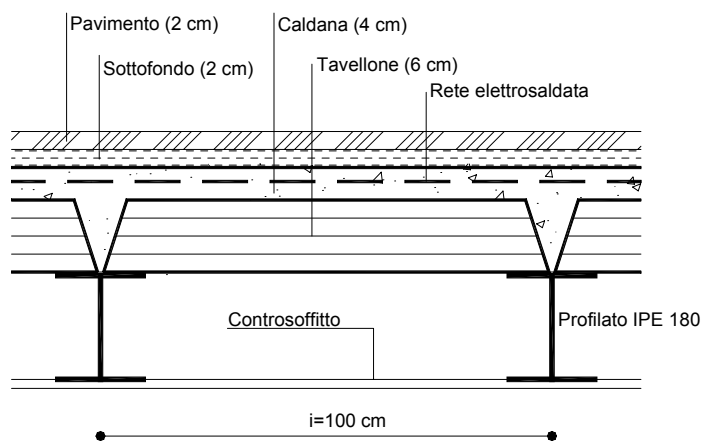


**RELAZIONE DI CALCOLO DEL SOLAIO**

Il solaio, da realizzare nella tipologia mista in profilati di acciaio e laterizi, è progettato per un carico accidentale pari a 600 kg/mq essendo il locale destinato ad archivio.

Esso è costituito da

- n. 2 travi principali del tipo HEB 240, posizionate secondo le pareti più lunghe del locale e vincolate a cerniera nelle due pareti di testata;
- n. 6 travi secondarie del tipo IPE 180, poste ad interasse di 1.00 m e vincolate a cerniera sulle due travi principali;
- tavelloni piani di sezione (25\*6) appoggiati sull'aletta superiore delle travi secondarie;
- soprastante formazione di caldana in c.a., di spessore  $s = 4$  cm, armata con rete elettrosaldata  $\Phi 6/20 \times 20$ ;
- sottofondo di allettamento in malta bastarda e pavimento
- controsoffitto in corrispondenza delle alette inferiori delle travi secondarie



**1) CALCOLO DELLA TRAVE SECONDARIA IPE 180**

**1.1) Analisi dei carichi per mq di solaio**

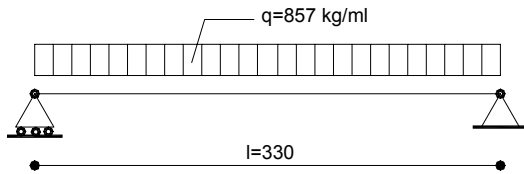
|   |   |                  |
|---|---|------------------|
| ⇒ tavelloni (s=6 cm)                              | $0,06 \times 1,00 \times 1,00 \times 800 =$   | 48 kg/mq         |
| ⇒ caldana armata (s=4 cm) con rete elettrosaldata | $0,04 \times 1,00 \times 1,00 \times 2500 =$  | 100 kg/mq        |
| ⇒ sottofondo di allettamento (s=2,5 cm)           | $0,025 \times 1,00 \times 1,00 \times 2000 =$ | 50 kg/mq         |
| ⇒ pavimento in ceramica                           |   | 40 kg/mq         |
| ⇒ carico accidentale                              |   | 600 kg/mq        |
| <b>CARICO TOTALE</b>                              |   | <b>838 kg/mq</b> |

**1.2) Analisi dei carichi per ml di profilato**

- Profilato IPE 180 (peso = 19 kg/ml)
- Interasse profilati:  $i = 100$  cm

|                          |            |                  |
|--------------------------|------------|------------------|
| ⇒ peso proprio profilato |            | 19 kg/ml         |
| ⇒ peso solaio            | 838x1,00 = | 838 kg/ml        |
| <b>CARICO TOTALE</b>     |            | <b>857 kg/ml</b> |

### 1.3) Verifica a flessione e taglio



Materiali:

- Acciaio: Fe 360
- $\sigma_{adm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$
- $\tau_{adm} = 0,577 \sigma_{adm} = 923 \text{ kg/cm}^2$

- Luce di calcolo:  $l = 330 \text{ cm}$
- $J_x = 1317 \text{ cm}^4$        $W_x = 146 \text{ cm}^3$

#### 1.3.1) Caratteristiche della sollecitazione:

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{857 \cdot 3,30^2}{8} = 1167 \text{ kgm}$$

$$T_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{857 \cdot 3,30}{2} = 1414 \text{ kg}$$

#### 1.3.2) Verifiche:

$$\sigma_x = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{116700}{146} = 1167 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{h_1 \cdot s_a} = \frac{1414}{16,60 \cdot 0,80} = 108 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{adm}$$

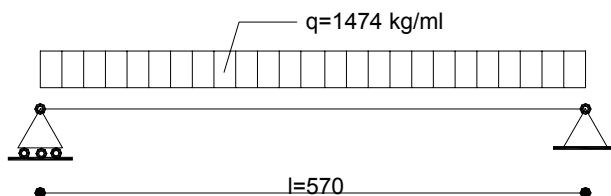
### 1.4) Verifica a deformazione

Trattandosi di solaio, la freccia ammissibile è pari a :  $\eta_{amm} = \frac{l}{400} = \frac{330}{400} = 0,825 \text{ cm}$  determinata dal solo sovraccarico.

$$q^* = 600 \text{ kg/m}^2 \cdot 1,00 = 600 \text{ kg/ml} = 6,00 \text{ kg/cm}$$

$$\eta = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J_x} = \frac{5}{384} \frac{6,00 \cdot 330^4}{2100000 \cdot 1317} = 0,34 \text{ cm} < \eta_{amm}$$

## 2) CALCOLO DELLA TRAVE PRINCIPALE HEA 240



Materiali:

- Acciaio: Fe 360
- $\sigma_{adm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$
- $\tau_{adm} = 0,577 \sigma_{adm} = 923 \text{ kg/cm}^2$

- Luce di calcolo:  $l = 570 \text{ cm}$
- $J_x = 7763 \text{ cm}^4$        $W_x = 675 \text{ cm}^3$
- $P = 60,3 \text{ kg/ml}$

La trave penetra nelle murature di testata di 30 cm per ambo i lati. Pertanto la luce sarà uguale a

$$L = 510 + 2 \cdot 30 = 570 \text{ cm}$$

Il carico agente sarà dato da:  $q = 857 \cdot 3,30/2 + 60,3 = 1474 \text{ kg/ml}$

## 2.1) Verifica a flessione e taglio

2.1.1) Caratteristiche della sollecitazione:

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1474 \cdot 5,70^2}{8} = 5986 \text{ kgm}$$

$$T_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1474 \cdot 5,70}{2} = 4201 \text{ kg}$$

2.1.2) Verifiche:

$$\sigma_x = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{598600}{675} = 887 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

$$\tau = \frac{T_{\max}}{h_1 \cdot s_a} = \frac{4201}{20,60 \cdot 0,75} = 272 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{\text{adm}}$$

## 2.2) Verifica a deformazione

Trattandosi di solaio, la freccia ammissibile è pari a :  $\eta_{\text{amm}} = \frac{l}{400} = \frac{570}{400} = 1,43 \text{ cm}$

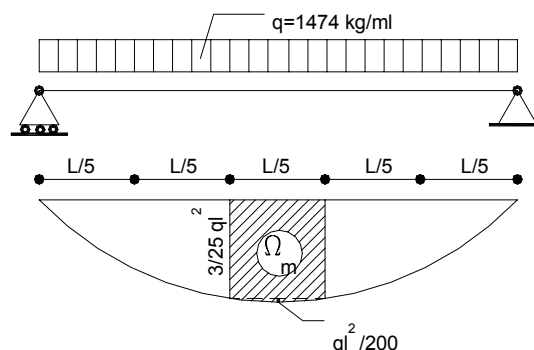
determinata dal solo sovraccarico.

$$q^* = 600 \text{ kg/mq} \cdot 3,30/2 = 990 \text{ kg/ml} = 9,90 \text{ kg/cm}$$

$$\eta = \frac{5}{384} \frac{q^* l^4}{E \cdot J_x} = \frac{5}{384} \frac{9,90 \cdot 570^4}{2100000 \cdot 7763} = 0,84 \text{ cm} < \eta_{\text{amm}}$$

## 2.3) Verifica allo svergolamento

Si assumono come ritegni delle travi principali per evitare l'instabilizzazione flessionale, le sei travi secondarie, vincolate trasversalmente alle travi principali, che determinano n. 5 campi, di luce pari a L/5 ciascuno.



La legge di variazione del momento lungo la trave è data da:  $M(x) = \frac{q^* l}{2} * x - \frac{q^* x^2}{2}$

Per  $x = 2l/5$ , si ha:  $M\left(\frac{2l}{5}\right) = \frac{q^* l}{2} * \frac{2l}{5} - \frac{q^* \left(\frac{2l}{5}\right)^2}{2} = \frac{3}{25} q^* l^2$

Pertanto  $\Omega_m = \frac{3}{25} q^* l^2 * \frac{l}{5} + \frac{2}{3} * \frac{l}{5} * \frac{q^* l^2}{200} = \frac{37}{1500} q^* l^2$

Il momento medio sarà uguale a:  $M_m = \frac{\Omega_m}{l} = \frac{37}{1500} q^* l^2 * \frac{5}{l} = 0,123 q^* l^2$

Pertanto, il momento di riferimento sarà uguale a:  $\bar{M} = 1,3 M_m = 0,160 q^* l^2$

Per procedere alla verifica deve essere soddisfatta la relazione  $0,75 M_{\max} \leq \bar{M} \leq M_{\max}$

dove  $M_{\max} = \frac{q^* l^2}{8} = 0,125 q^* l^2$

Essendo risultato  $\bar{M} > M_{\max}$  si assume  $\bar{M} = M_{\max} = 0,125 q^* l^2$

Eseguiamo la verifica.

$M_{\max} = \frac{q^* l^2}{8} = 5986 \text{kgm}$

le tensioni sulle ali del profilato valgono:  $\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{598600}{675} = 887 \text{kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$

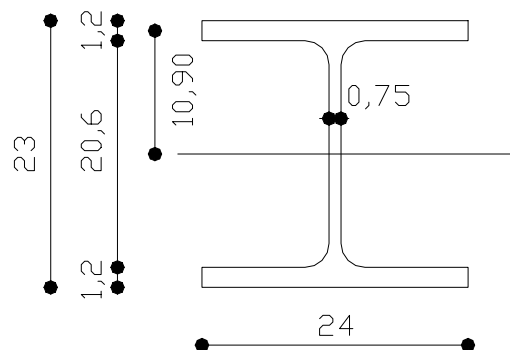
Determiniamo l'azione di compressione sulle ali

$\bar{M} = 0,125 q^* l^2 = 0,125 * 1470 * 5,70^2 = 5986 \text{kgm}$

quindi lo sforzo di compressione sarà:  $N = \bar{M} * \frac{S_n}{J_{x,n}}$

essendo:  $S_n$  = momento statico dell'ala compressa rispetto all'asse baricentrico

$J_{x,n}$  = momento di inerzia della sezione rispetto all'asse baricentrico



$$S_n = 24 * 1,2 * 10,9 = 313,92 \text{ cm}^3$$

e, quindi risulterà: 
$$N = 598600 * \frac{313,92}{7763} = 24206 \text{ kg}$$

E' noto che: 
$$\lambda = \frac{L_0 * \sqrt{12}}{b} = \frac{100 * \sqrt{12}}{24} = 14,43$$
 da cui segue che  $\omega = 1,00$

ricavato dalle tabelle per acciaio ex tipo 360 per profilo generico

In conclusione si ottiene

$$\sigma = \frac{\omega * N}{A} = \frac{1,00 * 24206}{24 * 1,2} = 840 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$$

### 3) VERIFICA AGLI APPOGGI DELLA MURATURA

Le murature di testata dove sono alloggiate le pravi principali sono in pietra forte di tipo basaltico, omogenea e squadrate e disposta in filari regolari, allettata con malta di calce idraulica in buone condizioni di conservazione.

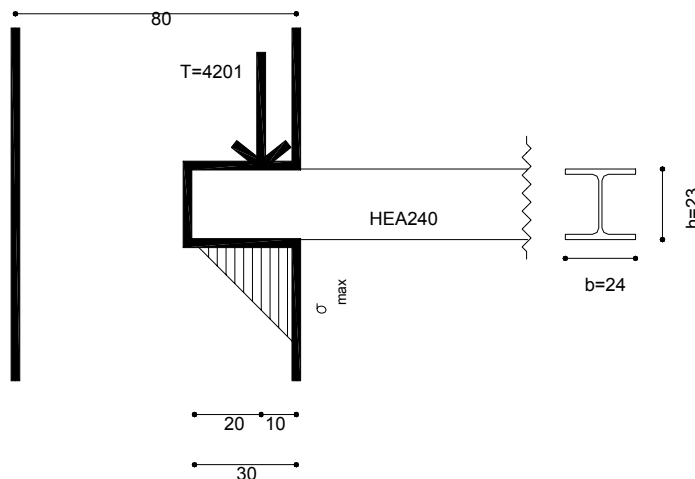
Per questo tipo di pietra la tensione di rottura è superiore ai 600 kg/cm<sup>2</sup>. Non essendo consentito eseguire estrapolazioni alle tabelle allegate al DM 20.11.1987, si assume il valore limite della normativa  $f_{bk} = 400 \text{ kg/cm}^2$ .

Per la malta si assume cautelativamente il tipo M4, la cui resistenza è uguale 25 kg/cm<sup>2</sup>.

Dalla Tabella A - Valore della  $f_k$  per murature in elementi artificiali pieni e semipieni – del citato decreto, si ricava per l'ultimo valore disponibile di  $f_{bk}$  (300 kg/cm<sup>2</sup>) una resistenza caratteristica a rottura  $f_k = 72 \text{ kg/cm}^2$ .

Pertanto la tensione media ammissibile è uguale a: 
$$\bar{\sigma}_m = \frac{f_k}{5} = \frac{72}{5} = 14,40 \text{ kg/cm}^2$$

Eseguiamo la verifica.



La tensione massima sul muro sarà data da: 
$$\sigma_{max} = \frac{2 * T}{b * a} = \frac{2 * 4201}{24 * 30} = 11,67 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_m$$

#### 4) CONNESSIONE TRAVE PRINCIPALE – TRAVE SECONDARIA

Si prevede una connessione con vincolo a cerniera eseguito mediante squadrette bullonate.

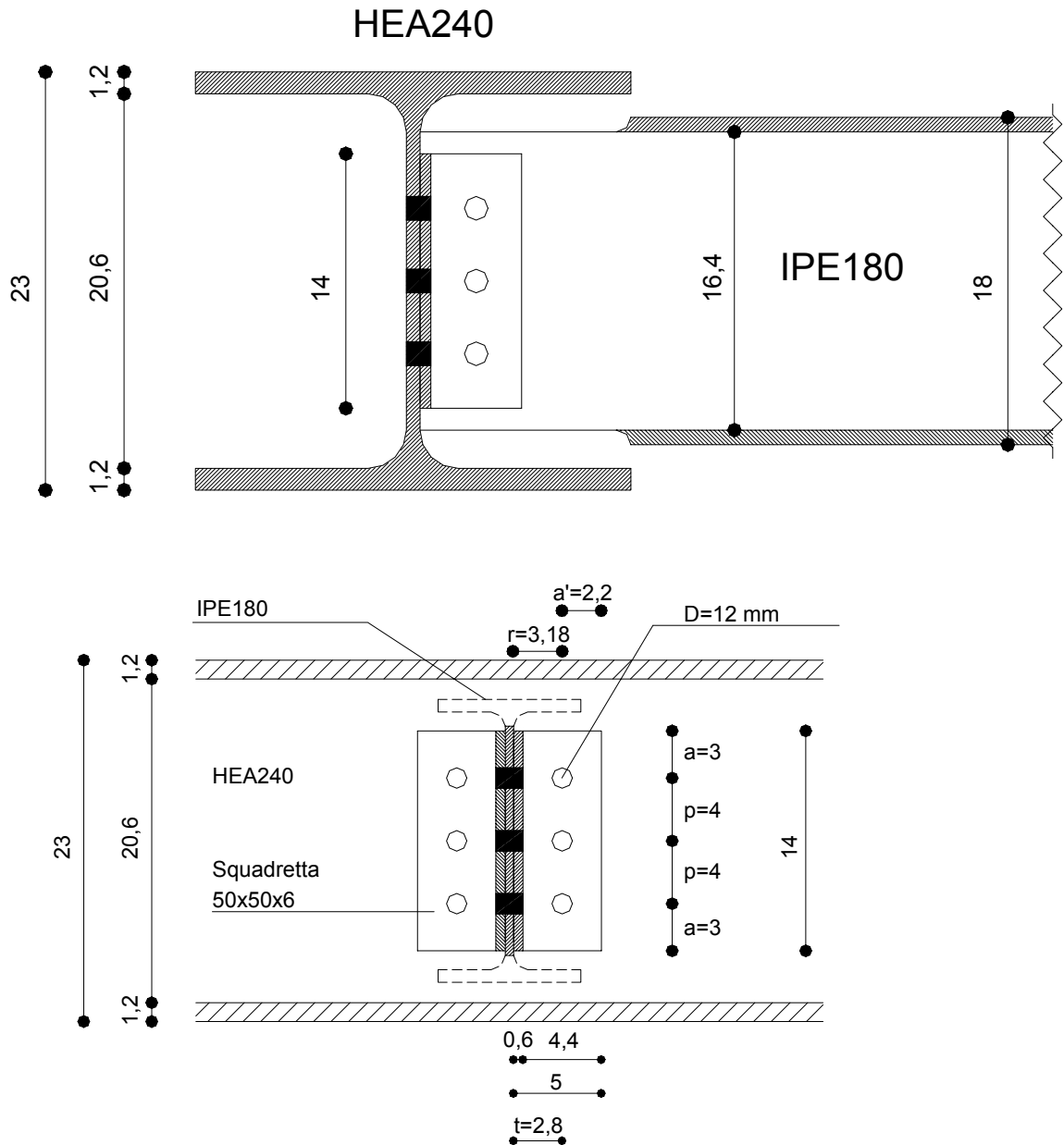
Le squadrette sono del tipo  $\text{L} 50 \times 50 \times 6$  in acciaio ex tipo 360:

$$\sigma_{adm} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{adm} = 0,577 * \sigma_{adm} = 923 \text{ kg/cm}^2$$

Si impiegheranno bulloni diametro  $D=12 \text{ mm}$  – tipo normale / classe 5.6:

$$\tau_{b,adm} = 1410 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_{b,adm} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{rif,adm} = 1,15 * 2\sigma_{adm} = 3680 \text{ kg/cm}^2$$



|                                  |   |    |
|----------------------------------|---|----|
| $10 \geq p/D \geq 3$             | $p/D = 4/1,2 = 3,33$                      | OK |
| $3 \geq a/D \geq 2$              | $a/D = 3/1,2 = 2,50$                      | OK |
| $3 \geq a'/D \geq 1,5$           | $a'/D = 2,2/1,2 = 1,83$                   | OK |
| $a/s \leq 6$ $a'/s \leq 6$       | $a/s = 3/0,6 = 5$ $a'/s = 2,2/0,6 = 3,67$ | OK |
| $p/s \leq 15$ elementi compressi | $p/s = 4/0,6 = 6,67$                      | OK |
| $p/s \leq 25$ elementi tesi      |   |    |

Lo sforzo di taglio è uguale a  $T = 4201$  kg (punto 2.1.1)

- Sforzo di taglio per bullone:  $V = \frac{T}{n} = \frac{4201}{3} = 1400 \text{ kg}$
- Componente di taglio max orizzontale nei bulloni di estremità posti a distanza  $h' = 8$  cm, costituenti

coppia equilibrata dal momento  $m = T * t$ : 
$$f = \frac{6(n-1)}{n(n+1)} = \frac{6(3-1)}{3(3+1)} = 1$$

$$H_{\max} = f \frac{T * t}{h'} = 1 \frac{4201 * 2,8}{8} = 1470 \text{ kg}$$

- Sforzo di taglio max complessivo nei bulloni di estremità

$$R_{\max} = \sqrt{V^2 + H_{\max}^2} = \sqrt{1400^2 + 1470^2} = 2030 \text{ kg}$$

- Verifica dei bulloni

Poichè ogni bullone presenta una doppia sezione resistente, essendo vincolato alle due squadrette, lo sforzo di taglio in una sezione è pari  $R_{\max}/2 = 1015$  kg

Ed essendo la sezione del gambo, in corrispondenza del filetto pari a  $D = 12$  mm. L'area della sezione resistente è uguale a:  $A_b = 1,13 \text{ cm}^2$ .

Pertanto, la tensione tangenziale sarà uguale a: 
$$\tau_b = \frac{R_{\max}}{2 * A_b} = \frac{1015}{1,13} = 898 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{b,adm}$$

- Verifica delle squadrette

⇒ Sezione resistente netta:  $A_n = 0,6 * 14 * n. 2 - 0,6 * 1,3 * n. 6 = 12,12 \text{ cm}^2$

⇒ Momento di inerzia della sezione netta:

$$J_{x,n} = \frac{2 * 0,6 * 14^3}{12} - n.4 * (1,3 * 0,6) * 4^2 - \frac{2 * 0,6 * 1,3^2}{12} = 224,26 \text{ cm}^4$$

⇒ Modulo di resistenza: 
$$W_{x,n} = \frac{J_{x,n}}{\frac{h}{2}} = \frac{224,26}{7} = 32,04 \text{ cm}^3$$

⇒ Momento flettente: 
$$M_c = T * r = 4201 * 3,18 = 13359 \text{ kgcm}$$

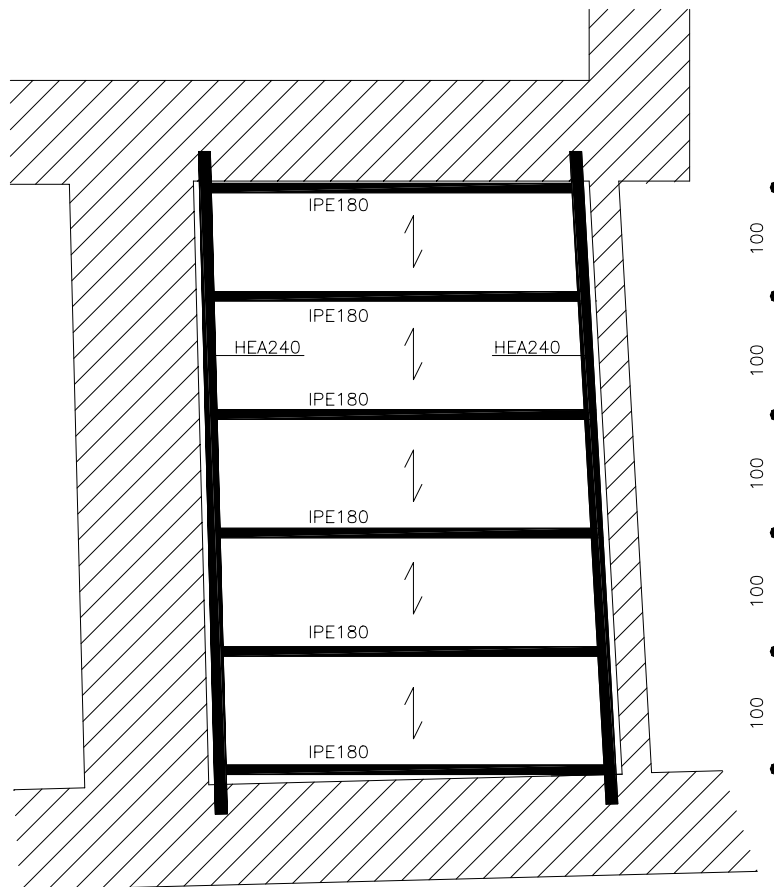
⇒ Tensione normale: 
$$\sigma_n = \frac{M_c}{W_{x,n}} = \frac{13359}{32,04} = 417 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{b,adm}$$

⇒ Tensione tangenziale media:  $\tau_m = \frac{T}{A_n} = \frac{4201}{12,12} = 347 \text{ kg/cm}^2$

⇒ Tensione ideale:  $\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_n^2 + 3\tau_m^2} = \sqrt{417^2 + 3 \cdot 347^2} = 732 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{adm}$

- Verifica a rifollamento nella trave secondaria:

$$\sigma_{rif} = \frac{R_{max}}{D * s_a} = \frac{2030}{1,2 * 0,75} = 2256 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{rif,adm}$$



PIANTA