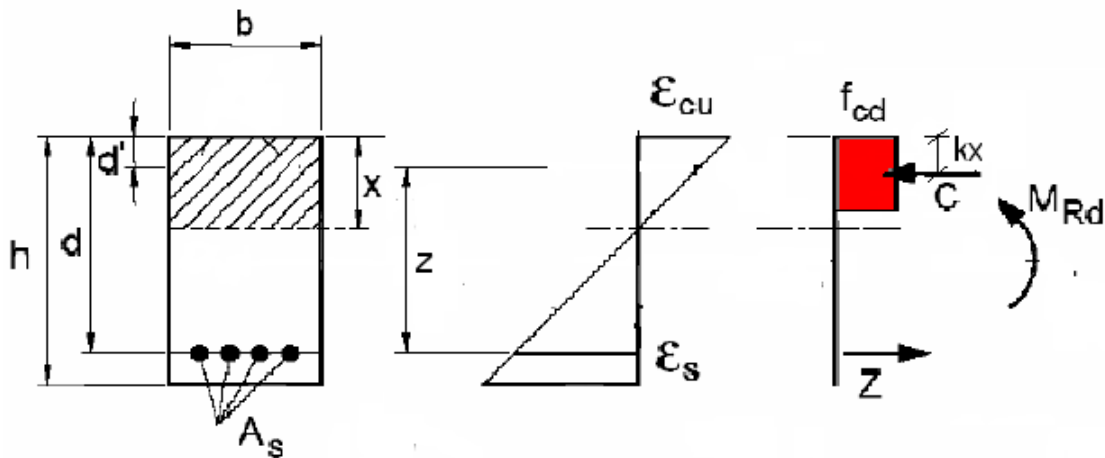
Massimo taglio sollecitante:

$$V_{sd} = \frac{F_{Ed} \cdot 7}{2} = 201,21 \text{ kN}$$

Massimo momento sollecitante:

$$M_{sd} = \frac{F_{Ed} \cdot 7^2}{8} = 352,13 \text{ kNm}$$

Progettazione dell'armatura della trave per l'azione flettente.



$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 15,87 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = \frac{450}{1,15} = 391,3 \text{ MPa}$$

Lo SLU per flessione coincide con il raggiungimento della massima capacità deformativa del calcestruzzo, $\epsilon_c = 0,0035$.

E' necessario assegnare un valore limite alla deformazione dell'acciaio assumendo la deformazione ϵ_s pari a 0,01 (Armatura Equilibrata).

Si utilizza come diagramma costitutivo del calcestruzzo lo stress-block ($\beta = 0,8$, $k = 0,4$).

$$0,0035 : x = 0,01 : (d - x)$$

Posizione dell'asse neutro

$$x = 0,259 \cdot d$$

$$d = h - d' = 700 - 40 = 660 \text{ mm}$$

$$x = 171 \text{ mm}$$

Progetto dell'armatura tesa.

$$Z = A_s \cdot f_{yd}$$

$$M_{Rd} = Z \cdot z \text{ con } Z = A_s \cdot f_{yd}$$

$$\text{Si pone } M_{Sd} = M_{Rd} = 352.130.000 \text{ N mm}$$

$$Z = d - k \cdot x = 660 - (0,4 \cdot 171) = 592 \text{ mm}$$

$$M_{Sd} = Z \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - k \cdot x) = A_s \cdot 391,3 \cdot 592 \text{ mm}$$

da cui ricavo l'area di armatura tesa minima:

$$A_s = 1.520 \text{ mm}^2 \quad \text{scegliamo un'Area effettiva di } 5\phi 20 = 1571 \text{ mm}^2$$

Verifica della trave a flessione SLU.

Calcolo asse neutro:

Lo SLU per flessione coincide con il raggiungimento della massima capacità deformativa del calcestruzzo,

$$\varepsilon_c = 0,0035.$$

Dall'equilibrio alla traslazione $C=Z$ otteniamo la posizione dell'asse neutro, ipotizzando che l'acciaio lavori oltre lo snervamento.

Si utilizza come diagramma costitutivo del calcestruzzo lo stress-block ($\beta=0,8$, $k=0,4$).

$$C = \beta \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b = 0,8 \cdot x \cdot 15,87 \cdot 300$$

$$Z = A_s \cdot f_{yd} = 1571 \cdot 391,3 = 614.732,3 \text{ N}$$

$$x = 161 \text{ mm}$$

Verifico che l'ipotesi sul comportamento dell'acciaio sia valida.

$$0,0035 : 161 = \varepsilon_s : (660 - 161)$$

$$\varepsilon_s > 0,01 \text{ OK}$$

Verifica

$$M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

$$M_{Rd} = Z \cdot z = 614.732,3 \cdot (660 - (0,4 \cdot 161)) = 366,13 \text{ KNm} \geq M_{Sd} = 352,13 \text{ KNm}$$

Progettazione armatura del pilastro.

Azione sollecitante SLU sezione estremità inferiore.

$$N_{sd} = V_{sd} + 1,3 P_p$$

Peso proprio del pilastro (altezza 3m)

$$0,3\text{m} \cdot 0,4\text{m} \cdot 3\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 9,0 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = V_{sd} + 1,3 P_p = 201,21 + 9,0 \cdot 1,3 = 212,91 \text{ KN}$$

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12mm e non potranno avere interassi maggiori di 300mm.

$\phi \geq 12\text{mm}$ con ϕ diametro delle barre longitudinali;

$i_{\text{barre-long}} \leq 300\text{mm}$ con $i_{\text{barre-long}}$ interasse barre longitudinali, nel caso in esame saranno quindi necessarie 3 barre sui lati lunghi della sezione;

Inoltre la loro area non deve essere inferiore a:

$$A_{s, \min} \geq \frac{0,10 N_{sd}}{f_{yd}}$$

E comunque non inferiore a $0,003A_c$ (punto 4.1.44).

Scegliendo di armare con $6\phi 12$, A_s risulta pari a 679 mm^2 quindi soddisfa entrambe le prescrizioni, infatti:

$$A_{s, \min} \geq \frac{0,10 \cdot 212.910}{391,3} = 54 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 300 \cdot 400 = 120.000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 120.000 = 360 \text{ mm}^2$$

Verifica:

Con riferimento alla verifica di resistenza dei pilastri in c.a. soggetti a sola compressione assiale, la prescrizione circa l'eccentricità minima dell'azione assiale da tenere in conto può essere implicitamente soddisfatta valutando N_{Rd} con la formula:

$$N_{Rd} = 0,8 A_c f_{cd} + A_{s, \text{tot}} f_{yd} \quad (\text{C4.1.4})$$

$$N_{rd} = 0,8 f_{cd} \cdot A_c + A_{s, \text{tot}} \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot 120.000 \cdot 15,87 + 679 \cdot 391,4 = 1.789.280 \text{ N} = 1.790 \text{ KN} \geq N_{sd}$$

Quesito N° 2 (10 punti)

Verificare allo SLU la mensola realizzata da un profilo IPE 220 in acciaio S275 di luce 2m.

I carichi presenti sono:

-permanententi	8,00	kN/m
-permanententi non strutturali	11,00	kN/m
-variabili	5,00	kN/m

La trave sostiene una soletta che la vincola totalmente nei confronti dell'instabilità laterale. Trattandosi di profilato metallico commerciale di tipo IPE non è richiesta la classificazione del profilo.

Dati del profilo:

-altezza	h	220	mm
-larghezza	b	110	mm
-spessore delle ali	t_f	9,2	mm
-spessore dell'anima	t_w	5,9	mm
-raggio di raccordo	r	15	mm
-area	A	3337	mm ²
-momento d'inerzia rispetto all'asse forte	I_x	2772	cm ⁴
-modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,x}$	285,4	cm ³

Risoluzione

-Combinazioni di carico

-SLU

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1}$$

dove:

$$\gamma_{G1} = 1,3 \quad G_1 = \text{Carichi permanententi}$$

$$\gamma_{G2} = 1,5 \quad G_2 = \text{Carichi permanententi non strutturali}$$

$$\gamma_{Q1} = 1,5 \quad Q_{K1} = \text{Carichi variabili}$$

$$F_{Ed} = 1,3 \cdot 8,00 + 1,5 \cdot 11,00 + 1,5 \cdot 5,00 = 34,4 \text{ kN/m}$$

-Calcolo delle sollecitazioni

Massimo taglio sollecitante:

$$V_{sd} = 34,4 \cdot 2 = 68,8 \text{ kN}$$

Massimo momento sollecitante:

$$M_{sd} = \frac{34,4 \cdot 2^2}{2} = 68,8 \text{ kNm}$$

-Calcolo della resistenza a taglio

$$A_V = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f = 1.643,3 \text{ mm}^2$$

$$V_{Pl,Rd} = A_V \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} = 1.643,3 \cdot \frac{275}{1,05 \cdot \sqrt{3}} = 248.485 \text{ N} \approx 248 \text{ kN}$$

Poiché si ha $V_{sd} = 68,8 \text{ kN} < V_{Pl,Rd} = 248 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

Poiché il taglio sollecitante V_{sd} non risulta mai superiore al 50% del taglio resistente plastico $V_{Pl,Rd}$ si può trascurare l'interazione tra il taglio e il momento flettente nella successiva verifica.

-Calcolo della resistenza al momento flettente

Il momento resistente di progetto è (essendo la sezione di classe I):

$$M_{c,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 285.400 \cdot \frac{275}{1.05} = 74.747.619 N \cdot mm \approx 74,75 kNm$$

Poiché si ha $M_{sd} = 68,8 kNm < M_{c,Rd} = 74,75 kNm$ la verifica risulta soddisfatta.