



Università degli Studi di Cagliari

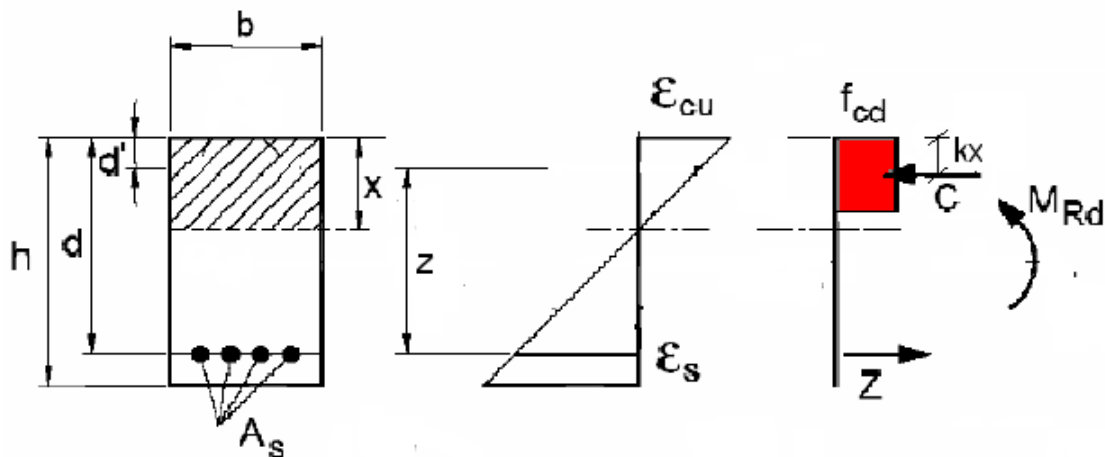
Prova scritta di Tecnica delle Costruzioni, Prof. Fausto Mistretta  
09/12/2010 ore 15:00 aula ALFA.

Cognome e Nome:
Matricola:

### Quesito N° 1 (12 punti)

Progettare allo SLU la base  $b$  e l'armatura tesa  $A_s$  della sezione rettangolare (altezza  $h=200$  mm) per  $M_{sd}$  pari a 150 KNm, realizzata con calcestruzzo classe di resistenza C28/35 e acciaio B450C.

### Risoluzione:



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

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

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  $\epsilon_s$  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

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

$$d = h - d' = 200 - 40 = 160 \text{ mm}$$

$$x = 0,259 \cdot 160 = 41 \text{ mm}$$

Progetto della base b e dell'armatura tesa.

$$C = \beta \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b$$

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

$$M_{Rd} = C \cdot z \text{ con } C = \beta \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b$$

Si pone  $M_{Sd} = M_{Rd}$

$$z = d - k \cdot x = 160 - (0,4 \cdot 41,4) = 143 \text{ mm}$$

$$M_{Sd} = C \cdot z = \beta \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b \cdot z = 0,8 \cdot 41,4 \cdot 15,87 \cdot b \cdot 143,4 \quad \text{da cui ricavo la base b :}$$

$$b = \frac{M_{Sd}}{\beta \cdot x \cdot f_{cd} \cdot z} = \frac{150.000.000}{0,8 \cdot 41,4 \cdot 15,87 \cdot 143,4} = 1.990 \text{ mm}$$

La base della sezione risulta di 200 cm

Dalla relazione  $C=Z$  si ottiene l'area dell'armatura tesa.

$$Z = A_s \cdot f_{yd} = A_s \cdot 391,3$$

$$C = \beta \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b = 0,8 \cdot 0,259 \cdot d \cdot f_{cd} \cdot b = 0,207 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

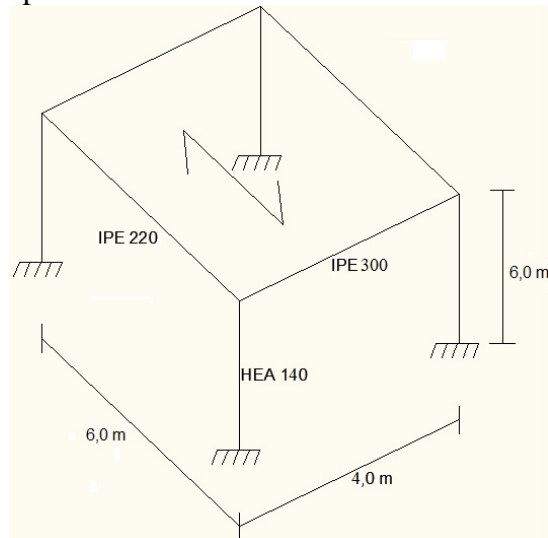
$$A_s = 0,207 b d f_{cd} / f_{yd} = 0,207 \cdot 160 \cdot 2.000 \cdot 15,87 / 391,3 = 2686 \text{ mm}^2$$

$$\text{Area effettiva } 9 \varnothing 20 = 2827 \text{ mm}^2$$

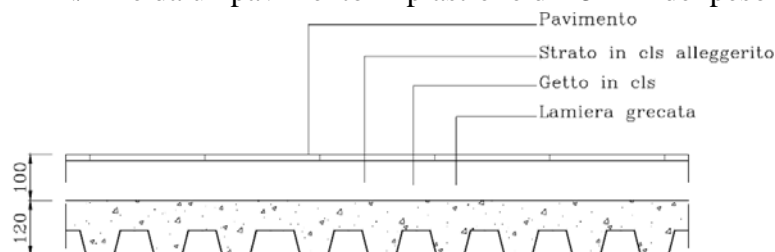
## Quesito 2 (16 punti)

Data la struttura in acciaio, riportata in figura, destinata ad uso commerciale (negozio), eseguire l'analisi dei carichi e verificare i pilastri; si considerino i pilastri incastrati al suolo e incernierati con le travi.

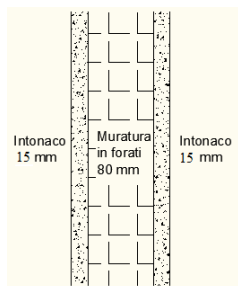
La struttura è realizzata con pilastri HEA 140, con travi principali IPE 300 e secondarie IPE 220 in acciaio S235. Trattandosi di profilato metallico commerciale di tipo HEA non è richiesta la classificazione del profilo del pilastro.



-Il solaio è realizzato in lamiera grecata tipo EGB 1200/D del peso di  $0,21 \text{ kN/m}^2$ , con soletta collaborante del peso di  $2,3 \text{ kN/m}^2$ , da uno strato di cls alleggerito per il passaggio degli impianti di  $85 \text{ mm}$  del peso di  $12 \text{ kN/m}^3$  e da un pavimento in piastrelle di  $15 \text{ mm}$  del peso di  $20 \text{ kN/m}^3$ .



-Sul solaio sono presenti dei tramezzi così formati:



- Intonaco civile spessore 15 mm e peso unitario  $20 \text{ kN/m}^3$
- Muratura in forati spessore 80 mm e peso unitario  $11 \text{ kN/m}^3$

I tramezzi sono alti 2,60 m.

Dati del pilastro:

-altezza	$h$	133	mm
-larghezza	$b$	140	mm
-spessore delle ali	$t_f$	8,5	mm
-spessore dell'anima	$t_w$	5,5	mm
-raggio di raccordo	$r$	12	mm
-area	$A$	3142	$\text{mm}^2$
-momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{y-y}$	1033	$\text{cm}^4$
-momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{z-z}$	389,3	$\text{cm}^4$
-Peso per unità di lunghezza	$g_t$	0,247	$\text{kN/m}$

Peso proprio della trave principale IPE 300:	0,422	kN/m
Peso proprio della trave secondaria IPE 220:	0,262	kN/m

## Risoluzione:

### -Analisi dei carichi

#### Carichi permanenti strutturali (G<sub>1</sub>):

Peso proprio del pilastro	0,247	kN/m
Peso proprio della trave principale	0,422	kN/m
Peso proprio della trave secondaria	0,262	kN/m

Peso del solaio:

lamiera grecata tipo EGB 1200/D	0,21	kN/m <sup>2</sup>
soletta collaborante	2,3	kN/m <sup>2</sup>
<b>peso totale</b>	<b>2,51</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

#### Carichi permanenti portati (G<sub>2</sub>):

strato di cls alleggerito	$12 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,085 \text{ m} =$	1,02	kN/m <sup>2</sup>
pavimento in piastrelle di 20 mm del peso di	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,015 \text{ m} =$	0,3	kN/m <sup>2</sup>
<b>peso totale</b>		<b>1,32</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

Peso proprio dei tramezzi per m<sup>2</sup>:

intonaco civile	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,015 \text{ m} =$	0,3	kN/m <sup>2</sup>
muratura in forati	$11 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,08 \text{ m} =$	0,88	kN/m <sup>2</sup>
intonaco civile	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,015 \text{ m} =$	0,3	kN/m <sup>2</sup>
<b>peso totale</b>		<b>1,48</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

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  $1,48 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,60 \text{ m} = 3,85 \text{ kN/m}$  è pari a **1,60 kN/m<sup>2</sup>**.

#### Carichi variabili (Q<sub>k1</sub>):

ambienti ad uso negozio	4,00	kN/m <sup>2</sup>
-------------------------	------	-------------------

**-Carichi sul pilastro (poiché l'area d'influenza di un pilastro è pari a 3,0 m x 2,00 m, ogni pilastro porta i carichi di 6, m<sup>2</sup> di solaio):**

Peso proprio del pilastro:	$0,247 \text{ kN/m} \cdot 6,00 \text{ m} =$	1,482	kN
Peso proprio della trave principale:	$0,422 \text{ kN/m} \cdot 2,00 \text{ m} =$	0,844	kN
Peso proprio della trave secondaria:	$0,262 \text{ kN/m} \cdot 3,00 \text{ m} =$	0,786	kN
Peso proprio del solaio:	$2,51 \text{ kN/m}^2 \cdot 6 \text{ m}^2 =$	15,06	kN
<b>Carico permanente strutturale (G<sub>1</sub>)</b>		<b>18,17</b>	<b>kN</b>

Carichi permanenti portati sul solaio:	$1,32 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m}^2 =$	7,92	kN
Peso proprio dei tramezzi:	$1,60 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m}^2 =$	9,60	kN
<b>Carico permanente portato (G<sub>2</sub>)</b>		<b>17,52</b>	<b>kN</b>

<b>Carichi variabili (Q<sub>k1</sub>):</b>	$4,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,00 \text{ m}^2 =$	<b>24,00</b>	<b>kN</b>
--	--	--------------	-----------

### -Combinazioni di carico

-SLU

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

dove:

$$\begin{aligned} \gamma_{G1} &= 1,3 & G_1 &= \text{Carichi permanenti} \\ \gamma_{G2} &= 1,5 & G_2 &= \text{Carichi permanenti non strutturali} \\ \gamma_{Q1} &= 1,5 & Q_{K1} &= \text{Carichi variabili} \\ N_{Ed} &= 1,3 \cdot 18,17 + 1,5 \cdot 17,52 + 1,5 \cdot 24,00 = 85,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

### -Compressione

Resistenza di calcolo a compressione:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3142 \cdot 235}{1,05} \cong 703,2 \text{ kN}$$

Poiché si ha  $N_{Ed} = 85,9 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 703,2 \text{ kN}$  la verifica risulta soddisfatta.

### -Instabilità

Resistenza di calcolo all'instabilità:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$$

$N_{cr}$  è il carico critico elastico dell'asta pari a:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_0^2}$$

dove  $L_0 = \beta \cdot L$  è la lunghezza di libera inflessione.

Per un'asta con un estremo incastrato ed uno incernierato  $\beta = 0,8$ , per cui  $L_{0,y} = L_{0,z} = 0,8 \cdot 6 = 4,8 \text{ m}$ .

Per le sezioni laminare quando si ha  $h/b < 1,2$  e  $t_f < 100 \text{ mm}$ , si considera la curva d'instabilità b per l'asse forte y-y e la curva d'instabilità c per l'asse debole z-z.

-asse forte y-y

Dalla curva d'instabilità b ricavo il fattore di imperfezione  $\alpha = 0,34$ .

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y-y}}{L_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 10330000}{4800^2} \cong 928,3 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{3142 \cdot 235}{928300}} = 0,892$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,34(0,892 - 0,2) + 0,892^2] = 1,015$$

$$\chi = \frac{1}{1,015 + \sqrt{1,015^2 + 0,892^2}} = 0,423$$

e quindi la resistenza di calcolo a compressione rispetto all'asse forte y-y:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,423 \cdot 3142 \cdot 235}{1,05} = 297,5 \text{ kN}$$

-asse debole z-z

Dalla curva d'instabilità c ricavo il fattore di imperfezione  $\alpha = 0,49$ .

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z-z}}{L_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3893000}{4800^2} = 349,8 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{3142 \cdot 235}{349800}} = 1,453$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,4\lambda + 1,453 - 0,2) + 1,453^2] = 1,862$$

$$\chi = \frac{1}{1,862 + \sqrt{1,862^2 + 1,453^2}} = 0,237$$

e quindi la resistenza di calcolo a compressione rispetto all'asse debole z-z:

$$N_{b,Rd} = \frac{0,237 \cdot 3142 \cdot 235}{1,05} = 166,5 \text{ kN}$$

La resistenza di calcolo a compressione sarà la minore tra quelle calcolate rispetto ai due assi. Poiché si ha  $N_{Ed} = 85,9 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 166,5 \text{ kN}$  la verifica risulta soddisfatta.

### Quesito 3 (2 punti)

Su un getto di  $95\text{m}^3$  di miscela omogenea vengono effettuati 3 prelievi, siano  $R_1, R_2, R_3$  le tre resistenze di prelievo, con:  $R_1 \leq R_2 \leq R_3$

$$R_1 = 34,5 \text{ N/mm}^2$$

$$R_2 = 42,6 \text{ N/mm}^2$$

$$R_3 = 59 \text{ N/mm}^2$$

Calcolare la resistenza caratteristica minima del calcestruzzo.

### Risoluzione:

$$R_m \geq R_{ck} + 3,5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$R_1 \geq R_{ck} - 3,5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$\text{In cui: } R_m = \frac{R_1 + R_2 + R_3}{3}$$

$$R_m = (34,5 + 42,6 + 59) / 3 = 45,4 \text{ N/mm}^2$$

$$R_m - 3,5 \geq R_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$45,4 - 3,5 = 41,9 \geq R_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$R_1 + 3,5 \geq R_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

$$34,5 + 3,5 = 38 \geq R_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

La  $R_{ck}$  minima risulta pari a  $38 \text{ N/mm}^2$ .