

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



RELAZIONE D'ANNO:

PROGETTO DI UN CAPANNONE INDUSTRIALE

Corso di Costruzioni in Acciaio

Docente: Prof.ssa Chiara Bedon

Studente: Riccardo Del Bello

ANNO ACCADEMICO 2022-2023

Sommario

1. GENERALITÀ	- 3 -
1.1. Relazione generale sulle strutture	- 3 -
1.2. Normativa di riferimento	- 3 -
1.3. Caratteristiche dei materiali	- 3 -
2. ANALISI DEI CARICHI	- 5 -
2.1. Peso proprio	- 5 -
2.2. Carico da neve	- 5 -
2.3. Carico da vento	- 5 -
3. COPERTURA	- 7 -
3.1. Manto di copertura	- 7 -
3.2. Arcarecci	- 8 -
4. CAPRIATA	- 14 -
4.1. Schema di calcolo	- 14 -
4.2. Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi	- 14 -
4.3. Scelta dei profili	- 14 -
4.4. Verifiche agli Stati Limite Ultimi	- 15 -
4.5. Verifica dei collegamenti	- 19 -
4.6. Verifica agli Stati Limite di Servizio	- 29 -
5. CROCIERE ROMPIRATTA	- 30 -
6. CONTROVENTI DI FALDA	- 31 -
6.1. Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi	- 31 -
6.2. Diagonale di controvento	- 32 -
6.3. Briglia compressa	- 34 -
6.4. Arcarecci	- 34 -
7. CARROPONTE	- 35 -
7.1. Classificazione carroponte	- 35 -
7.2. Azioni e combinazioni di carico	- 36 -
7.3. Dimensionamento e verifica	- 36 -
7.4. Mensola di appoggio	- 44 -
8. CONTROVENTI VERTICALI	- 46 -
8.1. Analisi dei carichi	- 46 -
8.2. Calcolo sollecitazioni	- 47 -
8.3. Verifiche agli Stati Limite Ultimi	- 47 -
8.4. Verifica dei collegamenti	- 48 -

9. COLONNE	- 49 -
9.1. Analisi dei carichi	- 49 -
9.2. Calcolo sollecitazioni	- 51 -
9.3. Verifiche di resistenza	- 52 -
9.4. Verifiche di stabilità	- 53 -
9.5. Verifiche agli Stati Limite di Servizio	- 57 -
10. COLLEGAMENTI	- 58 -
10.1. Collegamento capriata – colonna	- 58 -
10.2. Collegamento mensola – colonna	- 59 -
11. FONDAZIONI	- 61 -
11.1. Resistenza della piastra e del calcestruzzo	- 61 -
11.2. Verifica momento resistente del collegamento	- 63 -
11.3. Verifica a taglio	- 66 -
11.4. Verifica ancoraggio tirafondi	- 66 -
11.5. Verifica plinto in calcestruzzo	- 67 -
11.6. Collegamento colonna – piastra	- 72 -

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 **64 m** di lunghezza e **31 m** di larghezza. L'altezza è di **9,6 m** al colmo e la falda risulta inclinata di **3,50°**.

La copertura è realizzata con pannelli autoportanti fonoassorbenti e coibentati disposti su un'orditura di arcarecci con interasse **3,1 m**. Essi poggiano su capriate di luce 31 m (con interasse 4 m) costituite da travi reticolari tipo Mohniè a maglie regolari di 3,1 m 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 carroponte. 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 nella provincia di Trieste, in Friuli-Venezia Giulia.

1.2. Normativa di riferimento

Le verifiche sono svolte utilizzando il metodo degli Stati Limite. 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. 17/01/18 – “*Norme tecniche per le costruzioni – NTC2018*”
- 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 S355, che ha le seguenti caratteristiche:

Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	355	N/mm ²
Tensione di rottura caratteristica	f_{tk}	510	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza M0	γ_{M0}	1,05	
Coefficiente parziale di sicurezza M1	γ_{M1}	1,05	
Coefficiente parziale di sicurezza M2	γ_{M2}	1,25	

(NTC2018, §tab.4.2.I. , §Tab 4.2.VII)

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:

Tensione di rottura	f_{tb}	800	N/mm ²
Tensione di snervamento	f_{yb}	640	N/mm ²
Coefficiente parziale di sicurezza M2	γ_{M2}	1,25	
Coefficiente parziale di sicurezza M7	γ_{M7}	1,10	

(NTC2018, §tab.11.3.XIII.b , §Tab.4.2.XIV)

1.3.3. Calcestruzzo

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

Resistenza caratteristica a compressione cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione su cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Valore di progetto della resistenza a compressione	f_{cd}	14,11	N/mm ²
Valore medio della resistenza cilindrica	f_{cm}	33	N/mm ²
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	2,56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,79	N/mm ²
Modulo elastico	E_c	31447	N/mm ²
Peso specifico	γ_c	25	kN/m ³
Deformazione ultima	ϵ_{cu}	3,5	‰

con:

$$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8$$

$$f_{cd} = 0,85 \cdot f_{ck} / 1,5$$

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot (f_{ck})^{2/3}$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0,3}$$

(NTC2018, §11.2.10 , §4.1.2.1.1.1 , §4.1.2.1.2.1)

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:

Modulo elastico	E_s	210000	N/mm ²
Tensione di snervamento caratteristico	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391	N/mm ²

(NTC2018, §4.1.2.1.1.3)

2. ANALISI DEI CARICHI

2.1. Peso proprio

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

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

(NTC2018, §Tab.3.1.I)

2.2. Carico da neve

Secondo le indicazioni della normativa vigente (NTC2018, §3.4) il carico da neve si calcola secondo la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

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

q_{sk} [kN/m ²]	μ_i	C_E	C_t	q_s [kN/m ²]
1,00	0,8	1,00	1,00	0,8

2.3. Carico da vento

Con riferimento alla normativa vigente (NTC2018, §3.3) l'equivalente pressione statica dovuta all'azione del vento è esprimibile attraverso la relazione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento (§3.3.6);
- c_e è il coefficiente di esposizione (§3.3.7);
- c_p è il coefficiente di pressione (§3.3.8);
- c_d è il coefficiente dinamico (§3.3.9).

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

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

dove:

- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³;
- v_r è la velocità di riferimento del vento data dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

con c_r coefficiente di ritorno assunto pari a 1 per un periodo di ritorno TR di 50 anni. La velocità base di riferimento v_b , in mancanza indagini statistiche specifiche, è data da:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \cdot \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500m$$

dove $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento valutata al livello del mare, a_s è l'altitudine del sito, a_0 e k_s sono parametri i cui valori sono forniti in Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui si trova la costruzione.

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

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

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

dove k_r , z_0 e z_{min} sono indicati nella Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione. Il coefficiente di topografia c_t è invece generalmente posto unitario.

Il coefficiente di pressione c_p , che dipende dalla tipologia, dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento, è determinato in base alle indicazioni riportate nella CNR-DT 207/2008 relativamente a edifici a pianta rettangolare.

Infine, il coefficiente dinamico c_d tiene conto degli effetti riduttivi dovuti alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi causati dalla risposta dinamica della struttura. Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali.

La forza di attrito agente sulla copertura è calcolata come:

$$p_f = q_r \cdot c_e \cdot c_f$$

dove:

- c_f è il coefficiente d'attrito (Circ NTC2018 §Tab.C3.3.XIX);

Il sito dell'opera ricade nella zona 8 con classe di esposizione IV per cui si determinano i parametri richiesti e si calcola la pressione del vento.

v_b [m/s]	a_0 [m]	a_s [m]	c_r	c_d	c_a	c_t	c_f
30	1500	100	1,0	1,0	1,0	1,0	0,04

v_r [m/s]	q_r [kN/m ²]	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	z [m]	c_e
30	0,56	0,22	0,3	8,0	9,6	1,76

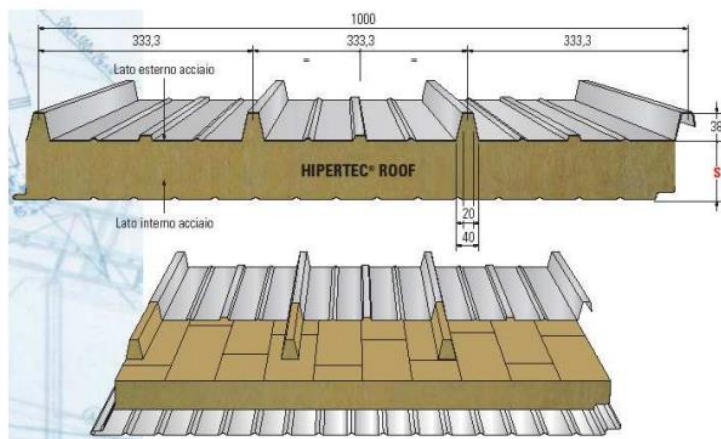
$c_{p1,sop}$ (parete)	$c_{p2,sop}$ (falde)	$c_{p,sot}$	p_f [kN/m ²]	$p_{1,sop}$ [kN/m ²]	$p_{2,sop}$ [kN/m ²]	p_{sot} [kN/m ²]
0,8	-0,4	-0,4	0,04	0,79	-0,40	-0,40

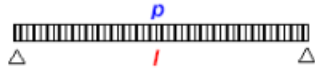
3. COPERTURA

3.1. Manto di copertura

Per la copertura si è scelto un pannello coibentato denominato **Hipertec Roof**, prodotto da *Metecno Italia* di spessore **100 mm**.

Dall'analisi dei carichi si ricava che sotto l'effetto della neve e del peso proprio del pannello ($0,204 \text{ kN/m}^2$) quest'ultimo riceve una pressione di **$1,47 \text{ kN/m}^2$** (combinazione fondamentale) e, dalla scheda tecnica si ricava che con le caratteristiche sopracitate la luce ammissibile tra due appoggi è di **$3,25 \text{ m}$** . L'ipotesi progettuale di arcarecci disposti ogni **$3,1 \text{ m}$** , su cui andranno ad appoggiarsi i pannelli di copertura, è quindi verificata.

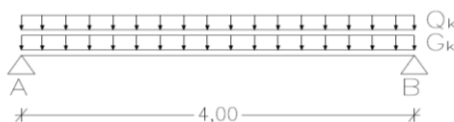


S	Larghezza efficace appoggio = 120 mm Valori riferiti a pannelli con lamiere 0,6+0,5																					
	mm	l = m	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,50	3,75	4	4,25	4,50	4,75	5	5,25	5,50			
50	p = daN/m	185	155	135	115	105	95	85	75	70	65	60	<u>50</u>									
80		290	245	215	185	165	150	135	125	115	105	95	90	85	<u>75</u>	<u>65</u>	<u>60</u>	<u>50</u>				
100		360	305	265	235	210	185	170	155	145	130	120	115	105	100	95	<u>85</u>	<u>75</u>				
120		430	365	320	280	250	225	205	185	170	160	150	140	130	120	115	105	100				
150		530	450	390	345	305	275	250	230	210	195	185	170	160	150	140	135	125				

3.2. Arcarecci

3.2.1. Schema statico

Gli arcarecci hanno duplice compito di riportare i carichi di copertura ai nodi della trave reticolare e di riportare i carichi orizzontali agenti sul controvento di falda al controvento verticale. 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 **HEB120**, di cui si riportano le caratteristiche geometriche e inerziali nella seguente tabella.

h [mm]	b [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]	r [mm]	A [cm ²]	W_y [cm ³]	W_z [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	$W_{pl,z}$ [cm ³]	J_y [cm ⁴]	J_z [cm ⁴]
120	120	11	6,5	12	34	144	53	165,2	80,97	864	318

3.2.2. Calcolo delle sollecitazioni agli Stati Limite Ultimi

I carichi gravanti sugli arcarecci sono il peso proprio dell'arcareccio (G_{k1}), il peso della copertura (G_{k2}), e il carico da neve (Q_k):

G_{k1} [kN/m]	G_{k2} [kN/m ²]	Q_k [kN/m ²]
0,267	0,204	0,8

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

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_{k1} + \gamma_{G2} \cdot G_{k2} \cdot i + \gamma_Q \cdot Q_k \cdot i = 5,02 \text{ kN/m}$$

(NTC2018, §2.5.3. §Tab. 2.6.I)

dove i rappresenta l'interasse fra gli arcarecci per quelli centrali e la metà dell'interasse per quelli di bordo.

Poiché la falda presenta un'inclinazione α pari a $3,50^\circ$, gli arcarecci subiscono una flessione deviata; bisogna quindi scomporre l'azione di calcolo nelle due componenti principali:

$$F_{d,z} = F_d \cdot \cos \alpha = 5,01 \text{ kN/m}$$

$$F_{d,y} = F_d \cdot \sin \alpha = 0,31 \text{ kN/m}$$

Il carico dovuto al peso del manto di copertura gravante sugli arcarecci di bordo è pari circa alla metà del carico degli arcarecci centrali. Si effettuerà perciò 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:

$M_{y,Ed}$ [kNm]	$M_{z,Ed}$ [kNm]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$R_{z,Ed}$ [kN]	$R_{y,Ed}$ [kN]
10,01	0,61	10,01	0,61	20,02	1,22

3.2.3. Verifiche di resistenza

L'NTC 2018 al § 4.2.4.1.2. per elementi soggetti a flessione biassiale richiede il rispetto della relazione:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) = 0,20 \leq 1$$

(NTC 2018 §4.2.4.1.2.8)

dove:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 55,85 \text{ kNm}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 27,38 \text{ kNm}$$

Determinata poi l'area resistente a taglio $A_v = A_{tot} - 2 \cdot (b + t_f) + t_f \cdot (2 \cdot r_c + t_w) = 1095,5 \text{ mm}^2$ si procede alla verifica a taglio secondo la relazione:

(NTC 2018 §4.2.4.1.2.4)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} = 0,05 \leq 1$$

con

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 213,84 \text{ kN}$$

Entrambe le verifiche risultano soddisfatte; inoltre, poiché il $V_{Ed} < 0,5 \cdot V_{c,Rd}$ non è necessario svolgere la verifica a flessione e taglio utilizzando un momento ridotto.

(NTC 2018 §4.2.4.1.2.6)

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 \ le seguenti azioni di calcolo:

$$F_{d,1} = G_{k1} + G_{k2} + Q_k = 3,38 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

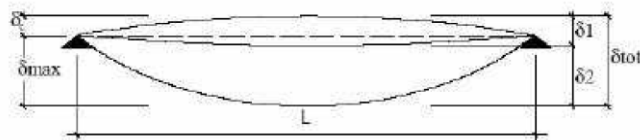
$$F_{d,2} = Q_k = 2,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

(NTC2018, §2.5.3 , §4.2.4.2.1)

3.2.5. Verifiche di deformabilità

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

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



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'NTC2018 §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.

$$\delta_1 = 6,28 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

$$\delta_2 = 4,61 \text{ mm} < 16 \text{ mm}$$

3.2.6. Verifiche di stabilità (flesso-torsionale)

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 prospetto F1.2 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:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_d}{M_{CR}}}$$









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

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

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

con

- $\beta_w = 1$ per sezioni di classe 1 e 2;
- $\alpha_{LT} = 0,21$ per profili laminati;
- $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$ per il caso generale;
- $k_c = 0,94$ con riferimento alla tabella riportata in seguito.

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{\min}/M_{\max} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

(EC3, §5.5.2, NTC2018, §tab.4.2.X)

La Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2018 (§ C4.2.4.1.3.3.2) richiede la verifica delle seguenti disuguaglianze per verificare gli elementi all'instabilità flessione-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_y e χ_z sono forniti dalla normativa (§ 4.2.4.1.3.1) con le seguenti espressioni.

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

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

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

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

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

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

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

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

(NTC2018, §4.2.4.1.3.1, §tab.4.2.VIII)

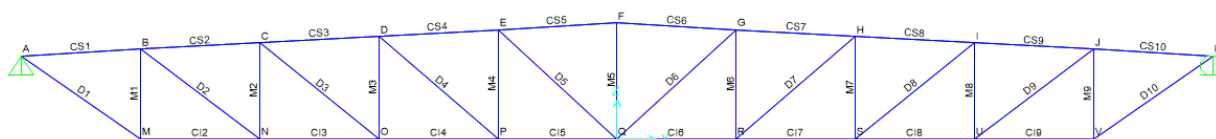
Nelle tabelle seguenti si riportano le verifiche, secondo quanto appena riportato, per l'arcareccio di bordo, che presenta lo sforzo normale massimo associato però ad un minore momento flettente, e il primo arcareccio interno, con uno sforzo normale leggermente inferiore, ma circa il doppio del momento.

ARCARECCI CENTRALI			ARCARECCI DI BORDO		
Sollecitazioni			Sollecitazioni		
N_{Ed}	72,05	kN	N_{Ed}	81,7	kN
$M_{y,Ed}$	10,01	kNm	$M_{y,Ed}$	5,35	kNm
$M_{z,Ed}$	0,61	kNm	$M_{z,Ed}$	0,33	kNm
Calcolo M_{CR}			Calcolo M_{CR}		
C_1	1,132		C_1	1,132	
l	4000	mm	l	4000	mm
J_z	3180000	mm ⁴	J_z	3180000	mm ⁴
J_t	115451	mm ⁴	J_t	115451,08	mm ⁴
J_ω	9445395000	mm ⁶	J_ω	9445395000	mm ⁶
G	80769	N/mm ²	G	80769	N/mm ²
M_{CR}	74,62	kN/m	M_{CR}	74,62	kN/m
Calcolo snellezze e coefficiente riduttivo			Calcolo snellezze e coefficiente riduttivo		
β_w	1		β_w	1	
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,89		$\bar{\lambda}_{LT}$	0,89	
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0,2		$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0,2	
α_{LT}	0,21		α_{LT}	0,21	
β	1		β	1	
k_C	0,94		k_C	0,94	
f	0,97		f	0,97	
Φ_{LT}	0,965		Φ_{LT}	0,965	
χ_{LT}	0,765		χ_{LT}	0,765	
Verifica flessio-torsionale			Verifica flessio-torsionale		
$N_{cr,y}$	1119,21	kN	$N_{cr,y}$	1119,21	kN
$N_{cr,z}$	411,93	kN	$N_{cr,z}$	411,93	kN
$\bar{\lambda}_y$	1,04		$\bar{\lambda}_y$	1,04	
$\bar{\lambda}_z$	1,71		$\bar{\lambda}_z$	1,71	
α_y	0,21		α_y	0,21	
α_z	0,34		α_z	0,34	
Φ_y	1,127		Φ_y	1,127	
Φ_z	2,222		Φ_z	2,222	
χ_y	0,639		χ_y	0,639	
χ_z	0,275		χ_z	0,275	
$\alpha_{my} = \alpha_{mz}$	0,95		$\alpha_{my} = \alpha_{mz}$	0,95	
k_{yy}	1,025		k_{yy}	1,035	
k_{zz}	1,081		k_{zz}	1,098	
k_{yz}	0,648		k_{yz}	0,659	
k_{zy}	0,615		k_{zy}	0,621	
Somma 1	0,40		Somma 1	0,27	
Somma 2	0,43		Somma 2	0,37	

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 **31 m** e ha un'altezza variabile tra i **2,05 m** alle estremità e i **3,00 m** in corrispondenza del colmo. Nella figura seguente si riportano le numerazioni utilizzate nel calcolo per le aste e per i nodi.



Per necessità di trasporto la capriata è stata divisa in 3 conci, che verranno realizzati in officina con collegamenti saldati. I conci verranno poi montati in opera utilizzando dei collegamenti bullonati. I nodi oggetto di collegamenti bullonati sono i nodi **D, H, O** e **S**. 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 reazione dell'arcareccio, determinata in precedenza, il peso proprio della capriata è tenuto in conto assegnando materiale e profili utilizzati per i vari elementi nel software di calcolo.

Risultano quindi i seguenti carichi nodali:

- $F_1 = 20,06 \text{ kN}$ carichi ai nodi centrali
- $F_2 = 10,73 \text{ kN}$ carichi ai nodi di estremità

I valori di sollecitazione, determinati con l'ausilio del software di calcolo agli elementi finiti SAP2000, sono riportati nei paragrafi seguenti nelle tabelle di verifica degli elementi.

4.3. Scelta dei profili

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

- Corrente superiore **UPN 100**
- Corrente inferiore **UPN 80**
- Montanti **U 60x30**
- Diagonali **U 50x25**

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

Di seguito si riportano le caratteristiche geometriche e inerziali dei profili scelti:

Profilo	h [mm]	b [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]	r [mm]	A [cm ²]	J_y [cm ³]	J_z [cm ³]	i_y [cm]	i_z [cm]
UPN 100	100	50	8,5	6	8,5	13,5	205	29,1	3,91	1,47
UPN 80	80	45	8	6	8	11	106	19,4	3,1	1,33
U 60x30	60	30	6	6	6	6,46	31,6	4,51	2,21	0,84
U 50x25	50	25	6	5	6	4,92	16,8	2,49	1,85	0,71

4.4. Verifiche agli Stati Limite Ultimi

4.4.1. Verifiche di resistenza

L'NTC 2018 (§ 4.2.4.1.2) richiede la verifica delle seguenti relazioni:

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

rispettivamente per elementi tesi e compressi. Nel nostro caso:

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

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

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

(NTC2018, §4.2.4.1.2)

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

Si riassume nella seguente tabella la verifica di resistenza per gli elementi della capriata.

	Asta	L [m]	N _{Ed} [kN]	COMPR/TRAZ	Profilo	A [mm ²]	N _{Rd} [kN]	Verifica
Corrente Superiore	CS1	3,1	-138,557	COMPRESSIONE	UPN100	2700	912,86	0,15
	CS2	3,1	-227,469	COMPRESSIONE	UPN100	2700	912,86	0,25
	CS3	3,1	-277,109	COMPRESSIONE	UPN100	2700	912,86	0,30
	CS4	3,1	-295,402	COMPRESSIONE	UPN100	2700	912,86	0,32
	CS5	3,1	-288,266	COMPRESSIONE	UPN100	2700	912,86	0,32
	CS6	3,1	-288,266	COMPRESSIONE	UPN100	2700	912,86	0,32
	CS7	3,1	-295,402	COMPRESSIONE	UPN100	2700	912,86	0,32
	CS8	3,1	-277,109	COMPRESSIONE	UPN100	2700	912,86	0,30
	CS9	3,1	-227,469	COMPRESSIONE	UPN100	2700	912,86	0,25
	CS10	3,1	-138,557	COMPRESSIONE	UPN100	2700	912,86	0,15
Corrente Inferiore	CI1	3,1	0,000	SCARICO	UPN80	2200	743,81	0,00
	CI2	3,1	138,273	TRAZIONE	UPN80	2200	743,81	0,19
	CI3	3,1	227,019	TRAZIONE	UPN80	2200	743,81	0,31
	CI4	3,1	276,565	TRAZIONE	UPN80	2200	743,81	0,37
	CI5	3,1	294,824	TRAZIONE	UPN80	2200	743,81	0,40
	CI6	3,1	294,824	TRAZIONE	UPN80	2200	743,81	0,40
	CI7	3,1	276,565	TRAZIONE	UPN80	2200	743,81	0,37
	CI8	3,1	227,019	TRAZIONE	UPN80	2200	743,81	0,31
	CI9	3,1	138,273	TRAZIONE	UPN80	2200	743,81	0,19
	CI10	3,1	0,000	SCARICO	UPN80	2200	743,81	0,00
Montanti	M1	2,32	-90,914	COMPRESSIONE	U60X30	1292	436,82	0,21
	M2	2,49	-63,254	COMPRESSIONE	U60X30	1292	436,82	0,14
	M3	2,66	-37,96	COMPRESSIONE	U60X30	1292	436,82	0,09
	M4	2,83	-14,548	COMPRESSIONE	U60X30	1292	436,82	0,03
	M5	3,00	14,396	TRAZIONE	U60X30	1292	436,82	0,03
	M6	2,83	-14,548	COMPRESSIONE	U60X30	1292	436,82	0,03
	M7	2,66	-37,96	COMPRESSIONE	U60X30	1292	436,82	0,09
	M8	2,49	-63,254	COMPRESSIONE	U60X30	1292	436,82	0,14
	M9	2,32	-90,914	COMPRESSIONE	U60X30	1292	436,82	0,21
Diagonali	D1	3,77	165,873	TRAZIONE	U50X25	984	332,69	0,50
	D2	3,87	109,599	TRAZIONE	U50X25	984	332,69	0,33
	D3	3,98	63,073	TRAZIONE	U50X25	984	332,69	0,19
	D4	4,08	24,035	TRAZIONE	U50X25	984	332,69	0,07
	D5	4,20	-9,751	COMPRESSIONE	U50X25	984	332,69	0,03
	D6	4,20	-9,751	COMPRESSIONE	U50X25	984	332,69	0,03
	D7	4,08	24,035	TRAZIONE	U50X25	984	332,69	0,07
	D8	3,98	63,073	TRAZIONE	U50X25	984	332,69	0,19
	D9	3,87	109,599	TRAZIONE	U50X25	984	332,69	0,33
	D10	3,77	165,873	TRAZIONE	U50X25	984	332,69	0,50

4.4.2. Verifiche di stabilità (carico di punta)

Secondo la Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2018 (§ C4.2.4.1.3.1.5) una sezione composta da elementi ravvicinati collegati mediante calastrelli o imbottiture 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.

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.	

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:

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

con:

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

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

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

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

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

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

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

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

dove:

$$l_0 \quad \text{distanza tra le imbottiture}$$

$$l \quad \text{lunghezza dell'asta}$$

$$i_{min} \quad \text{raggio d'inerzia del singolo profilo}$$

$$i_y^* \quad \text{raggio d'inerzia della sezione composta}$$

(EC3, §5.5, §5.9.3)

	Asta	l_0 [m]	i_{min} [cm ⁴]	i_y^* [cm ⁴]	λ	λ_1	λ_{eq}	λ_y	$\bar{\lambda}$	α	Φ	χ	$N_{b,Rd}$	Veri fica
Corrente Superiore	CS1	1,04	1,47	3,91	79,44	70,43	106,16	76,41	1,39	0,49	1,757	0,353	322,39	0,43
	CS2	1,04	1,47	3,91	79,44	70,43	106,16	76,41	1,39	0,49	1,757	0,353	322,39	0,71
	CS3	1,04	1,47	3,91	79,44	70,43	106,16	76,41	1,39	0,49	1,757	0,353	322,39	0,86
	CS4	1,04	1,47	3,91	79,44	70,43	106,16	76,41	1,39	0,49	1,757	0,353	322,39	0,92
	CS5	1,04	1,47	3,91	79,44	70,43	106,16	76,41	1,39	0,49	1,757	0,353	322,39	0,89
	CS6	1,04	1,47	3,91	79,44	70,43	106,16	76,41	1,39	0,49	1,757	0,353	322,39	0,89
	CS7	1,04	1,47	3,91	79,44	70,43	106,16	76,41	1,39	0,49	1,757	0,353	322,39	0,92
	CS8	1,04	1,47	3,91	79,44	70,43	106,16	76,41	1,39	0,49	1,757	0,353	322,39	0,86
	CS9	1,04	1,47	3,91	79,44	70,43	106,16	76,41	1,39	0,49	1,757	0,353	322,39	0,71
	CS10	1,04	1,47	3,91	79,44	70,43	106,16	76,41	1,39	0,49	1,757	0,353	322,39	0,43
Montanti	M1	0,75	0,84	2,21	101,36	88,89	134,81	76,41	1,76	0,49	2,440	0,242	105,90	0,86
	M2	0,81	0,84	2,21	109,95	96,43	146,25	76,41	1,91	0,49	2,752	0,211	92,38	0,68
	M3	0,87	0,84	2,21	118,55	103,97	157,68	76,41	2,06	0,49	3,086	0,186	81,19	0,47
	M4	0,94	0,84	2,21	127,15	111,51	169,12	76,41	2,21	0,49	3,443	0,164	71,85	0,20
	M6	0,94	0,84	2,21	127,15	111,51	169,12	76,41	2,21	0,49	3,443	0,164	71,85	0,20
	M7	0,87	0,84	2,21	118,55	103,97	157,68	76,41	2,06	0,49	3,086	0,186	81,19	0,47
	M8	0,81	0,84	2,21	109,95	96,43	146,25	76,41	1,91	0,49	2,752	0,211	92,38	0,68
	M9	0,75	0,84	2,21	101,36	88,89	134,81	76,41	1,76	0,49	2,440	0,242	105,90	0,86
Diag.	D5	1,39	0,71	1,85	226,16	196,43	299,56	76,41	3,92	0,49	9,097	0,058	19,22	0,51
	D6	1,39	0,71	1,85	226,16	196,43	299,56	76,41	3,92	0,49	9,097	0,058	19,22	0,51

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 $n_c = 4$ per ogni nodo (2 per profilo). La saldatura è verificata secondo il Main Stress Method dell'Eurocodice 3. le piastre di nodo, di spessore 10 mm, sono verificate ipotizzando una diffusione delle tensioni a 60° lungo il cordone di saldatura $b_{eff} = h + l/\tan(60^\circ)$.

$$\tau_{\parallel} = \frac{N_{sd}}{n_c \cdot a \cdot l} \quad \text{tensione tangenziale parallela}$$

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

(EC3, §6.6.5.3)

Verificando la relazione:

$$\tau_{\parallel} < f_{vw}$$

le piastre di nodo, di spessore 10 mm, sono verificate ipotizzando una diffusione delle tensioni a 60° lungo il cordone di saldatura

$$b_{eff} = h + l/\tan(60^\circ)$$

$$N_{Rd} = \frac{b_{eff} \cdot s \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

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

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} \quad F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

dove:

d	diametro nominale del gambo del bullone
t	spessore piastra collegata
f_{tk}	resistenza a rottura della piastra
$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1 \right\}$	per bulloni di bordo nella direzione di carico
$\alpha = \min \left\{ \left(\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25 \right); \frac{f_{tb}}{f_{tk}}; 1 \right\}$	per bulloni interni nella direzione di carico
$k = \min \left\{ \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \right); 2,5 \right\}$	per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico
$k = \min \left\{ \left(1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \right); 2,5 \right\}$	per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico

(NTC2018, §4.2.8.1.1)

Inoltre è richiesto il rispetto delle distanze minime dai bordi e tra i bulloni come riportato nelle NTC2018 (§tab.4.2.XIII).

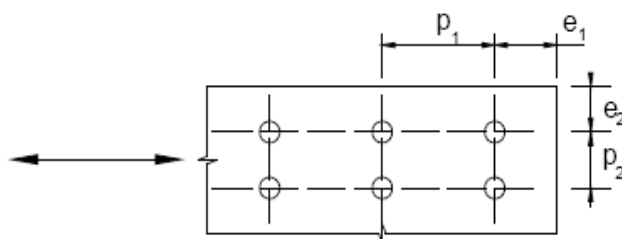


Tabella 4.2.XIII Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

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.				

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

Si verifica inoltre ove presente il coprigiunto alla forza trasmessa dalle aste sull'area netta resistente data da

$$A_{net} = b_{eff} \cdot s$$

con

- b_{eff} larghezza (direzione ortogonale allo sforzo) del coprigiunto depurata dai fori;
- s spessore del coprigiunto.

4.5.1. Nodo A

Nel nodo A convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldature	Asta	N_{Sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	$\tau_{ }$ [N/mm ²]	Verifica
	CS1	-138,557	UPN 100	4	40	261,73	4	33	40	216,50	0,83
	D1	165,873	U50X25	4	40	261,73	4	40	45	230,38	0,88

Piastre	Asta	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CS1	100	40	123,09	3,33	10	416,17	0,33
	D1	50	45	75,98	6,46	10	256,89	0,65

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

Nel nodo B convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldature	Asta	N_{Sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	$\tau_{ }$ [N/mm ²]	Verifica
	CS1	-138,557	UPN 100	4	40	261,73	4	33	40	216,50	0,83
	CS2	-227,469	UPN 100	4	40	261,73	4	54	60	236,95	0,91
	M1	-90,914	U60X30	4	40	261,73	4	22	40	142,05	0,54
	D2	109,599	U50X25	4	40	261,73	4	26	40	171,25	0,65

Piastre	Asta	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CS1	100	40	123,09	3,33	10	416,17	0,33
	CS2	100	55	134,64	5,00	10	445,45	0,50
	M1	60	40	83,09	3,24	10	280,94	0,32
	D2	50	40	73,09	4,43	10	247,13	0,44

4.5.3. Nodo C

Nel nodo C convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldatura	Asta	N_{sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	τ_{\parallel} [N/mm ²]	Verifica
	CS2	-227,469	UPN 100	4	40	261,73	4	54	60	236,95	0,91
	CS3	-277,109	UPN 100	4	40	261,73	4	66	75	230,92	0,88
	M2	-63,254	U60X30	4	40	261,73	4	15	40	98,83	0,38
	D3	63,073	U50X25	4	40	261,73	4	15	40	98,55	0,38

Piastre	Asta	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CS2	100	60	134,64	5,00	10	455,21	0,50
	CS3	100	75	143,30	5,72	10	484,49	0,57
	M2	60	40	83,09	2,25	10	280,94	0,23
	D3	50	40	73,09	2,55	10	247,13	0,26

4.5.4. Nodo D

Nel nodo D convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldatura	Asta	N_{sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	τ_{\parallel} [N/mm ²]	Verifica
	CS4	-295,402	UPN 100	4	40	261,73	4	71	80	230,78	0,88
	M3	-37,960	U60X30	4	40	261,73	4	9	40	59,31	0,23
	D4	24,035	U50X25	4	40	261,73	4	6	40	37,55	0,14

Piastre	Asta	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CS4	100	80	146,19	5,98	10	494,25	0,60
	M3	60	40	83,09	1,35	10	280,94	0,14
	D4	50	40	73,09	0,97	10	247,13	0,10

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

Il collegamento è realizzato con un coprigiunto di dimensioni 310x60x14 mm su entrambi i profili e un piatto posto tra i due profili di spessore 10 mm.

Verifica resistenza bullonatura		
Asta	CS3	
N_{Sd}	-277,109	kN
t	6	mm
N° bulloni	10	
N° file	1	
Tipo bulloni	M12	
Φ_{foro}	12	mm
$\Phi_{bulloni}$	13	mm
A_{res}	84,3	mm ²
$F_{v,Rd}$	32,37	kN
$F_{v,Sd,1b}$	27,71	kN
Verifica	0,86	
Verifica a rifollamento		
$e_{1,min}$	15,6	mm
$p_{1,min}$	28,6	mm
$e_{2,min}$	15,6	mm
$p_{2,min}$	31,2	mm
e_1	20	mm
p_1	30	mm
e_2	30	mm
p_2	0	mm
α	0,51	
k	2,50	
$F_{v,Rd}$	37,66	kN
$F_{v,Sd,1b}$	27,71	kN
Verifica	0,74	
Verifica asta in prossimità dei fori		
$A_{res,profilo}$	2700	mm ²
A_{net}	2622	mm ²
N_{Rd}	962,80	kN
Verifica	0,29	
Coprigiunto		
s	14	mm
h	60	mm
b	310	mm
A	840	mm ²
b_{eff}	47	mm
A_{net}	1316	mm ²
N_{Rd}	336,37	kN
Verifica	0,82	

4.5.5. Nodo E

Nel nodo E convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldature	Ast a	N_{Sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	$\tau_{ }$ [N/mm ²]	Verific a
	CS4	-295,402	UPN 100	4	40	261,73	4	71	80	230,78	0,88
	CS5	-288,266	UPN 100	4	40	261,73	4	69	75	240,22	0,92
	M4	-14,548	U60X30	4	40	261,73	4	3	40	22,73	0,09
	D5	-9,751	U50X25	4	40	261,73	4	2	40	15,24	0,06

Piastre	Ast a	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CS4	100	80	146,19	5,98	10	494,25	0,60
	CS5	100	75	143,30	5,95	10	484,49	0,59
	M4	60	40	83,09	0,52	10	280,94	0,05
	D5	50	40	73,09	0,39	10	247,13	0,04

4.5.6. Nodo F

Nel nodo F convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldature	Ast a	N_{Sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	$\tau_{ }$ [N/mm ²]	Verific a
	CS5	-288,266	UPN 100	4	40	261,73	4	69	75	240,22	0,92
	CS6	-288,266	UPN 100	4	40	261,73	4	69	75	240,22	0,92
	M5	14,396	U60X30	4	40	261,73	4	3	40	22,49	0,09

Piastre	Ast a	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CS5	100	75	143,30	5,95	10	484,49	0,59
	CS6	100	75	143,30	5,95	10	484,49	0,59
	M5	60	40	83,09	0,51	10	280,94	0,05

4.5.7. Nodo L

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

4.5.8. Nodo M

Nel nodo M convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldature	Ast a	N_{sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	$\tau_{ }$ [N/mm ²]	Verific a
	CI1	0,000	UPN80	4	40	261,73	4	0	40	0,00	0,00
	CI2	138,273	UPN80	4	40	261,73	4	33	40	216,05	0,83
	M1	-90,914	U60X30	4	40	261,73	4	22	40	142,05	0,54
	D1	165,873	U50X25	4	40	261,73	4	40	45	230,38	0,88

Piastre	Ast a	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CI1	80	40	103,09	0,00	10	348,56	0,00
	CI2	80	40	103,09	3,97	10	348,56	0,40
	M1	60	40	83,09	3,24	10	280,94	0,32
	D1	50	45	75,98	6,46	10	256,89	0,65

4.5.9. Nodo N

Nel nodo N convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldature	Ast a	N_{sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	$\tau_{ }$ [N/mm ²]	Verific a
	CI2	138,273	UPN80	4	40	261,73	4	33	40	216,05	0,83
	CI3	227,019	UPN80	4	40	261,73	4	54	60	236,48	0,90
	M2	-63,254	U60X30	4	40	261,73	4	15	40	98,83	0,38
	D2	109,599	U50X25	4	40	261,73	4	26	40	171,25	0,65

Piastre	Ast a	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CI2	80	40	103,09	3,97	10	348,56	0,40
	CI3	80	60	114,64	5,86	10	387,60	0,59
	M2	60	40	83,09	2,25	10	280,94	0,23
	D2	50	40	73,09	4,43	10	247,13	0,44

4.5.10. Nodo O

Nel nodo O convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldature	Ast a	N_{sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	τ_{\parallel} [N/mm ²]	Verific a
	CI4	276,565	UPN80	4	40	261,73	4	66	75	230,47	0,88
	M3	-37,960	U60X30	4	40	261,73	4	9	40	59,31	0,23

Piastre	Ast a	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CI4	80	75	123,30	6,63	10	416,88	0,66
	M3	60	40	83,09	1,35	10	280,94	0,14

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

Il primo collegamento è realizzato con un coprigiunto di dimensioni 250x50x14 mm su entrambi i profili e un piatto posto tra i due profili di spessore 10 mm; il secondo con una semplice bullonatura con il fazzoletto di nodo posto tra i due profili.

Verifica resistenza bullonatura			
Asta	CI3	D3	
N_{Sd}	227,019	63,073	kN
t	6	6	mm
N° bulloni	8	3	
N° file	1	1	
Tipo bulloni	M12	M12	
Φ_{foro}	12	12	mm
$\Phi_{bulloni}$	13	13	mm
A_{res}	84,3	84,3	mm ²
$F_{v,Rd}$	32,37	32,37	kN
$F_{v,Sd,1b}$	28,38	21,02	kN
Verifica	0,88	0,65	
Verifica a rifollamento			
$e_{1,min}$	15,6	15,6	mm
$p_{1,min}$	28,6	28,6	mm
$e_{2,min}$	15,6	15,6	mm
$p_{2,min}$	31,2	31,2	mm
e_1	20	25	mm
p_1	30	25	mm
e_2	30	30	mm
p_2	0	0	mm
α	0,51	0,52	
k	2,50	2,50	
$F_{v,Rd}$	37,66	31,78	kN
$F_{v,Sd,1b}$	28,38	21,02	kN
Verifica	0,75	0,66	
Verifica asta in prossimità dei fori			
$A_{res,profilo}$	2200	984	mm ²
A_{net}	2122	919	mm ²
N_{Rd}	779,20	337,46	kN
Verifica	0,29	0,19	
Coprigiunto			
s	14	mm	
h	50	mm	
b	250	mm	
A	700	mm ²	
b_{eff}	37	mm	
A_{net}	1316	mm ²	
N_{Rd}	264,80	kN	
Verifica	0,86		

4.5.11. Nodo P

Nel nodo P convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldature	Ast a	N_{sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	$\tau_{ }$ [N/mm ²]	Verific a
	CI4	276,565	UPN80	4	40	261,73	4	66	75	230,47	0,88
	CI5	294,824	UPN80	4	40	261,73	4	70	80	230,33	0,88
	M4	-14,548	U60X30	4	40	261,73	4	3	40	22,73	0,09
	D4	24,035	U50X25	4	40	261,73	4	6	40	37,55	0,14

Piastre	Ast a	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CI4	80	75	123,30	6,63	10	416,88	0,66
	CI5	80	80	126,19	6,91	10	426,64	0,69
	M4	60	40	83,09	0,52	10	280,94	0,05
	D4	50	40	73,09	0,97	10	247,13	0,10

4.5.12. Nodo Q

Nel nodo Q convergono le seguenti aste, di cui si riportano sforzo assiale e profilo utilizzato. Quindi si riporta il progetto della saldatura e il progetto del fazzoletto, tenuto conto della lunghezza dei cordoni di saldatura, della diffusione degli sforzi nel piatto e lo spessore di questo.

Saldature	Ast a	N_{sd} [kN]	Profilo	a [mm]	l_{min} [mm]	f_{vw} [N/mm ²]	n_c	$l_{calcolo}$ [mm]	l_{prog} [mm]	$\tau_{ }$ [N/mm ²]	Verific a
	CI5	294,824	UPN80	4	40	261,73	4	70	80	230,33	0,88
	CI6	294,824	UPN80	4	40	261,73	4	70	80	230,33	0,88
	M5	14,396	U60X30	4	40	261,73	4	3	40	22,49	0,09
	D5	-9,751	U50X25	4	40	261,73	4	2	40	15,24	0,06
	D6	-9,751	U50X25	4	40	261,73	4	2	40	15,24	0,06

Piastre	Ast a	h [mm]	l_{prog} [mm]	b_{eff} [mm]	s_{min} [mm]	s [mm]	N_{Rd} [kN]	Verifica
	CI5	80	80	126,19	6,91	10	426,64	0,69
	CI6	80	80	126,19	6,91	10	426,64	0,69
	M5	60	40	83,09	0,51	10	280,94	0,05
	D5	50	40	73,09	0,39	10	247,13	0,04

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:

- $F_{1,c} = 13,52 \text{ kN}$ carico ai nodi centrali
- $F_{1,e} = 7,29 \text{ kN}$ carico ai nodi di estremità

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

- $F_{2,c} = 9,92 \text{ kN}$ carico ai nodi centrali
- $F_{2,e} = 4,96 \text{ kN}$ carico ai nodi di estremità

Con l'ausilio del software di calcolo SAP2000 si determina la freccia al centro della capriata e si verifica (NTC 2018 §Tab. 4.2.XII) 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. Si ha:

- $\delta_1 = 39,37 \text{ mm} < 155 \text{ mm}$
- $\delta_2 = 30,05 \text{ mm} < 124 \text{ mm}$

La verifica è quindi soddisfatta.

5. CROCIERE ROMPITRATTA

5.1. Verifica stabilità (flesso-torsionale)

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 **U 40x35** ogni due campi della capriata, quindi con interasse di **6,2 m**.

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

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

con:

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

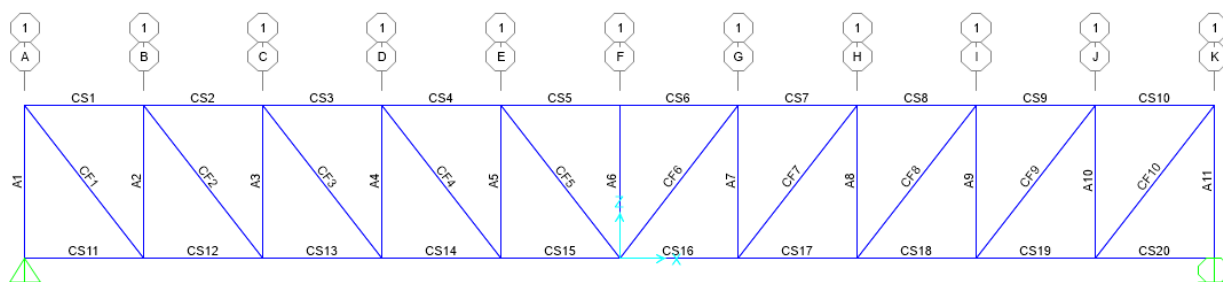
Per andare a favore di sicurezza è richiesto il rispetto della condizione sul coefficiente di sicurezza v :

$$v = \frac{q_{cr}}{q} \geq 2$$

P [kN]	a [mm]	q [N/mm ²]	J_y [mm ⁴]	l_0 [mm]	h [mm]	q_{cr} [N/mm ²]	Verifica
20,06	3100	6,47	2120000	6200	2525	74,11	11,45

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. Nella figura seguente si riportano le numerazioni utilizzate nel calcolo per le aste e per i nodi.



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.

Al fine di soddisfare le successive verifiche si adotta, per le diagonali di controvento, un profilo **U 40x35** di cui si riportano le caratteristiche geometriche e inerziali nella seguente tabella.

h [mm]	b [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]	r [mm]	A [cm ²]	J_y [cm ³]	J_z [cm ³]	i_y [cm]	i_z [cm]
40	35	7	5	7	6,21	14,1	6,68	1,5	1,04

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 , si calcola la forza complessiva del vento agente sulla controventatura

$$S = l \cdot h_{parete} + \frac{l \cdot (h_{colmo} - h_{parete})}{2} = 282,84 \text{ m}^2$$

$$F = p_{1,sop} \cdot S = 223,76 \text{ kN}$$

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

- $P_1 = 33,56 \text{ kN}$ nodi centrali
- $P_2 = 16,68 \text{ kN}$ nodi di estremità

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 89,99kN. Si adotta un singolo profilo a **U 40x35** e si riporta la verifica nella tabella seguente.

Asta	l [m]	Profilo	A_{res} [mm ²]	N_{sd} [kN]	N_{Rd} [kN]	Verifica
CF1	5,06	U 40x35	621	89,99	209,96	0,43

6.2.2. Verifica di stabilità (laterale)

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

$$v = \frac{N_E}{n \cdot N_m} > 4 \div 8$$

con:

N_m carico medio di compressione

n numero capriate

$N_E = \pi^2 \frac{E \cdot J^*}{l^2}$ carico euleriano di controvento

$J^* \cong \frac{A_0 \cdot a^2}{2}$ momento di inerzia del controvento

A_0 area del corrente compresso

a interasse tra le capriate

n	N_m [kN]	$n \cdot N_m$ [kN]	l [mm]	A_0 [mm ²]	a [mm]	J^* [mm ⁴]	N_E [kN]	Verifica v
17	-245,36	4171,13	31000	2700	4000	$2,16 \cdot 10^{10}$	46585,35	11,17

6.2.3. Collegamento bullonato

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

Verifica resistenza bullonatura		
Asta	CF1	
$N_{Sd} = F_{v,Sd}$	89,99	kN
t	5	mm
N° bulloni	3	
N° file	1	
Tipo bulloni	M12	
Φ_{foro}	12	mm
$\Phi_{bulloni}$	13	mm
A_{res}	84,3	mm ²
$F_{v,Rd}$	32,37	kN
$F_{v,Sd,1b}$	30,00	kN
Verifica	0,93	
Verifica a rifollamento		
$e_{1,min}$	15,6	mm
$p_{1,min}$	28,6	mm
$e_{2,min}$	15,6	mm
$p_{2,min}$	31,2	mm
e_1	20	mm
p_1	30	mm
e_2	20	mm
p_2	0	mm
α	0,51	
k	2,50	
$F_{v,Rd}$	31,38	kN
$F_{v,Sd,1b}$	30,00	kN
Verifica	0,96	
Verifica asta in prossimità dei fori		
$A_{res,profilo}$	6,21	mm ²
A_{net}	5,56	mm ²
N_{Rd}	204,16	kN
Verifica	0,44	

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.

Asta	$N_{Sd,vento}$ [kN]	$N_{Sd,tot}$ [kN]	N_{Rd} [kN]	Verifica
CS1	-56,83	-195,38	912,86	0,21
CS2	-102,62	-330,09	912,86	0,36
CS3	-135,23	-412,34	912,86	0,45
CS4	-154,95	-450,35	912,86	0,49
CS5	-161,54	-449,80	912,86	0,49
CS6	-161,54	-449,80	912,86	0,49
CS7	-154,95	-450,35	912,86	0,49
CS8	-135,23	-412,34	912,86	0,45
CS9	-102,62	-330,09	912,86	0,36
CS10	-56,83	-195,38	912,86	0,21

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 flessione-torsionale.

7. CARROPONTE

Il capannone è dotato di carroponte bi-trave con **portata nominale** di **8 tonnellate**, un numero totale di **cicli** stimato di **100.000**, fattore di spettro del regime di carico $K_p=0,75$ e con interasse tra le ruote di **4,5m**. La via di corsa è sostenuta da 17 mensole saldate alle colonne per cui ogni campata è di **4,00 m**. 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.

da cui si ottiene la classe:

- Q4 e U3 da prospetto 2-III si ottiene A5.

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

Prospetto 2-I

Simbolo	Numero totale dei cicli n
U0	$0 < n \leq 16.000$
U1	$16.000 < n \leq 32.000$
U2	$32.000 < n \leq 63.000$
U3	$63.000 < n \leq 125.000$
U4	$125.000 < n \leq 250.000$
U5	$250.000 < n \leq 500.000$
U6	$500.000 < n \leq 1.000.000$
U7	$1.000.000 < n \leq 2.000.000$
U8	$2.000.000 < n \leq 4.000.000$
U9	$4.000.000 < n$

Prospetto 2-II

Simbolo del regime del carico	Valore del fattore di spettro
Q1	$K_p \leq 0,125$
Q2	$0,125 < K_p \leq 0,250$
Q3	$0,250 < K_p \leq 0,500$
Q4	$0,500 < K_p \leq 1,000$

Prospetto 2-III

Regime di carico	Numero totale dei cicli									
	U0	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9
Q1	A1	A1	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Q2	A1	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A8
Q3	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A8	A8
Q4	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A8	A8	A8

Prospetto 4-I - Coefficiente di maggiorazione M

Classe	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8
Valore del coefficiente M	1	1,02	1,05	1,08	1,11	1,14	1,17	1,20

7.2. Azioni e combinazioni di carico

Le azioni risultano essere:

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

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 .

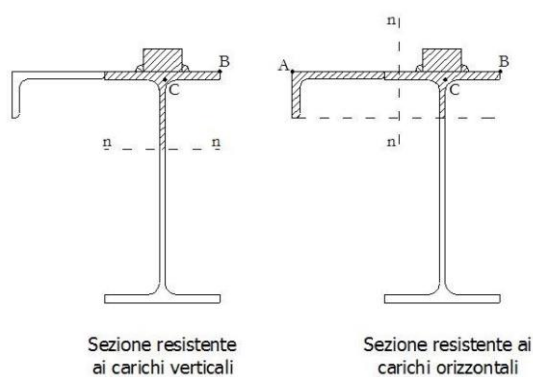
Combinazione 2

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



Si riportano le caratteristiche geometriche e inerziali dei profili utilizzati nella seguente tabella.

Profilo	h [mm]	b [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]	r [mm]	A [cm ²]	J_y [cm ³]	J_z [cm ³]	i_y [cm]	i_z [cm]
IPE 300	300	150	10,7	7,1	15	53,8	8356	604	12,5	3,35
L120x80x10	120	80	10	-	11	19,1	276	98,1	3,8	2,26

7.3.1. Verifica Combinazione 1

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

Sollecitazioni Combinazione 1		
$M_{y,Sd}$	69,45	kNm
$V_{z,Sd}$	85,34	kN
$M_{z,Sd}$	0,00	kNm
$V_{y,Sd}$	0,00	kN

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

Caratteristiche della sezione – Profilo IPE300 + rotaia		
A	6880	mm ²
z_G	185,97	mm
J_y	115606475	mm ⁴
S	1279500	mm ³
$W_{y,inf}$	621628	mm ³
$W_{y,sup}$	802655	mm ³
Verifiche a flessione e taglio		
$M_{y,el,Rd}$	210,17	kNm
Verifica	0,33	
$A_{v,z}$	2566,97	mm ²
$V_{z,Rd}$	501	kN
Verifica	0,17	

7.3.2. Verifica Combinazione 2

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

Sollecitazioni Combinazione 2		
$M_{y,Sd}$	69,45	kNm
$V_{z,Sd}$	85,34	kN
$M_{z,Sd}$	6,84	kNm
$V_{y,Sd}$	8,34	kN

Si effettua la verifica a flessione considerando come sezione resistente la sezione composta dalla parte del profilo della via di corsa (di altezza compresa tra il lembo superiore della via di corsa e il lembo inferiore dell'angolare) dal binario e dall'angolare.

Caratteristiche della sezione – Profilo IPE300 + rotaia		
A	5604	mm ²
y_G	141,90	mm
J_z	36643780	mm ⁴
S	795124	mm ³
$W_{z,sx}$	258245	mm ³
$W_{z,dx}$	286045	mm ³
Verifiche a flessione e taglio		
$M_{z,el,Rd}$	87,31	kNm
$M_{y,el,Rd}$	210,17	kNm
Verifica	0,41	
$A_{v,y}$	2885,97	mm ²
$V_{y,Rd}$	563	kN
$A_{v,z}$	2566,97	mm ²
$V_{z,Rd}$	501	kN
Verifica	0,17	

7.3.3. Verifiche di stabilità (flesso-torsionale)

Per la verifica all'instabilità flesso-torsionale si adotta la sezione resistente adottata nella verifica della Combinazione di carico 2. La sezione in questo caso si classifica in classe 3 (EC3, §5.3.4, Prospetto 5.3.1)

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:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_d}{M_{CR}}}$$









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

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

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

con

- $\beta_w = W_{el,y}/W_{pl,y}$ per sezioni di classe 3;
- $\alpha_{LT} = 0,49$ per profili saldate;
- $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$ per il caso generale;
- $k_c = 0,94$ con riferimento alla tabella riportata in seguito.

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{\min}/M_{\max} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

(EC3, §5.5.2, NTC2018, §tab.4.2.X)

La Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2018 (§ 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_y e χ_z sono forniti dalla normativa (§ 4.2.4.1.3.1) con le seguenti espressioni.

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle tabelle seguenti si riporta la verifica, secondo quanto appena riportato.

Sollecitazioni		
N_{Ed}	0,00	kN
$M_{y,Ed}$	69,45	kNm
$M_{z,Ed}$	6,84	kNm
Calcolo M_{CR}		
C_1	1,132	
l	4000	mm
J_y	36643780	mm ⁴
J_t	158295	mm ⁴
J_ω	1,26E+11	mm ⁶
G	80769	N/mm ²
M_{CR}	421,13	kNm
Calcolo snellezze e coefficiente riduttivo		
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,72	
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0,20	
α	0,49	
β	1,00	
k_c	0,94	
f	0,97	
Φ_{LT}	0,890	
χ_{LT}	0,732	
Verifica flessione-torsionale		
$N_{cr,y}$	14975,50	kN
$N_{cr,z}$	4746,78	kN
$\bar{\lambda}_y$	0,40	
$\bar{\lambda}_z$	0,65	
α_y	0,49	
α_z	0,34	
Φ_y	0,631	
Φ_z	0,786	
χ_y	0,895	
χ_z	0,813	
$\alpha_{my} = \alpha_{mz}$	0,95	
k_{yy}	0,950	
k_{zz}	0,950	
k_{yz}	0,950	
k_{zy}	0,760	
Somma 1	0,50	
Somma 2	0,42	

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:

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

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

(EC3, §5.7.3, §5.7.4)

con s_s larghezza della rotaia.

Verifica allo schiacciamento		
$\sigma_{f,Ed}$	111,72	N/mm ²
s_s	50	mm
s_y	92,84	mm
$R_{y,Rd}$	342,88	kN
$R_{y,Sd}$	99,49	kN
Verifica	0,29	

Verifica all'imbozzamento

La resistenza di progetto è espressa dalla relazione:

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

(EC3, §5.7.3)

Verifica all'imbozzamento		
d	278,60	mm
$R_{a,Rd}$	328,49	kN
$R_{a,Sd}$	99,49	kN
Verifica	0,30	

Verifica all'instabilità

La resistenza di progetto è espressa dalla relazione:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_a \cdot A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

dove:

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

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

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

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{eff}}{l^2} \quad A_{eff} = b_{eff} \cdot t_w$$

$$J_{eff} = \frac{b_{eff}^3 \cdot t_w}{12} \quad b_{eff} = \sqrt{h^2 + s_s^2}$$

(EC3, §5.5)

Verifica all'instabilità		
b_{eff}	304,14	mm
A_{eff}	2159	mm ²
J_{eff}	16645226	mm ⁴
l	4000	mm
N_{cr}	2156	kN
β_a	1	
α	0,49	
$\bar{\lambda}$	0,60	
Φ	0,775	
χ	0,788	
$N_{b,Rd}$	575,01	kN
$N_{b,Sd}$	99,49	kN
Verifica	0,17	

7.3.5. Verifiche di deformabilità

La Normativa fornisce i valori limite di deformabilità:

$$f_{v,lim} = \frac{l}{800} \quad f_{h,lim} = \frac{l}{1600}$$

Verifica di deformabilità		
$f_{v,lim}$	5	mm
$f_{h,lim}$	2,5	mm
f_v	4,63	mm
f_h	1,46	mm
Verifica v	0,93	
Verifica h	0,58	

7.4. Mensola di appoggio

Si adotta uno schema statico di trave incastrata alla colonna di luce pari alla distanza tra la colonna e la rotaia:

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

Le azioni di progetto (reazioni agli appoggi) risultano:

$$F_{y,Sd} = 99,49 \text{ kN}$$

$$F_{z,Sd} = 9,57 \text{ kN}$$

Si determinano quindi le sollecitazioni

$$M_{y,Sd} = F_{y,Sd} \cdot a = 19,40 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Sd} = F_{z,Sd} \cdot a = 1,87 \text{ kNm}$$

Il profilo scelto è un profilo a doppio T: **HEB 200** di cui si riportano le caratteristiche geometriche e inerziali nella seguente tabella.

Profilo	h [mm]	b [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]	r [mm]	A [cm ²]	J_y [cm ³]	J_z [cm ³]	i_y [cm]	i_z [cm]
HEB 200	200	200	15	9	18	78,8	5696	2003	8,54	5,07

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.

Proprietà sezione efficace		
$a_{mortatura}$	30	mm
A	6990	mm
$J_{y,eff}$	52448250	mm ⁴
$J_{z,eff}$	20006683	mm ⁴
$W_{y,eff}$	524483	mm ³
$W_{z,eff}$	200067	mm ³

Si svolge quindi la verifica a flessione e la verifica a taglio.

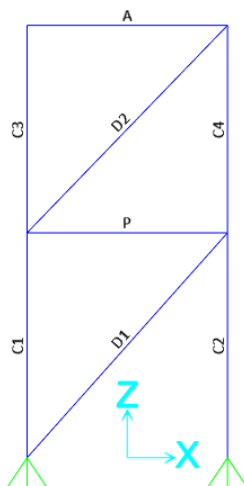
Verifica a flessione		
$M_{y,Rd}$	177,33	kNm
$M_{z,Rd}$	67,64	kNm
Verifica	0,14	
Verifica a taglio		
A_v	990	mm ²
V_{Rd}	193,25	kN
Verifica	0,08	

La verifica del collegamento sarà svolta successivamente al dimensionamento della colonna.

8. CONTROVENTI VERTICALI

Il controvento verticale ha la funzione di irrigidire la struttura e, soprattutto, di riprendere i carichi orizzontali della copertura e del carroponte 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. Si riporta lo schema utilizzato per il calcolo.



Per le diagonali si utilizzano un singolo profilo a **U 65x42**, mentre il puntone compresso necessita di due profili **UPN80** accoppiati.

Profilo	h [mm]	b [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]	r [mm]	A [cm ²]	J_y [cm ³]	J_z [cm ³]	i_y [cm]	i_z [cm]
U 65x42	65	42	7,5	5,5	7,5	9,03	57,5	14,1	2,52	1,25
UPN 80	80	45	8	6	8	11	106	19,4	3,1	1,33

8.1. Analisi dei carichi

8.1.1. Carichi da vento

Si evidenziano tre forze da applicare all'estremità superiore del sistema di controvento. Siccome si considera solo un controvento verticale, si dividono le forze sottovento e sopravvento per due, mentre le forze tangenziali non vengono divise in quanto rappresentano solo un lato del capannone.

- forza agente sulla parete sopravvento $F_{vento,sop} = 55,94 \text{ kN}$
- forza agente sulla parete sottovento $F_{vento,sot} = 27,97 \text{ kN}$
- forza di attrito vento-copertura $F_{vento,attr} = 19,62 \text{ kN}$

con

$$S = l \cdot h_{parete} + \frac{l \cdot (h_{colmo} - h_{parete})}{2} = 282,84 \text{ m}^2$$

$$S_c = \frac{l \cdot L}{2} = 992,00 \text{ m}^2$$

$$F_{vento,sop} = \frac{p_{1,sop} \cdot S}{2}; F_{vento,sot} = \frac{p_{sot} \cdot S}{2}; F_{vento,attr} = p_f \cdot S_c$$

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 $F_{frenatura} = 12,04 \text{ kN}$

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 165,71 kN, il puntone ad uno sforzo di compressione di 110,62 kN, mentre la colonna riceve uno sforzo di compressione di 235,89 kN che andrà ad aggiungersi agli altri carichi di progetto.

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

- diagonale profilo singolo a U 65x42
- puntone profili accoppiati UPN80

8.3. Verifiche agli Stati Limite Ultimi

8.3.1. Verifiche di resistenza

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

N°	Asta	L	N_{Sd} [kN]	COMP/TRAZ	Profilo	A_{res} [mm ²]	N_{Rd} [kN]	Verifica
1	D1	6,02	165,71	TRAZIONE	U 65x42	903	305	0,54
2	P	4,00	-110,62	COMPRESSIONE	UPN80	2200	744	0,15

8.3.2. Verifiche di stabilità (carico di punta)

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

N°	Asta	L	N_{Sd} [kN]	A_{res} [mm ²]	a [m]	i_y^*	i_{min}
2	P	4,00	-110,62	2200	1,33	3,10	1,33

λ	λ_1	λ_{eq}	λ_y	$\bar{\lambda}$	α	Φ	χ	N_{Rd} [kN]	Verifica
129,03	100,25	163,40	76,41	2,14	0,49	3,26	0,17	129,94	0,85

8.4. Verifica dei collegamenti

Si riporta la verifica del collegamento bullonato per la diagonale e il puntone rispettivamente.

Verifica resistenza bullonatura			
Asta	DIAGONALE	PUNTONE	
N_{Sd}	165,71	121,36	kN
Profilo	U 65x42	UPN80	
t	5	6	mm
N° bulloni	6	4	
N° file	1	1	
$\Phi_{bulloni}$	12	12	mm
Φ_{foro}	13	13	
A_{res}	84,3	84,3	mm ²
$F_{v,Rd}$	32,37	32,37	kN
$F_{v,Sd,1b}$	27,62	27,66	kN
Verifica	0,85	0,85	
Verifica a rifollamento			
$e_{1,min}$	15,6	15,6	mm
$p_{1,min}$	28,6	28,6	mm
$e_{2,min}$	15,6	15,6	mm
$p_{2,min}$	31,2	31,2	mm
e_1	20	20	mm
p_1	30	30	mm
e_2	20	20	mm
p_2	0	0	mm
α	0,51	0,51	
k	2,50	2,50	
$F_{v,Rd}$	31,38	37,66	kN
$F_{v,Sd,1b}$	27,62	27,66	kN
Verifica	0,88	0,73	
Verifica asta in prossimità dei fori			
$A_{res,profilo}$	903	2200	mm ²
A_{net}	838	2122	mm ²
N_{Rd}	214,19	542,38	kN
Verifica	0,77	0,20	

9. COLONNE

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

- altezza colonna $h_c = 8,65 \text{ m}$
- altezza corrente inferiore capriata $h_1 = 6,60 \text{ m}$
- altezza asse mensola $h_m = 4,50 \text{ m}$
- piano rotaia $h_r = 4,93 \text{ m}$
- distanza colonna-via di corsa $d = 0,395 \text{ m}$
- interasse longitudinale colonne $i_1 = 4,00 \text{ m}$
- interasse trasversale colonne $i_2 = 31,00 \text{ m}$

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.

Al fine di soddisfare le verifiche seguenti si è scelto un profilo **HEB 400**.

h [mm]	b [mm]	t_f [mm]	t_w [mm]	r [mm]	A [cm ²]	W_y [cm ³]	W_z [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	$W_{pl,z}$ [cm ³]	J_y [cm ⁴]	J_z [cm ⁴]
400	300	24	13,5	27	197,8	2884	721	3232	1104	57680	10820

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.

- $P_{copertura} = 26,92 \text{ kN}$ (comprensivo di pannelli, arcarecci e capriata)
- $P_{controventi} = 2,40 \text{ kN}$
- $P_{tamponamenti} = 3,94 \text{ kN}$
- $P_{colonna} = 13,43 \text{ kN}$

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.

- $P_{neve} = 49,60 \text{ kN}$

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:

- $q_1 = 3,42 \text{ kN/m}$ parete sopravvento
- $q_2 = -1,71 \text{ kN/m}$ parete sottovento

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.

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

Ponendo $\eta_{sx} = \eta_{dx}$ si ottiene $X = 2,77 \text{ kN}$.

9.1.4. Carichi verticali da carroponte

La reazione massima dovuta al carico verticale delle ruote moltiplicata per il coefficiente $M=1,08$ come da CNR 10021-85 risulta $99,49 \text{ kN}$. 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.

- $F_{v,sx} = 107,45 \text{ kN}$
- $M_{sx} = F_{v,sx} \cdot d = 42,44 \text{ kNm}$
- $F_{v,dx} = 48,60 \text{ kN}$
- $M_{dx} = F_{v,dx} \cdot d = 19,20 \text{ kNm}$

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

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

Ponendo $\eta_{sx} = \eta_{dx}$ si ottiene $X = 4,36 \text{ kN}$.

9.1.5. Carichi orizzontali da carroponte

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

- $H_{sx} = 1/10 \cdot F_{v,sx} = 10,74 \text{ kN}$
- $H_{dx} = 1/10 \cdot F_{v,dx} = 4,86 \text{ kN}$

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 $X = 3,17 \text{ kN}$.

9.2. Calcolo sollecitazioni

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

Carico	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
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
Via di corsa max	1,5	1,5	0	0	1,5	0
X via di corsa verticale	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
X via di corsa orizzontale	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
Via di corsa min	0	0	1,5	1,5	0	1,5

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

Sollecitazioni colonna non controventata						
	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
N [kN]	288,57	251,37	200,29	163,09	251,37	163,09
V [kN]	35,43	51,48	26,6	42,64	35,43	26,6
M [kNm]	185,16	247,38	112,33	174,55	185,16	112,33

Sollecitazioni colonna controventata						
	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
N [kN]	524,46	487,26	436,18	398,98	487,26	398,98
V [kN]	35,43	51,48	26,6	42,64	35,43	26,6
M [kNm]	185,16	247,38	112,33	174,55	185,16	112,33

9.3. Verifiche di resistenza

La verifica a pressoflessione 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:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1092,72 \text{ kNm}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 6687,52 \text{ kN}$$

la verifica risulta soddisfatta per tutte le combinazioni di carico di entrambe le colonne esaminate, in particolare per la colonna controventata con la combinazione più gravosa risulta:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} + \left(\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 = 0,23 \leq 1$$

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

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

con

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = 1506,45 \text{ kN}$$

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

$$\frac{V_{Ed,max}}{V_{c,Rd}} = 0,03 \leq 1$$

9.4. Verifiche di stabilità

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

Si determina il momento critico elastico per instabilità flessione-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 flessione-torsionale:

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









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

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

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

con

- $\beta_w = 1$ per sezioni di classe 1 e 2;
- $\alpha_{LT} = 0,21$ per profili laminati;
- $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$ per il caso generale;
- $k_c = 0,91$ con riferimento alla tabella riportata in seguito.

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{dx}/M_{tx} = 1$	1,0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0,94
	0,90
	0,91
	0,86
	0,77
	0,82

(EC3, §5.5.2, NTC2018, §tab.4.2.X)

La Circolare esplicativa per l'applicazione dell'NTC 2018 (§ 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}	$0,6 \cdot k_{zz}$
k_{zy}	I, H, Sezioni cave	$0,8 \cdot k_{yy}$	$0,6 \cdot k_{yy}$
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, $M_{y,Ed} \neq 0$, , $k_{zy} = 0$ ($M_{z,Ed} = 0$).			

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Nelle tabelle seguenti si riportano le verifiche, secondo quanto appena riportato, per entrambe le tipologie di colonna.

Verifica colonna non controventata			Verifica colonna controventata		
Calcolo M_{cr}			Calcolo M_{cr}		
C_1	2,150		C_1	2,150	
L	17300	mm	L	17300	mm
J_z	108200000	mm ⁴	J_z	108200000	mm ⁴
J_t	3053484,0	mm ⁴	J_t	3053484,0	mm ⁴
J_ω	3,82E+12	mm ⁶	J_ω	3,82E+12	mm ⁶
G	80769		G	80769	
M_{cr}	972,60	kNm	M_{cr}	972,60	kNm
Calcolo snellezze e coeff. riduttivo			Calcolo snellezze e coeff. riduttivo		
β_w	1		β_w	1	
$\bar{\lambda}_{LT}$	1,0		$\bar{\lambda}_{LT}$	1,0	
$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0,2		$\bar{\lambda}_{LT,0}$	0,2	
α_{LT}	0,21		α_{LT}	0,21	
k_c	0,91		k_c	0,91	
f	0,96		f	0,96	
Φ_{LT}	1,113		Φ_{LT}	1,113	
χ_{LT}	0,675		χ_{LT}	0,675	
Verifica flessione-torsionale elementi presso-inflessi			Verifica flessione-torsionale elementi presso-inflessi		
$N_{cr,y}$	3994	kN	$N_{cr,y}$	3994	kN
$N_{cr,z}$	749	kN	$N_{cr,z}$	749	kN
$\bar{\lambda}_y$	1,33		$\bar{\lambda}_y$	1,33	
$\bar{\lambda}_z$	3,06		$\bar{\lambda}_z$	3,06	
α_y	0,34		α_y	0,34	
α_z	0,49		α_z	0,49	
Φ_y	1,57		Φ_y	1,57	
Φ_z	5,89		Φ_z	5,89	
χ_y	0,41		χ_y	0,41	
χ_z	0,09		χ_z	0,09	
α_{my}	0,6		α_{my}	0,6	
α_{mz}	0,6		α_{mz}	0,6	
α_{mLT}	0,6		α_{mLT}	0,6	
k_{yy}	0,650		k_{yy}	0,650	
k_{zz}	0,996		k_{zz}	0,996	
k_{yz}	0,597		k_{yz}	0,597	
k_{zy}	0,390		k_{zy}	0,390	

COMB1	Fattore 1	0,10	0,47	COMB1	Fattore 1	0,19	0,86
	Fattore 2	0,18	0,11		Fattore 2	0,18	0,11
	Fattore 3	0,00	0,00		Fattore 3	0,00	0,00
	Somma	0,29	0,58		Somma	0,37	0,97
COMB2	Fattore 1	0,09	0,41	COMB2	Fattore 1	0,18	0,80
	Fattore 2	0,24	0,15		Fattore 2	0,24	0,15
	Fattore 3	0,00	0,00		Fattore 3	0,00	0,00
	Somma	0,34	0,56		Somma	0,42	0,94
COMB3	Fattore 1	0,07	0,33	COMB3	Fattore 1	0,16	0,71
	Fattore 2	0,11	0,07		Fattore 2	0,11	0,07
	Fattore 3	0,00	0,00		Fattore 3	0,00	0,00
	Somma	0,18	0,39		Somma	0,27	0,78
COMB4	Fattore 1	0,06	0,27	COMB4	Fattore 1	0,14	0,65
	Fattore 2	0,17	0,10		Fattore 2	0,17	0,10
	Fattore 3	0,00	0,00		Fattore 3	0,00	0,00
	Somma	0,23	0,37		Somma	0,32	0,75
COMB5	Fattore 1	0,09	0,41	COMB5	Fattore 1	0,18	0,80
	Fattore 2	0,18	0,11		Fattore 2	0,18	0,11
	Fattore 3	0,00	0,00		Fattore 3	0,00	0,00
	Somma	0,27	0,52		Somma	0,36	0,91
COMB6	Fattore 1	0,06	0,27	COMB6	Fattore 1	0,14	0,65
	Fattore 2	0,11	0,07		Fattore 2	0,11	0,07
	Fattore 3	0,00	0,00		Fattore 3	0,00	0,00
	Somma	0,17	0,33		Somma	0,25	0,72

9.5. Verifiche agli Stati Limite di Servizio

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

Carico	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
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
Via di corsa max	1	1	0	0	1	0
X via di corsa verticale	1	1	1	1	1	1
X via di corsa orizzontale	1	1	1	1	1	1
X vento	0,6	1	0,6	1	0,6	0,6
Via di corsa min	0	0	1	1	0	1

$$\delta_{lim} = H/300 = 28,83 \text{ mm}$$

$$\delta = 27,19 \text{ mm}$$

(NTC2018, §4.2.4.2.2)

La verifica è soddisfatta.

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**.

Verifica resistenza bullonatura		
$F_{v,Sd}$	111,23	kN
t	20	mm
N° bulloni	3	
N° file	2	
Tipo bulloni	M12	
Φ_{foro}	12	mm
$\Phi_{bulloni}$	13	mm
A_{res}	84,3	mm ²
$F_{v,Rd}$	32,37	kN
$F_{v,Sd,1b}$	18,54	kN
Verifica	0.57	
Verifica a rifollamento		
$e_{1,min}$	15,6	mm
$p_{1,min}$	28,6	mm
$e_{2,min}$	15,6	mm
$p_{2,min}$	31,2	mm
e_1	20	mm
p_1	80	mm
e_2	72,5	mm
p_2	155	mm
α	0,51	
k	2,50	
$F_{v,Rd}$	125,54	kN
$F_{v,Sd,1b}$	18,54	kN
Verifica	0.15	
Verifica flangia		
$A_{res,profilo}$	6000	mm ²
A_{net}	5480	mm ²
N_{Rd}	1400,69	kN
N_{Sd}	111,23	kN
Verifica	0.08	

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 $M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{ck}}{\gamma_{M0}} = 217,24 \text{ kNm}$ con $W_{pl,y} = 642,55 \text{ cm}^3$. La mensola è collegata alla colonna mediante saldatura a completa penetrazione.

Calcolato il momento plastico resistente della sezione, la forza passante nell'ala della mensola è pari a:

$$V_{Ed} = \frac{M_{pl,Rd}}{h - t_f} = 1174,20 \text{ kN}$$

Le resistenze vengono calcolate secondo il metodo per componenti riportato all'appendice J dell'EC3.

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. Per l'NTC2018 §4.2.4.1.2.4 la verifica a taglio si esegue per:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove

$$V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w \cdot 2 \cdot r) \cdot t_f$$

Risulta:

$$A_v = 197800 - 2 \cdot 300 \cdot 24 + (13,5 + 2 \cdot 27) \cdot 24 = 7000,00 \text{ mm}^2$$

$$V_{Rd} = 1366,40 \text{ kN}$$

quindi

$$V_{Ed} = 1174,20 \text{ kN} \leq 1366,40 \text{ kN} = V_{Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica schiacciamento anima colonna

Si riporta la verifica della combinazione più gravosa come:

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

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

$$\sigma_{N,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Ed}}{W_y}$$

N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$\sigma_{N,Ed}$ [N/mm ²]	b_{eff} [mm]	$F_{c,Rd}$ [kN]	V_{Ed} [kN]	Verifica
487,26	247,38	110,41	270	1339,22	1174,20	0,88

Verifica strappamento ala colonna

La resistenza di progetto è espressa dalla seguente relazione:

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

con

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

Risulta:

$$b_{eff} = 13,5 + 2 \cdot 27 + 7 \cdot 24 = 235,5 \text{ mm}$$

$$F_{t,Rd} = 355 \cdot 13,5 \cdot \frac{235,5}{1,05} = 1074,89 \text{ kN}$$

In questo caso è necessario irrigidire il giunto, quindi vengono saldati all'interno della colonna due piatti di irrigidimento che danno continuità alle ali della mensola. Tali piatti hanno lo stesso spessore delle ali della mensola. In questo caso la resistenza diventa:

$$F_{t,Rd} = f_{yb} \cdot t_{fb} \cdot \frac{b_{eff}}{\gamma_{M0}} = 1194,32 \text{ kN}$$

quindi

$$F_{Ed} = 1174,20 \text{ kN} \leq 1194,32 \text{ kN} = F_{t,Rd}$$

La verifica risulta soddisfatta.

11. FONDAZIONI

Le fondazioni sono del tipo a plinto rigido, il cui meccanismo resistente è riconducibile ad uno schema tirante-puntone. Le colonne sono saldate ad una piastra di dimensioni **660x460 mm** e di spessore **30 mm**, la quale poggia su uno strato di malta di livellamento di spessore **50 mm**.

Il plinto, realizzato con calcestruzzo C 25/30, ha dimensioni in pianta di **2500x2500 mm** e un'altezza di **700 mm**.

I tirafondi sono 4, hanno diametro **Φ24** e sono ancorati al plinto mediante rosetta saldata.

Le verifiche sono svolte secondo quanto riportato nell'EC3 parte 1-8 – “Progetto dei collegamenti”.

11.1. Resistenza della piastra e del calcestruzzo

Si determina la resistenza a trazione e a compressione del giunto.

La resistenza a trazione $F_{t,l,Rd}$ è definita la minore tra:

- la resistenza a flessione della piastra di base $F_{t,pl,Rd}$
- la resistenza a trazione dell'anima della colonna $F_{t,wc,Rd}$

La resistenza a compressione $F_{c,l,Rd}$ è la minore tra:

- la resistenza a compressione del calcestruzzo $F_{c,pl,Rd}$
- la resistenza a compressione dell'ala e dell'anima della colonna $F_{c,fc,Rd}$

11.1.1. Resistenza a flessione della piastra di base

La resistenza della piastra di base è valutata sull'elemento T-Stub equivalente costituito da una parte efficace di ala tesa e dalla piastra stessa. L'EC3 stabilisce la lunghezza efficace dell'elemento in relazione ai possibili modi di collasso.

Definiti:

- $e_x = 80$ mm distanza bulloni dal bordo libero lato minore
- $e = 145$ mm distanza bulloni dal bordo libero maggiore
- $m_x = 50$ mm distanza bulloni dall'ala della colonna
- $w = 170$ mm interasse tra i bulloni
- $b_p = 460$ mm larghezza della piastra

si ha:

$$l_{eff} = \min\{0,5 * w + 2 * m_x + 0,625 * e_x ; 0,5 * b_p\} = 230mm$$

La resistenza a trazione di un elemento a T è la minore fra quelle relative ai modi di collasso:

- snervamento della piastra,
- snervamento della piastra e rottura dei bulloni,
- rottura dei bulloni.

Se l'effetto leva è ridotto le modalità di collasso si riducono a 2; l'EC3 richiede di condurre le verifiche secondo quest'ultima modalità.

Modo di collasso 1-2

$$M_{pl,1-2,Rd} = \frac{t_p^2 \cdot f_{yk} \cdot l_{eff}}{4 \cdot \gamma_{M0}} = 17,50 \text{ kNm}$$

$$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 \cdot M_{pl,1-2,Rd}}{m_x} = 699,86 \text{ kN}$$

Modo di collasso 3

$$A_{res} = \pi \cdot \frac{d^2}{4} = 452,39 \text{ mm}^2$$

$$F_{t,3,Rd} = n_b \frac{0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}} = 521,15 \text{ kN}$$

Il meccanismo di collasso è quindi:

$$F_{t,pl,Rd} = \min\{F_{t,1-2,Rd}; F_{t,3,Rd}\} = 521,15 \text{ kN}$$

11.1.2. Resistenza a trazione dell'anima della colonna

Si fa ancora riferimento alla lunghezza efficace precedentemente calcolata e risulta

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{l_{eff} \cdot f_{yk} \cdot t_{wc}}{\gamma_{M0}} = 1049,79 \text{ kN}$$

La resistenza della parte tesa del collegamento risulta essere

$$F_{t,l,Rd} = \min\{F_{t,pl,Rd}; F_{t,wc,Rd}\} = 521,15 \text{ kN}$$

11.1.3. Resistenza a compressione del calcestruzzo

L'area efficace della piastra in compressione è legata al valore dello sbalzo c valutato con la relazione

$$f_{jd} = \frac{2}{3} \cdot f_{cd} = 9,41 \text{ N/mm}^2$$

$$c = t_p \sqrt{\frac{f_{yk}}{3 \cdot f_{jd} \cdot \gamma_{M0}}} = 103,84 \text{ mm}$$

Quindi definiti

$$l_{eff} = b_c + 2 \cdot c = 507,68 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = t_{fc} + 2 \cdot c = 231,68 \text{ mm}$$

si ricava la resistenza a compressione del calcestruzzo

$$F_{c,pl,Rd} = f_{jd} \cdot b_{eff} \cdot l_{eff} = 1106,40 \text{ kN}$$

11.1.4. Resistenza a compressione dell'ala e dell'anima della colonna

Dal momento resistente della colonna

$$M_{c,Rd} = W_{pl,c} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1092,72 \text{ kNm}$$

si ricava la resistenza della zona compressa dalla relazione

$$F_{c,fc,Rd} = \frac{M_{c,Rd}}{h - t_{fb}} = 2906,18 \text{ kN}$$

Allora la resistenza della parte compressa del collegamento risulta essere

$$F_{c,l,Rd} = \min\{F_{c,pl,Rd}; F_{c,fc,Rd}\} = 1106,40 \text{ kN}$$

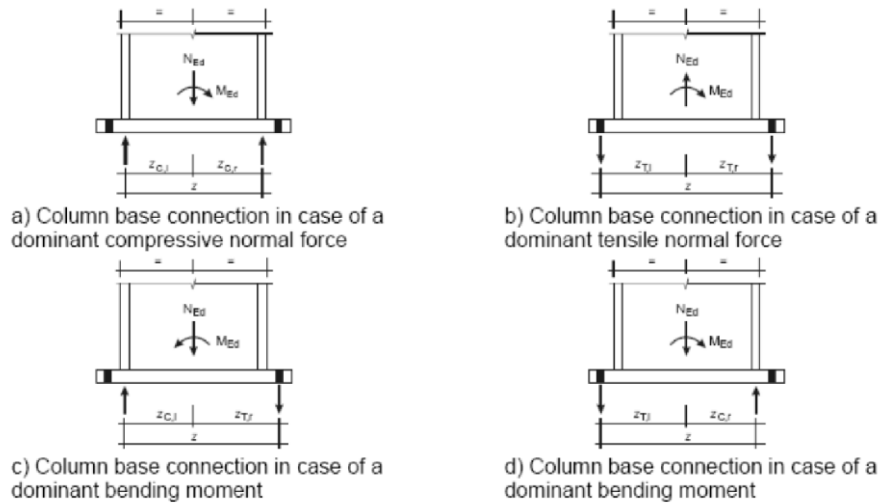
11.2. Verifica momento resistente del collegamento

Il momento resistente del collegamento è valutato secondo le modalità previste dall'EC3 considerando le sollecitazioni riportate nelle tabelle seguenti, la prima per la fondazione di una colonna non facente parte del sistema di controvento verticale e la seconda per una colonna del sistema di controvento.

Sollecitazioni colonna non controventata						
	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
N [kN]	288,57	251,37	200,29	163,09	251,37	163,09
V [kN]	35,43	51,48	26,6	42,64	35,43	26,6
M [kNm]	185,16	247,38	112,33	174,55	185,16	112,33

Sollecitazioni colonna controventata						
	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
N [kN]	524,46	487,26	436,18	398,98	487,26	398,98
V [kN]	35,43	51,48	26,6	42,64	35,43	26,6
M [kNm]	185,16	247,38	112,33	174,55	185,16	112,33

Per tutti i casi la situazione è riconducibile allo schema d) in quanto il momento è dominante sono state poi adottate le relazioni della tabella seguente per il calcolo del momento resistente del collegamento.



Loading	Lever arm z	Design moment resistance $M_{j,Rd}$	
Left side in tension Right side in compression	$z = z_{T,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $e > z_{T,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ and $e \leq -z_{C,r}$
		The smaller of $\frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{C,r}/e + 1}$ and $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{T,l}/e - 1}$	
Left side in tension Right side in tension	$z = z_{T,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $0 < e < z_{T,l}$	$N_{Ed} > 0$ and $-z_{T,r} < e \leq 0$
		The smaller of $\frac{F_{T,l,Rd} z}{z_{T,r}/e + 1}$ and $\frac{F_{T,r,Rd} z}{z_{T,l}/e - 1}$	
Left side in compression Right side in tension	$z = z_{C,l} + z_{T,r}$	$N_{Ed} > 0$ and $e \leq -z_{T,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ and $e > z_{C,l}$
		The smaller of $\frac{-F_{C,l,Rd} z}{z_{T,r}/e + 1}$ and $\frac{F_{T,r,Rd} z}{z_{C,l}/e - 1}$	
Left side in compression Right side in compression	$z = z_{C,l} + z_{C,r}$	$N_{Ed} \leq 0$ and $0 < e < z_{C,l}$	$N_{Ed} \leq 0$ and $-z_{C,r} < e \leq 0$
		The smaller of $\frac{-F_{C,l,Rd} z}{z_{C,r}/e + 1}$ and $\frac{-F_{C,r,Rd} z}{z_{C,l}/e - 1}$	
$M_{Ed} > 0$ is clockwise, $N_{Ed} > 0$ is tension $e = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{M_{Rd}}{N_{Rd}}$			

Colonna non controventata

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
N [kN]	-288,57	-251,37	-200,29	-163,09	-251,37	-163,09
M [kNm]	185,16	247,38	112,33	174,55	185,16	112,33
e [mm]	-641,65	-984,13	-560,84	-1070,27	-736,60	-688,76
$Z_{C,r}$ [mm]	188,00	188,00	188,00	188,00	188,00	188,00
$Z_{T,l}$ [mm]	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00
Z [mm]	438,00	438,00	438,00	438,00	438,00	438,00
$M_{j,Rd,1}$ [kNm]	322,86	282,17	343,37	276,91	306,49	313,96
$M_{j,Rd,2}$ [kNm]	348,73	386,44	335,19	392,84	361,81	355,55
$M_{j,Rd}$ [kNm]	322,86	282,17	335,19	276,91	306,49	313,96
Verifica	0,57	0,88	0,34	0,63	0,60	0,36

Colonna controventata

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
N [kN]	-524,46	-487,26	-436,18	-398,98	-487,26	-398,98
M [kNm]	185,16	247,38	112,33	174,55	185,16	112,33
e [mm]	-353,05	-507,70	-257,53	-437,49	-380,00	-281,54
$Z_{C,r}$ [mm]	188,00	188,00	188,00	188,00	188,00	188,00
$Z_{T,l}$, ($Z_{C,l}$) [mm]	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00	250,00
Z [mm]	438,00	438,00	438,00	438,00	438,00	438,00
$M_{j,Rd,1}$ [kNm]	488,27	362,50	845,45	400,27	451,77	687,03
$M_{j,Rd,2}$ [kNm]	283,71	324,71	245,90	308,38	292,30	256,68
$M_{j,Rd}$ [kNm]	283,71	324,71	245,90	308,38	292,30	256,68
Verifica	0,65	0,76	0,46	0,57	0,63	0,44

11.3. Verifica a taglio

La fondazione va verificata anche a taglio: per semplicità si trascura il contributo dei tirafondi e si verifica solamente la costola, lunga **300 mm**, alta **50 mm** e spessa **12 mm** saldata sulla parte inferiore della piastra.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$A_v = l_{costola} \cdot t_{costola}$$

Si deve inoltre verificare la tensione nel calcestruzzo, considerando una tensione resistente del calcestruzzo ridotta del 30% per la verifica.

$$\sigma_{c,y} = \frac{V_{Ed}}{h_{costola} \cdot l_{costola}} \leq f'_{cd} = 0,7 \cdot f_{cd}$$

Poiché il taglio è uguale sia per le colonne controventate che per quelle non controventate si riporta un'unica serie di verifiche.

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
V_{Ed} [kN]	35,43	51,48	26,60	42,64	35,43	26,60
$h_{costola}$ [mm]	50	50	50	50	50	50
$t_{costola}$ [mm]	12	12	12	12	12	12
$l_{costola}$ [mm]	300	300	300	300	300	300
A_v [mm ²]	3600	3600	3600	3600	3600	3600
V_{Rd} [kN]	702,72	702,72	702,72	702,72	702,72	702,72
Verifica	0,05	0,07	0,04	0,06	0,05	0,04
$\sigma_{c,y}$ [N/mm ²]	2,36	3,43	1,77	2,84	2,36	1,77
f'_{cd} [N/mm ²]	9,88	9,88	9,88	9,88	9,88	9,88
Verifica	0,24	0,35	0,18	0,29	0,24	0,18

11.4. Verifica ancoraggio tirafondi

L'ancoraggio avviene mediante rosette saldate alle estremità dei tirafondi. Le rosette hanno diametro esterno di **140 mm** e spessore **15 mm**.

Si riporta un'unica verifica poiché si è dimensionato l'ancoraggio con il valore resistente per la modalità di collasso che comporta la rottura dei bulloni $T_s = F_{t,Rd}$.

$$F_{t,Rd} = 3 \cdot A_c \cdot f_{cd}$$

Con A_c l'area di contatto fra la rosetta e il calcestruzzo.

T_s [kN]	521,15
D [mm]	140
A_c [mm ²]	14941
$F_{t,Rd}$ [kN]	632,47
Verifica	0,82

11.5. Verifica plinto in calcestruzzo

Siccome il terreno presente fino alla quota d'imposta della fondazione può essere interessato da cicli di gelo e disgelo, si sceglie un calcestruzzo XF3 di classe C25/30 e un acciaio B450C.

Si sceglie: **$B = 2500 \text{ mm}$** **$L = 2500 \text{ mm}$** .

Si progetta il plinto come un plinto rigido, quindi tale da rispettare la seguente condizione:

$$\frac{3}{4} \cdot (B - b) > H \geq \frac{1}{4} \cdot (B - b)$$

$$\frac{3}{4} \cdot (L - l) > H \geq \frac{1}{4} \cdot (L - l)$$

Secondo quanto riportato in Normativa, se l'altezza H del plinto è tale da soddisfare entrambe le precedenti relazioni geometriche, allora il plinto è considerato rigido con meccanismo di funzionamento a traliccio e può essere trascurata la verifica a punzonamento.

Si sceglie un'altezza: **$H = 700 \text{ mm}$**

Si studia il meccanismo tirante-puntone del plinto, al fine di dimensionare correttamente l'armatura, tenuto anche conto che, trattandosi di opere di fondazione, si richiede che l'armatura lavori ad una tensione non superiore all'85% della tensione di snervamento e che il diametro minimo dei ferri di armatura sia il $\Phi 16$. Per rispettare poi le distanze massime tra i ferri si costruisce una gabbia con **9 $\Phi 18$** in entrambe le direzioni; l'armatura risulta superiore ai minimi richiesti per le verifiche di resistenza.

Si prevede un copriferro nominale pari a **$c_{nom} = 50 \text{ mm}$** e un diametro delle armature pari a **$\Phi 18$** ; quindi, l'altezza utile d è uguale a:

$$d = H - c_{nom} - \frac{\Phi}{2} = 641 \text{ mm}$$

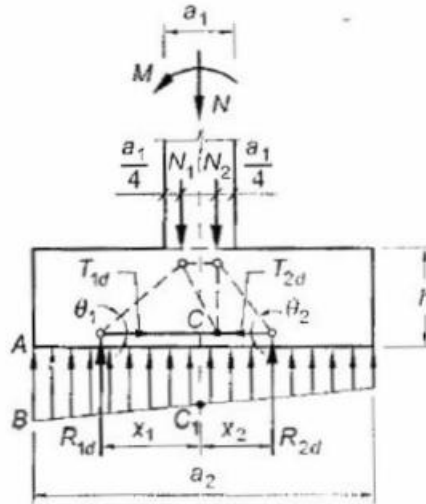
Determinato il centro di sollecitazione dello sforzo assiale si verifica se questo cade all'interno, al bordo o all'esterno del nocciolo centrale di inerzia, determinato come:

$$\lambda_x = \frac{L}{6} \quad \lambda_y = \frac{B}{6}$$

- se $e < \lambda$ la sezione risulta interamente compressa;
- se $e = \lambda$ la sezione risulta interamente compressa con tensioni nulle all'estremità del plinto;
- se $e > \lambda$ la sezione si parzializza.

In alcune combinazioni di carico la sezione è interamente compressa, mentre per altre la sezione si parzializza, essendo il momento dominante. Poiché il plinto è rigido, si instaura un meccanismo resistente del tipo tirante – puntone di tipo diverso, si riportano le due casistiche:

- Sezione interamente compressa:



Con “a1” il lato del pilastro, “a2” il lato della base del plinto, “h” l’altezza del plinto. Analogamente si fa per la direzione ortogonale del sistema che risulta sempre di questo tipo.

L’andamento delle tensioni alla base della fondazione è trapezoidale, la risultante R_{1d} è centrata sul baricentro della metà sinistra del trapezio, ed è più grande della risultante R_{2d} .

$$R_{1d,x} = \frac{N_{Ed} + PP}{2} + \frac{M_{Ed,y}}{\left(\frac{2}{3}\right)L}$$

$$R_{1d,y} = \frac{N_{Ed} + PP}{2}$$

La sua posizione rispetto all’asse del pilastro è pari a:

$$x_1 = \frac{L}{2} - \frac{L}{6} \cdot \left(\frac{3 \cdot \left(\frac{N_{Ed} + PP}{B \cdot L} \right) + \frac{M_{Ed,y}}{W_x}}{2 \cdot \left(\frac{N_{Ed} + PP}{B \cdot L} \right) + \frac{M_{Ed,y}}{W_x}} \right)$$

$$y_1 = B/4$$

con $W_x = L \cdot B^2/6$

Per equilibrio si ottiene la forza del tirante:

$$T_{1d,x} = \frac{R_{1d,x} \cdot \left(x_1 - \frac{l}{4} \right)}{d}$$

$$T_{1d,y} = \frac{R_{1d,y} \cdot \left(y_1 - \frac{b}{4} \right)}{d}$$

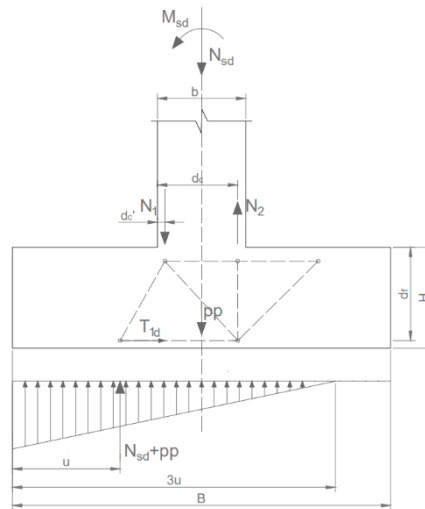
L'armatura minima necessaria per prendere la trazione alla base è calcolata con la seguente formula:

$$A_{sx,min} = \frac{T_{1d,x}}{0,85 \cdot f_{sd}}$$

$$A_{sy,min} = \frac{T_{1d,y}}{0,85 \cdot f_{sd}}$$

- Sezione parzializzata:

Essendo solamente un lato sollecitato da un'azione flettente, si avrà lungo il lato B una distribuzione delle tensioni plinto-terreno, ipotizzata lineare, di tipo triangolare essendo l'eccentricità esterna al nocciolo centrale di inerzia della sezione.



$$N_1 = \frac{N_{sd}}{2} + \frac{M_{sd}}{l}$$

$$N_2 = \frac{N_{sd}}{2} - \frac{M_{sd}}{l}$$

$$u = \frac{N_1 \cdot \frac{L-l}{2} + pp \cdot \frac{L}{2} - N_2 \cdot \frac{L+l}{2}}{N_{sd} + pp}$$

$$T_d = A_s \cdot f_{yd} = (N_{sd} + pp) \cdot \left(\frac{L-l}{2} - u \right) / (0,85 \cdot d)$$

L'armatura minima necessaria per prendere la trazione alla base è calcolata con la seguente formula:

$$A_{sx,min} = \frac{T_d}{0,85 \cdot f_{sd}}$$

Colonna non controventata

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
N_{tot} [kN]	397,95	360,75	309,67	272,47	360,75	272,47
$M_{Ed,y}$ [kNm]	185,16	247,38	112,33	174,55	185,16	112,33
$M_{Ed,x}$ [kNm]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
e_x [mm]	465,29	685,75	362,75	640,63	513,27	412,27
λ_x	416,67	416,67	416,67	416,67	416,67	416,67
$R_{1d,x}$ [kN]	/	/	197,97	/	/	179,37
$R_{1d,y}$ [kN]	198,97	180,37	154,83	136,23	180,37	136,23
x_1 [mm]	/	/	688,18	/	/	693,95
u [mm]	201,44	243,91	/	386,07	242,84	/
y_1 [mm]	625,00	625,00	625,00	625,00	625,00	625,00
$T_{1d,x}$ [kN]	619,77	533,71	161,58	332,01	534,42	148,01
$T_{1d,y}$ [kN]	158,31	143,51	123,19	108,39	143,51	108,39
$A_{sx,min}$ [mm ²]	1864,80	1605,86	486,18	998,98	1608,01	445,36
$A_{sy,min}$ [mm ²]	476,33	431,80	370,66	326,13	431,80	326,13
ϕ [mm]	18	18	18	18	18	18
n	9	9	9	9	9	9
$A_{s,x}$ [mm ²]	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22
$A_{s,y}$ [mm ²]	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22

Colonna controventata

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
633,84	596,64	545,56	508,36	596,64	508,36	633,84
185,16	247,38	112,33	174,55	185,16	112,33	185,16
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
e_x [mm]	292,13	414,63	205,90	343,36	310,34	220,97
λ_x	416,67	416,67	416,67	416,67	416,67	416,67
$R_{1d,x}$ [kN]	388,02	393,31	315,91	321,20	369,42	297,31
$R_{1d,y}$ [kN]	316,92	298,32	272,78	254,18	298,32	254,18
x_1 [mm]	679,08	694,22	666,28	685,79	681,53	668,66
y_1 [mm]	625,00	625,00	625,00	625,00	625,00	625,00
$T_{1d,x}$ [kN]	311,19	324,72	247,05	260,97	297,69	233,61
$T_{1d,y}$ [kN]	252,15	237,35	217,03	202,23	237,35	202,23
$A_{sx,min}$ [mm ²]	936,32	977,05	743,34	785,22	895,70	702,91
$A_{sy,min}$ [mm ²]	758,69	714,16	653,02	608,49	714,16	608,49
ϕ [mm]	18	18	18	18	18	18
n	9	9	9	9	9	9
$A_{s,x}$ [mm ²]	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22
$A_{s,y}$ [mm ²]	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22	2290,22

Si deve verificare la massima tensione sul terreno la cui tensione di rottura è $\sigma_{t,Rd} = 0,2 \text{ N/mm}^2$.

Si deve prestare attenzione a considerare anche il peso proprio del plinto che, viste le dimensioni, non è trascurabile.

La tensione esercitata sul terreno è pari a:

$$\sigma_{t,max} = \frac{N_{sd} + PP}{A} \pm \frac{M_{sd}}{W}$$

Colonna non controventata

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
B [mm]	2500	2500	2500	2500	2500	2500
L [mm]	2500	2500	2500	2500	2500	2500
H [mm]	700	700	700	700	700	700
PP [kN]	109,38	109,38	109,38	109,38	109,38	109,38
N_{tot} [kN]	397,95	360,75	309,67	272,47	360,75	272,47
$\sigma_{t,Sd}$ [N/mm²]	0,13	0,15	0,09	0,11	0,13	0,09
$\sigma_{t,Rd}$ [N/mm²]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Verifica	0,67	0,76	0,46	0,55	0,64	0,43

Colonna controventata

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
B [mm]	2500	2500	2500	2500	2500	2500
L [mm]	2500	2500	2500	2500	2500	2500
H [mm]	700	700	700	700	700	700
PP [kN]	109,38	109,38	109,38	109,38	109,38	109,38
N_{tot} [kN]	633,84	596,64	545,56	508,36	596,64	508,36
$\sigma_{t,Sd}$ [N/mm²]	0,17	0,19	0,13	0,15	0,17	0,12
$\sigma_{t,Rd}$ [N/mm²]	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Verifica	0,86	0,95	0,65	0,74	0,83	0,62

11.6. Collegamento colonna – piastra

Il collegamento tra la colonna e la piastra di fondazione avviene mediante saldatura a cordone d'angolo, dimensionata in riferimento al cordone maggiormente sollecitato.

Si calcola la massima sollecitazione che si ha nell'ala della colonna.

$$N_{f,M} = \frac{M_{Sd}}{h - t_f}$$

$$N_{f,N} = N_{Sd} \cdot \frac{b \cdot t_f}{A}$$

$$N_d = N_{f,M} + N_{f,N}$$

Si calcolano le tensioni agenti nel cordone:

$$t_n = \frac{N_d}{2 \cdot a \cdot l}$$

$$t_{//} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot a \cdot l}$$

Quindi si verificano le due condizioni:

$$\sqrt{t_n^2 + t_{//}^2} \leq 0,7 \cdot f_{yk}$$

$$t_n \leq 0,8 \cdot f_{yk}$$

Colonna non controventata

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
$N_{f,M}$ [kN]	492,45	657,93	298,75	464,23	492,45	298,75
$N_{f,N}$ [kN]	105,04	91,50	72,91	59,37	91,50	59,37
N_d [kN]	597,49	749,43	371,66	523,59	583,95	358,12
a [mm]	7	7	7	7	7	7
l [mm]	300	300	300	300	300	300
t_n [N/mm ²]	142,26	178,43	88,49	124,67	139,03	85,27
$t_{//}$ [N/mm ²]	8,44	12,26	6,33	10,15	8,44	6,33
$(t_n^2 + t_{//}^2)^{0,5}$	142,51	178,86	88,72	125,08	139,29	85,50
$0,7 \cdot f_{yk}$	248,50	248,50	248,50	248,50	248,50	248,50
$0,8 \cdot f_{yk}$	284,00	284,00	284,00	284,00	284,00	284,00

Colonna controventata

	COMB1	COMB2	COMB3	COMB4	COMB5	COMB6
$N_{f,M}$ [kN]	492,45	657,93	298,75	464,23	492,45	298,75
$N_{f,N}$ [kN]	190,91	177,36	158,77	145,23	177,36	145,23
N_d [kN]	683,35	835,29	457,52	609,46	669,81	443,98
a [mm]	7	7	7	7	7	7
l [mm]	300	300	300	300	300	300
t_n [N/mm ²]	162,70	198,88	108,93	145,11	159,48	105,71
$t_{//}$ [N/mm ²]	8,44	12,26	6,33	10,15	8,44	6,33
$(t_n^2 + t_{//}^2)^{0,5}$	162,92	199,26	109,12	145,46	159,70	105,90
$0,7 \cdot f_{yk}$	248,50	248,50	248,50	248,50	248,50	248,50
$0,8 \cdot f_{yk}$	284,00	284,00	284,00	284,00	284,00	284,00