



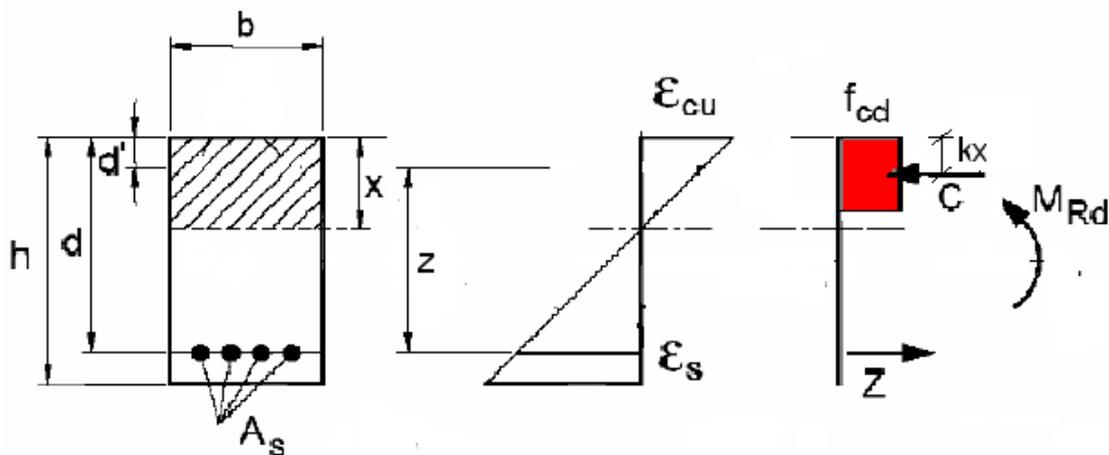
Università degli Studi di Cagliari

Prova scritta di Tecnica delle Costruzioni, Prof. Fausto Mistretta  
22/07/2010 ore 9:30 aula ALFA.

Cognome e Nome:
Matricola:

### Quesito N° 1 (12 punti).

Progettare allo SLU l'altezza utile  $d$  e l'armatura tesa  $A_s$  della sezione rettangolare (base 400 mm) per  $M_{sd}$  pari a 200 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

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

Progetto dell'altezza utile 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  $M_{Sd} = M_{Rd}$

$$z = d - k \cdot x$$

$M_{Sd} = C \cdot z = \beta \cdot x \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - k \cdot x) = 0,8 \cdot 0,259 \cdot d \cdot f_{cd} \cdot b \cdot (d - 0,4 \cdot 0,259 \cdot d) = 0,207 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \cdot (1 - 0,4 \cdot 0,259)$ , da cui ricavo l'altezza utile d:

$$d = \sqrt{\frac{M_{sd}}{0,185 \cdot f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{200000000}{0,185 \cdot 15,87 \cdot 400}} = 412,7 \text{ mm}$$

L'altezza della sezione risulta pari a

$$h = d + d' = 412,7 + 40 = 452,7 \approx 455 \text{ mm}$$

Altezza utile effettiva 415 mm.

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

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

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

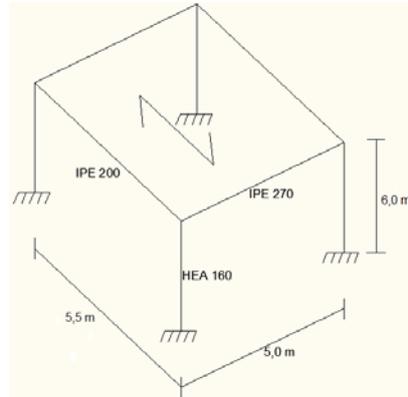
$$A_s = 0,207 b d f_{cd} / f_{yd} = 0,207 \cdot 400 \cdot 415 \cdot 15,87 / 391,3 = 1393,6 \text{ mm}^2$$

Area effettiva  $6\phi 18 = 1526,8 \text{ mm}^2$

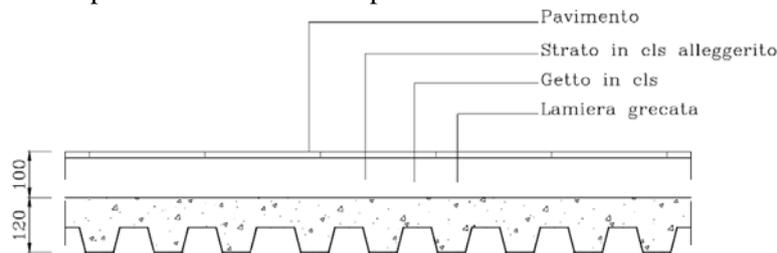
## Quesito 2 (16 punti):

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

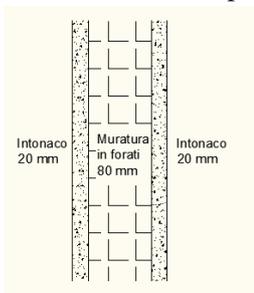
La struttura è realizzata con pilastri HEA 160, con travi principali IPE 270 e secondarie IPE 200 in acciaio S235.



-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  $80 \text{ mm}$  del peso di  $12 \text{ kN/m}^3$  e da un pavimento in piastrelle di  $20 \text{ mm}$  del peso di  $20 \text{ kN/m}^3$ .



-Sul solaio sono presenti dei tramezzi così formati:



- Intonaco civile spessore 20 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	$h$	152	mm
-larghezza	$b$	160	mm
-spessore delle ali	$t_f$	9	mm
-spessore dell'anima	$t_w$	6	mm
-raggio di raccordo	$r$	15	mm
-area	$A$	3877	$\text{mm}^2$
-momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_{y-y}$	1673	$\text{cm}^4$
-momento d'inerzia rispetto all'asse debole	$I_{z-z}$	615	$\text{cm}^4$
-Peso per unità di lunghezza	$g_t$	0,304	$\text{kN/m}$

Peso proprio della trave principale IPE 270:	0,361	$\text{kN/m}$
Peso proprio della trave secondaria IPE 200:	0,224	$\text{kN/m}$

## Risoluzione:

### -Analisi dei carichi

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

Peso proprio del pilastro	0,304	kN/m
Peso proprio della trave principale	0,361	kN/m
Peso proprio della trave secondaria	0,224	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	$12 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,08 \text{ m} =$	0,96	kN/m <sup>2</sup>
pavimento in piastrelle di 20 mm del peso di	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} =$	0,4	kN/m <sup>2</sup>
<b>peso totale</b>		<b>1,36</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

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

intonaco civile	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} =$	0,4	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	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \text{ m} =$	0,4	kN/m <sup>2</sup>
<b>peso totale</b>		<b>1,68</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  $1,68 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,60 \text{ m} = 4,37 \text{ kN/m}$  è pari a **2,00 kN/m<sup>2</sup>**.

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

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

**-Carichi sul pilastro (poiché l'area d'influenza di un pilastro è pari a 2,5 m x 2,75 m, ogni pilastro porta i carichi di 6,875 m<sup>2</sup> di solaio):**

Peso proprio del pilastro:	$0,304 \text{ kN/m} \cdot 6,00 \text{ m} =$	1,83	kN
Peso proprio della trave principale:	$0,361 \text{ kN/m} \cdot 2,50 \text{ m} =$	0,90	kN
Peso proprio della trave secondaria:	$0,224 \text{ kN/m} \cdot 2,75 \text{ m} =$	0,62	kN
Peso proprio del solaio:	$2,51 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,875 \text{ m}^2 =$	17,26	kN
<b>Carico permanente strutturale (G<sub>1</sub>)</b>		<b>20,61</b>	<b>kN</b>

Carichi permanenti portati sul solaio:	$1,36 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,875 \text{ m}^2 =$	9,35	kN
Peso proprio dei tramezzi:	$2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,875 \text{ m}^2 =$	13,75	kN
<b>Carico permanente portato (G<sub>2</sub>)</b>		<b>23,1</b>	<b>kN</b>

<b>Carichi variabili (Q<sub>k1</sub>):</b>	$2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,875 \text{ m}^2 =$	<b>13,75</b>	<b>kN</b>
--	---	--------------	-----------

### -Classificazione del profilo per le azioni flettenti

acciaio S235  $\rightarrow \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 1$  con  $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$  tensione di snervamento dell'acciaio.

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{d}{t_w} = 17,33 < 33 \cdot \varepsilon = 33 \rightarrow \text{l'anima appartiene alla classe 1,}$$

dove  $d = h - 2 \cdot (t_f + r)$  è l'altezza dell'anima.

Poiché è rispettato il seguente rapporto:

$$\frac{c}{t_f} = 8,89 < 9 \cdot \varepsilon = 9 \rightarrow \text{l'ala appartiene alla classe 1,}$$

dove  $c=b/2$  è metà dell'ala.

La sezione è classificata in base alla classe della componente più alta, nel nostro caso la sezione appartiene alla classe 1.

### -Combinazioni di carico

-SLU

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

dove:

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

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

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

$$N_{Ed} = 1,3 \cdot 20,61 + 1,5 \cdot 23,1 + 1,5 \cdot 13,75 = 82,1 \text{ kN}$$

### -Compressione

Resistenza di calcolo a compressione:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{3877 \cdot 235}{1,05} \cong 868 \text{ kN}$$

Poiché si ha  $N_{Ed}=82,1 \text{ kN} < N_{c,Rd}=868 \text{ kN}$  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 laminate 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  $\alpha=0,34$ .

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{y-y}}{L_{0,y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 16730000}{4800^2} \cong 1505 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{3877 \cdot 235}{1505000}} = 0,778$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,34(0,778 - 0,2) + 0,778^2] = 0,901$$

$$\chi = \frac{1}{0,901 + \sqrt{0,901^2 + 0,778^2}} = 0,738$$

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

$$N_{b,Rd} = \frac{0,738 \cdot 3877 \cdot 235}{1,05} = 640,3kN$$

-asse debole z-z

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

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{z-z}}{L_{0,z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 6150000}{4800^2} = 553,2kN$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{3877 \cdot 235}{553200}} = 1,283$$

$$\Phi = 0,5[1 + 0,49(1,283 - 0,2) + 1,283^2] = 1,589$$

$$\chi = \frac{1}{1,589 + \sqrt{1,589^2 + 1,283^2}} = 0,396$$

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

$$N_{b,Rd} = \frac{0,396 \cdot 3877 \cdot 235}{1,05} = 343,5kN$$

La resistenza di calcolo a compressione sarà la minore tra quelle calcolate rispetto ai due assi. Poiché si ha  $N_{Ed}=82,1kN < N_{b,Rd}=343,5kN$  la verifica risulta soddisfatta.

### Quesito 3 (2 punti):

Quali sono i parametri che influenzano maggiormente le deformazioni elastiche per una trave in acciaio:

- Tipo di acciaio, classe di sezione, luce.
- Momento d'inerzia, modulo elastico, luce.
- Schema statico, modulo elastico, classe di sezione.