

Università degli Studi di Cagliari

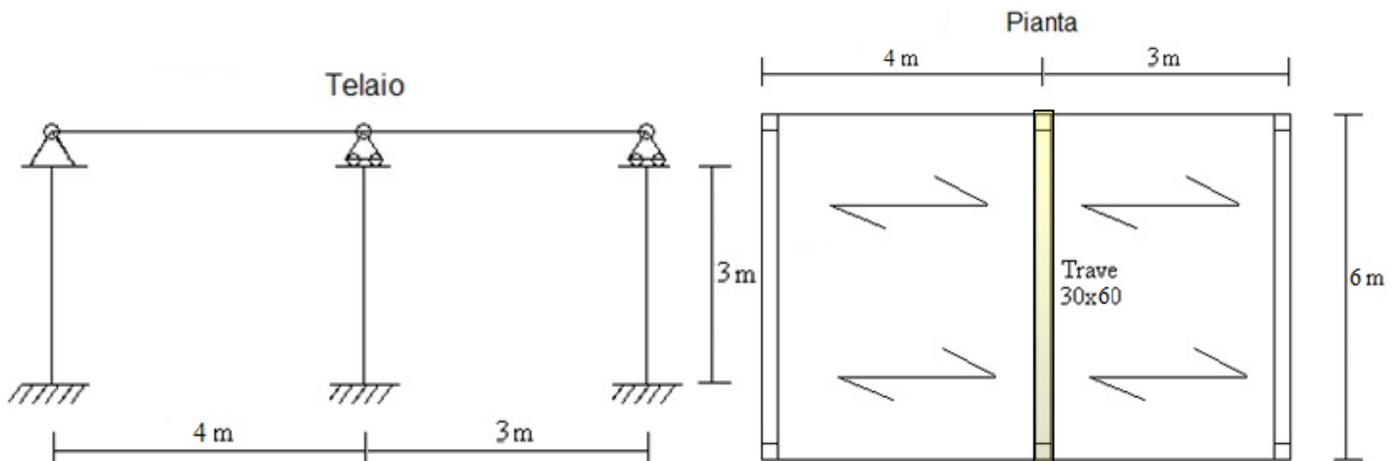
Prova scritta di Tecnica delle Costruzioni, Prof. Fausto Mistretta  
25/11/2010 ore 15:00 aula alfa.

Cognome e Nome:
Matricola:

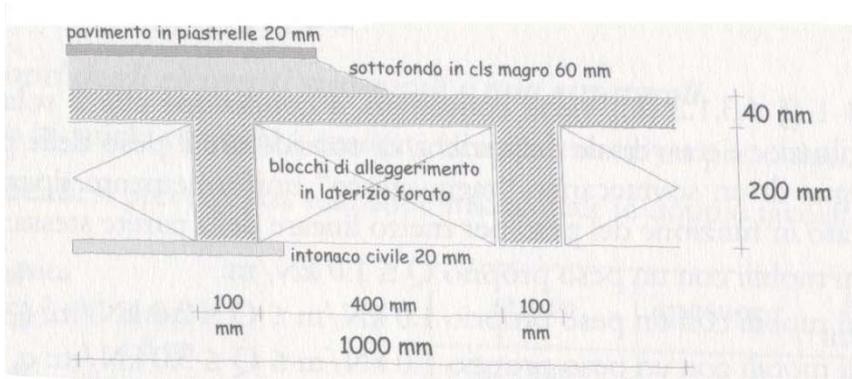
### Quesito N° 1 (20 punti).

Data la struttura in calcestruzzo armato, riportata in figura, destinata ad uso residenziale, eseguire l'analisi dei carichi, progettare e verificare per l'azione flettente la trave centrale (indicata in figura) allo SLU ( $b=300$  mm e  $h=600$  mm, peso specifico cls  $25$  kN/m<sup>3</sup>) e progettare le armature dei pilastri centrali (altezza 3 m) allo SLU aventi sezione  $b=h=300$  mm.

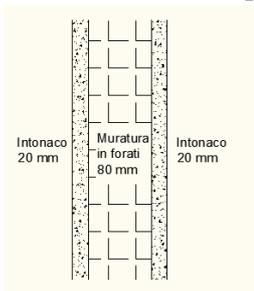
La struttura è realizzata in calcestruzzo con classe di resistenza C28/35 e acciaio B450C.



-Il solaio è suddiviso in due campate di luce rispettivamente pari a 4,0 m e 3,0 m, ed è realizzato in calcestruzzo armato gettato in opera (altezza 200+40 mm) del peso di 3,76 kN/m<sup>2</sup>, con sottofondo in cls magro di 60 mm del peso di 20 kN/m<sup>3</sup>, pavimento in piastrelle di 20 mm del peso di 20 kN/m<sup>3</sup> e da un intonaco all'intradosso di 20 mm del peso di 20 kN/m<sup>3</sup>.



-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 2,70 m.

## Risoluzione:

### 1. Analisi dei carichi solaio

#### Carichi permanenti strutturali (G1):

Peso del solaio (gettato in opera, altezza 200+40mm): **3,76 kN/m<sup>2</sup>**

#### Carichi permanenti portati (G2):

strato di cls magro	$20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,06 \text{ m} =$	1,20	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>
intonaco all'intradosso 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>2,00</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  $1,68 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,70 \text{ m} = 4,5 \text{ kN/m}$  è pari a **2,00 kN/m<sup>2</sup>**.

#### Carichi variabili (Qk1):

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

### 2. Carichi sulla trave (la trave porta i carichi di metà di ciascuna delle due campate di solaio che poggiano su di essa, quindi $1,5 + 2,0 = 3,5 \text{ m}$ )

Peso proprio della trave	$0,3 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3 =$	4,50	kN/m
Peso proprio del solaio:	$3,76 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} =$	13,16	kN/m
<b>Carico permanente strutturale totale (G1)</b>		<b>17,66</b>	<b>kN/m</b>

Carichi permanenti portati sul solaio:	$2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} =$	7,00	kN/m
Peso proprio dei tramezzi:	$2,00 \text{ kN/m}^2 \cdot 3,5 \text{ m} =$	7,00	kN/m

**Carico permanente portato totale (G2)** **14,00 kN/m**

**Carichi variabili (Qk1):** **2,00 kN/m<sup>2</sup> · 3,5m = 7,0 kN/m**

**-Combinazioni di carico**

-SLU

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

dove:

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

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

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

$$F_{Ed} = 1,3 \cdot 17,66 + 1,5 \cdot 14,00 + 1,5 \cdot 7,0 = 54,46 \text{ kN/m}$$

**-Calcolo delle sollecitazioni**

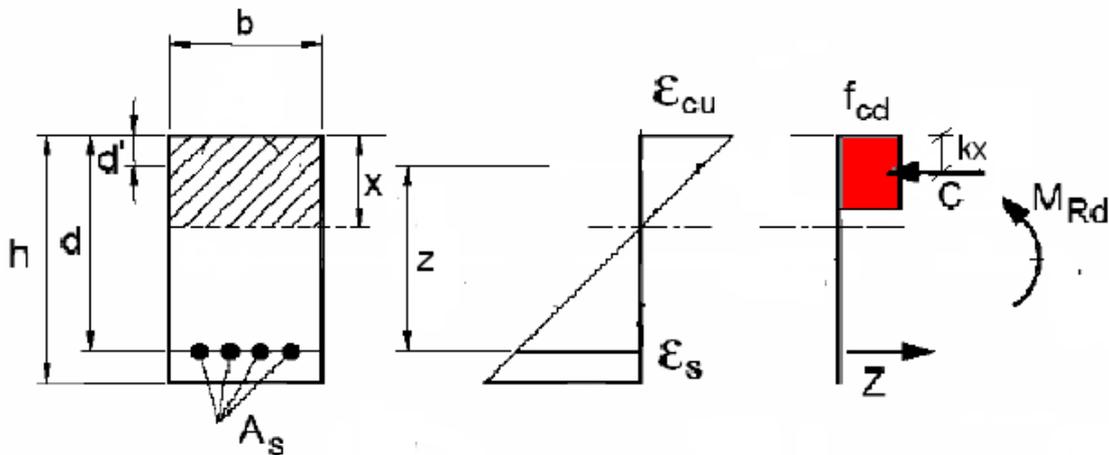
Massimo taglio sollecitante:

$$V_{sd} = \frac{F_{Ed} \cdot 6}{2} = 163,38 \text{ kN}$$

Massimo momento sollecitante:

$$M_{sd} = \frac{F_{Ed} \cdot 6^2}{8} = 245,07 \text{ kNm}$$

**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  $\epsilon_s$  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

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

$$d = h - d' = 600 - 40 = 560 \text{ mm}$$

$$x=145,04 \text{ mm}$$

### Progetto dell'armatura tesa.

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

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

$$\text{Si pone } M_{Sd} = M_{Rd} = 245.070.000 \text{ Nmm}$$

$$z = d - k \cdot x = 560 - (0,4 \cdot 145,04) = 502 \text{ mm}$$

$$M_{Sd} = Z \cdot z = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - k \cdot x) = A_s \cdot 391,3 \cdot 502 \text{ mm}$$

da cui ricavo l'area di armatura tesa minima:

$$A_s = 1.247,6 \text{ mm}^2 \quad \text{scegliamo un'Area effettiva di } 5\phi 18 = 1.272 \text{ mm}^2$$

### **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 ( $\beta=0,8$ ,  $k=0,4$ ).

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

$$Z = A_s \cdot f_{yd} = 1.272 \cdot 391,3 = 497.733,6 \text{ N}$$

$$x = 130,7 \text{ mm}$$

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

$$0,0035 : 130,7 = \varepsilon_s : (560 - 130,7)$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_{ysd} = 0,00196 \text{ OK}$$

Verifica

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

$$M_{Rd} = Z \cdot z = 497.733,6 \cdot (560 - (0,4 \cdot 130,7)) = 252,7 \text{ KNm} \geq M_{Sd} = 245,07 \text{ KNm}$$

### **Progettazione armatura del pilastro.**

#### **Azione sollecitante SLU sezione estremità inferiore.**

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

Peso proprio del pilastro (altezza 3m)

$$0,3\text{m} \cdot 0,3\text{m} \cdot 3\text{m} \cdot 25\text{kN/m}^3 = 6,75 \text{ kN}$$

$$N_{sd} = V_{sd} + 1,3 P_p = 163,7 + 6,75 \cdot 1,3 = 172,5 \text{ KN}$$

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 300 mm.

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

$i_{\text{barre-long}} \leq 300\text{mm}$  con  $i_{\text{barre-long}}$  interasse barre longitudinali.

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  $4\phi 12$ ,  $A_s$  risulta pari a  $452,4 \text{ mm}^2$  quindi soddisfa entrambe le prescrizioni, infatti:

$$A_{s, \min} \geq \frac{0,10 \cdot 172,5}{391,3} = 44 \text{ mm}^2$$

$$A_c = 300 \cdot 300 = 90.000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \geq 0,003 \cdot A_c = 0,003 \cdot 90.000 = 270 \text{ mm}^2$$

#### **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:

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

$$N_{rd} = 0,8 f_{cd} \cdot A_c + A_{s,tot} \cdot f_{yd} = 0,8 \cdot 90.000 \cdot 15,87 + 452,4 \cdot 391,4 = 1.319.709 \text{ N} = 1319,7 \text{ KN} \geq N_{sd}$$

## Quesito N° 2 (8 punti)

Verificare allo SLU la sezione realizzata da un profilo IPE 300 in acciaio S235 su cui agiscono le seguenti azioni di calcolo:

$N = 100$  kN azione normale di compressione e

$M = 150$  kNm azione flettente (intorno all'asse forte).

Dati del profilo:

-altezza	$h$	300	mm
-larghezza	$b$	150	mm
-spessore delle ali	$t_f$	10,7	mm
-spessore dell'anima	$t_w$	7,1	mm
-raggio di raccordo	$r$	15	mm
-area	$A$	5381	mm <sup>2</sup>
-momento d'inerzia rispetto all'asse forte	$I_x$	8356	cm <sup>4</sup>
-modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte	$W_{pl,x}$	628,4	cm <sup>3</sup>

## Risoluzione

Trattandosi di profilato metallico commerciale di tipo HEA non è necessaria la classificazione del profilo. Essendo la sezione ad H doppiamente simmetrica, soggetta a pressoflessione retta nel piano dell'anima, la corrispondente azione resistente di calcolo è data da:

$$M_{N,x,Rd} = \frac{M_{pl,x,Rd} (1 - n)}{(1 - 0,5a)}$$

Dove:

$n = N / N_{pl,Rd}$  e poiché

$$N_{pl,Rd} = 235 \cdot 5381 / 1,05 = 1.204,32 \text{ kN}$$

si ricava  $n = 0,083$

Inoltre:

$$a = (A - 2bt_f) / A = 0,403 \leq 0,5$$

$$M_{pl,x,Rd} = W_{pl,x} \cdot 235 / \gamma_m = 628.400 \cdot 235 / 1,05 = 140,7 \text{ kNm}$$

$$M_{N,x,Rd} = 140,7 \cdot (1 - 0,083) / (1 - 0,5 \cdot 0,403) = 161,6 \text{ kNm} > M = 150 \text{ kNm}$$

VERIFICA SODDISFATTA

## Quesito 3 (2 punti):

Per rendere duttile una sezione rettangolare di cemento armato, con base e altezza vincolate, che provvedimenti posso adottare? Indicare sinteticamente i provvedimenti e motivarne le scelte.

## Risoluzione

- Aumentare la classe di resistenza del cls
- Posizionare armatura in zona compressa

Entrambi i provvedimenti tendono ad aumentare la resistenza del puntone compresso, e dunque a spostare l'asse neutro verso l'alto, incrementando la duttilità della sezione.