



Ordine degli Ingegneri
della Provincia di Pistoia

*Corso di aggiornamento professionale
Progettazione strutturale di costruzioni in acciaio
secondo le NTC2008
Pistoia – 26 Giugno 2010*

Strutture composte acciaio- calcestruzzo: calcolo ed applicazioni

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino
giovanni.fabbrocino@unimol.it



UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DEL MOLISE



Laboratorio di
Dinamica Strutturale
e Geotecnica

INDICE

INDICE	2
INDICE	2
PREMESSA	3
AZIONI DI PROGETTO E RELATIVE COMBINAZIONI.....	7
NORME DI RIFERIMENTO	7
MATERIALI	7
ANALISI CARICHI UNITARI.....	8
SOLAI	8
CALCOLO DEGLI IMPALCATI	10
<i>Verifica delle travi secondarie IPE 180</i>	<i>10</i>
1 ^A FASE	10
DEFORMAZIONI.....	11
INSTABILITÀ FLESSOTORSIONALE.....	11
2 ^A FASE	11
DEFORMAZIONI.....	13
CALCOLO ALLO STATO LIMITE ULTIMO.....	13
TAGLIO	14
CONNETTORI	14
<i>Verifica delle travi principali IPE 240</i>	<i>15</i>
CALCOLO ALLO STATO LIMITE ULTIMO:	15
TAGLIO	17
CONNETTORI	17
<i>Verifica dei collegamenti</i>	<i>18</i>
COLLEGAMENTO DELLO SBALZO	19

Premessa

Lo schema adottato è rappresentato nella Figura 1. Si evidenzia la presenza dei setti come struttura portante le azioni verticali e orizzontali, mentre gli impalcati sono in struttura mista acciaio-calcestruzzo. Sono previsti due ordini di travi, la principale di IPE 240 e la secondaria di IPE 180. Le travi sono collegate ai setti mediante collegamenti cerniera per limitare gli effetti dei momenti negativi da azioni sismiche. La funzione di ripartitore delle azioni orizzontali è svolta dalla soletta piena in cemento armato di spessore pari a 10 cm. Essa è collegata alle sottostanti travi in acciaio mediante connettori a piolo ed ai setti in cemento armato mediante apposita armatura capace di trasferire gli sforzi sulla base dei criteri di gerarchia delle resistenze richieste dalla normativa.

Nella Figura 2 si riporta la sezione in cui si contano i 4 piani, di altezza interpiano e destinazione d'uso diverse, che influenzano i carichi accidentali.

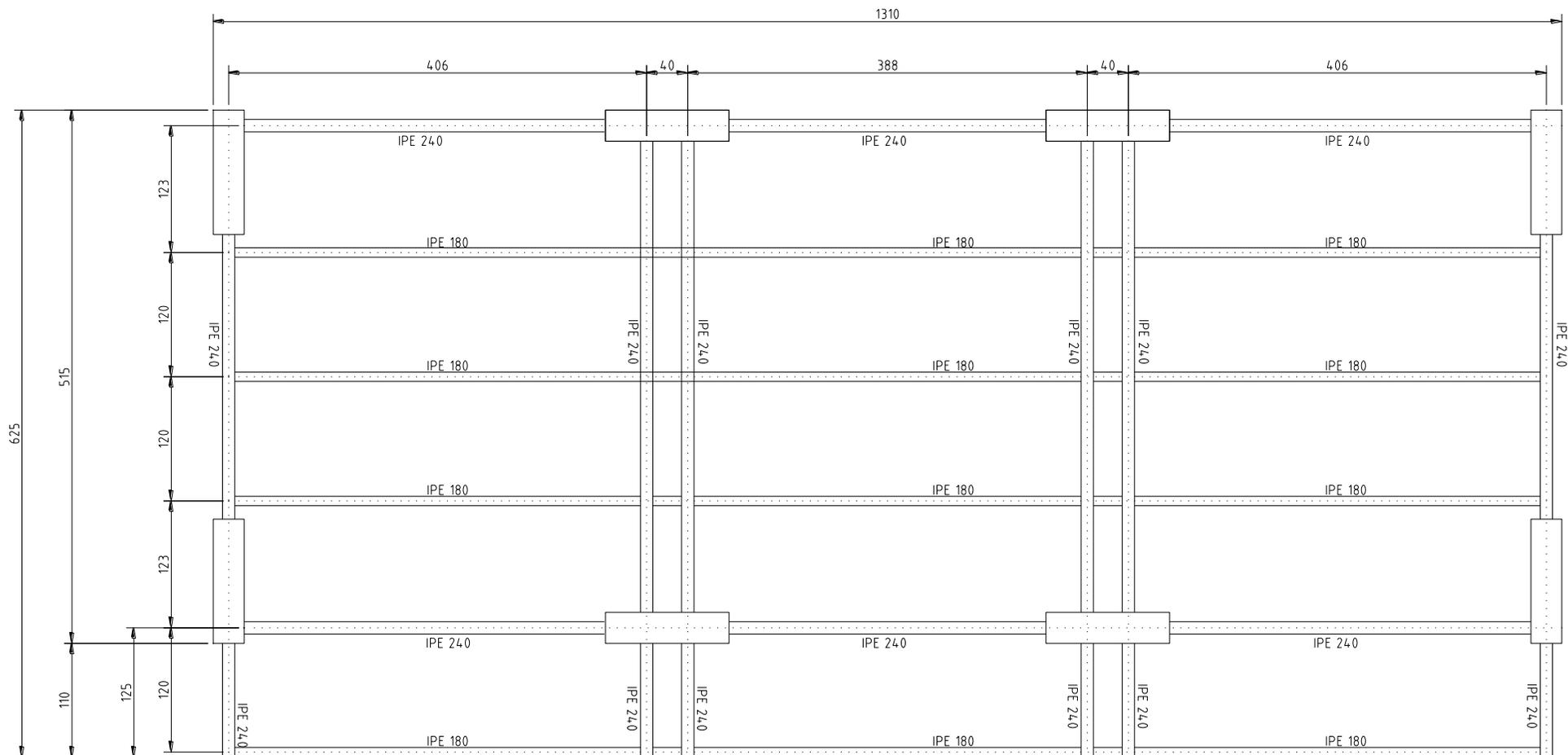


FIGURA 1: carpenteria

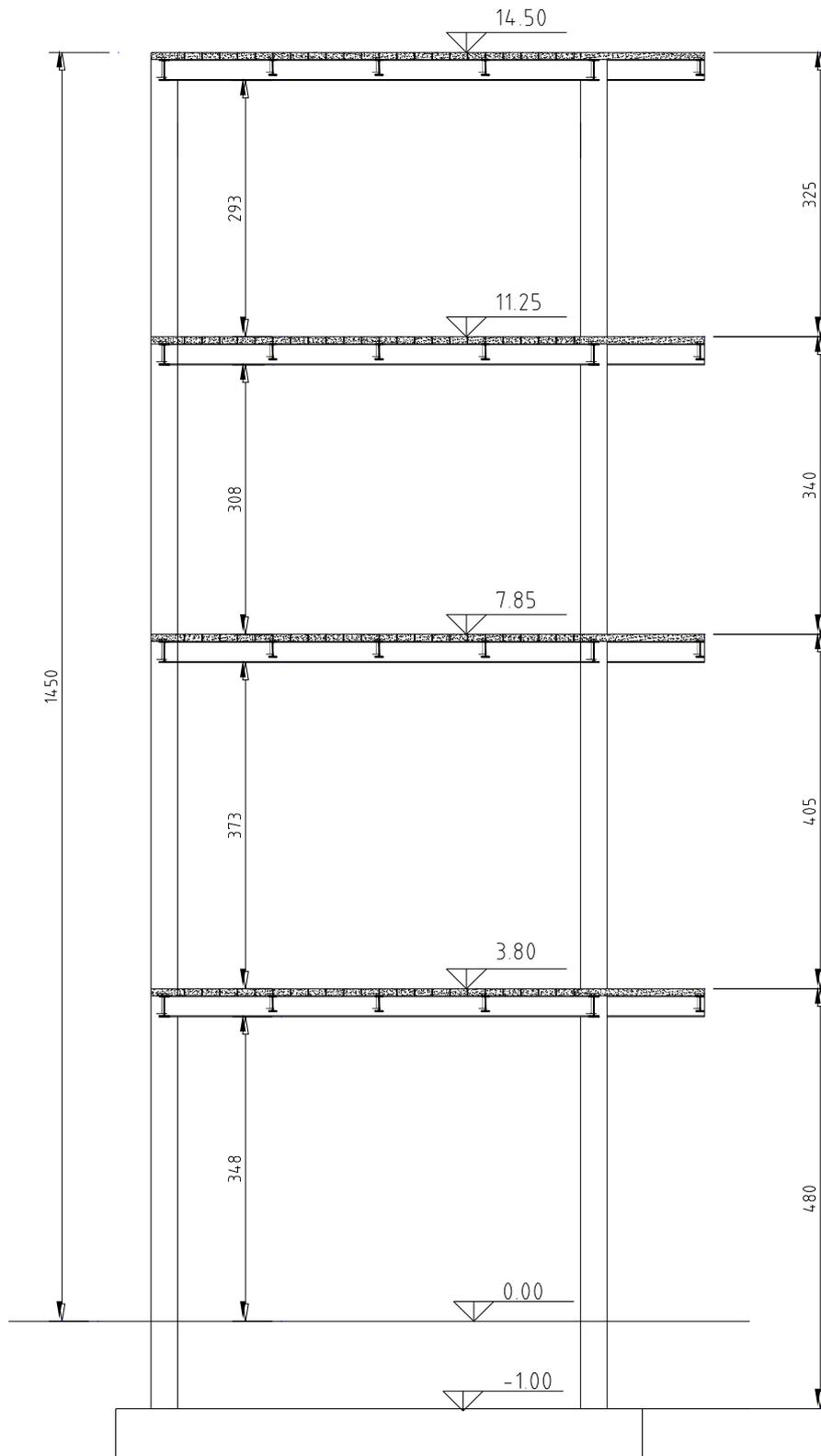


FIGURA 2: Sezione

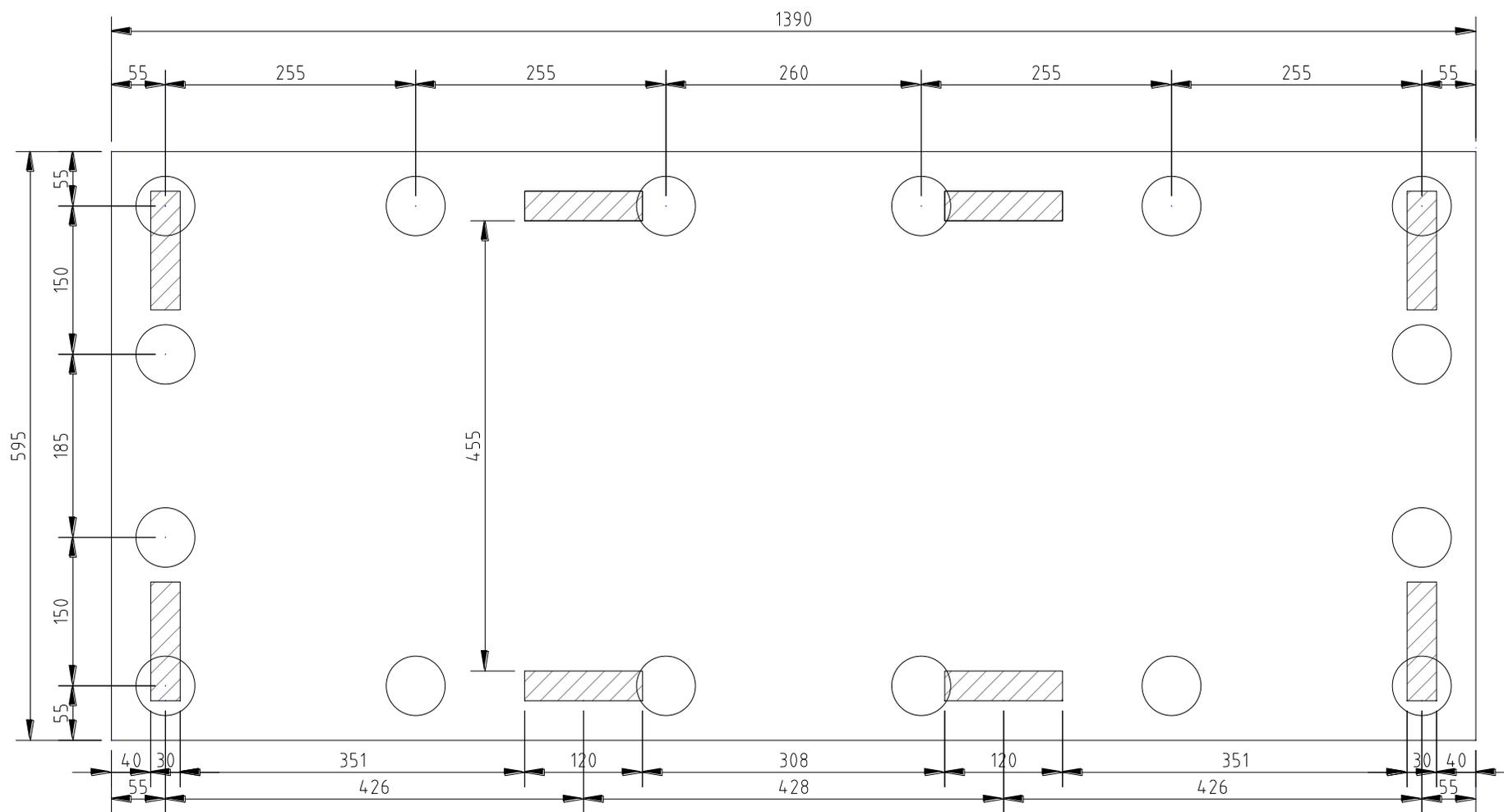


FIGURA 3: pianta delle fondazioni

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino giovanni.fabbrocino@unimol.it

Azioni di progetto e relative combinazioni

Le azioni alla base del dimensionamento strutturale sono qui di seguito enumerate:

1. azioni gravitazionali legate al peso dei manufatti e delle parti strutturali e non strutturali;
2. azioni gravitazionali legate ai sovraccarichi di esercizio funzione delle varie destinazioni distribuite nell'edificio;
3. azioni legate all'azione statica equivalente dovuta al vento.

Norme di riferimento

Nella progettazione delle strutture in oggetto sono considerate le seguenti norme:

- D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 4-2-2008 Suppl. Ordinario n.30) – Norme tecniche per le costruzioni.
- Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo- Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio.
- Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- Eurocodice 8 – Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.
- UNI ENV 206 – 1 /2001 – Calcestruzzi. Prestazioni, protezione, posa in opera e criteri di conformità.

Materiali

Nel presente paragrafo vengono elencate le principali caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati nel progetto strutturale. Informazioni più esaustive sono contenute nella *Relazione sui materiali*.

Classe di resistenza del calcestruzzo:

C28/35

Resistenza caratteristica cubica a compressione: $R_{ck} = 350 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck} = 0.83 \cdot 350 = 290 \text{ daN/cm}^2$

Resistenza cilindrica di calcolo $f_{cd} = 290/1.5 = 193 \text{ daN/cm}^2$
calcestruzzo: diagramma parabola-rettangolo $\alpha = 0.85$ per azioni permanenti
 $\gamma_C = 1.5$, limiti di deformazione $\varepsilon_{c1} = 2.0 \%$. $\varepsilon_{cu} = 3.5 \%$.

Tipo di acciaio per cemento armato: B450C

Tensione di snervamento: $f_y = 4500 \text{ daN/cm}^2$

Tensione di rottura: $f_t = 5400 \text{ daN/cm}^2$

Tensione di snervamento di calcolo $f_{yd} = 3913 \text{ daN/cm}^2$

acciaio: diagramma elastico-perfettamente plastico

$\gamma_S = 1.15$, limiti di deformazione $\varepsilon_{c1} = f_{yd}/E_s$. $\varepsilon_{cu} = 0,9 \varepsilon_{suk}$

Per le membrature: Acciaio da carpenteria: S275

Per il piastrame: Acciaio da carpenteria: S355

Saldature: I classe in officina;

Connettori tipo a piolo resistenza $f_u=4500 \text{ daN/cm}^2$.

Analisi carichi unitari

Solai

Impalcati composti acciaio-calcestruzzo

Carichi fissi

SOLETTA:

0.10 x 1.00 x 1.00 x 2500 **250 daN/m²**

MASSETTO E PAVIMENTO:

150 daN/m²

TRAVI:

IPE 140 **20 daN/m**

IPE 240 **30 daN/m**

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino giovanni.fabbrocino@unimol.it

INCIDENZA TRAMEZZI		50 daN/m ²
TAMPONATURE	0.3·800 =	240 daN/m ²
- SOVRACCARICHI ACCIDENTALI		
Impalcato 1 (quota 3,80):	cat. E1	q=600 daN/m ²
Impalcato 2 (quota 7,85)	cat. E1	q=600 daN/m ²
Impalcato 3 (quota 11,25)	cat. C1	q=300 daN/m ²
Impalcato 4 (quota 14,50, copertura)	cat. A	q=200 daN/m ²

Per la copertura, non praticabile, si considera il carico neve:

Si assume come riferimento a un'altezza del sito di 200 m s.l.m.

Zona III

$a = 200 \text{ m}$

$q_{sk} = 0.51 \cdot [1 + (a/481)^2] = 0.60 \text{ kN/m}^2$

$C_E = 1.1$

$C_t = 1$

$\mu_1 = 0.8$

$q = 60 \cdot 0.8 \cdot 1.1 = 53 \text{ daN/m}^2$.

Calcolo degli impalcati

I solai, a tutti i piani, presentano la carpenteria di Figura 1.

Si tratta di struttura acciaio-calcestruzzo, con soletta di spessore 10 cm. L'orditura principale è costituita da due travi IPE 240, l'orditura secondaria da travi IPE 180 ad interasse 1.20 m.

Durante il getto, le travi principali IPE 240 sono puntellate, le travi secondarie IPE 180 non puntellate.

Verifica delle travi secondarie IPE 180

Dunque per le travi IPE 180 vanno effettuate le verifiche in due fasi diverse:

- 1^a fase: getto del cls. In questa fase la sezione resistente è costituita dalla sola IPE;
- 2^a fase: esercizio. In questa fase la sezione resistente è costituita dalla sezione mista, IPE 180 e dalla soletta con la propria larghezza efficace.

1^a fase

Nella prima fase lo schema di calcolo è assunto come trave su due appoggi, con approssimazione in eccesso, di luce pari a 4.06 m e carichi come di seguito definiti:

peso proprio trave: 19 daN/ml

soletta: $0.10 \cdot 2500 \cdot 1.20 = \underline{300 \text{ daN/ml}}$

totale: **319 daN/ml**

casseforme: $100 \cdot 1.20 = 120 \text{ daN/ml}$

operai: $100 \cdot 1.20 = 120 \text{ daN/ml}$

$$\sigma_I = \sigma_{pp} + \sigma_c + \sigma_o$$

$$M_{pp} = 319 \cdot 4.06^2 / 8 = 657.3 \text{ daNm}$$

$$M_c = 120 \cdot 4.06^2 / 8 = 247.3 \text{ daNm}$$

$$M_o = 120 \cdot 4.06^2 / 8 = 247.3 \text{ daNm}$$

$$\sigma_{pp} = M_{pp} / W_{el,x} = 65730 / 146.3 = 449 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_c = M_c / W_{el,x} = 24730 / 146.3 = 169 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_o = M_o / W_{el,x} = 24730 / 146.3 = \underline{169 \text{ daN/cm}^2}$$

$$\sigma_I = \mathbf{787 \text{ daN/cm}^2} < f_{yd} = 2619 \text{ daN/cm}^2.$$

Deformazioni

$$w_{pp} = (5/384) \cdot q_{pp} \cdot L^4 / (E \cdot I) = (5/384) \cdot 3.19 \cdot 406^4 / (2100000 \cdot 1317) = 0.41 \text{ cm}$$

$$w_o = (5/384) \cdot q_o \cdot L^4 / (E \cdot I) = (5/384) \cdot 1.20 \cdot 406^4 / (2100000 \cdot 1317) = 0.15 \text{ cm}$$

$$w_c = (5/384) \cdot q_c \cdot L^4 / (E \cdot I) = (5/384) \cdot 1.20 \cdot 406^4 / (2100000 \cdot 1317) = \underline{0.15 \text{ cm}}$$

$$w_I = \mathbf{0.71 \text{ cm}}$$

Instabilità flessotorsionale

Non si effettua la verifica di stabilità flessotorsionale dal momento che l'installazione delle casseforme per il getto della soletta porta alla realizzazione di un tavolato trasversale tra i profili che ne impedisce ogni deformata diversa da quella flessionale retta.

2ª fase

Nella seconda fase, i carichi che agiscono sono i seguenti:

$$\text{semipermanenti: } 200 \cdot 1.20 = 240 \text{ daN/ml}$$

$$\text{accidentali: } 600 \cdot 1.20 = 720 \text{ daN/ml}$$

bisogna però scaricare la struttura dalle casseforme:

$$\underline{-120 \text{ daN/ml}}$$

$$\text{In totale } \mathbf{840 \text{ daN/ml}}$$

Totale permanenti:

$$240 - 120 = 120 \text{ kN/ml}$$

$$M_{II,perm} = 120 \cdot 4.06^2 / 8 = 247,3 \text{ daNm}$$

Totale accidentali:

$$720 \text{ kN/ml}$$

$$M_{II,acc} = 720 \cdot 4.06^2 / 8 = 1483,5 \text{ daNm}$$

Per determinare le caratteristiche geometriche della sezione composta, si utilizza, per i carichi permanenti, il coefficiente di omogeneizzazione a tempo ∞ , $n = 21$, per i carichi accidentali il coefficiente di omogeneizzazione a tempo 0, $n = 7$.

In fase elastica l'asse neutro si determina ponendo il momento statico pari a zero:

$$S_n = B_{eff} \cdot X_c^2 / (2 \cdot n) + A_s \cdot X_c - (A_s \cdot h_s / 2 + A_s \cdot h_c) = 0$$

Dove:

$$B_{eff} = \min\{i; 2 \cdot L / 8\} = 101.5 \text{ cm larghezza efficace}$$

$$A_s = 23.9 \text{ cm}^2 \text{ area del profilo}$$

$$h_s = \text{altezza del profilo}$$

$$h_c = \text{altezza della soletta}$$

Si ottiene:

con $n = 21$:

$$X_c = 9.62 \text{ cm, l'asse neutro taglia la soletta.}$$

Dunque il momento d'inerzia è pari a:

$$I = B_{eff} \cdot X_c^3 / (3 \cdot n) + I_s + A_s \cdot (h_s / 2 + h_c - X_c)^2 = 4854 \text{ cm}^4$$

Dove $I_s = 1317 \text{ cm}^4$ momento d'inerzia del profilo.

con $n = 7$:

$$X_c = 5.81 \text{ cm, l'asse neutro taglia la soletta.}$$

Dunque il momento d'inerzia è pari a:

$$I = B_{eff} \cdot X_c^3 / (3 \cdot n) + I_s + A_s \cdot (h_s / 2 + h_c - X_c)^2 = 8258 \text{ cm}^4$$

Dove $I_s = 1317 \text{ cm}^4$ momento d'inerzia del profilo.

Dunque la tensione massima nell'acciaio è pari a:

$$\sigma_{II,perm} = 24730 \cdot (28 - 9.63) / 4854 = 94 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{II,acc} = 148350 \cdot (28 - 5.68) / 8258 = 400 \text{ daN/cm}^2$$

per un totale di $\sigma_{II,tot} = 494 \text{ daN/cm}^2$.

quindi la tensione totale è pari a

$$\sigma_{tot} = \sigma_{pp} + \sigma_c + \sigma_{II} = 449 + 169 + 494 = 1112 \text{ daN/cm}^2 < f_{yd} = 2619 \text{ daN/cm}^2.$$

Le tensioni nel calcestruzzo sono:

$$\sigma_{c,perm} = 24730 \cdot (9.63) / (21 \cdot 4854) = 2.3 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,acc} = 148350 \cdot (5.68) / (7 \cdot 8258) = 14.5 \text{ daN/cm}^2$$

per un totale di $\sigma_{c,tot} = 17 \text{ daN/cm}^2$.

Deformazioni

$$w_{II,perm} = (5/384) \cdot q_{II,perm} \cdot L^4 / (E \cdot I) = (5/384) \cdot 1.20 \cdot 406^4 / (2100000 \cdot 4854) = 0.02 \text{ cm}$$

$$w_{II,acc} = (5/384) \cdot q_{II,acc} \cdot L^4 / (E \cdot I) = (5/384) \cdot 7.20 \cdot 406^4 / (2100000 \cdot 8258) = 0.15 \text{ cm}$$

$$w_{II} = 0.02 + 0.15 = 0.17 \text{ cm}$$

$w_{tot} = w_{pp} + w_{cc} + w_{II} = 0.41 + 0.15 + 0.17 = 0.73 \text{ cm} < L/400 = 406/400 = 1.02$, limite per i soli carichi accidentali.

Calcolo allo Stato limite ultimo

$$F_{cmax} = f_{cd} \cdot B_{eff} \cdot h_c = 166460 \text{ daN (sforzo massimo nel calcestruzzo)}$$

$$F_{smax} = f_{yd} \cdot A_s = 62595 \text{ daN (sforzo massimo nel profilo)}$$

$F_{cmax} > F_{smax} \rightarrow$ l'asse neutro plastico taglia la soletta ed è pari a:

$$X_{pl} = F_{smax} / (f_{cd} \cdot B_{eff}) = 3.76 \text{ cm.}$$

$$h^* = h_s / 2 + h_c - X_{pl} / 2 = 17.12 \text{ cm.}$$

$$M_{pl} = F_{smax} \cdot h^* = \mathbf{10716 \text{ daNm.}}$$

Le sollecitazioni allo stato limite ultimo sono pari a:

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

Dove (tabella 2.6.I):

$$\gamma_{G1} = 1.3 \text{ coefficiente parziale per i carichi permanenti}$$

$\gamma_{G2} = 1.3$ coefficiente parziale per i carichi semipermanenti non suscettibili di variazione nel tempo

$\gamma_{Q1} = 1.5$ coefficiente parziale per i carichi accidentali.

$$Q_{SLU} = 1.3 \cdot 319 + 1.3 \cdot 200 + 1.5 \cdot 720 = 1755 \text{ daN/ml}$$

$$M_{Sd} = 1755 \cdot 4.06^2 / 8 = 3616 \text{ daNm} < M_{pl} = 10716 \text{ daNm.}$$

Taglio

$$V_{pl} = f_{yd} \cdot A_w / (3)^{1/2} = 13143 \text{ daN}$$

Dove $A_w = (h_s - 2 \cdot t_f) \cdot t_w = (18 - 2 \cdot 0.8) \cdot 0.53 = 8.7 \text{ cm}^2$ è l'area dell'anima.

$$V_{max} = 1755 \cdot 4.06 / 2 = 3563 \text{ daN} < 13146 \text{ daN.}$$

$V_{max} / V_{pl} = 3563 / 13146 = 0.27 < 0.5$. Non ci sono interazioni tra taglio e momento flettente.

Connettori

I connettori vengono calcolati a completo ripristino di resistenza.

Il momento plastico del solo profilo è pari a:

$$M_{pl,s} = W_{pl,s} \cdot f_{yd} = 166.4 \cdot 2619 = 4358 \text{ daNm}$$

Il rapporto tra il momento plastico della sezione composta e del solo profilo è pari a:

$M_{pl} / M_{pl,s} = 10716 / 4358 = 2.46 < 2.5$, per cui è possibile contare sulla duttilità dei connettori (punto 4.6.1).

Si adottano connettori di diametro $d = 16 \text{ mm}$, con altezza $h = 80 \text{ mm}$.

La resistenza è data dal minimo tra la resistenza del calcestruzzo P_{Rc} e la resistenza del connettore P_{Rs} (punto 4.3.1):

$$P_{Rc} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c / \gamma_v)^{1/2} = 0.29 \cdot 1.0 \cdot 1.6^2 \cdot (290 \cdot 316700 / 1.25)^2 = 5697 \text{ daN}$$

dove:

$$\alpha = 1.0 \text{ per } h/d = 4.2 > 4$$

$$P_{Rs} = 0.8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v = 0.8 \cdot 4500 \cdot (\pi \cdot 1.9^2 / 4) / 1.25 = 5790 \text{ daN}$$

Dunque $P_r = 5697 \text{ daN}$.

I connettori devono assorbire lo scorrimento, pari a:

$$\min\{F_{c,\max}; F_{s,\max}\} = 62595 \text{ daN.}$$

N° connettori = $62595/5697 = 11$ da distribuire su metà luce,

$p = 406/(2 \cdot 11) = 18.5$ cm. Sono sufficienti se disposti a passo 15.

La distanza tra i centri dei connettori nella direzione della compressione (per solette piene) non deve superare (punto 4.7):

$$22 \cdot t \cdot (235/f_y)^{1/2} = 22 \cdot 8 \cdot (235/275)^{1/2} = 162 \text{ mm.}$$

Non deve essere minore di (punto 4.7):

$$5 \cdot d = 5 \cdot 16 = 80 \text{ mm.}$$

$d/t_f = 16/8 = 2 < 2.5$ (punto 4.3.4.3.4 del D.M. 2008)

Verifica delle travi principali IPE 240

Per determinare le caratteristiche geometriche della sezione composta, si utilizza, a vantaggio di sicurezza, il coefficiente di omogeneizzazione a tempo ∞ , $n = 21$.

Le travi si trovano ad interasse di 4.3 m, su un a luce di 4.60 m.

Per il calcolo della larghezza efficace si rimanda alla Figura 5:

$$B_{\text{eff}} = (40 + 2 \cdot L/8) = 155 \text{ cm.}$$

Calcolo allo stato limite ultimo:

$$F_{c\max} = f_{cd} \cdot B_{\text{eff}} \cdot h_c = 254200 \text{ daN (sforzo massimo nel calcestruzzo)}$$

$$F_{s\max} = 2 \cdot f_{yd} \cdot A_s = 204914 \text{ daN (sforzo massimo nel profilo)}$$

$F_{c\max} > F_{s\max} \rightarrow$ l'asse neutro plastico taglia la soletta ed è pari a:

$$X_{pl} = F_{s\max} / (f_{cd} \cdot B_{\text{eff}}) = 8.06 \text{ cm.}$$

$$h^* = h_s/2 + h_c - X_{pl}/2 = 17.97 \text{ cm.}$$

$$M_{pl} = F_{s\max} \cdot h^* = 36822 \text{ daNm.}$$

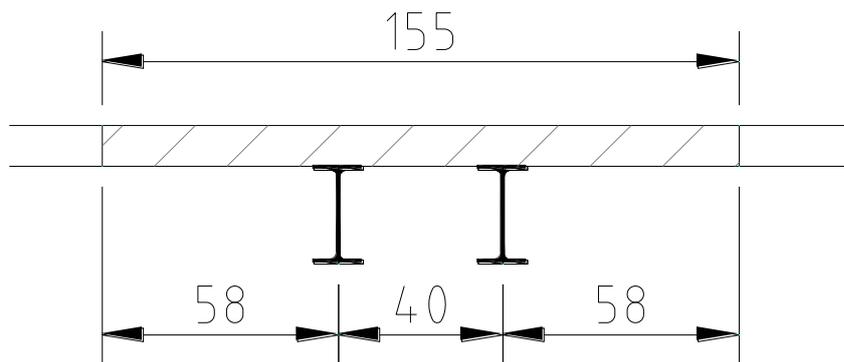


FIGURA 5: Sezione composta con IPE 240

Le sollecitazioni allo stato limite ultimo sono pari a:

$$Q_{SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

Dove (tabella 2.6.I):

$\gamma_{G1} = 1.3$ coefficiente parziale per i carichi permanenti

$\gamma_{G2} = 1.3$ coefficiente parziale per i carichi semipermanenti non suscettibili di variazione nel tempo

$\gamma_{Q1} = 1.5$ coefficiente parziale per i carichi accidentali.

Sulle travi principali scaricano le travi secondarie, secondo lo schema riportato in Figura 6.

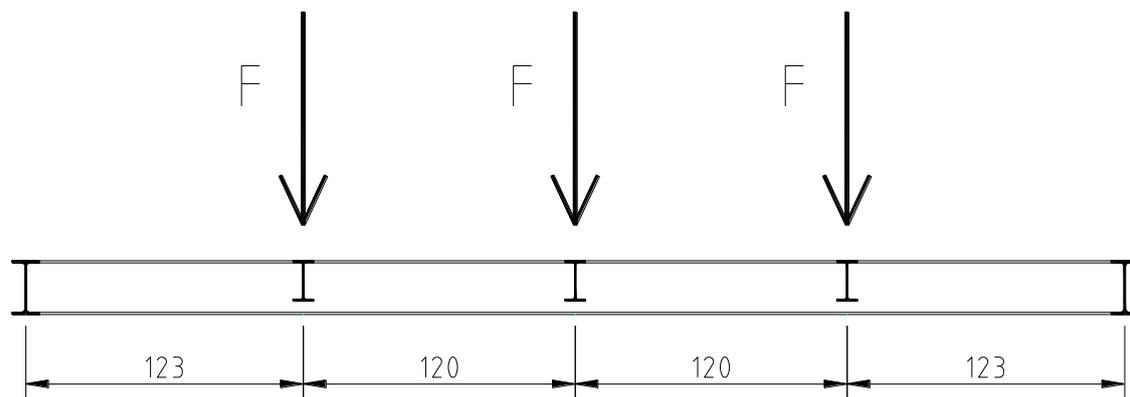


FIGURA 6: Schema di calcolo trave composta con IPE 240

$F = Q \cdot 4.27$, dove Q è il carico a metro lineare che agisce sulle travi secondarie, e 4.27 è la luce tra le travi.

Dunque:

$$p_{pp} = 319 \text{ daN/ml}$$

$$p_{sp} = 240 \text{ daN/ml}$$

$$p_{acc} = 900 \text{ daN/ml}$$

$$Q_{SLU} = 1.3 \cdot 319 + 1.3 \cdot 240 + 1.5 \cdot 900 = 2125 \text{ daN/ml}$$

$$F_{SLU} = 2125 \cdot 4.27 = \mathbf{9075 \text{ kg.}}$$

$$R = 3 \cdot F_{SLU} / 2 = 13613 \text{ daN}$$

$$M = R \cdot (4.60 / 2) - F_{SLU} \cdot 1.20 = 20420 \text{ daNm}$$

A cui si aggiunge il momento da peso proprio delle travi IPE 240:

$$p_{pSLU} = 1.3 \cdot 2 \cdot 26.5 = 1.3 \cdot 52.4 = 68 \text{ daN/ml}$$

$$M_{pp} = 68 \cdot 4.60^2 / 8 = 16 \text{ daNm}$$

$M_{tot} = M + M_{pp} = 20436 \text{ daNm} < 36822 \text{ daNm}$. La verifica a flessione è soddisfatta.

Taglio

$$V_{pl} = f_{yd} \cdot A_w / (3)^{1/2} = 41280 \text{ daN}$$

Dove $A_w = 2 \cdot (h_s - 2 \cdot t_f) t_w = 2 \cdot (24 - 2 \cdot 0.98) \cdot 0.62 = 27.3 \text{ cm}^2$ è l'area dell'anima.

$$V_{max} = 13613 + 68 \cdot 4.60 / 2 = 13769 \text{ daN} < 41280 \text{ daN.}$$

$V_{max} / V_{pl} = 13613 / 41280 = 0.33 < 0.5$. Non ci sono interazioni tra taglio e momento flettente.

Connettori

Il momento plastico dei soli profili è pari a:

$$M_{pl,s} = 2 \cdot W_{pl,s} \cdot f_{yd} = 2 \cdot 366.6 \cdot 2619 = 19202 \text{ daNm}$$

Il rapporto tra il momento plastico della sezione composta e dei soli profili è pari a:

$M_{pl} / M_{pl,s} = 36822 / 19202 = 1.92 < 2.5$, per cui è possibile contare sulla duttilità dei connettori.

Si adottano connettori di diametro $d = 19 \text{ mm}$, con altezza $h = 80 \text{ mm}$.

La resistenza è data dal minimo tra la resistenza del calcestruzzo P_{Rc} e la resistenza del connettore P_{Rs} :

$$P_{Rc} = 0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c / \gamma_v)^{1/2} = 0.29 \cdot 1.0 \cdot 1.9^2 \cdot (290 \cdot 316700 / 1.25)^2 = 8033 \text{ daN}$$

dove:

$$\alpha = 1.0 \text{ per } h/d = 4.2 > 4$$

$$P_{Rs} = 0.8 \cdot f_u \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v = 0.8 \cdot 4500 \cdot (\pi \cdot 1.9^2 / 4) / 1.25 = 8165 \text{ daN}$$

Dunque $P_r = 8033 \text{ daN}$.

I connettori devono assorbire lo scorrimento, pari a:

$$\min\{F_{c,max}; F_{s,max}\} = 204914 \text{ daN.}$$

N° connettori = $204914 / 8033 = 26$ da distribuire su metà luce. Considerando che le travi sono due:

$$p = [460 / (2 \cdot 26)] \cdot 2 = 17.7 \text{ cm. Si dispongono a passo 15.}$$

La distanza tra i centri dei connettori nella direzione della compressione (per solette piene) non deve superare (punto 4.7):

$$22 \cdot t \cdot (235 / f_y)^{1/2} = 22 \cdot 9.8 \cdot (235 / 275)^{1/2} = 199 \text{ mm.}$$

Non deve essere minore di (punto 4.7):

$$5 \cdot d = 5 \cdot 19 = 95 \text{ mm.}$$

$$d / t_f = 19 / 9.8 = 1.94 < 2.5 \text{ (punto 4.3.4.3.4 del D.M. 2008).}$$

Verifica dei collegamenti

I collegamenti sono bullonati. Si utilizzano:

bulloni classe 8.8 con $f_u = 8000 \text{ daN/cm}^2$

piastrame di acciaio S355, con $f_y = 3550 \text{ daN/cm}^2$, $f_u = 5100 \text{ daN/cm}^2$.

In alcuni casi è necessario saldare il piastrame ai profili. Le saldature saranno sia a completa penetrazione che a cordone d'angolo, sempre eseguite in officina.

I coefficienti di sicurezza sono:

$$\text{per la verifica dei bulloni: } \gamma_{Mb} = 1.25$$

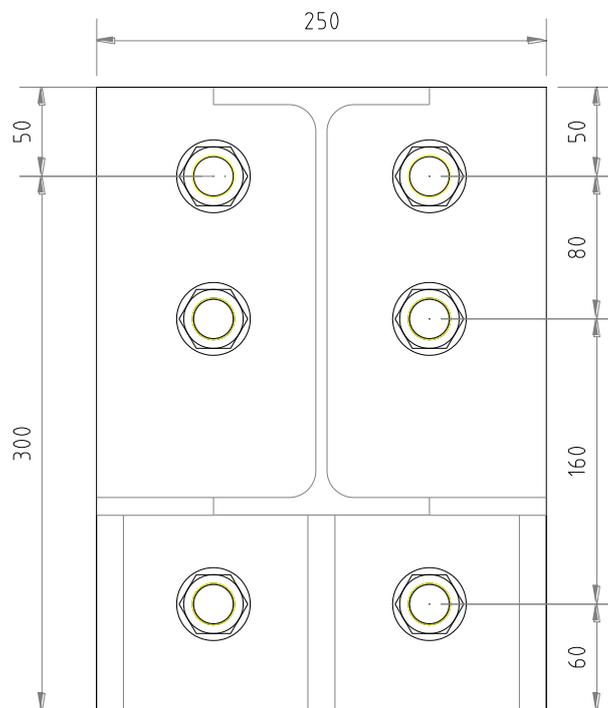
per la verifica del piastrame: $\gamma_{M2} = 1.25$

Collegamento dello sbalzo

Si intende dimensionare il collegamento facendo riferimento alla resistenza plastica flessionale del profilo.

Nel contesto di un meccanismo resistente di tipo composto, allo stato limite ultimo il profilo inferiore IPE 240 si trova soggetto a uno sforzo normale pari allo sforzo di plasticizzazione delle armature presenti nella soletta; esso è pari a:

$$M_{Sd} = 8484 \text{ daNm}$$



allo stato limite ultimo, la soletta reagisce con lo sforzo normale ultimo della soletta, che per una sola trave IPE 240 vale:

$$N^* = f_{yd} \cdot A_f = 3913 \cdot 10 \cdot 0.5 / 2 = 9783 \text{ daN}$$

In corrispondenza dello sforzo normale pari a N^* , il momento plastico della trave vale:

$$M_{pl,N^*} = f_{yd,s} \cdot [W_{pl,s} - t_w \cdot (2 \cdot h_c)^2 / 4];$$

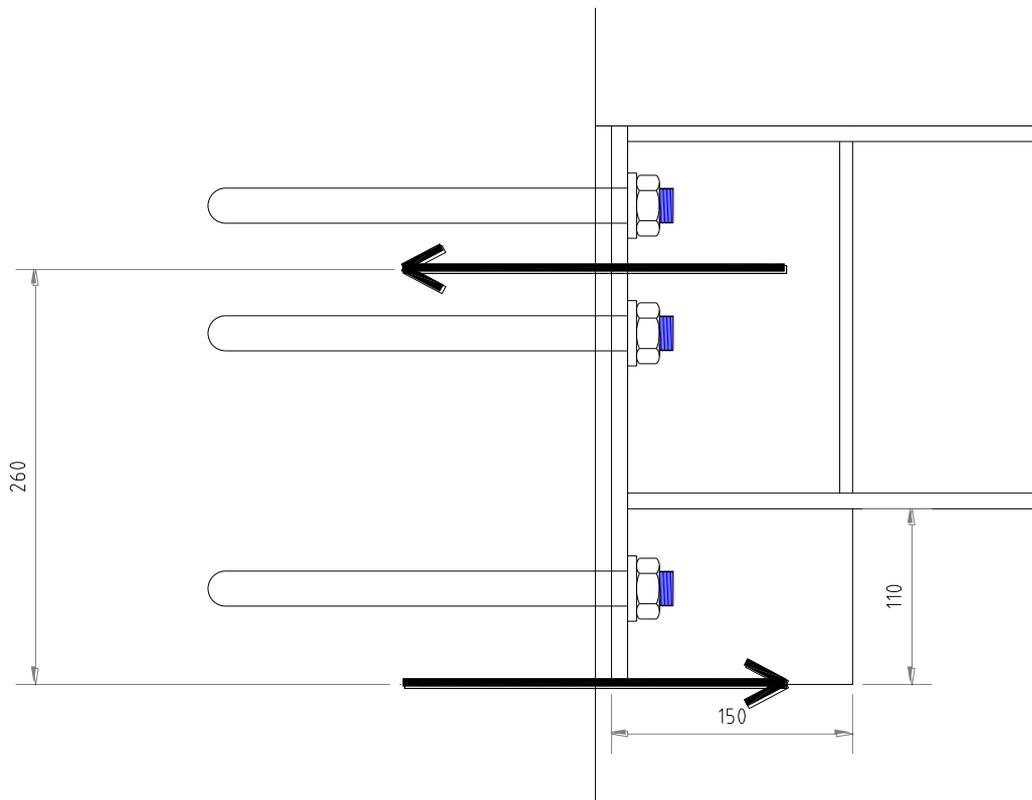
Dove:

$$h_c = 9783 / (2 \cdot 0.62 \cdot 2619) = 3.01 \text{ cm}$$

per cui

$$M_{pl,N^*} = 2619 \cdot [366,6 - 5,62] = 945406 \text{ daNcm} = 9454 \text{ daN}$$

Per il calcolo dei bulloni si considerano gli schemi del paragrafo 6.2.7.1 dell'Eurocodice 3 parte 1-8.



$$N_M = 9454 / 0,26 = 36362 \text{ daN}$$

$$N_b = 36362 / 4 = 9090,5 \text{ daN}$$

Adottando tirafondi Ø22:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot 8000 \cdot 3,03 / 1,25 = 17453 \text{ daN.}$$

Per il taglio, l'azione è data dal taglio plastico del profilo: $V_{pl}(IPE240) = 20700 \text{ daN}$

$$V_b = 20700 / 6 = 3450 \text{ daN}$$

$$F_{b,Rd} = 0,6 \cdot 8000 \cdot 3,03 / 1,25 = 11635 \text{ daN.}$$

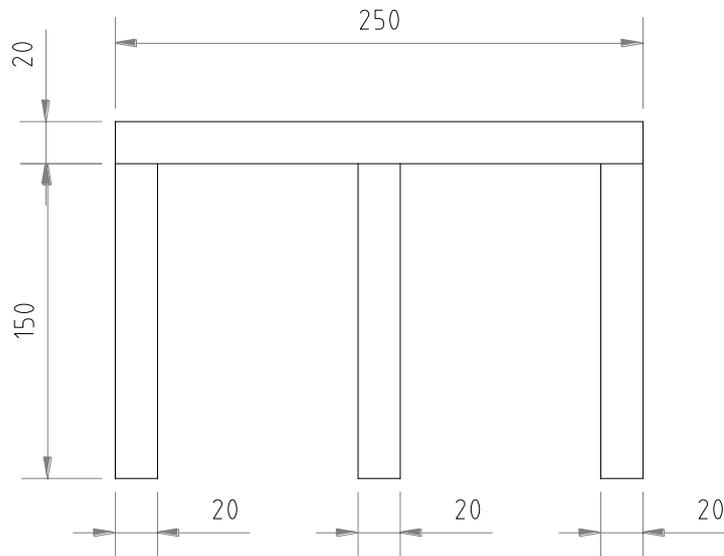
$$N_b / F_{t,Rd} + V_b / F_{b,Rd} = 6645 / 17453 + 3450 / 11635 = 0,677 < 1$$

Rifollamento della piastra:

adottando una piastra di 1,5 cm di spessore:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot p \cdot 4 \cdot 1,5 \cdot 3550 / 1,25 = 32120 \text{ daN} > N_b.$$

Si riporta in Figura la sezione S-S:



$$W_{pl} = 382 \text{ cm}^3$$

$$V_{S,d} = N^* + N_M = 9783 + 36362 = 46145 \text{ daN}$$

$$M_{S,d} = N \cdot 11 = 46145 \cdot 11 = 507595 \text{ daNcm}$$

$$M_{pl} = 3550 \cdot 382 / 1.25 = 1084880 \text{ daNcm}$$

$$V_{pl} = (3 \cdot 2.0 \cdot 15 \cdot 3550 / 3^{1/2}) / 1.25 = 147779 \text{ daN}$$

$$M_{S,d} / M_{pl} + V_{S,d} / V_{pl} = 507595 / 1084880 + 46145 / 147779 = 0.47 + 0.31 = 0.78.$$

La resistenza del calcestruzzo in corrispondenza della pressione del collegamento si determina secondo le indicazioni dell'Eurocodice 3 punto 6.2.5 riguardo le sollecitazioni delle colonne alle fondazioni, e dell'Eurocodice 2 nei confronti della resistenza del calcestruzzo sollecitato da forze concentrate.

Come impronta del carico si assume la linea di bordo della piastra, di area nulla e lunghezza pari a 25 cm.

La diffusione del carico nella piastra di base su ogni lato è pari a:

$$c = t \cdot [f_y / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0})]^{0.5} = 1.5 \cdot [3550 / (3 \cdot 160 / 1.25)]^{0.5} = 6.9 \text{ cm}$$

Prof. Ing. Giovanni Fabbrocino giovanni.fabbrocino@unimol.it

dunque:

$$b_{\text{eff}} = c = 6.9 \text{ cm}$$

$$l_{\text{eff}} = 25 \text{ cm (larghezza della piastra)}$$

$$A_{c0} = 6.9 \cdot 25 = 172.5 \text{ cm}^2$$

Con il setto da 30 cm, si ha un'altezza massima di diffusione del carico pari a:

$$h \leq 30/2 = 15 \text{ cm}$$

inoltre per h si hanno le seguenti limitazioni:

$$h \geq b_2 - b_1$$

$$h \geq d_2 - d_1$$

dove, con diffusione a 45°:

$$b_2 = 6.9 + 2 \cdot 15 = 36.9 \text{ cm}$$

$$d_2 = 25 + 2 \cdot 15 = 55 \text{ cm,}$$

con le limitazioni da norma:

$$b_2 \leq 3 \cdot b_1 = 3 \cdot 6.9 = 20.7 \text{ cm}$$

$$d_2 \leq 3 \cdot d_1 = 3 \cdot 25 = 75 \text{ cm}$$

per cui in definitiva si ha:

$$b_2 = 20.7 \text{ cm}$$

$$d_2 = 55 \text{ cm}$$

inoltre

$$h \geq b_2 - b_1 = 13.8 \text{ cm}$$

$$h \geq d_2 - d_1 = 50 \text{ cm}$$

per cui si assume **h = 15 cm**.

$$A_{c1} = 20.7 \cdot 55 = 1138.5 \text{ cm}^2$$

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot [A_{c1}/A_{c0}]^{0.5} = 172.5 \cdot 160 \cdot [1138.5/172.5]^{0.5} = 70906 \text{ daN}$$

Con la limitazione:

$$F_{Rdu} \leq 3 \cdot A_{c0} \cdot f_{cd} = 3 \cdot 172.5 \cdot 160 = 82800 \text{ daN}$$

Dunque: $F_{Rdu} = 70906 \text{ daN} < V_{S,d} = 46145 \text{ daN}$.

La verifica è soddisfatta.