

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE
FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di
COSTRUZIONI IN ACCIAIO
Prof. C. Amadio

A.A. 2011 – 2012

PROGETTO DI UN CAPANNONE INDUSTRIALE



INDICE

1. GENERALITÀ	- 3 -
1.1 Relazione generale sulle strutture.....	- 3 -
1.2 Normativa di riferimento.....	- 4 -
1.3 Caratteristiche dei materiali.....	- 4 -
1.3.1 Acciaio da carpenteria.....	- 4 -
1.3.2 Bullonatura	- 4 -
1.3.3 Calcestruzzo	- 5 -
1.3.4 Acciaio da cemento armato.....	- 5 -
2. ANALISI DEI CARICHI.....	- 5 -
2.1 Peso proprio	- 5 -
2.2 Carico da neve.....	- 5 -
2.3 Carico da vento	- 6 -
2.4 Carroponte.....	- 6 -
3.1 Manto di copertura.....	- 7 -
3.2 Arcarecci	- 7 -
3.2.1 Schema statico.....	- 7 -
3.2.2 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi	- 7 -
3.2.3 Verifiche di resistenza	- 8 -
3.2.4 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite di Servizio	- 8 -
3.2.6 Verifiche di stabilità.....	- 9 -
4. CAPRIATA.....	- 10 -
4.1 Schema di calcolo	- 10 -
4.2 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi.....	- 10 -
4.3 Scelta dei profili	- 11 -
4.4 Verifiche agli Stati Limite Ultimi	- 11 -
4.4.1 Verifiche di resistenza	- 11 -
4.4.2 Verifiche di stabilità.....	- 11 -
<i>Esempio: profili a L accoppiati</i>	- 12 -
4.5 Verifica dei collegamenti	- 15 -
4.5.1 Nodo A.....	- 16 -
4.5.2 Nodo B.....	- 17 -
4.5.4 Nodo D	- 18 -
4.5.5 Nodo E.....	- 18 -
4.5.7 Nodo G	- 19 -
4.5.8 Nodo N	- 19 -
4.5.9 Nodo O	- 20 -
4.5.11 Nodo Q.....	- 21 -
4.5.12 Nodo R.....	- 21 -
4.5.14 Nodo T.....	- 22 -
4.6 Verifica agli Stati Limite di Servizio	- 22 -
6. CONTROVENTI DI FALDA.....	- 23 -
6.1 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi.....	- 23 -
6.2 Diagonale di controvento	- 24 -
6.2.1 Verifica di resistenza.....	- 24 -
6.2.2 Verifica di stabilità.....	- 24 -
6.2.3 Collegamento bullonato.....	- 24 -
6.3 Briglia compressa.....	- 24 -
6.4 Arcarecci	- 24 -

7.1	Classificazione carroponete	- 25 -
7.2	Azioni e combinazioni di carico	- 25 -
7.3	Dimensionamento e verifica	- 25 -
7.3.1	<i>Verifica Combinazione 1</i>	- 26 -
7.3.2	<i>Verifica Combinazione 2</i>	- 26 -
7.3.3	<i>Verifiche di stabilità</i>	- 26 -
7.3.4	<i>Verifica dell'anima alle forze trasversali</i>	- 27 -
	Qualora la verifica non risulti soddisfatta, è necessario introdurre irrigidimenti d'anima. ..	- 28 -
7.3.5	<i>Verifiche di deformabilità</i>	- 29 -
7.4	Mensola di appoggio	- 29 -
8.	CONTROVENTI VERTICALI	- 31 -
8.1	Analisi dei carichi	- 31 -
8.1.1	<i>Carichi da vento</i>	- 31 -
8.1.2	<i>Carico da carroponete</i>	- 31 -
8.2	Calcolo sollecitazioni	- 32 -
8.3	Verifiche di resistenza e stabilità	- 32 -
8.4	Verifica dei collegamenti	- 32 -
9.	COLONNE	- 32 -
9.1	Analisi dei carichi	- 32 -
9.1.1	<i>Carichi verticali permanenti</i>	- 32 -
9.1.2	<i>Carichi verticali accidentali</i>	- 33 -
9.1.3	<i>Carico da vento</i>	- 33 -
9.1.4	<i>Carichi verticali da carroponete</i>	- 33 -
9.1.5	<i>Carichi orizzontali da carroponete</i>	- 33 -
9.3	Verifiche di resistenza	- 34 -
9.4	Verifiche di stabilità	- 35 -
10.	COLLEGAMENTI	- 36 -
10.1	Collegamento capriata – colonna	- 36 -

1. GENERALITÀ

1.1 Relazione generale sulle strutture

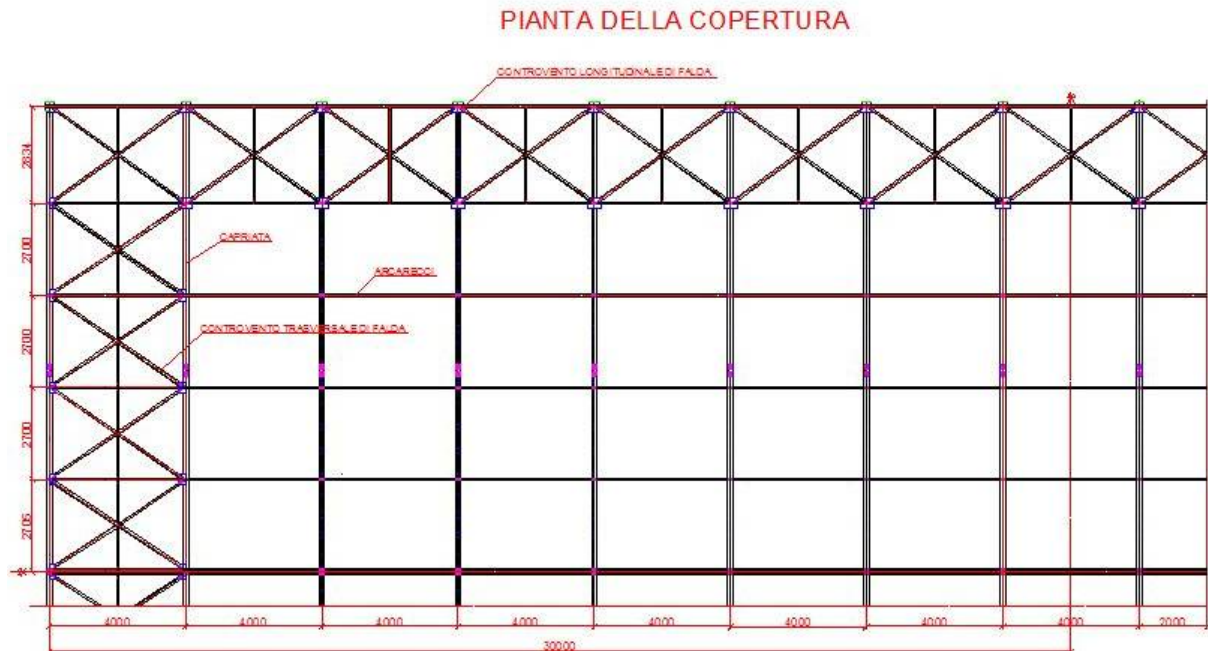
L'opera oggetto di progettazione è un capannone industriale a struttura portante in acciaio le cui dimensioni sono 72m di lunghezza e 24m di larghezza. L'altezza è di 11,2m al colmo e di 10,6m alla gronda.

La copertura è realizzata con pannelli autoportanti fonoassorbenti e coibentati disposti su un'orditura di arcarecci disposti con interasse 2m. Essi poggiano su capriate di luce 24m (interasse 4m) costituite da travi reticolari tipo Mohniè a maglie regolari di 2m a loro volta collegate alle colonne incastrate in direzione trasversale e incernierate in direzione longitudinale.

All'interno del capannone è prevista la realizzazione di un carroponete (via di corsa alla quota 7,6m). Si prevede la realizzazione di controventi di falda in entrambe le direzioni e controventi verticali in direzione longitudinale per l'irrigidimento della struttura e la trasmissione degli sforzi orizzontali alle fondazioni. Le pareti perimetrali sono costituite da pannelli tipo sandwich fonoassorbenti e coibentati.

La struttura sarà costruita a Gorizia.





1.2 Normativa di riferimento

Le verifiche sono svolte utilizzando il metodo degli stati limite (S.L.). Le unità di misura utilizzate sono quelle del Sistema Internazionale. Le convenzioni di segno per gli assi sono quelle riportate nell'EC3: l'asse forte è indicato con y-y, l'asse debole con z-z.

Gli elementi strutturali non espressamente riportati nella relazione sono stati comunque calcolati e dimensionati secondo i criteri sopra citati. Analogamente le verifiche che non risultano esplicitate si intendono comunque soddisfatte. Tutti i calcoli e le verifiche sono redatti in conformità alla normativa vigente in materia, ed in particolare:

- D.M. LL.PP. 14/01/08 – “Norme tecniche per le costruzioni – NTC2008”
- Eurocodice 3 – “Progettazione delle strutture in acciaio”
- CNR 10021-85 – “Strutture di acciaio per apparecchi di sollevamento”

1.3 Caratteristiche dei materiali

1.3.1 Acciaio da carpenteria

Per tutti gli elementi si prescrive l'utilizzo di un acciaio S355W (punto 11.3.IX NTC2008), che ha le seguenti caratteristiche:

$$E = 206.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M1} = 1,05$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

1.3.2 Bullonatura

Per le giunzioni bullonate e per i tirafondi si prescrive l'utilizzo di bulloni di classe 8.8 ad alta resistenza con le seguenti caratteristiche:

$$f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\gamma_{M7} = 1,10$$

1.3.3 Calcestruzzo

Per la fondazione si prescrive l'utilizzo di calcestruzzo C25/30, che ha le seguenti caratteristiche:

$$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5 = 14,11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (R_{ck})^{2/3} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

$$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3} = 31.447 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

1.3.4 Acciaio da cemento armato

Per la realizzazione dell'armatura dei plinti di fondazione si prescrive l'utilizzo di acciaio B450C, che ha le seguenti caratteristiche:

$$E = 206.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_d = 391 \text{ N/mm}^2$$

2. ANALISI DEI CARICHI

2.1 Peso proprio

Per tutti gli elementi strutturali in acciaio si è considerato un peso specifico del materiale:

$$\gamma_s = 78,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

2.2 Carico da neve

Secondo le indicazioni della normativa vigente (§3.4) il carico da neve si calcola secondo la relazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot c_e \cdot c_t,$$

dove:

μ_i	coefficiente di forma
q_{sk}	valore caratteristico di riferimento
c_e	coefficiente di esposizione
c_t	coefficiente termico

Essendo l'opera da realizzarsi in Provincia di Gorizia che ricade nella zona II, i parametri e il carico da neve risultano essere:

Zona	II	
$q_{sk,0}$	1,00	kN/m ²
q_{sk}	1,00	kN/m ²
c_e	1	
c_t	1	
μ_i	0,8	
q_{s1}	0,8	kN/m ²

2.3 Carico da vento

Sempre in riferimento alla normativa vigente (§3.3) l'equivalente pressione statica dovuta all'azione del vento è esprimibile attraverso la relazione:

$$p_f = q_b \cdot c_e \cdot c_f,$$

dove:

- q_b pressione cinetica di riferimento
- c_e coefficiente di esposizione
- c_f coefficiente di attrito

La pressione cinetica di riferimento, in funzione della zona, è espressa dalla relazione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

dove:

- v_b velocità di riferimento
- ρ densità dell'aria assunta pari a 1.25 kg/m³

Il coefficiente di esposizione, in funzione della classe di esposizione, è espresso dalla relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln \frac{z}{z_0} \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln \frac{z}{z_0} \right) \quad z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad z < z_{\min}$$

Il sito dell'opera ricade nella zona 1 con classe di esposizione III per cui si determinano i parametri richiesti e si calcola la pressione del vento.

Zona	1	
$v_{b,0}$	25	m/s
a_0	1000	m
k_a	0,01	1/s
a_s	100	m
v_b	25	m/s
q_b	0,39	kN/m ²
c_e	Da calcolare in funzione di z	
$c_{p,sop}$	-0,4	
$c_{p,sot}$	-0,4	
c_d	1	
c_f	1	
c_t	1	

Categoria di esposizione	III	
k_r	0,2	
z_0	0,1	m
z_{\min}	5	m
z	11,2	m

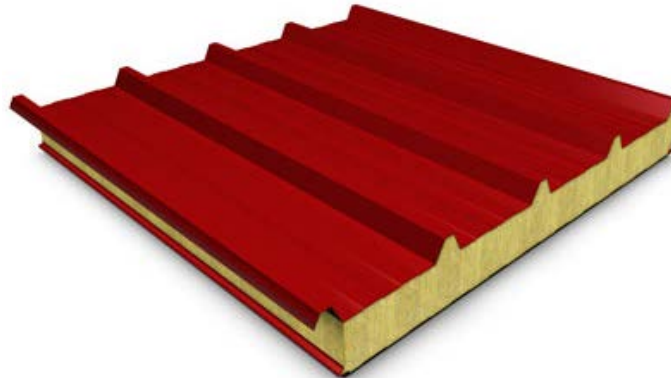
2.4 Carroponte

Si rimanda al capitolo 7.

3. COPERTURA

3.1 Manto di copertura

Per la copertura si è scelto un pannello coibentato prodotto da RWP.

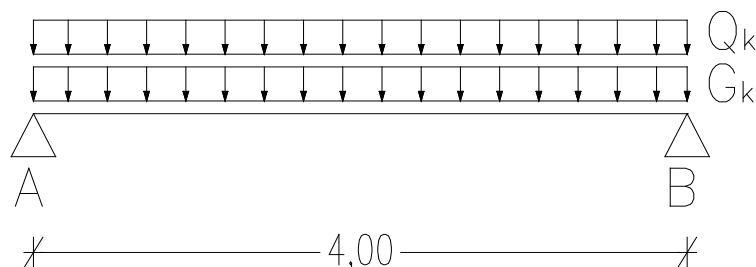


Dall'analisi dei carichi si ricava che sotto l'effetto della neve e del peso proprio del pannello ($0,152 \text{ kN/m}^2$) il pannello riceve una pressione di $1,4 \text{ kN/m}^2$ e la luce ammissibile tra due appoggi è di $2,28 \text{ m}$. L'ipotesi progettuale di arcarecci disposti ogni 2 m , su cui andranno ad appoggiarsi i pannelli di copertura, è quindi verificata.

3.2 Arcarecci

3.2.1 Schema statico

Gli arcarecci, in assenza di informazioni sulla loro lunghezza, vengono calcolati a favore di sicurezza secondo uno schema di trave semplicemente appoggiata.



Al fine di rispettare le successive verifiche di deformabilità e le ancora più vincolanti verifiche di instabilità, si adottano profili laminati IPE 140.

3.2.2 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi

I carichi gravanti sugli arcarecci sono:

$G_{k1}=0,152 \text{ kN/m}^2$	peso del manto di copertura
$G_{k2}=0,129 \text{ kN/m}$	peso dell'arcareccio
$Q_k=0,8 \text{ kN/m}^2$	carico da neve

L'azione di calcolo per gli arcarecci centrali è determinata secondo la relazione:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{G2} \cdot G_{k2} + \gamma_Q \cdot Q_k = 3,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Poiché la falda presenta un'inclinazione α pari a $3,60^\circ$, gli arcarecci subiscono una **flessione deviata**; bisogna quindi scomporre l'azione di calcolo nelle due componenti principali:

$$F_{d,z} = F_d \cos \alpha$$

$$F_{d,y} = F_d \sin \alpha$$

Il carico dovuto al peso del manto di copertura e all'azione del vento gravante sugli arcarecci di bordo è pari alla metà del carico degli arcarecci centrali. Si effettuerà la verifica di resistenza prendendo un arcareccio centrale come riferimento, mentre la verifica di stabilità verrà effettuata anche sull'arcareccio di bordo.

Le sollecitazioni per l'arcareccio più sollecitato risultano:

$$M_{y,Ed} = 6,75 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 0,42 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Ed} = 6,75 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = 0,42 \text{ kNm}$$

$$R_{z,Ed} = 13,50 \text{ kN}$$

$$R_{y,Ed} = 0,85 \text{ kNm}$$

3.2.3 Verifiche di resistenza

L'NTC 2008 al § 4.2.4.1.2 per elementi soggetti a flessione biassiale richiede il rispetto della relazione

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Rd}} \right) \leq 1,$$

dove

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Determinata poi l'area resistente a taglio A_v si procede alla verifica a taglio secondo la relazione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,$$

Con:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}.$$

3.2.4 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite di Servizio

I carichi gravanti sugli arcarecci sono i medesimi del calcolo agli Stati Limite Ultimi, ma in questo caso, utilizzando la combinazione rara, cambiano i coefficienti parziali di sicurezza. Inoltre bisogna svolgere il calcolo anche utilizzando esclusivamente i carichi variabili. Si ottengono le seguenti azioni di calcolo:

$$F_{d,1} = G_{k1} + G_{k2} + Q_k$$

$$F_{d,2} = Q_k$$

3.2.5 Verifiche di deformabilità

Con i valori appena calcolati si valuta la freccia in mezzeria secondo la relazione:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E \cdot J}$$

Poiché la sollecitazione è biassiale è necessario calcolare la freccia lungo i due assi principali e quindi determinare la freccia risultante. Essa deve essere confrontata con i valori limiti imposti dall’NTC 2008 §4.2.4.2.1 pari a 1/200 della luce per la prima soluzione di calcolo e pari a 1/250 per la soluzione con i soli carichi variabili.

3.2.6 Verifiche di stabilità

Poiché gli arcarecci fanno parte del sistema di controvento, analizzato al capitolo 6, sono soggetti anche a sforzo normale. Risulta quindi necessaria una verifica di stabilità. Si determina il momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale. Dall’EC3:

$$M_{CR} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{J_\omega}{J_y} + \frac{l^2 \cdot G \cdot J_t}{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}}$$

Quindi si calcola la snellezza adimensionale e il coefficiente di riduzione per instabilità flesso-torsionale χ_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_x \cdot f_d}{M_{CR}}}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot (1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2)$$

La Circolare esplicativa per l’applicazione dell’NTC 2008 (§4.2.4.1.3.3.2) richiede la verifica delle seguenti disuguaglianze per verificare gli elementi all’instabilità flesso-torsionale:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

I coefficienti k sono ricavabili dalla tabella seguente tratta dalla Circolare di cui sopra.

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k _{yy}	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k _{yz}	I, H, Sezioni cave	k _{zz}	0,6 · k _{zz}
k _{zy}	I, H, Sezioni cave	0,8 · k _{yy}	0,6 · k _{yy}
k _{zz}	I, H	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per pressoflessione retta, M_{y,Ed} ≠ 0, , k_{zy} = 0 (M_{z,Ed} = 0).

I coefficienti χ_x e χ_y sono forniti dalla normativa (§4.2.4.1.3.1) con le seguenti espressioni:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l_0^2}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_z}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,z}}}$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

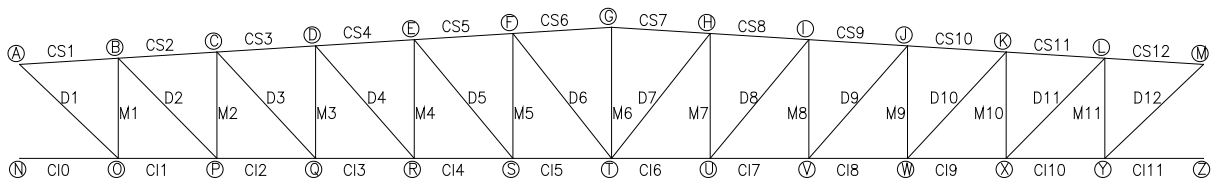
$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

Al fine di soddisfare le verifiche, potrebbe essere necessario limitare la luce libera di inflessione inserendo un elemento di irrigidimento ad unire due arcarecci adiacenti in corrispondenza della loro mezzzeria. Tale irrigidimento può essere realizzato con profili semplici (C, L,...).

4. CAPRIATA

4.1 Schema di calcolo

La capriata, del tipo Mohniè, è modellata secondo uno schema di travatura reticolare così da avere solamente sforzo normale nelle aste componenti la capriata. Per questo motivo in fase di progettazione si è scelto come larghezza delle maglie una lunghezza pari all'interasse tra gli arcarecci. In questo modo i carichi della copertura sono trasmessi alla capriata in corrispondenza dei nodi. La capriata copre l'intera luce di 24m e altezza variabile. Nella figura seguente si riportano le numerazioni utilizzate nel calcolo per le aste e per i nodi.



Per necessità di trasporto la capriata è divisa in 3 conchi di 8m ciascuno, realizzati in officina con collegamenti saldati. I 3 conchi verranno poi montati in opera utilizzando dei collegamenti bullonati. I nodi oggetto di collegamenti bullonati sono i nodi E, I, R e V. Per il dettaglio delle modalità di collegamento si rimanda al relativo capitolo.

4.2 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi

La forza da applicare al nodo è data dalla somma della reazione dell'arcareccio, determinata in precedenza, e il peso proprio della capriata ripartito ai nodi secondo le aree di influenza. Non conoscendo ancora i profili che verranno utilizzati per rispettare le verifiche richieste e, di conseguenza, non potendo valutare l'effettivo peso proprio della capriata, si è scelto di effettuare una prima stima del peso assegnando a tutte le aste dei profili UPN 120 accoppiati. Questa scelta si rivela a favore di sicurezza se, dopo aver opportunamente scelto i profili in base alle sollecitazioni calcolate e in base a tutte le verifiche necessarie, il peso della capriata nuovamente calcolato sarà minore del peso stimato inizialmente. In caso contrario sarà necessario ricalcolare la capriata con il giusto peso.-

Nell'ipotesi appena descritta il peso della capriata è pari a 34kN che **ripartito nei nodi** equivale ad un carico di 2,9kN nei nodi centrali e 1,5kN nei nodi di estremità. Queste forze vanno a sommarsi alla reazione dell'arcareccio pari a 13,6kN per i nodi centrali e 7,1kN per i nodi di estremità.

Risultano quindi i seguenti carichi nodali:

$$\begin{aligned} F_1 &= F_2/2 && \text{carico nodi di estremità} \\ F_2 &= 16,4\text{kN} && \text{carico nodi centrali} \end{aligned}$$

I valori di sollecitazione corrispondenti vengono determinati con l'ausilio del software di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

4.3 Scelta dei profili

Al fine di rispettare tutte le verifiche considerate nei seguenti paragrafi si decide di adottare i seguenti profili a C, accoppiati lungo l'anima, per i diversi elementi costituenti la capriata:

UPN 80	corrente superiore compresso
50x25	corrente inferiore teso
60x30	montanti compressi
50x25	diagonali tese

Tale scelta comporta un peso della capriata di 13kN che risulta ampiamente minore del valore stimato al fine della determinazione delle sollecitazioni.

I profili accoppiati sono collegati da imbottiture si spessore 10mm disposte in maniera tale da dividere ogni singola asta in 3 campi di eguale lunghezza.

4.4 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

4.4.1 Verifiche di resistenza

L'NTC 2008 (§ 4.2.4.1.2) richiede la verifica delle seguenti relazioni:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

rispettivamente per elementi tesi e compressi.

Nel nostro caso:

$$N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = N_{c,Rd} \cdot$$

Inoltre, per gli elementi tesi, è da verificare la resistenza a rottura della sezione netta, depurata dei fori con:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Tale verifica verrà eseguita al momento del dimensionamento e della verifica dei collegamenti bullonati.

4.4.2 Verifiche di stabilità

Secondo la Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2008 (§C4.2.4.1.3.1.5) una sezione composta da elementi ravvicinati collegati mediante calastrelli o imbotiture può essere verificata come un'asta semplice se la distanza tra gli elementi di collegamento rispetta le prescrizioni riportate nella tabella seguente. In caso negativo è necessario verificare gli elementi ricorrendo ad

una snellezza equivalente della sezione composta, utilizzando norme di comprovata validità come l'EC3.

Tabella C4.2.III *Disposizione delle imbottiture di connessione tra i profili.*

Tipo di asta composta (Figura C4.2.10)	Spaziatura massima tra i collegamenti ^(*)
Tipo (1), (2), (3) o (4) collegati con imbottiture bullonate o saldate	15 i_{\min}
Tipi (5) o (6) collegati con coppie di calastrelli	70 i_{\min}
(*) La distanza è misurata tra i centri di due collegamenti successivi e i_{\min} è il raggio di inerzia minimo del singolo profilo costituente l'asta.	

Come si evince dalla tabella seguente tale prescrizione non è verificata e si ricorre quindi al calcolo della snellezza equivalente per determinare il valore dello sforzo normale resistente, ridotto a causa dei fenomeni di instabilità, con l'utilizzo delle seguenti relazioni:

$$N_{Sd} < N_{b,Rd}$$

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

con:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{coefficiente di riduzione per instabilità}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\alpha = 0,49 \quad \text{coefficiente di imperfezione}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_{eq}}{\lambda_y} \quad \text{snellezza adimensionale}$$

$$\lambda_y = \pi \cdot \sqrt{\frac{E}{f_{yk}}} \quad \text{snellezza al limite elastico}$$

$$\lambda_{eq} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_1^2} \quad \text{snellezza equivalente}$$

$$\lambda_1 = \frac{l_0}{i_{\min}} \quad \text{snellezza del singolo profilo}$$

$$\lambda = \frac{l}{i_y^*} \quad \text{snellezza della sezione composta}$$

dove:

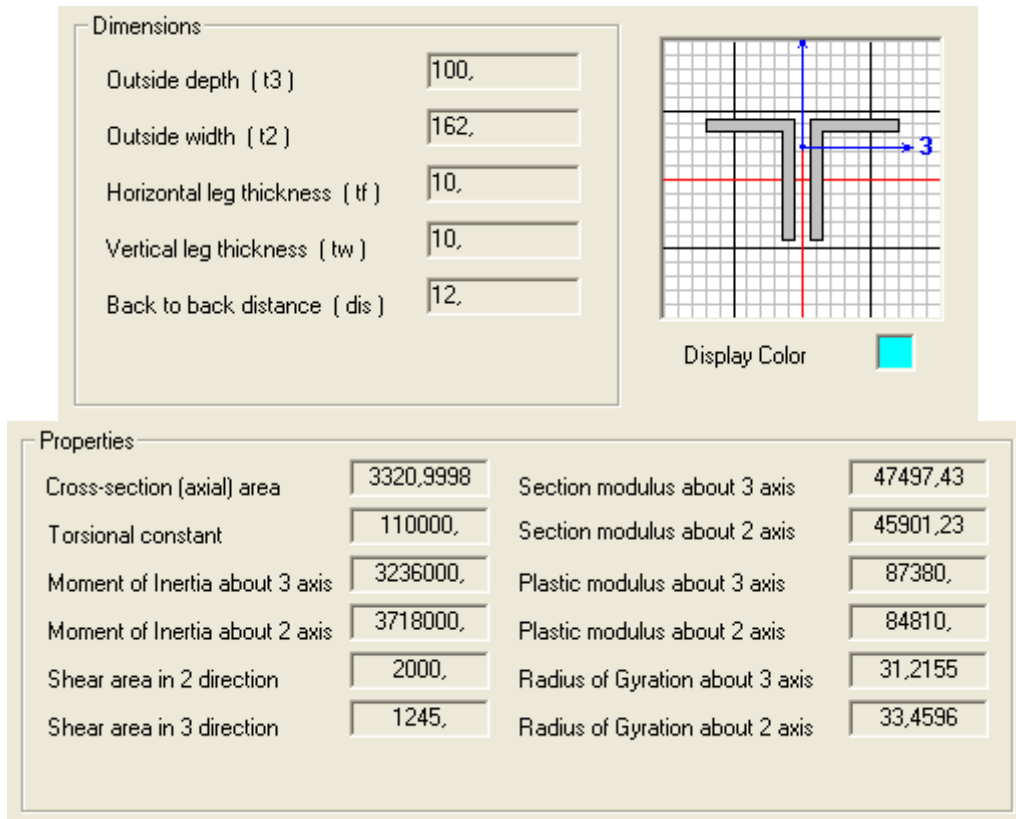
l_0	distanza tra le imbottiture
l	lunghezza dell'asta
i_{\min}	raggio d'inerzia del singolo profilo
i_y^*	raggio d'inerzia della sezione composta

Esempio: profili a L accoppiati

Nel caso le aste della capriata fossero realizzate mediante profili ad L accoppiati, la verifica di stabilità viene eseguita come indicato.

Si ipotizzi che la sezione abbia le seguenti caratteristiche:

2L 100x75x10 / 12



Calcolo snellezza:

$$l = 2339\text{mm}$$

$$\lambda = \frac{l}{i_3} = \frac{2339}{31.21} = 74.94$$

Snellezza adimensionale pertinente:

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = 0.798124$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9$$

$$\beta_A = 1$$

Considerando che la sezione può essere assimilata ad una sezione a T, si sceglie come coefficiente di imperfezione quello relativo alla curva di instabilità c:

$$\alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \cdot \left[1 + 0.49 \cdot (0.798124 - 0.2) + 0.798124^2 \right] = 0.9650$$

Coefficiente di riduzione:

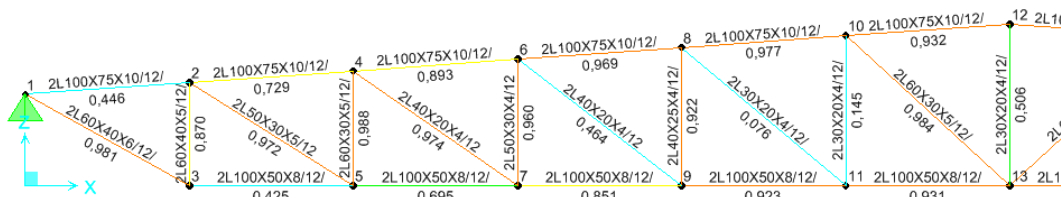
$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.9650 + \sqrt{0.9650^2 - 0.798124^2}} = 0.6633$$

Resistenza della sezione considerata

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.6633 \cdot 1 \cdot 3320 \cdot 235}{1.05} = 492kN \leq N_{Sd,max} = 475kN$$

Lo stesso risultato è stato ottenuto automaticamente con il SAP2000 opportunamente impostato.

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	P	M33	M22	U2	U3	
0,000	-478,207	0,000	0,000	0,000	0,000	
PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (5.5.4)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	
	0,977	= 0,977	+ 0,000	+ 0,000	1,000	
AXIAL FORCE DESIGN						
	Fc or Ft Force	Nc.Rd Capacity	Nt.Rd Capacity	Nb33.Rd Major	Nb22.Rd Minor	
Axial	-478,207	489,517	743,271	489,517	514,727	
MOMENT DESIGN						
	M.Sd Moment	Mc.Rd Capacity	Mu.Rd Capacity	Mb.Rd Capacity		
Major Moment	0,000	10,630	10,630	10,630		
Minor Moment	0,000	10,273	10,273			
	K Factor	L Factor	k Factor	k1t Factor	C1 Factor	
Major Moment	1,000	1,000	1,500	1,000	1,000	
Minor Moment	1,000	1,000	1,500			



Instabilità singolo corrente del doppio angolare

Per il calcolo delle imbottiture si segue lo stesso schema solo si considera solo una sezione con:

Dati geometrici e generali

a: (mm) b: (mm)

e: (mm)

r: (mm) r1: (mm)

d1: (cm) d2: (cm)

tg,Alfa:

Peso: (kg/m) Perim.: (cm)

Parametri statici generali

Ax: (cm²) Ay: (cm²) Az: (cm²)

Ix: (cm⁴) Iy: (cm⁴) Iz: (cm⁴)

Iu: (cm⁴) Iv: (cm⁴) i min.: (cm)

Con due imbottiture:

$$l = \frac{2339}{3} = 779 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l}{i_{\min}} = \frac{779}{15.9} = 48.99 \text{ snellezza}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \cdot \sqrt{\beta_A} = \frac{48.99}{93.9} \cdot 1 = 0.5217 \text{ snellezza adimensionale}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \cdot \varepsilon = 93.9 \text{ snellezza critica}$$

$$\beta_A = 1$$

$$\alpha = 0.49$$

$$\phi = 0.5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2 \right] =$$

$$= 0.5 \cdot \left[1 + 0.49 \cdot (0.5217 - 0.2) + 0.5217^2 \right] = 0.7149$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0.7149 + \sqrt{0.7149^2 - 0.5217^2}} = 0.8307$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.8307 \cdot 1 \cdot 1660 \cdot 235}{1.05} = 308 \text{ kN} \leq \frac{N_{Sd,max}}{2} = 237 \text{ kN}$$

Quindi il singolo corrente non si instabilizza prima.

4.5 Verifica dei collegamenti

I collegamenti sono sia di tipo saldato, realizzati in officina, sia di tipo bullonato realizzati in corso d'opera.

Le unioni saldate tra le aste e le piastre di nodo sono eseguite con cordoni d'angolo, che risultano quindi essere in numero di 4 per ogni nodo (2 per profilo). La saldatura è verificata secondo il Main Stress Method dell'Eurocodice 3, le piastre di nodo, di spessore 10mm, sono verificate ipotizzando una diffusione delle tensioni a 60°:

$$\tau_{//} = \frac{N_{Sd}}{4 \cdot a \cdot l} \quad \text{tensione tangenziale parallela}$$

$$f_{vw} = \frac{f_u}{\sqrt{3} \beta_w \gamma_{M2}} \quad \text{tensione resistente}$$

Le unioni bullonate sono verificate a taglio e a rifollamento con le relazioni:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

dove:

d	diametro nominale del gambo del bullone
t	spessore della piastra collegata
f _{tk}	resistenza a rottura della piastra
α = min{e ₁ /(3 d ₀); f _{tb} /f _t ; 1}	per bulloni interni nella direzione del carico

$\alpha = \min\{p_1/(3 d_0) - 0,25; f_{tb}/f_t; 1\}$ per bulloni interni nella direzione del carico
 $k = \min\{2,8 e_2/d_0 - 1,7; 2,5\}$ per bulloni di bordo in direzione perpendicolare al carico
 $k = \min\{1,4 p_2/d_0 - 1,7; 2,5\}$ per bulloni interni in direzione perpendicolare al carico

Inoltre è richiesto il rispetto delle distanze minime dai bordi e tra i bulloni come riportato in tabella.

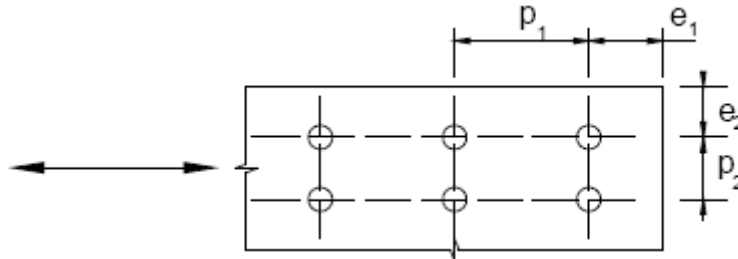


Tabella 4.2.XIII Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

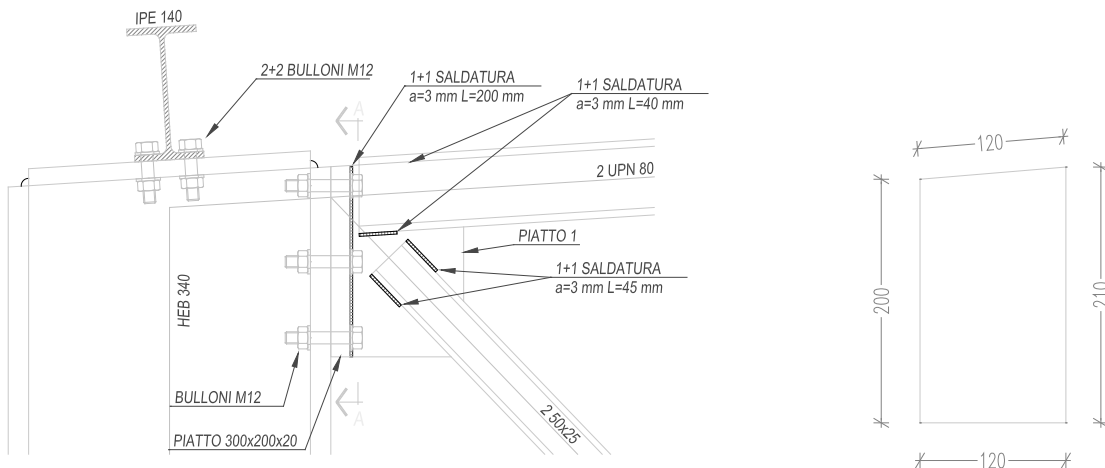
Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t; 125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t; 125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t; 200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t; 400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 200\text{mm})$	$\min(14t; 175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0,5}]$; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0,6 \cdot p_1$.
 t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

Le resistenze delle aste va anche verificata in corrispondenza dei fori utilizzando l'area netta come precedentemente riportato al capitolo 4.4.1.

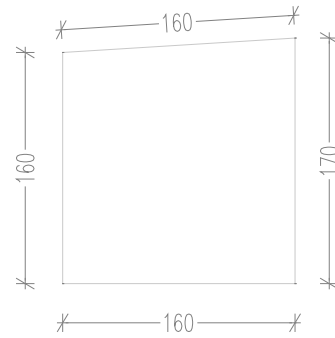
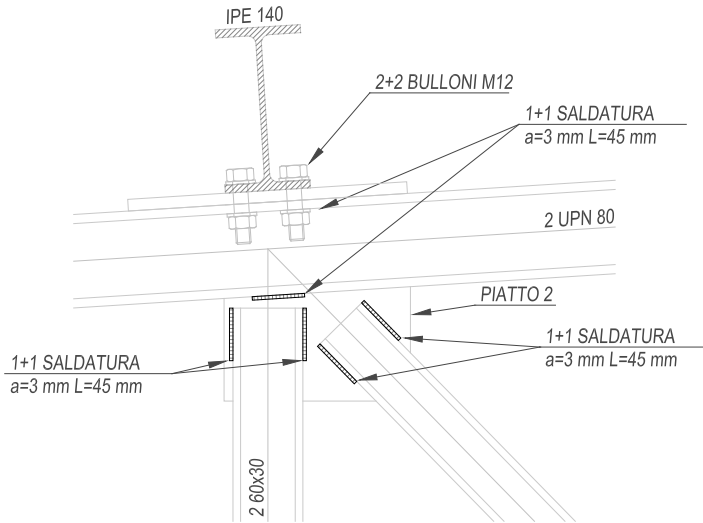
4.5.1 Nodo A

Nel nodo A coprono le aste riportate in figura. Si progettano la saldatura, il fazzoletto, la lunghezza dei cordoni di saldatura, lo spessore del piatto.

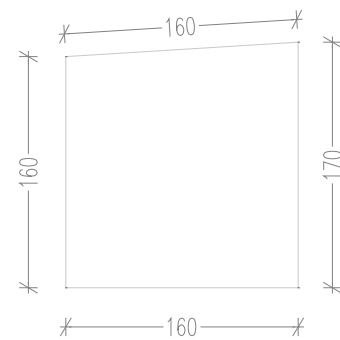
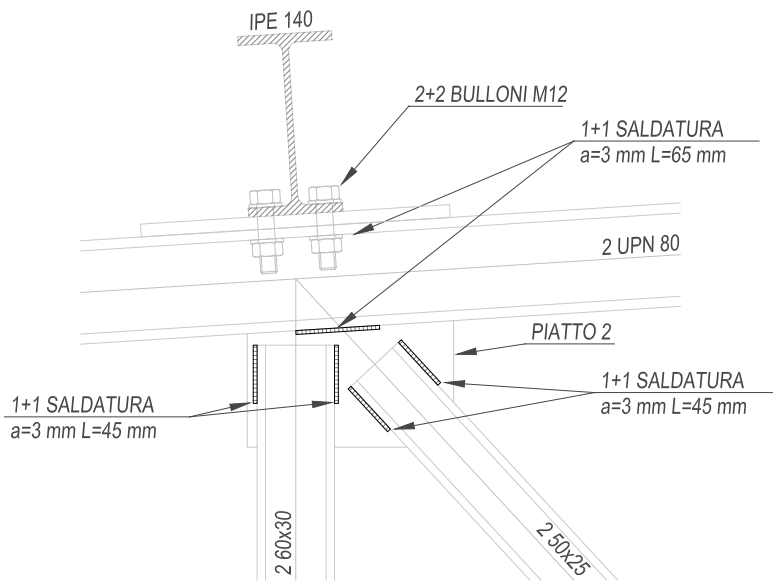


Il progetto del collegamento flangiato tra la capriata e la colonna verrà considerato successivamente, una volta determinato il profilo della colonna.

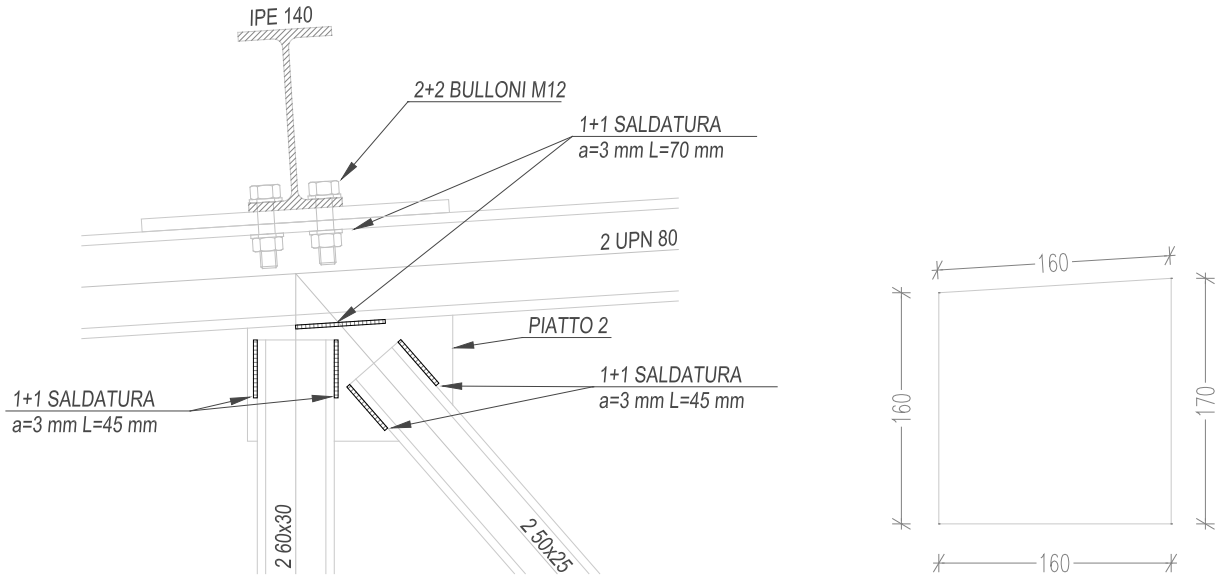
4.5.2 Nodo B



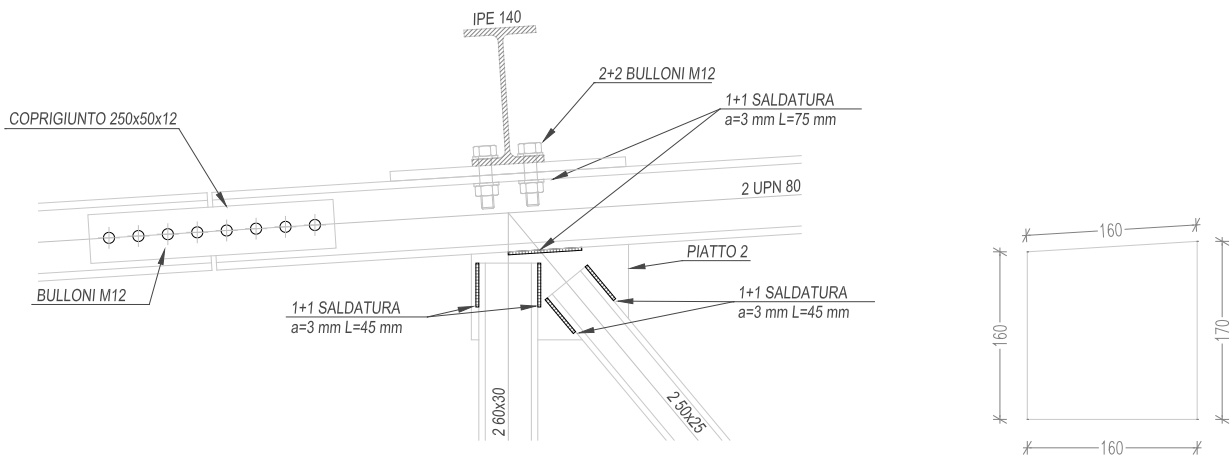
4.5.3 Nodo C



4.5.4 Nodo D



4.5.5 Nodo E

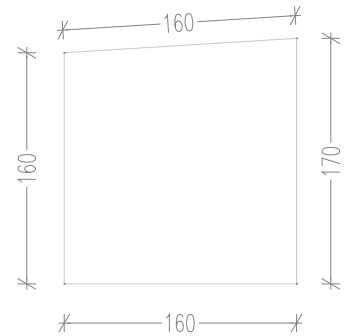
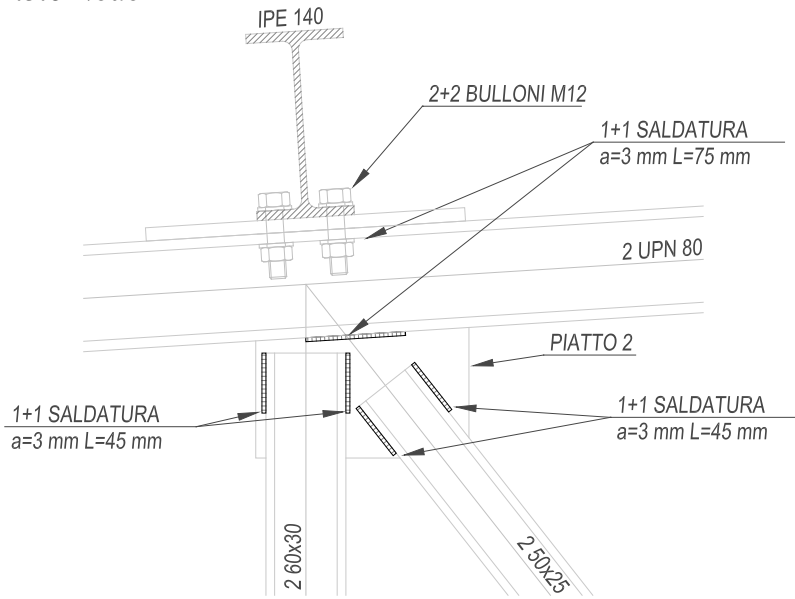


Il Nodo E presenta anche un collegamento bullonato necessario a collegare due estremità del corrente superiore facenti parte di due concetti separati della capriata.

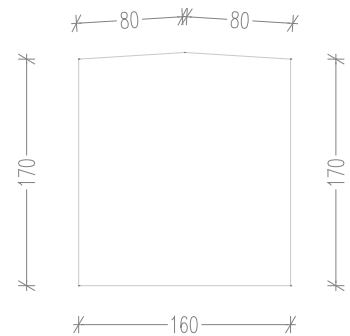
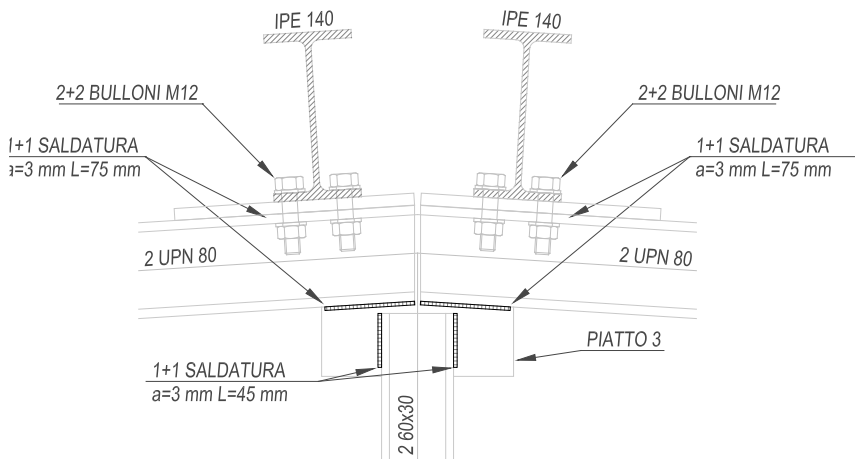
Il collegamento è realizzato con un coprigiunto di dimensioni 250x50x12 mm su entrambi i profili e un piatto posto tra i due profili di spessore 10 mm. Si eseguono quindi le seguenti verifiche:

- Verifica resistenza bullonatura*
- Verifica a rifollamento*
- Verifica asta in prossimità dei fori*
- Verifica resistenza coprigiunto*

4.5.6 Nodo F

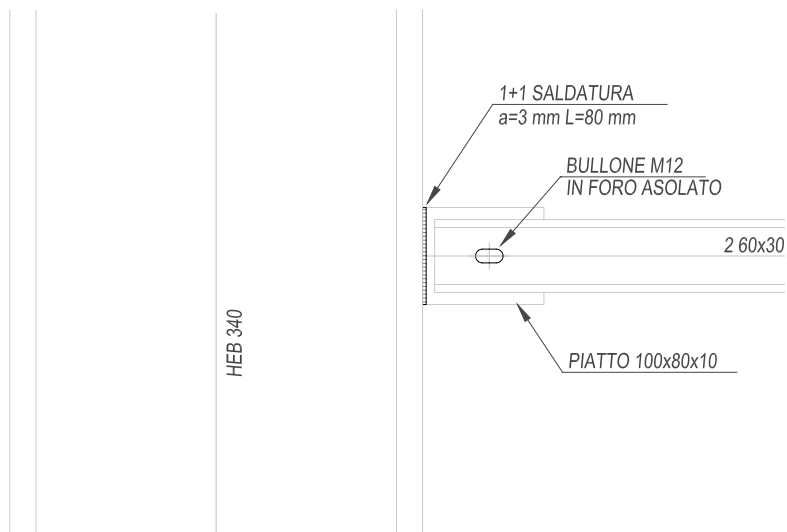


4.5.7 Nodo G

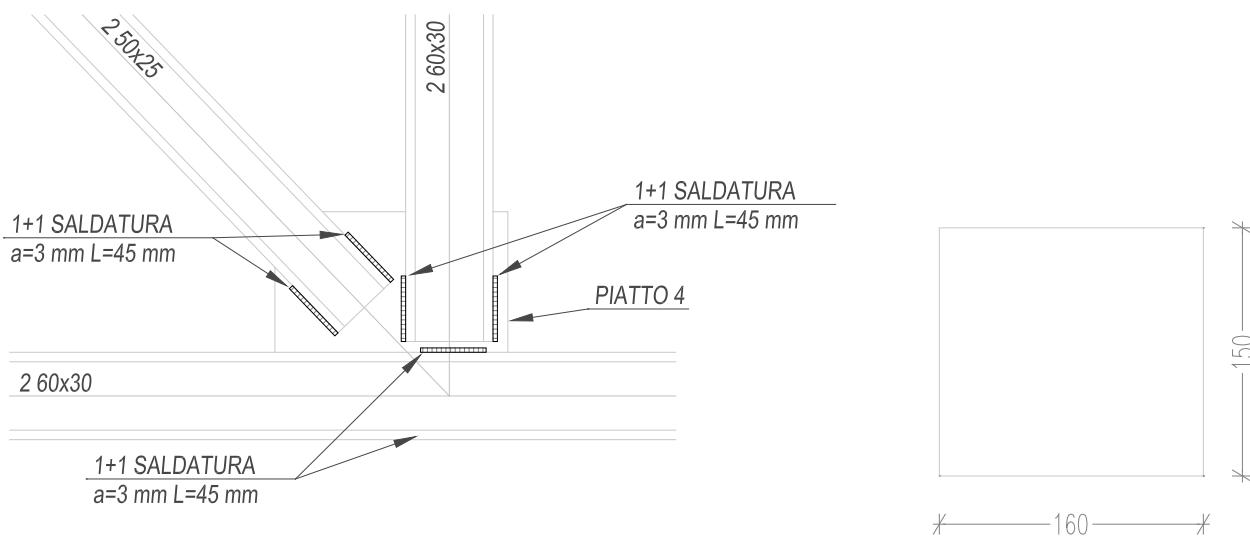


4.5.8 Nodo N

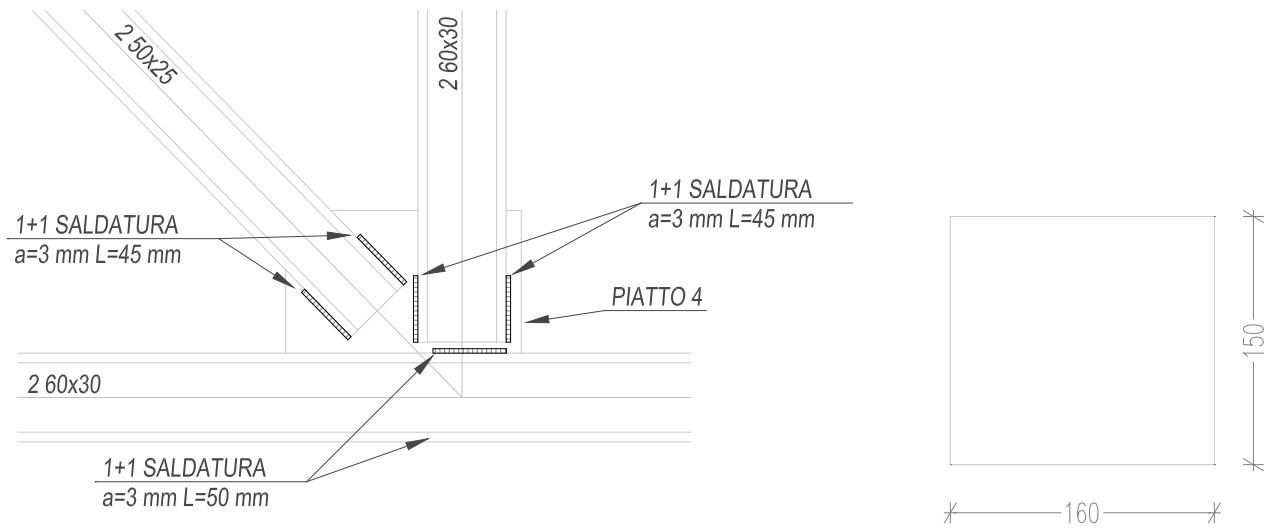
Nel nodo N converge una sola asta, peraltro scarica. Il collegamento alla colonna è eseguito mediante bullonatura in foro asolato.



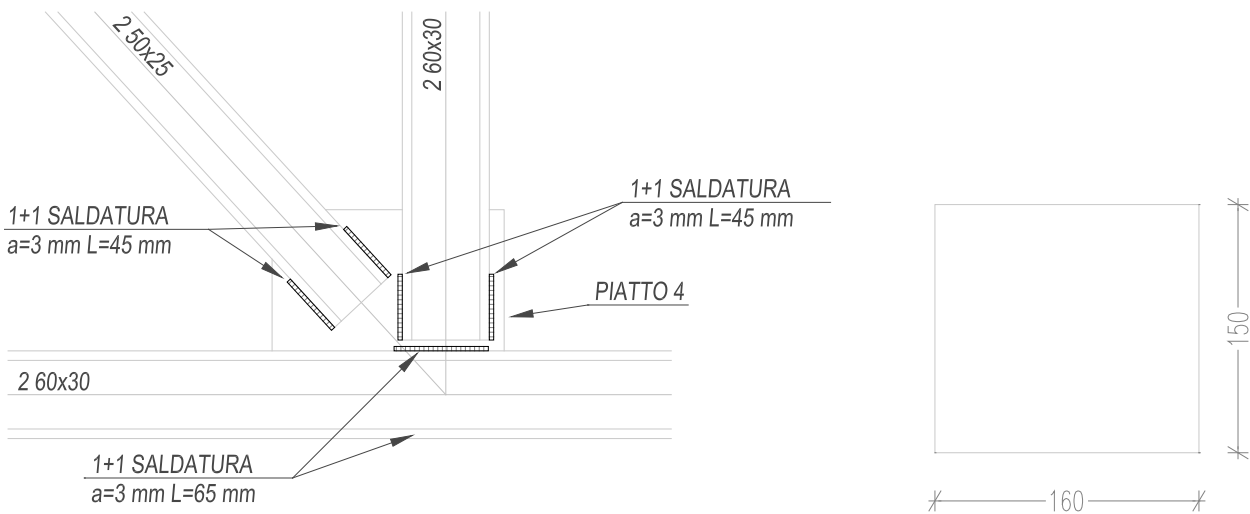
4.5.9 Nodo O



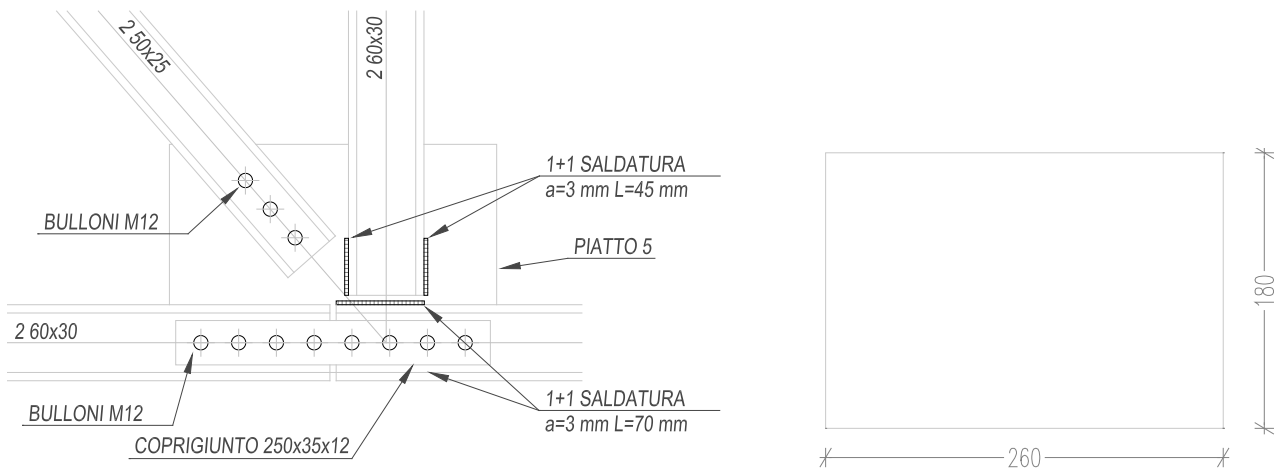
4.5.10 Nodo P



4.5.11 Nodo Q



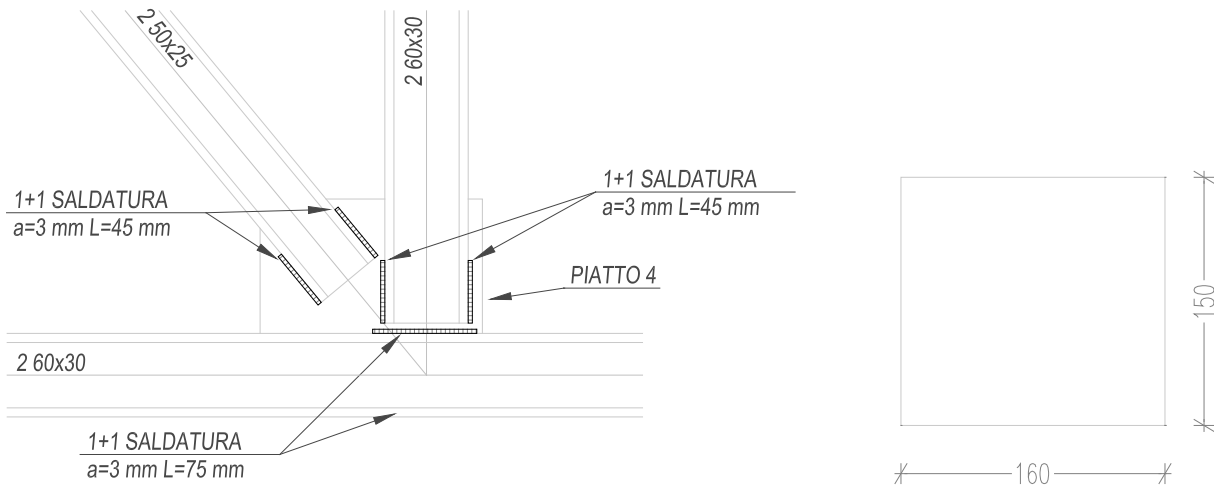
4.5.12 Nodo R



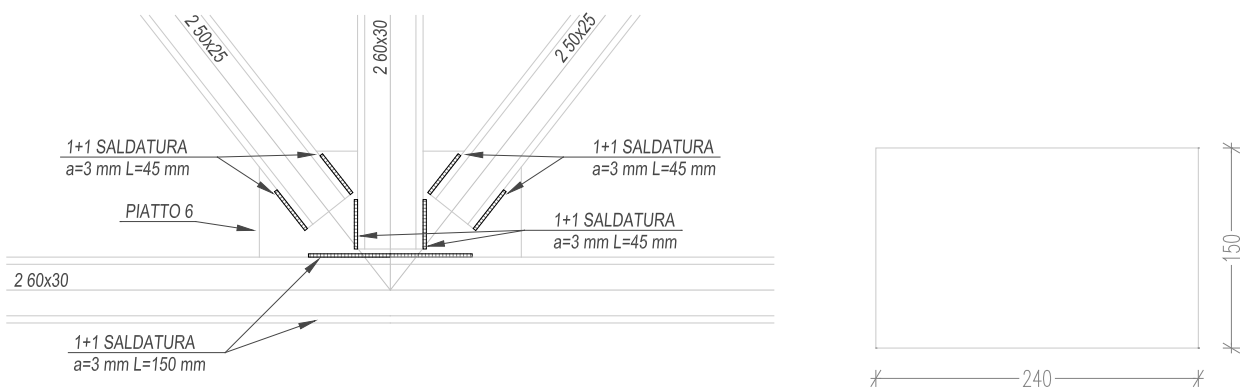
Il Nodo R presenta anche due collegamenti bullonati necessari a collegare due estremità del corrente inferiore facenti parte di due conchi separati della capriata e a collegare la diagonale al fazzoletto di nodo.

Il primo collegamento è realizzato con un coprigiunto di dimensioni 250x35x12mm su entrambi i profili e un piatto posto tra i due profili di spessore 10mm; il secondo con una semplice bullonatura con il fazzoletto di nodo posto tra i due profili.

4.5.13 Nodo S



4.5.14 Nodo T



4.6 Verifica agli Stati Limite di Servizio

Si determinano i carichi da applicare ai nodi della capriata tenendo conto dei coefficienti parziali di sicurezza e delle aree di influenza degli arcarecci. Risultano i seguenti carichi nodali:

$F_1 = F_2/2$ kN	carico nodi di estremità
$F_2 = 10$ kN	carico nodi centrali

Inoltre si determinano i carichi nodali dovuti ai soli carichi variabili:

$F_1 = F_2/2$ kN	carico nodi di estremità
$F_2 = 8$ kN	carico nodi centrali

Con l'ausilio del software di calcolo SAP2000 si determina la freccia al centro della capriata e si verifica che sia minore di 1/200 della luce e di 1/250 della luce rispettivamente nel caso di carichi totali o di soli carichi variabili.

5. CROCIERE ROMPITRATTA

Le crociere rompitratta uniscono il corrente compresso di una capriata al corrente teso di quella adiacente. In questo modo si evitano fenomeni di instabilità flesso-torsionali della capriata, infatti nulla impedisce alla capriata, abbassandosi sotto i carichi, di disporsi fuori dal piano verticale. Trattandosi di elementi che lavorano a trazione si adotta un profilo singolo a C40x35 ogni due campi della capriata, quindi con interasse di 4m.

Si può allora verificare la briglia inferiore a instabilità flesso-torsionale utilizzando le equazioni seguenti:

$$q_{cr} = \pi^4 \cdot \frac{E \cdot J_y}{l_0^4} \cdot h$$

$$q = \frac{P}{a}$$

con:

q_{cr}	carico critico per instabilità flesso-torsionale
P	carico applicato ai nodi
a	lunghezza di un campo della capriata
J_y	momento d'inerzia del corrente compresso
l_0	distanza tra le crociere rompitratta
h	altezza media della capriata

Per andare a favore di sicurezza è richiesto il rispetto della seguente condizione sul coefficiente di sicurezza v :

$$v = \frac{q_{cr}}{q} \geq 4.$$

6. CONTROVENTI DI FALDA

Il capannone viene irrigidito in copertura mediante due file di controventature trasversali, in corrispondenza dei due portali di estremità, e due file di controventature longitudinali, disposte lungo i bordi della copertura. Tale sistema è necessario per trasmettere ai controventi verticali, e quindi in fondazione, i carichi orizzontali gravanti sul capannone. Lo schema statico è riconducibile ad una trave reticolare composta dalle briglie superiori delle due capriate interessate, dagli arcarecci e da elementi diagonali disposti a Croce di Sant'Andrea. Tuttavia l'elemento diagonale compresso viene trascurato nel calcolo.

Inoltre, poiché si progetta un sistema con colonne incastrate in direzione trasversale e incernierate in direzione longitudinale, i controventi longitudinali non vengono dimensionati, ma vengono realizzati come i controventi trasversali.

6.1 Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi

Considerata la pressione del vento calcolata al capitolo 2.3 e la superficie della facciata del capannone S [m²], si calcola la forza complessiva del vento agente sulla controventatura

$$S = l h_{parete} + \frac{l (h_{colmo} - h_{parete})}{2},$$

$$F_{vento} = \frac{q_{vento} S}{2},$$

la quale va distribuita per aree di influenza ai nodi del sistema i quali risultano quindi soggetti a

$P_1 = P_2 / 2$ kN	nodi di estremità
$P_2 = 12$ kN	nodi centrali

Tramite analisi agli elementi finiti realizzata con il software SAP2000 si determinano gli sforzi nei diversi elementi costituenti il sistema di controvento.

6.2 Diagonale di controvento

6.2.1 Verifica di resistenza

La diagonale maggiormente sollecitata è quella posta all'estremità, soggetta ad uno sforzo normale di 70kN. Si adotta un singolo profilo a C40x35.

6.2.2 Verifica di stabilità

Il controvento di falda deve anche impedire lo sbandamento laterale della briglia superiore compressa. La verifica di stabilità è eseguita in modo semplificato confrontando un carico medio di compressione con un carico critico euleriano e verificando quindi un fattore di sicurezza.

$$\nu = \frac{N_E}{n \cdot N_m} \geq 4 \div 8,$$

con:

$$n \cdot N_m = 3105 \text{ kN}$$

carico medio di compressione

n

numero capriate

$$N_E = \pi^2 \frac{E \cdot J}{l^2}$$

carico euleriano del controvento

$$J \cong \frac{A_0 \cdot a^2}{2}$$

momento d'inerzia del controvento (singolo profilo).

Nel caso di profili accoppiati $J \cong 2 \left[A_f \left(\frac{h_0}{2} \right)^2 \right]$.

6.2.3 Collegamento bullonato

La diagonale di controvento viene imbullonata con bulloni $\Phi 12$ a dei fazzoletti di spessore 10mm. Le verifiche sul collegamento vengono svolte secondo le indicazioni riportate al capitolo 4.5.

Verifica resistenza bullonatura

Verifica a rifollamento

Verifica asta in prossimità dei fori

6.3 Briglia compressa

La briglia compressa va nuovamente verificata poiché alle sollecitazioni dovute ai carichi verticali con cui è stata dimensionata si sommano le sollecitazioni del sistema di controvento.

6.4 Arcarecci

Lo sforzo normale ricavato dalla soluzione del sistema di controvento è stato utilizzato nel capitolo 3.2.6 per la verifica di stabilità flessio-torsionale.

7. CARROPONTE

Il capannone è dotato di carroponte bitrave con portata nominale di 8 tonnellate, un numero totale di cicli stimato di 100.000 e con interasse tra le ruote di 2,8m. La via di corsa è sostenuta da 18 mensole saldate alle colonne per cui ogni campata è di 4m (interasse colonne). Lo schema statico utilizzato è di trave continua sottoposta a carico viaggiante.

7.1 Classificazione carroponte

La normativa CNR 10021-85 classifica gli apparecchi di sollevamento in base a due parametri:

- Numero di cicli=100.000 da prospetto 2-I si ottiene U3
- Regime di carico $K_p=0,75$ da prospetto 2-II si ottiene Q4
- Q4 e U3 da prospetto 2-III si ottiene A5

Dalla classe dell'apparecchio A5, secondo la tabella 4-I si ha un coefficiente moltiplicativo per le azioni statiche delle ruote $M=1,11$.

7.2 Azioni e combinazioni di carico

Le azioni risultano essere:

$R_{max}=76$ kN	azione verticale statica massima trasmessa dalle ruote
$R_{min}=33$ kN	azione verticale statica minima trasmessa dalle ruote
$H_s=7,60$ kN	azione orizzontale di serpeggiamento ($\approx 1/7 R_{max}$)
$H_f=10,86$ kN	azione orizzontale di frenatura ($\approx 1/10 R_{max}$)

La normativa richiede di considerare due combinazioni di carico:

Combinazione 1

- Peso proprio via di corsa
- Azione statica delle ruote R_{max} moltiplicata per il coefficiente M

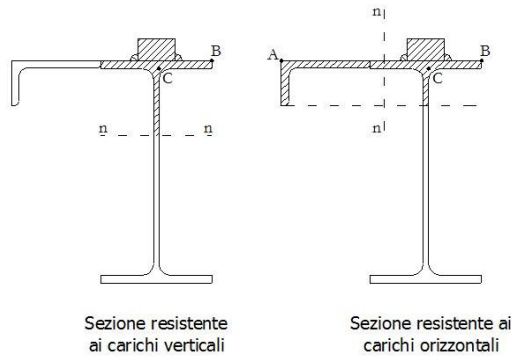
Combinazione 2

- Peso proprio via di corsa
- Azione statica delle ruote R_{max} moltiplicata per il coefficiente M
- Azione di frenatura
- Azione di di serpeggiamento

Le sollecitazioni sono state determinate tramite il software di calcolo SAP2000 facendo viaggiare il carico lungo la via di corsa.

7.3 Dimensionamento e verifica

Per la via di corsa si adotta un profilo IPE 300 alla cui ala superiore viene saldato un angolare a lati diseguali 120x80x10, al fine di incrementare le prestazioni nel piano orizzontale. Il binario è costituito da un semplice profilo pieno a sezione rettangolare 50x30mm saldato con cordoni d'angolo alla via di corsa.



7.3.1 Verifica Combinazione 1

Si determinano le sollecitazioni tramite il software di analisi agli elementi finiti SAP2000.

SOLLECITAZIONI 1		
$M_{y,Sd}$	67,92	<i>kNm</i>
$V_{z,Sd}$	84,83	<i>kN</i>
$M_{z,Sd}$	0	<i>kNm</i>
$V_{y,Sd}$	0	<i>kN</i>

Si effettua quindi la verifica a flessione considerando come sezione resistente la sezione composta dal profilo della via di corsa e dal binario.

7.3.2 Verifica Combinazione 2

Si determinano le sollecitazioni tramite il software di analisi agli elementi finiti SAP2000.

SOLLECITAZIONI 1		
$M_{y,Sd}$	67,92	<i>kNm</i>
$V_{z,Sd}$	84,83	<i>kN</i>
$M_{z,Sd}$	6,73	<i>kNm</i>
$V_{y,Sd}$	8,36	<i>kN</i>

Si effettua la verifica a flessione considerando come sezione resistente la sezione composta dalla parte del profilo della via di corsa superiore al lembo inferiore dell'angolare, dal binario e dall'angolare.

7.3.3 Verifiche di stabilità

Per la verifica all'instabilità flesso-torsionale si adotta la sezione resistente adottata nella verifica della Combinazione di carico 2.

Si determina il momento critico elastico per instabilità flesso-torsionale. Dall'EC3 si ha

$$M_{CR} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{J_\omega}{J_y} + \frac{l^2 \cdot G \cdot J_t}{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}}$$

Quindi si calcola la snellezza adimensionale e quindi il coefficiente di riduzione per instabilità flesso-torsionale

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_x \cdot f_d}{M_{CR}}}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot (1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2)$$

La Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2008 (§ C4.2.4.1.3.3.2) richiede la verifica delle seguenti disuguaglianze per verificare gli elementi all'instabilità flessio-torsionale.

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

I coefficienti k sono ricavabili dalla tabella seguente tratta dalla Circolare di cui sopra.

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k _{yy}	I, H, Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k _{yz}	I, H, Sezioni cave	k _{zz}	0,6 · k _{zz}
k _{zy}	I, H, Sezioni cave	0,8 · k _{yy}	0,6 · k _{yy}
k _{zz}	I, H	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per pressoflessione retta, M_{y,Ed} ≠ 0, , k_{zy} = 0 (M_{z,Ed} = 0).

I coefficienti χ_x e χ_y sono forniti dalla normativa con le seguenti espressioni:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}}$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2 \right]$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_z}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_z}{N_{cr,z}}}$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2 \right]$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

7.3.4 Verifica dell'anima alle forze trasversali

L'EC3 richiede la verifica di:

- schiacciamento dell'anima
- imbozzamento dell'anima per instabilità locale
- instabilità dell'anima

Verifica di schiacciamento

La resistenza di progetto è espressa dalla relazione

$$R_{y,Rd} = (s_s + s_y) \cdot t_w \cdot \frac{f_{yw}}{\gamma_{M1}}$$

$$s_y = 2 \cdot t_f \cdot \sqrt{\frac{b_f}{t_w}} \cdot \sqrt{\frac{f_{yf}}{f_{yw}}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{f,Ed}}{f_{yf}} \right)}$$

con s_s larghezza della rotaia.

Verifica all'imbozzamento

La resistenza di progetto all'imbozzamento è espressa dalla relazione

$$R_{a,Rd} = 0,5 \cdot t_w^2 \cdot \sqrt{E \cdot f_{yw}} \cdot \frac{\sqrt{\frac{t_f}{t_w}} + 3 \cdot \frac{t_f}{t_w} \cdot \frac{s_s}{d}}{\gamma_{M1}}$$

La verifica all'imbozzamento dell'anima indotto dalla piattabanda (da eseguirsi in campata, in corrispondenza della massima curvatura) richiede invece:

$$r = \frac{EJ_y}{M_{y,sd}}$$

$$\begin{cases} A_v^z = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \\ A_v^y = A - (h - 2t_f - 2r)t_w \end{cases}$$

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{k \frac{E}{f_{yk}} \sqrt{\frac{A_w}{A_{fc}}}}{\sqrt{1 + \frac{dE}{3rf_{yf}}}}$$

Verifica all'instabilità

La resistenza di progetto all'instabilità dell'anima è espressa dalla relazione

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

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

$$A = b_{eff} \cdot t_w$$

$$b_{eff} = \sqrt{h^2 + s_s^2}$$

Qualora la verifica non risulti soddisfatta, è necessario introdurre irrigidimenti d'anima.

7.3.5 Verifiche di deformabilità

La Normativa fornisce i valori limite di deformabilità:

$$F_{v,lim} = L/800$$

$$F_{h,lim} = L/1600$$

7.4 Mensola di appoggio

Si adotta uno schema statico di trave incastrata alla colonna (saldatura a completa penetrazione) di luce pari alla distanza tra la colonna e la rotaia:

$$a=195 \text{ mm}$$

Le azioni di progetto risultano:

$$F_{y,Sd} = 97,04 \text{ kN}, \quad F_{z,Sd} = 8,36 \text{ kN}.$$

Si determinano quindi le sollecitazioni:

$$M_{y,Sd} = F_{y,Sd} \cdot a = 18,92 \text{ kNm}, \quad M_{z,Sd} = F_{z,Sd} \cdot a = 1,63 \text{ kNm}.$$

Il profilo scelto è un doppio T HEB 280.

A causa della necessità di creare due mortature al fine di permettere la saldatura a completa penetrazione della mensola con la colonna, la sezione resistente della mensola risulta ridotta. Si riportano in tabella le caratteristiche della sezione efficace.

PROPRIETA' SEZ EFFICACE		
$a_{mortatura}$	30	mm
A	12012	mm^2
$J_{y,eff}$	178.705.856	mm^4
$J_{z,eff}$	65.873.750	mm^4
$W_{y,eff}$	638.235	mm^3
$W_{z,eff}$	235.263	mm^3

Si svolge la verifica a flessione e la verifica a taglio della sezione efficace. La verifica del collegamento sarà svolta successivamente.

Flessione e taglio [§5.4.7.(2)]

La resistenza plastica di progetto [§5.4.6.] risulta

$$\left\{ \begin{aligned} V_{z,pl,Rd} &= \frac{A_v^z f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \\ V_{y,pl,Rd} &= \frac{A_v^y f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}} \end{aligned} \right.$$

L'area resistente a taglio è

$$\left\{ \begin{aligned} A_v^z &= A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \\ A_v^y &= A - (h - 2t_f - 2r)t_w \end{aligned} \right.$$

Verifica di interazione degli effetti massimi della prima combinazione di carico [§5.4.7.]

Calcoliamo il momento resistente ridotto per l'interazione con lo sforzo tagliate

$$M_{v,Rd} = \left[W_{pl,y} - \frac{\rho A_v^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$\rho = \left(\frac{2V_{z,Sd}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Verifica di interazione degli effetti massimi della seconda combinazione di carico [§5.5.4.]

Bisogna verificare la seguente equazione. Si trascurano i termini relativi all'instabilità.

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_y \cdot M_{y,Sd}}{\frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{k_z \cdot M_{z,Sd}}{\frac{W_{pl,z} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

Imbozzamento per taglio [§5.6.]

Altezza anima instabile

$$d = h - 2(t_f + r)$$

$$\varepsilon = 1$$

Deve essere inoltre verificata la resistenza all'instabilità per taglio quando

$$\frac{d}{t_w} > 69 \cdot \varepsilon$$

L'anima non si instabilizza, non è necessaria la verifica.

Resistenza dell'anima alle forze trasversali [§5.7.]

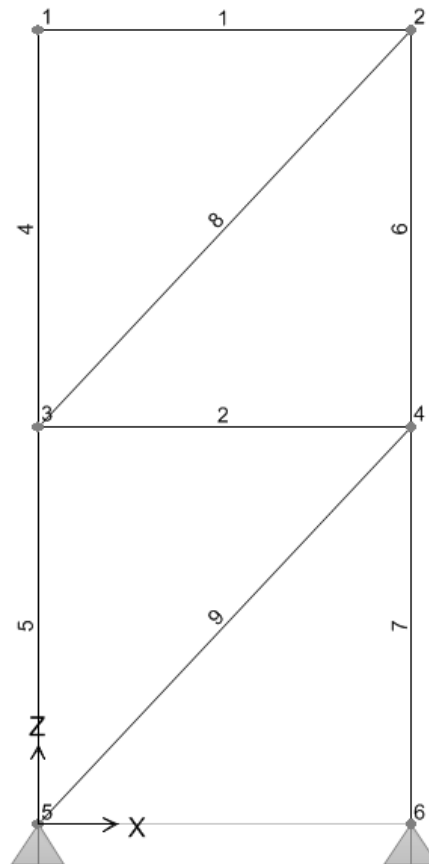
Le verifiche dell'anima alle forze trasversali non si ritengono necessarie in quanto effettuate per l'anima del carroponte e ampiamente verificate. Inoltre perché si prevedono irrigidimenti trasversali in prossimità dell'appoggio del carroponte.

8. CONTROVENTI VERTICALI

Il controvento verticale ha la funzione di irrigidire la struttura e, soprattutto, di riprendere i carichi orizzontali della copertura e del carroponete per portarli in fondazione.

La controventatura, disposta a Croce di Sant'Andrea, interessa le due campate centrali del capannone, mentre in altezza presenta due maglie scandite da un puntone posto all'altezza della mensola di appoggio della via di corsa.

Per le diagonali si utilizzano un singolo profilo a C40x35, mentre il puntone compresso necessita di due profili UPN 80 accoppiati.



8.1 Analisi dei carichi

8.1.1 Carichi da vento

Si evidenziano 3 forze da applicare all'estremità superiore del sistema di controvento:

- forza agente sulla parete sopravvento $F_{\text{vento,sop}} = 67,59 \text{ kN}$
- forza agente sulla parete sottovento $F_{\text{vento,sot}} = 33,79 \text{ kN}$
- forza di attrito vento-copertura $F_{\text{vento,att}} = 21,21 \text{ kN}$

8.1.2 Carico da carroponete

A livello del puntone compresso, in corrispondenza della mensola di appoggio della via di corsa si applica la forza di frenatura del carroponete:

- forza di frenatura $F_{\text{frenatura}} = 11,94 \text{ kN}$

8.2 Calcolo sollecitazioni

Tramite il software SAP2000 si effettua un'analisi agli elementi finiti che permette di determinare le sollecitazioni negli elementi.

La diagonale maggiormente sollecitata è soggetta a uno sforzo normale di trazione di 118kN, il puntone ad uno sforzo di compressione di 64kN, mentre la colonna riceve uno sforzo di compressione di 136kN che andrà ad aggiungersi agli altri carichi di progetto.

Al fine di soddisfare le verifiche si adottano i seguenti profili:

- diagonale profilo singolo a C40x35
- puntone profili accoppiati UPN 80

8.3 Verifiche di resistenza e stabilità

Si verificano la diagonale maggiormente sollecitata e il puntone compresso secondo le indicazioni riportate nella normativa vigente.

Il puntone compresso va anche verificato all'instabilità analogamente a quanto fatto per gli elementi della capriata, trattandosi di un'asta composta.

8.4 Verifica dei collegamenti

Per i collegamenti bullonati della diagonale e del puntone bisogna eseguire le seguenti verifiche:

Verifica resistenza bullonatura

Verifica a rifollamento

Verifica asta in prossimità dei fori

Verifica fazzoletto

9. COLONNE

Per il dimensionamento e la verifica delle colonne si considerano le seguenti caratteristiche:

- altezza colonna $h_c = 8,65$ ml
- altezza corrente inferiore capriata $h_1 = 6,50$ ml
- altezza asse mensola $h_m = 4,50$ ml
- piano rotaia $h_r = 4,97$ ml
- distanza colonna-via di corsa $d = 0,365$ ml
- interasse longitudinale colonne $i_1 = 4,00$ ml
- interasse trasversale colonne $i_2 = 27,00$ ml

La capriata si comporta come un elemento rigido inestensibile, quindi la soluzione del problema è data da un telaio formato dalle due colonne incastrate alla base e un elemento rigido che ne collega le estremità superiori.

9.1 Analisi dei carichi

9.1.1 Carichi verticali permanenti

In questo gruppo ricadono tutti i pesi propri della copertura, degli arcarecci, della capriata, dei controventi di falda, dei tamponamenti perimetrali calcolati in riferimento all'area di influenza della singola colonna e il peso proprio della colonna.

$P_{\text{copertura}}$	= 18,50 kN	comprensivo di pannelli, arcarecci e capriata
$P_{\text{controventi}}$	= 1,79 kN	
$P_{\text{tamponamenti}}$	= 5,74 kN	
P_{colonna}	= 11,60 kN	

9.1.2 Carichi verticali accidentali

In questo gruppo è presente solo il carico dovuto alla neve, calcolato al capitolo 2.2, calcolato in riferimento all'area di influenza.

$$P_{\text{neve}} = 43,20 \text{ kN}$$

9.1.3 Carico da vento

Il carico, distribuito uniformemente sulla lunghezza della colonna, dovuto al vento che agisce su entrambe le colonne del telaio secondo quanto calcolato al capitolo 2.3, risulta essere:

$$\begin{aligned} q_1 &= 2,63 \text{ kN/m} && \text{vento parete sopravvento} \\ q_2 &= -1,32 \text{ kN/m} && \text{vento parete sottovento} \end{aligned}$$

Per studiare la singola colonna questa va isolata dal resto del telaio; bisogna quindi determinare la reazione iperstatica X eguagliando lo spostamento orizzontale delle due colonne.

$$\begin{aligned} \eta_{sx} &= \frac{q_1 \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot J} - \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J} \\ \eta_{dx} &= \frac{q_2 \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot J} + \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J} \end{aligned}$$

Ponendo $\eta_{sx} = \eta_{dx}$ si ottiene X.

9.1.4 Carichi verticali da carro ponte

La reazione massima dovuta al carico verticale delle ruote moltiplicata per il coefficiente M=1,08 come da CNR10021-85 risulta 97kN. A questa va aggiunto il peso proprio della mensola, quindi è possibile determinare la forza agente sulla colonna accompagnata dal momento dovuto all'eccentricità rispetto l'asse della colonna. Si ottengono due valori: uno massimo, quando la gru è spostata vicino alla colonna oggetto di analisi, e uno minimo, quando la gru è spostata vicino alla colonna opposta.

$$\begin{aligned} F_{v,sx} &= 105,67 \text{ kN} \\ M_{sx} &= F_{v,sx} \cdot d = 38,57 \text{ kNm} \\ F_{v,dx} &= 39,63 \text{ kN} \\ M_{dx} &= 3/8 \cdot F_{v,sx} \cdot d = 14,46 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Analogamente al carico da vento è necessario trovare la reazione iperstatica per poter isolare la colonna dal resto del telaio.

$$\begin{aligned} \eta_{sx} &= \frac{M_{sx} \cdot h_r \cdot (h - h_r)}{E \cdot J} + \frac{M_{sx} \cdot h_r^2}{2 \cdot E \cdot J} - \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J} \\ \eta_{dx} &= -\frac{M_{dx} \cdot h_r \cdot (h - h_r)}{E \cdot J} - \frac{M_{dx} \cdot h_r^2}{2 \cdot E \cdot J} + \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J} \end{aligned}$$

Ponendo $\eta_{sx} = \eta_{dx}$ si ottiene X.

9.1.5 Carichi orizzontali da carro ponte

Le forze orizzontali sono legate a quelle verticali per cui si ha:

$$\begin{aligned} H_{sx} &= 1/10 \cdot F_{v,sx} \\ H_{dx} &= 1/10 \cdot F_{v,dx} \end{aligned}$$

Nuovamente bisogna risolvere il telaio iperstatico per isolare la colonna.

$$\eta_{sx} = \frac{H_{sx} \cdot h_m^2 \cdot (h - h_m)}{2 \cdot E \cdot J} + \frac{H_{sx} \cdot h_m^3}{2 \cdot E \cdot J} - \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J}$$

$$\eta_{dx} = -\frac{H_{dx} \cdot h_m^2 \cdot (h - h_m)}{2 \cdot E \cdot J} - \frac{H_{dx} \cdot h_m^3}{2 \cdot E \cdot J} + \frac{X \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot J}$$

Ponendo $\eta_{sx} = \eta_{dx}$ si ottiene X.

9.2 Calcolo sollecitazioni

Sono state individuate 6 combinazioni di carico di cui si riporta la matrice dei coefficienti parziali.

MATRICE COEFFICIENTI PARZIALI						
Carico	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
Carico copertura	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Peso colonna	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Neve	1,5	0,75	1,5	0,75	0,75	0,75
Peso controventi	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Peso pannelli	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Vento	0,9	1,5	0,9	1,5	0,9	0,9
VdC max	1,5	1,5	0	0	1,5	0
X Vdc v	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
X Vdc h	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
X vento	0,9	1,5	0,9	1,5	0,9	0,9
VdC min	0	0	1,5	1,5	0	1,5

Attraverso il software di calcolo SAP2000 si ricavano le sollecitazioni massime per ogni combinazione di carico. Le colonne facenti parte del sistema di controvento verticale sono sollecitate da uno sforzo normale aggiuntivo.

Al fine di soddisfare le verifiche seguenti si sceglie un profilo HEB 340.

9.3 Verifiche di resistenza

La verifica a presso flessione è riconducibile alla verifica di appartenenza al dominio espresso dalla disuguaglianza

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} + \left(\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \leq 1$$

Poiché

$$M_{pl,Rd} = 814,17 \text{ kNm},$$

$$N_{pl,Rd} = 5777,97 \text{ kN},$$

la verifica risulta soddisfatta per tutte le combinazioni di carico di entrambe le colonne esaminate.

La verifica a taglio, analogamente a quanto fatto per gli altri elementi, è soddisfatta quando

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,$$

con

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}.$$

Anche in questo caso la verifica è ampiamente soddisfatta per tutte le combinazioni di carico di entrambe le tipologie di colonna.

9.4 Verifiche di stabilità

La colonna necessita di essere verificata all'instabilità flessio-torsionale, analogamente a quanto fatto nei capitoli precedenti per altri elementi.

Si determina il momento critico elastico per instabilità flessio-torsionale. Dall'EC3:

$$M_{CR} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l^2} \cdot \sqrt{\frac{J_\omega}{J_y} + \frac{l^2 \cdot G \cdot J_t}{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}}$$

Quindi si calcola la snellezza adimensionale e quindi il coefficiente di riduzione per instabilità flessio-torsionale

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_x \cdot f_d}{M_{CR}}}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$f = 1 - 0,5 \cdot (1 - k_c) \cdot (1 - 2 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2)$$

La Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2008 (§C4.2.4.1.3.3.2) richiede la verifica delle seguenti disuguaglianze per verificare gli elementi all'instabilità flessio-torsionale:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

I coefficienti k sono ricavabili dalla tabella seguente tratta dalla Circolare di cui sopra.

k	Tipi di sezione	Sezioni di classe 3 e 4 (proprietà delle sezioni calcolate in campo elastico)	Sezioni di classe 1 e 2 (proprietà delle sezioni calcolate in campo plastico)
k _{yy}	I, H. Sezioni cave	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{my} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{my} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
k _{yz}	I, H. Sezioni cave	k _{zz}	0,6 · k _{zz}
k _{zy}	I, H. Sezioni cave	0,8 · k _{yy}	0,6 · k _{yy}
k _{zz}	I, H	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \bar{\lambda}_y \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,6 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$	$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (2\bar{\lambda}_y - 0,6) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 1,4 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$
	Sezioni cave		$\alpha_{mz} \cdot \left(1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right) \leq \alpha_{mz} \cdot \left(1 + 0,8 \cdot \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} \right)$

Per pressoflessione retta, M_{y,Ed} ≠ 0, , k_{zy} = 0 (M_{z,Ed} = 0).

I coefficienti χ_x e χ_y sono forniti dalla normativa con le seguenti espressioni:

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_y}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr,y}}}$$

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2]$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_z}{l_0^2}$$

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A \cdot f_z}{N_{cr,z}}}$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2]$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}$$

9.5 Verifiche agli Stati Limite di Servizio

Attraverso il software SAP2000 e una nuova matrice dei coefficienti parziali di sicurezza si calcolano gli spostamenti massimi della colonna.

MATRICE COEFFICIENTI PARZIALI						
Carico	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
Carico copertura	1	1	1	1	1	1
Peso colonna	1	1	1	1	1	1
Neve	1	0,5	1	0,5	0,5	0,5
Peso controventi	1	1	1	1	1	1
Peso pannelli	1	1	1	1	1	1
Vento	0,6	1	0,6	1	0,6	0,6
VdC max	1	1	0	0	1	0
X Vdc v	1	1	1	1	1	1
X Vdc h	1	1	1	1	1	1
X vento	0,6	1	0,6	1	0,6	0,6
VdC min	0	0	1	1	0	1

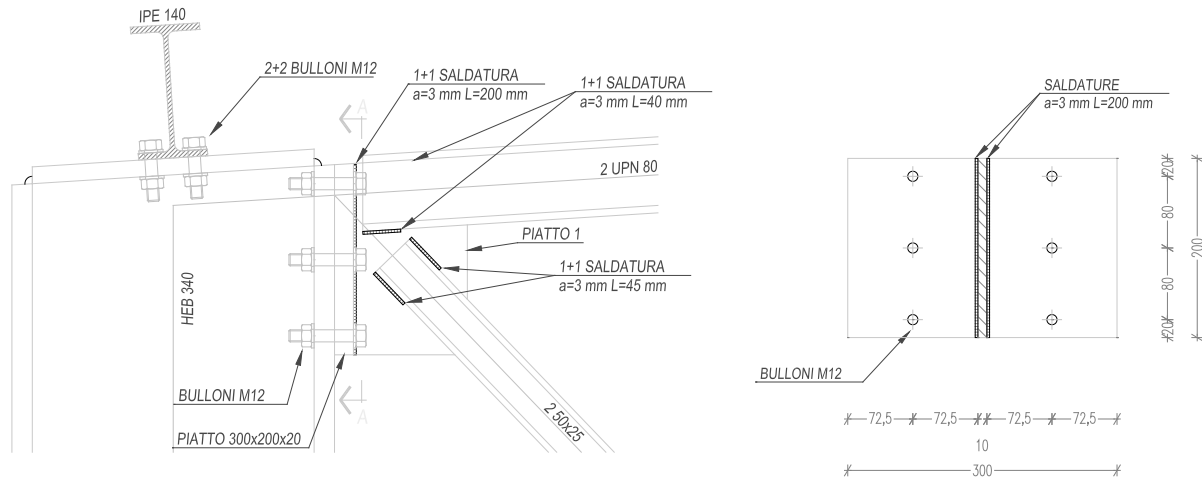
La freccia non deve superare il valore limite $\delta_{lim} = H/300$.

10. COLLEGAMENTI

10.1 Collegamento capriata – colonna

Il collegamento tra capriata e colonna, relativo quindi ai nodi A e M, è realizzato mediante un'unione flangiata. Si esegue la verifica secondo quanto prescritto dalla normativa vigente, tenuto conto che il collegamento è soggetto solamente a taglio poiché gli assi di truschino, coincidenti con gli assi baricentrici, delle aste che concorrono nel nodo si incrociano in corrispondenza della sezione di contatto tra flangia e ala della colonna.

La flangia ha dimensioni 300x200x20 mm.



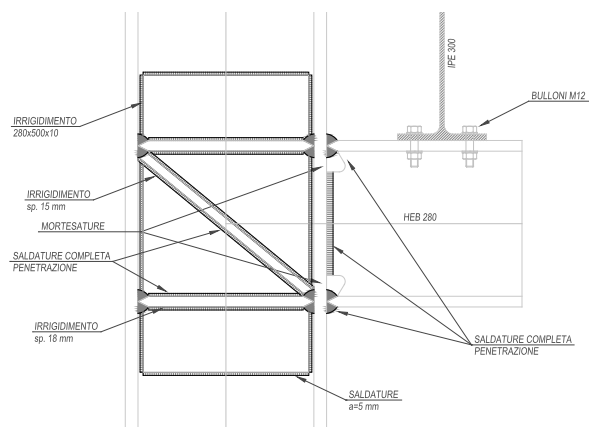
Le verifiche da eseguire sono:

- Verifica resistenza bullonatura*
- Verifica a rifollamento*
- Verifica area netta*
- Verifica saldatura fazzoletto – flangia*

10.2 Collegamento mensola – colonna

Il collegamento della mensola di appoggio della via di corsa con la colonna viene realizzato a completo ripristino di resistenza; ciò significa che il giunto deve riprendere uno momento pari almeno al momento plastico della sezione della mensola.

La mensola è collegata alla colonna mediante saldatura a completa penetrazione, mentre all’interno delle ali della colonna vengono saldati due piatti di irrigidimento che danno continuità alle ali della mensola. Tali piatti hanno lo stesso spessore delle ali della mensola.



Calcolato il momento plastico resistente della sezione $M_{pl,Rd} = 544 \text{ kNm}$, la forza S passante negli irrigidimenti orizzontali è

$$S = \frac{M_{pl,Rd}}{h_t} = 2079 \text{ kN} .$$

Al fine di soddisfare le seguenti verifiche è necessario disporre un irrigidimento diagonale di spessore 15mm e un piatto di spessore 10mm saldato all’anima della colonna per aumentarne lo spessore.

Resistenza pannello d'anima

Il pannello d'anima è sottoposto ad azione tagliante e la sua resistenza a taglio è analoga alla resistenza a taglio utilizzata nella verifica degli altri elementi, ma con area resistente determinata dalla somma dei contributi dell'anima della colonna, dell'irrigidimento diagonale e dell'irrigidimento verticale.

Verifica schiacciamento anima colonna

La resistenza di progetto è espressa dalla relazione:

$$F_{c,Rd} = f_y \cdot t_{wc} \cdot \left[1,25 - 0,5 \cdot \gamma_{M0} \cdot \frac{\sigma_{N,Ed}}{f_{yc}} \right] \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff} = t_{fb} + 5 \cdot (t_{fc} + r_c)$$

Verifica strappamento ala colonna

La resistenza di progetto è espressa dalla relazione

$$F_{t,Rd} = \frac{f_y \cdot t_{wc} \cdot b_{eff}}{\gamma_{M0}}$$

$$b_{eff} = t_{wc} + 2 \cdot r_c + 7 \cdot t_{fc}$$

11. FONDAZIONI

Giunti di base

Caratteristiche e schema statico

I giunti di base delle colonne sono realizzati con piastre in acciaio saldate alle colonne per mezzo di saldature a completa penetrazione. Si dispongono anche quattro tirafondi che assorbono lo sforzo a trazione di progetto. I tirafondi sono in acciaio FeB44k con filettatura eseguita in officina, quindi la loro resistenza è diminuita del 15% come prescrive l'EC3.

Il vincolo di base è un vincolo a incastro in direzione trasversale del capannone; mentre si considera vincolo a cerniera in direzione longitudinale, data la presenza dei controventi.

Azioni di calcolo

Corrispondono alle reazioni di base del portale e del controvento verticale.

Stati limite ultimi:

SLU (vento + carroponte)

$$a) \begin{cases} N_{Sd} = 262.94kN \\ V_{z,Sd} = 33.55kN \\ M_{y,Sd} = 200.27kNm \end{cases} \quad b) \begin{cases} N_{Sd} = 175.26kN \\ V_{z,Sd} = 43.60kN \\ M_{y,Sd} = 216.00kNm \end{cases}$$

SLU (neve + carroponte)

$$a) \begin{cases} N_{Sd} = 370.94kN \\ V_{z,Sd} = 4.89kN \\ M_{y,Sd} = 83.99kNm \end{cases} \quad b) \begin{cases} N_{Sd} = 283.26kN \\ V_{z,Sd} = 30.23kN \\ M_{y,Sd} = 133.60kNm \end{cases}$$

SLU (controvento verticale)

$$a) \begin{cases} N_{sd} = -288.56kN \\ V_{y, sd} = 156.89kN \end{cases} \qquad b) \begin{cases} N_{sd} = 288.56kN \\ V_{y, sd} = 5.36kN \end{cases}$$

Stati limite di esercizio (rara):

SLE (vento + carroponete)

$$a) \begin{cases} N_{sd} = 177.40kN \\ V_{z, sd} = 22.32kN \\ M_{y, sd} = 133.39kNm \end{cases} \qquad b) \begin{cases} N_{sd} = 118.95kN \\ V_{z, sd} = 29.11kN \\ M_{y, sd} = 144.15kNm \end{cases}$$

SLE (neve + carroponete)

$$a) \begin{cases} N_{sd} = 249.40kN \\ V_{z, sd} = 3.21kN \\ M_{y, sd} = 55.87kNm \end{cases} \qquad b) \begin{cases} N_{sd} = 190.95kN \\ V_{z, sd} = 20.20kN \\ M_{y, sd} = 89.24kNm \end{cases}$$

SLE (controvento verticale)

$$a) \begin{cases} N_{sd} = -192.38kN \\ V_{y, sd} = 104.59kN \end{cases} \qquad b) \begin{cases} N_{sd} = 192.38kN \\ V_{y, sd} = 3.57kN \end{cases}$$

Verifiche SLU (§Appendice L)

Si adotta una piastra con le seguenti caratteristiche geometriche

$$\begin{cases} a = 650mm \\ b = 430mm \\ t_p = 30mm \\ a_r = 100mm \\ b_r = 100mm \end{cases}$$

Su una sezione in c.a. delle dimensioni di

$$\begin{cases} a_1 = a + 2 \cdot a_r = 850mm \\ b_2 = b + 2 \cdot b_r = 630mm \\ a_r = 100mm \\ b_r = 100mm \end{cases}$$

Per tirafondi si utilizzano barre filettate M30 della lunghezza di 1000mm, con interasse

$$i_t = 500mm$$

Piastra

Calcolo della larghezza della superficie di contatto (sbalzo massimo)

La resistenza di contatto è pari a

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd} = \frac{2}{3} \cdot 1.38 \cdot 15.56 = 14.35 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{850 \cdot 630}{650 \cdot 430}}$$

$$c \leq t \cdot \sqrt{\frac{f_y}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}}} = 30 \cdot \sqrt{\frac{235}{3 \cdot 14.35 \cdot 1.05}} = 68 \text{ mm}$$

Momento resistente per unità di linea della piastra

Quindi si può valutare la resistenza della sporgenza della piastra come

$$m_{Rd} = \frac{f_y \cdot t^2}{\gamma_{M0} \cdot 6} = \frac{235 \cdot 30^2}{1.05 \cdot 6} = 33571 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}$$

Che deve essere inferiore del momento sollecitante ultimo

$$m_{Sd} = f_j \frac{c^2}{2} = 14.35 \frac{68^2}{2} = 33177 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}$$

Verifica della sezione a filo anima della colonna

Si prevedono tre costole di irrigidimento alte 150mm e di spessore 12mm saldate a completa penetrazione alla colonna e con cordoni d'angolo alla piastra di base.

Il momento sollecitante è pari a

$$M_{Sd} = \frac{1}{2} \cdot f_j \cdot b \cdot \left(\frac{a - h_{colonna}}{2} \right)^2 = \frac{1}{2} \cdot 14.35 \cdot 430 \cdot \left(\frac{650 - 390}{2} \right)^2 = 52 \text{ kNm}$$

Il taglio sollecitante

$$V_{Sd} = f_j \cdot b \cdot \left(\frac{a - h_{colonna}}{2} \right) = 14.35 \cdot 430 \cdot \left(\frac{650 - 390}{2} \right) = 802 \text{ kNm}$$

Le relative resistenze di calcolo sono calcolate come

$$M_{Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{304300 \cdot 235}{1.05} = 68 \text{ kNm}$$

con

$$W_{el} = 304300 \text{ mm}^3$$

e

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{(180 \cdot 36) \cdot 235}{1.05} = 1450 \text{ kN}$$

Verifica della piastra a flessione dovuta alla reazione del conglomerato

Si considera come modello una trave su tre appoggi caricata dalla reazione del conglomerato.

Il momento sollecitante per unità di linea è pari a

$$m_{Sd} = \frac{1}{10} \cdot f_j \cdot l^2 = \frac{1}{10} \cdot 14.35 \cdot 156^2 = 34922 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}$$

Quello resistente

$$m_{Rd} = \frac{f_y \cdot t^2}{\gamma_{M0} \cdot 6} = \frac{235 \cdot 30^2}{1.05 \cdot 6} = 33571 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}$$

La verifica si può ritenere soddisfatta visto il reale comportamento a piastra e lo spuntamento del diagramma dei momenti sollecitanti dovuto alla grandezza finita degli appoggi.

Verifica della piastra a flessione dovuta al tiro dei bulloni

Si considera la diffusione del carico sulla piastra a partire dal nucleo dei bulloni a 45°, sulle 3 superfici che circondano il bullone.

$$M_{Sd} = \frac{2}{3} \cdot F_{t,Rd} \cdot \frac{l}{4} = \frac{2}{3} \cdot 193 \cdot \frac{156}{4} = 5.08 kNm$$

$$M_{Rd} = m_{Rd} \cdot l = 33571 \cdot 160 = 5.37 kNm$$

Verifica piastra d'estremità di ancoraggio

Bisogna verificare che:

- la piastra non schiacci il conglomerato;
- la rosetta abbia uno spessore adeguato;
- il tirafondo non sfilii il cilindro di conglomerato per taglio.

Le resistenze ultime del conglomerato sono pari a

$$f_{cd} = \frac{0.83 \cdot R_{ck}}{\gamma_c} = 15.56 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_c = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot 0.27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2}}{\gamma_c} = \frac{0.7 \cdot 0.27 \cdot \sqrt[3]{900}}{\gamma_c} = 1.14 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M0}} = \frac{0.9 \cdot 500 \cdot 581}{1.35} = 194 kN$$

$$A_{c,min} = \frac{F_{t,Rd}}{f_{cd}} = \frac{194 \cdot 10^3}{15.56} = 12467 mm^2$$

Adotto una rosetta da 150mm di diametro e spessore 30mm

$$\sigma_c = \frac{F_{t,Rd}}{A_c} = \frac{194 \cdot 10^3}{16964} = 11.43 \frac{N}{mm^2}$$

Adotto il metodo delle dilatazioni estreme per la verifica dello spessore

$$\frac{D}{d} = \frac{150}{30} = 5 \Rightarrow \eta = 3.36$$

$$t_{min} = \sqrt{\frac{\eta \cdot \sigma_c \cdot D^2}{4 \cdot f_{sd}}} = \sqrt{\frac{3.36 \cdot 11.43 \cdot 150^2}{4 \cdot 342}} = 25 mm$$

Lo sfilamento del cilindro è legato alla superficie cilindrica minima di cui si valuta l'altezza

$$h_{min} = \frac{F_{t,Rd}}{\pi \cdot D \cdot \tau_{cd}} = \frac{194 \cdot 10^3}{\pi \cdot 150 \cdot 1.14} = 361 mm$$

Si adottano barre filettate da 1000mm.

Verifica a taglio

Si considerano due meccanismi indipendenti per la resistenza a taglio:

- Taglio sui bulloni scarichi;
- Attrito piastra calcestruzzo.

Nel primo caso

$$F_{v,Rd} = 2 \cdot \frac{0.6 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}} = 2 \cdot \frac{0.6 \cdot 500 \cdot 581}{1.35} = 258kN$$

Nel secondo caso bisogna valutare la combinazione più sfavorevole e valutare l'area di contatto. Si considera la combinazione a tenso-flessione con azioni

$$\begin{cases} N_{Sd} = -113kN \\ V_{z,Sd} = 156.89kN \\ M_{y,Sd} = 166.5kNm \end{cases}$$

$$C_{Rd} = F_{t,Rd} + N_{Sd} = 387 - 113 = 274kN$$

$$y = \frac{C_{Rd}}{0.85 \cdot f_j \cdot b} = \frac{274 \cdot 10^3}{0.85 \cdot 14.35 \cdot 430} = 52mm$$

$$F_{v,Rd} = \mu \cdot f_j \cdot b \cdot y = 0.4 \cdot 14.35 \cdot 430 \cdot 52 = 128.34kN$$

La verifica verrà ripetuta in esercizio, lasciando ai bulloni la resistenza agli stati limite ultimi. Considerando anche il fatto che la colonna potrebbe risultare in alcuni casi in condizioni ultime completamente scarica.

Verifica tensioni in esercizio SLE

Tensioni limite in esercizio

Calcestruzzo

$$f_{c,lim} = 0.6 \cdot f_{ck} = 0.6 \cdot 0.83 \cdot R_{ck} = 0.6 \cdot 0.83 \cdot 30 = 14.94 \frac{N}{mm^2}$$

Acciaio

$$f_{s,lim} = 0.7 \cdot f_{yk} = 255 \frac{N}{mm^2}$$

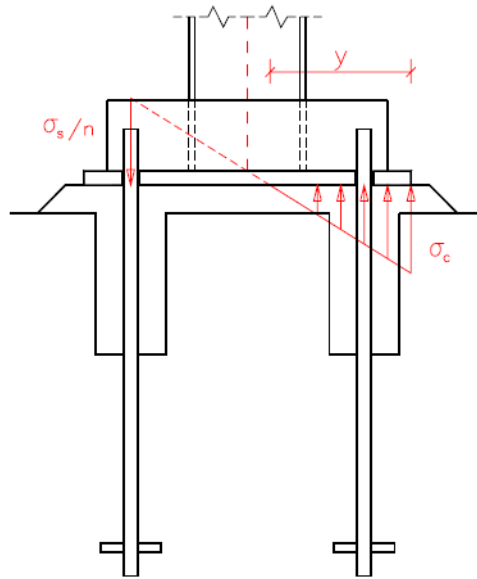
Giunto presso inflesso

Per la verifica delle tensioni in esercizio si utilizza il "metodo n" per sezioni compresse con grande eccentricità. Facilmente risolvibile attraverso la soluzione di un sistema di equazioni di equilibrio e congruenza con l'introduzione del coefficiente n.

$$y^2 \cdot \frac{b}{2} \cdot \left(\frac{y}{3} + e' \right) - n \cdot A_s \cdot (d - y)(d + e') = 0$$

Le tensioni sono ricavabili attraverso le formule monomie

$$\begin{cases} \sigma_c = \frac{N}{S_n} \cdot y \\ \sigma_s = n \frac{N}{S_n} \cdot (d - y) \end{cases}$$



Combo	N_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	e [mm]	y [mm]	σ_c $\left[\frac{N}{mm^2} \right]$	σ_s $\left[\frac{N}{mm^2} \right]$
1-a)	177,40	133,39	752	234	-7,10	155,1
1-b)	118,95	144,15	1212	212	-7,56	194,3
2-a)	249,40	55,87	224	413	-3,06	17,96
2-b)	190,95	89,24	467	273	-4,81	79,36
3-a)+1-a)	42,00	133,39	3176	191	-6,84	206,1
3-a)+1-b)	-15,70	144,15	9182	175	-7,21	247,1

Plinto di fondazione

Il requisito fondamentale delle fondazioni di strutture leggere è quello di riequilibrare i carichi dovuti alle azioni esterne. Trattando il terreno come una superficie elastica non reagente a trazione ad intervenire per ristabilire l'equilibrio sono il peso proprio della fondazione e il braccio della reazione del calcestruzzo, cioè le dimensioni del plinto.

Azioni di calcolo

Stati limite ultimi:

SLU (vento + carroponete)

$$a) \begin{cases} N_{sd} = 262.94kN \\ V_{z, sd} = 33.55kN \\ M_{y, sd} = 200.27kNm \end{cases} \quad b) \begin{cases} N_{sd} = 175.26kN \\ V_{z, sd} = 43.60kN \\ M_{y, sd} = 216.00kNm \end{cases}$$

SLU (neve + carroponete)

$$a) \begin{cases} N_{sd} = 370.94kN \\ V_{z, sd} = 4.89kN \\ M_{y, sd} = 83.99kNm \end{cases} \quad b) \begin{cases} N_{sd} = 283.26kN \\ V_{z, sd} = 30.23kN \\ M_{y, sd} = 133.60kNm \end{cases}$$

SLU (vento ortogonale al lato lungo)

Si è tenuto conto anche della depressione sulla copertura.

$$a) \begin{cases} N_{sd} = 30.61kN \\ V_{z,sd} = 23.91kN \\ M_{y,sd} = 103.35kNm \end{cases}$$

Verifiche SLU

Si adotta un plinto rigido di dimensioni

$$\begin{cases} a = 2600mm \\ b = 1500mm \\ h = 800mm \end{cases}$$

Il peso proprio è pari a

$$P_p = (2.6m \cdot 1.5m \cdot 0.80m \cdot 25kN) = 78kN$$

Ed è stato combinato con gli altri carichi con coefficiente di sicurezza pari a 1.

Portanza del terreno

La resistenza ultima del terreno è pari a

$$\sigma_{t,u} = 0.45 \frac{N}{mm^2}$$

Per verificare la portanza del terreno si considera la fondazione rigida su terreno elastico non reagente a trazione. Quindi considerando un distribuzione triangolare della reazione del terreno, i carichi applicati e il peso proprio stabilizzante, posso scrivere l'equilibrio alla rotazione rispetto al punto di applicazione della reazione del terreno e l'equilibrio alla traslazione.

$$P_p \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{y}{3} \right) = N \left(e' + \frac{y}{3} \right)$$

$$P_p + N_{sd} = \sigma_t \cdot \frac{b \cdot y}{2}$$

Dove

$$e' = e - \frac{h}{2}$$

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$$

Dalle quali con semplici passaggi ottengo

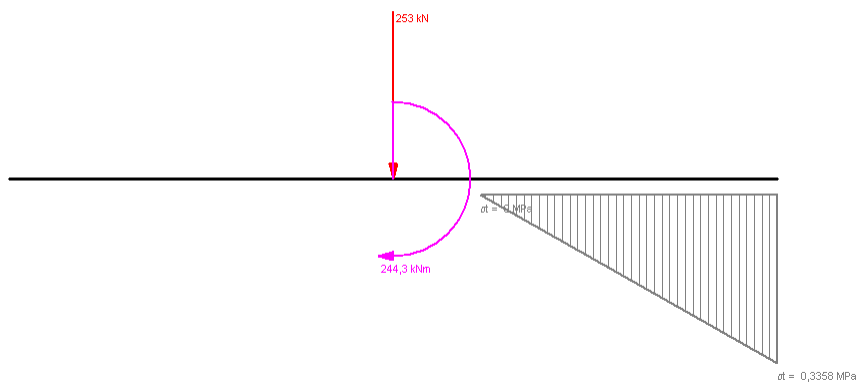
$$\begin{cases} y = \frac{3 \cdot \left(P_p \cdot \frac{h}{2} - N_{sd} \cdot e' \right)}{N_{sd} + P_p} \\ \sigma_t = \frac{2 \cdot (N_{sd} + P_p)}{b \cdot y} \end{cases}$$

Se la base non si parzializza valgono le classiche formule per la presso flessione.

$$\sigma_t = \frac{N_{sd}}{A} + \frac{M_{sd}}{W}$$

Per le varie combinazioni di carico ottengo i seguenti risultati

Co.	N_{sd} [kN]	N_{sd}' [kN]	V_{sd} [kN]	M_{sd} [kNm]	M_{sd}' [kNm]	e_{tot} [mm]	Parz.	e [mm]	e' [mm]	y [mm]	σ_c $\left[\frac{N}{mm^2} \right]$
1-a)	262,94	340,94	33,55	200,27	222,08	651	si	845	-455	1946	0,23
1-b)	175,26	253,26	43,60	216,00	244,34	965	si	1394	94	1006	0,34
2-a)	370,94	448,94	4,89	83,99	87,17	194	no	-	-	-	0,17
2-b)	283,26	361,26	30,23	133,60	153,25	424	no	-	-	-	0,18
3	30,61	108,61	23,91	103,35	118,89	1095	si	3884	2584	616	0,24



Calcolo armatura

Si considera una trasmissione degli sforzi a traliccio con bielle di calcestruzzo compresse e armatura inferiore tesa.

Lo sforzo di trazione delle barre è pari a

$$F_{lungo} = \frac{N_{sd}}{2} \cdot \tan \alpha = \frac{N_{sd}}{2} \cdot \frac{a - a_1}{2 \cdot d} = \frac{371 + 78 \cdot 1,5}{2} \cdot \frac{2600 - 850}{2 \cdot 750} = 284 \text{ kN}$$

$$F_{corto} = \frac{N_{sd}}{2} \cdot \tan \alpha = \frac{N_{sd}}{2} \cdot \frac{b - b_1}{2 \cdot d} = \frac{371 + 78 \cdot 1,5}{2} \cdot \frac{1500 - 650}{2 \cdot 750} = 139 \text{ kN}$$

L'area minima di acciaio è pari a

$$A_{min} = \frac{F_{lungo}}{f_{sd}} = \frac{284}{374} = 759 \text{ mm}^2$$

$$A_{min} = \frac{F_{corto}}{f_{sd}} = \frac{139}{374} = 371 \text{ mm}^2$$

Si adotta un'armatura incrociata inferiore

$$\begin{cases} 8\phi 16 \Rightarrow A_s = 1608 \text{ mm}^2 \\ 10\phi 16 \Rightarrow A_s = 2011 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

Resistenza a punzonamento

Si considera una rottura a 45° a partire dalla base del pilastro. Nel caso in esame la rottura coinvolge solamente il lato lungo del plinto, quindi il perimetro medio è pari al doppio della lunghezza del lato corto del plinto.

La resistenza a punzonamento può essere valutata come

$$F = \frac{1}{2} \cdot u \cdot h \cdot f_{td} = \frac{1}{2} \cdot 3000 \cdot 800 \cdot 1.14 = 1368kN$$

Verifica ampiamente tutte le condizioni di carico.

Trave di fondazione del controvento verticale

Il requisito fondamentale delle fondazioni di strutture leggere è quello di riequilibrare i carichi dovuti alle azioni esterne. Trattando il terreno come una superficie elastica non reagente a trazione ad intervenire per ristabilire l'equilibrio sono il peso proprio della fondazione e il braccio della reazione del calcestruzzo, cioè le dimensioni del plinto.

Azioni di calcolo

Stati limite ultimi:

SLU (controvento verticale)

$$a) \begin{cases} N_{sd} = -288.56kN \\ V_{y,sd} = 156.89kN \end{cases} \qquad b) \begin{cases} N_{sd} = 288.56kN \\ V_{y,sd} = 5.36kN \end{cases}$$

SLU (peso struttura)

$$N_{sd} = 30kN$$

Verifiche SLU

Si adotta una trave di fondazione rigida di dimensioni

$$\begin{cases} a = 7000mm \\ b = 2600mm \\ h = 800mm \end{cases}$$

Il peso proprio è pari a

$$P_p = (2.6m \cdot 0.80m \cdot 25kN) = 52 \frac{kN}{m}$$

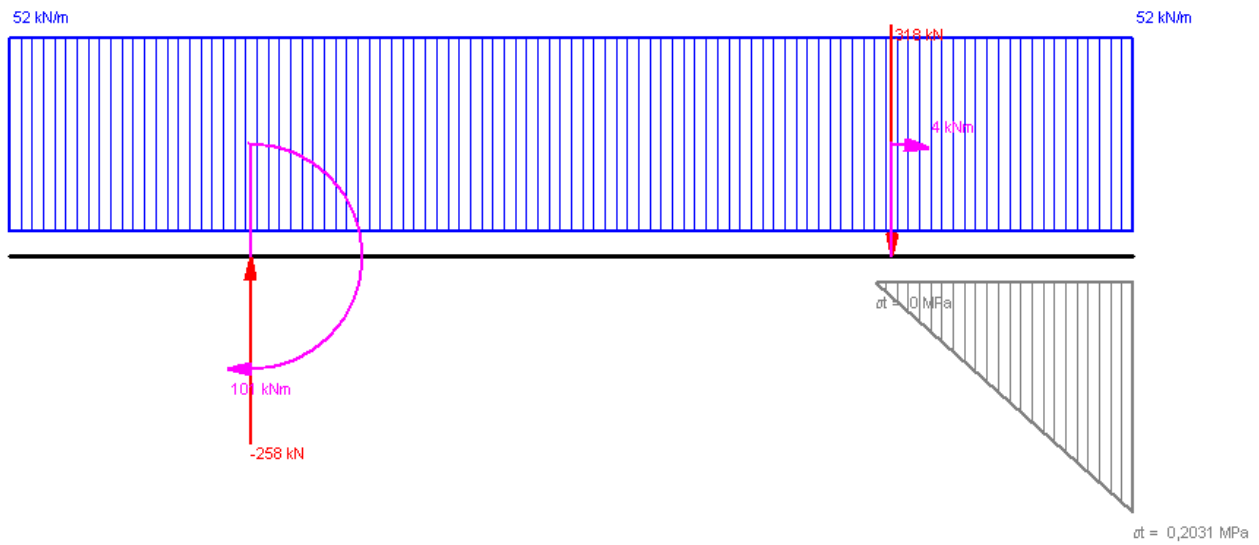
Ed è stato combinato con gli altri carichi con coefficiente di sicurezza pari a 1.

Portanza del terreno

La resistenza ultima del terreno è pari a

$$\sigma_{t,u} = 0.45 \frac{N}{mm^2}$$

Per verificare la portanza del terreno si considera la fondazione rigida su terreno elastico non reagente a trazione. Quindi considerando un distribuzione triangolare della reazione del terreno, i carichi applicati e il peso proprio stabilizzante, posso scrivere l'equilibrio alla rotazione rispetto al punto di applicazione della reazione del terreno e l'equilibrio alla traslazione.



La tensione massima del terreno è pari a

$$\sigma_t = 0.2031 \frac{N}{mm^2}$$

12. TAVOLE DI PROGETTO

TAV. 1 – PIANTE E SEZIONI

Pianta delle fondazioni, pianta della copertura, sezione trasversale, sezione longitudinale (scala 1:100).

TAV. 2 – CAPRIATA

Capriata (scala 1:10) e dettagli costruttivi dei nodi (scala 1:5).

TAV. 3 – CROCIERE ROMPITRATTA

Dettagli costruttivi (scala 1:10).

TAV. 4 – CONTROVENTI DI FALDA

Pianta (scala 1:20) e particolari dei collegamenti (scala 1:5).

TAV. 5 – COLONNE E FONDAZIONI

Prospetto della colonna (scala 1:20), via di corsa del carroponte (prospetto e sezioni, scala 1:10), fondazione (scala 1:5).

TAV. 6 – CONTROVENTO VERTICALE

Prospetto e sezione (scala 1:20), dettagli di collegamento (scala 1:5).