

Università degli studi di Firenze

Facoltà di Ingegneria

Corso di laurea in Ingegneria Civile

A.A. 2007 – 2008



Corso di Tecnica delle Costruzioni

Progetto di un capannone in acciaio ad Aosta

Relazione di calcolo

Docenti: Prof. Ing. Paolo Spinelli
Prof. Ing. Giacomo Morano

Revisori: Ing. Galileo Pacini
Ing. Patrizio Puggelli

Studente: Alfredo Neri

Introduzione

La presente relazione riguarda il progetto di un capannone in acciaio, la cui destinazione d'uso è di tipo industriale. Sono assegnati i seguenti dati di progetto:

Ubicazione	Aosta
Lunghezza totale	60 m
Altezza utile	6 m
Luce delle capriate	24 m
Interasse delle colonne	6 m

Come tipo di capriata è stata scelta la Mohnie, con un'inclinazione di falda di 4°

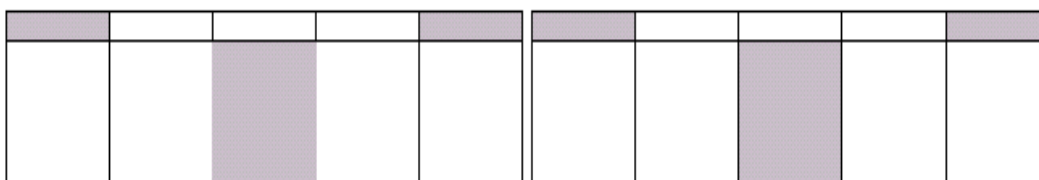
Come tipo di acciaio è stato scelto l'S235 (Fe 360) per la carpenteria, e l'FeB38K per le parti in cemento armato, il quale è di tipo Rck 25.

L'interasse degli arcarecci è stabilito in base al manto usato e ai carichi sulla copertura.

Il capannone, di lunghezza eccessiva, è stato diviso per motivi termici in due metà indipendenti, cioè in due capannoni lunghi trenta metri ciascuno.

Tali capannoni sono controventati in copertura tra le prime due capriate e le ultime due dal controvento di falda, e in parete, tra le due capriate centrali, dal controvento di parete.

Il numero complessivo delle capriate per ogni capannone è 6, per un totale di 12 capriate.



Questa relazione si riferisce alle norme DM 09-gen-1996 e DM 16-gen-1996.

Secondo il DM 09 – gen – 1996, per le parti metalliche, ci si riferisce alla norma CNR 10011

Capitolo 1 -Copertura

1.1 - Azioni che sollecitano la copertura

1.1.1 - Carichi accidentali

Consistono, in base al DM del 16 gennaio 1996, a sovraccarichi d'uso, carico dato dalla neve, dal vento e variazioni termiche.

- Carico neve

Aosta si trova a 583 m s.l.m. in zona I. Per questi valori la norma fornisce un

$$\text{Carico di neve al suolo: } q_{sk} = 1.60 + 3(583 - 200)/1000 = 2.75 \text{ KN/m}^2$$

Una inclinazione delle falde accentuata, se pur vantaggiosa ai fini della neve, si è rivelata, nella fase di verifica dell'arcareccio, troppo gravosa, perché costringe gli arcarecci (travi IPE) a sostenere una forte componente lungo il piano debole, e quindi servirebbero elementi esagerati.

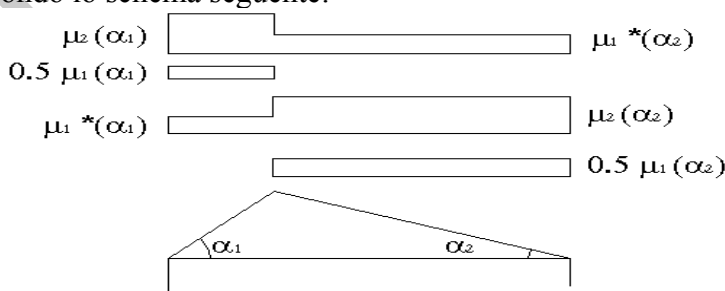
Per questo si è scelta una inclinazione più modesta, che comunque non aumenta di tanto il carico neve, riducendo molto le dimensioni degli arcarecci.

Per una inclinazione delle falde $\alpha = 4^\circ$, sempre per la zona I, si hanno i seguenti coefficienti di forma:

$$\begin{aligned} \mu_1 &= 0.8 && \text{coeff. di forma 1} \\ \mu_2 &= 0.8 && \text{coeff. di forma 2} \\ \mu_1^* &= 0.8 && \text{coeff. di forma 1*} \end{aligned}$$

(i coeff. sarebbero sei ma la simmetria della copertura semplifica le cose, essendo α destro pari ad α sinistro)

La norma prescrive che questi coeff. di forma vengano usati per stabilire le 4 condizioni di carico da neve secondo lo schema seguente:



coefficienti di forma e condizioni di carico		
condizione di carico	falda1	falda2
1	0,80	0,80
2	0,40	-
3	0,80	0,80
4	-	0,40

Si ricava quindi il carico neve sulla copertura per ogni condizione di carico, dalla formula:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk}$$

Come si può vedere in tabella, per la simmetria, le condizioni 1-3 e 2-4 si equivalgono. Ci saranno quindi solo due condizioni di carico:

<i>carico neve</i>	KN/m ²	
condizione di carico	falda1 (2)	falda2 (1)
1	2,20	2,20
2	1,10	-

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Questo procedimento che fa a meno di particolari indagini statistiche, è applicabile a quote minori di 1500 m s.l.m. e fornisce il valore del carico minimo di neve per un tempo di ritorno di 200 anni.

- Azione del vento

La norma, in assenza di studi specifici e per strutture di tipo “usuale”, permette di usare un procedimento semplificato, detto “metodo statico equivalente”.

La norma, in zona I a quota minore di 1000 m s.l.m. fornisce una

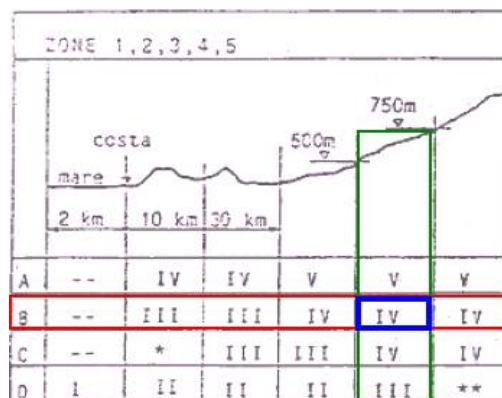
$$\text{Velocità di riferimento: } V_{\text{ref}} = 25 \text{ m/s}$$

dalla quale si ricava la

$$\text{Pressione cinetica di riferimento: } q_{\text{ref}} = V_{\text{ref}}^2 / 1.6 = 390 \text{ N/m}^2$$

Coeff. di esposizione C_e :

Scegliendo l'area in cui sorgerà il capannone come industriale (tipo B “Aree suburbane, industriali, boschive”), per una quota di 583m s.l.m, dalla seguente tabella si ricava la categoria di esposizione:



Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{nim} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Per calcolare il C_e manca ancora l'altezza della struttura. Essendo l'altezza della capriata pari a circa 1/10 della luce, per ora si stima che l'altezza totale della struttura sia 9m ($6 + 24 / 10 = 8.4\text{m}$).

E' possibile ora calcolare il coeff. di esposizione:

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

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

dove:

$z = 9.0$ m quota della struttura

$z_0 = 0.3$ m

$z_{\min} = 8.0$ m

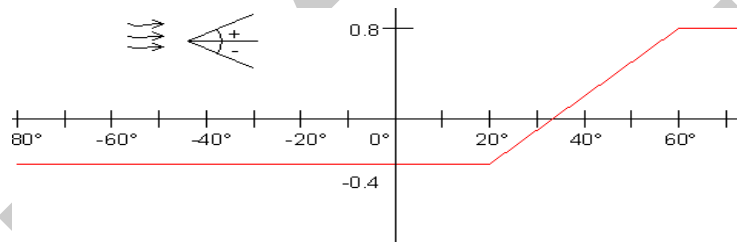
$C_t = 1.0$ coeff. topografico

$K_r = 0.22$ coeff. rugosità

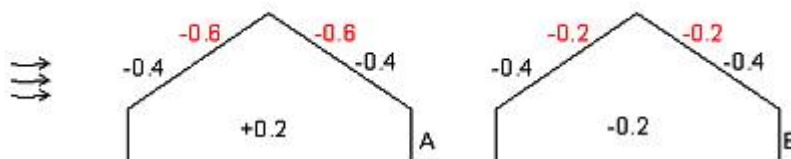
Coeff. esposizione $C_e = 1.71$

Coeff. di forma C_p

La norma fornisce l'andamento di C_p in funzione dell'inclinazione della falda, per semplici strutture (costruzioni complesse richiedono l'esame in galleria del vento):



Il C_p nella copertura, essendo non stagno l'edificio, varierà nei due modi seguenti, che assumono come C_p interno ± 0.2 :



Nel primo caso aumenta il rischio di scoperchiamento, mentre nel caso B diminuisce l'effetto di sostentamento:

Coeff. di forma $C_p = -0.6$ (caso A)
 $C_p = -0.2$ (caso B)

Coeff. dinamico C_d

Si assume il coeff. dinamico pari ad 1

Pressione del vento

$$p = q_{\text{ref}} c_e c_p c_d = -0.40 \text{ KN/m}^2 \text{ Caso A}$$

$$-0.13 \text{ KN/m}^2 \text{ Caso B}$$

- Sovraccarichi variabili

Oltre alle azioni date dall'ambiente (neve e vento) la norma considera un sovraccarico legato all'uso della copertura (manutenzione) ripartito e concentrato:

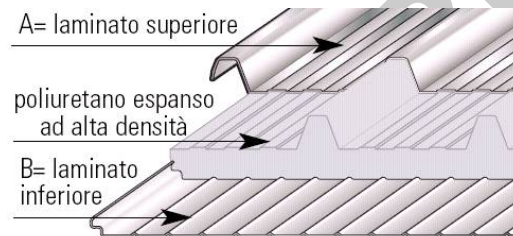
Sovraccarico distribuito: $q = 0.5 \text{ KN/m}^2$

Sovraccarico concentrato: $q = 1.2 \text{ KN}$

- Carichi permanenti

Sono dovuti al peso proprio del manto e degli arcarecci.

Come manto di copertura si è scelto un ALUTECH DACH (o equivalente). Si tratta di un pannello sandwich in due strati di lamiera strutturale in acciaio zincato preverniciato che racchiudono uno strato di poliuretano espanso (isolante termico).



Questi pannelli hanno il vantaggio di essere leggeri, isolanti e di avere una buona capacità portante.

Portata di un pannello di copertura (Kg/m^2)

(la tabella si riferisce a pannelli con spessore delle lamiere superiore di 0.5mm e inferiore di 0.4mm)
spessore pannello (mm) escluso greca

luce (m)	30	40	50	60	80
2	235	297	360	423	880
2,5	186	232	278	324	668
3	143	176	209	243	458
3,5	104	129	154	178	269
4	70	90	111	131	208
4,5	-	-	-	102	166
5	-	-	-	89	122

(è stato scelto questo valore per resistere alla nevicata ultima, di $220\text{Kg/m}^2 \times 1.5 = 330 \text{ Kg/m}^2$)

Peso di un metro quadrato di un pannello di copertura (Kg/m^2)

		spessore pannello (mm) escluso greca				
Spessore lamiera	Peso	30	40	50	60	80
0,4	kg/m^2	8,6	8,9	9,4	9,8	10,6
0,5 - 0,4	kg/m^2	9,6	10	10,4	10,8	11,5
0,5	kg/m^2	10,3	108	11	11,5	12,4

Peso proprio del pannello: 0.104 KN/m^2 (10.4 Kg/m^2)

Per quanto riguarda gli arcarecci, in prima battuta non è possibile stabilire con precisione il loro peso, perché non sono note le dimensioni.

Si sceglie così un carico approssimativo di 0.15 KN/m^2 “spalmando” così l’errore che si commette su tutta la fascia di competenza dell’arcareccio, e non solo sulla sua lunghezza.

$$\text{Peso proprio della copertura completa: } 0.104 + 0.15 = 0.25 \text{ KN/m}^2$$

Nell’eventualità di una sostituzione del manto durante la vita dell’edificio con uno di peso maggiore, si aumentano i pesi propri in questa fase del 50%: 0.40 KN/m^2

1.2 - Arcareccio di copertura

Interasse degli arcarecci:

Come spiegato nel capitolo 2 “capriata”, l’interasse degli arcarecci è stato scelto in modo da poter ottenere maglie nella capriata circa quadrate, per ottimizzarne la portata e semplificare le unioni (maglie rettangolari implicano angoli piccoli e difficile fissaggio delle aste).

Oltretutto questa soluzione, anche se, dato il forte peso della neve, ha bisogno di grossi arcarecci, permette di diminuirne il peso rispetto ad interassi più piccoli, a parità di portata. L’interasse scelto è quindi di 2.005 m.

Schema statico:

Come schema statico, visto che l’interasse tra le colonne è di 6m, e la lunghezza commerciale dei profili è di 12m, si potrebbe sfruttare l’arcareccio come una trave su tre appoggi (costituiti dalle capriate).

Questo richiederebbe agli estremi di ogni fila, un elemento aggiuntivo di 6m, che poggiando su due sole capriate, verrebbe calcolato come trave su due appoggi.

Ci sarebbero quindi due schemi statici:

trave su tre appoggi
trave su due appoggi;

Volendo usare lo stesso profilato per i due schemi, si considererebbero le sollecitazioni e le deformazioni massime per ogni schema, e si ridurrebbero le verifiche solo allo schema che le massimizza:

Schema statico	$ M^{(\max)} $	$ T^{(\max)} $	freccia max
2 appoggi	$\frac{q \cdot l^2}{8}$	$\frac{q \cdot l}{2}$	$\frac{5}{384} \times \frac{q \cdot l^2}{E \cdot J}$
3 appoggi	$\frac{q \cdot l^2}{8}$	$\frac{5}{4} q \cdot l$	$\frac{2}{384} \times \frac{q \cdot l^2}{E \cdot J}$

da questa tabella si vede chiaramente che per la Flessione non c’è differenza, per il Taglio è peggiorativo lo schema a 3 appoggi e per la Freccia quello a 2.

Si sceglie quindi di usare in ogni punto lo schema a due appoggi, per i seguenti motivi:

- semplificazione dei calcoli
- diminuzione del taglio massimo
- evitare lo spreco dovuto al fatto che la freccia peggiore è quella su due appoggi*
- semplificare l'eventuale irrobustimento del controvento

* La lunghezza del capannone, di 60 m, impone l'adozione di un giunto termico, che per semplificare calcoli e parti della struttura conviene inserire nella metà. Questo comporta la suddivisione dell'opera in due capannoni uguali lunghi 30 metri, e per questa lunghezza occorrerebbe usare sia arcarecci di 6 m che di 12 m. In queste condizioni la freccia degli arcarecci corti sarebbe maggiore, e quindi andrebbe verificata solo per quelli, mentre per le sollecitazioni, gli arcarecci lunghi sarebbero sottoposti a un taglio maggiore. Per questo si è scelto di usare direttamente arcarecci corti di 6 m.

Carico totale della copertura:

Dall'analisi dei carichi sono emersi diversi valori da combinare tra loro:

Carichi desunti dall'analisi: (KN/m ²)			
		falda1	falda2
neve	cond1	2,20	2,20
	cond2	1,10	0,00
vento	cond1	-0,40	-
	cond2	-0,13	-
uso	distribuito	0,50	-
pesi propri		0,40	-

a cui va aggiunto un sovraccarico d'uso concentrato di 1.2 KN

Si calcolano quindi le sollecitazioni che derivano dall'applicazione delle azioni calcolate secondo la formula di combinazione, prevista dalla normativa per gli stati limite ultimi, per le verifiche di resistenza:

$$1u) 1.4 \text{ Pesi propri} + 1.5 (\text{Neve} + 0 \text{ Vento}) = 1.4 \times 0.40 + 1.5 (2.20 + 0) = 3.86 \text{ KN/m}^2$$

$$2u) 1.4 \text{ Pesi propri} + 1.5 (\text{Uso} + 0 \text{ Vento}) = 1.4 \times 0.40 + 1.5 (0.50 + 0) = 1.31 \text{ KN/m}^2$$

$$3u) 1 \text{ Pesì propri} + 1.5 (\text{Vento} + 0 (\text{Neve o Uso})) = 1 \times 0.40 + 1.5(-0.40) = -0.20 \text{ KN/m}^2$$

$$4u) 1.4 \text{ Pesì propri} + 1.5 (\text{Uso concentrato} + 0 \text{ Vento}) = 0.56 \text{ KN/m}^2 + 1.8 \text{ KN}$$

Da queste combinazioni si vede che le combinazioni più gravose sono quelle evidenziate.

Per quanto riguarda la 3u), negativa, per la simmetria del profilato è sempre meno gravosa della 1u), anche se va considerata nella verifica dei fissaggi del manto, affinché non si distacchi (questa verifica non è affrontata in questo contesto).

Per le verifiche di deformabilità, saranno da considerare le combinazioni di carico per gli stati limite d'esercizio, minori di quelle sopra indicate:

$$1e) 1 \text{ Pesi propri} + 1 (\text{Neve} + 0 \text{ Vento}) = 1 \times 0.40 + 1 (2.20 + 0) = 2.60 \text{ KN/m}^2$$

$$4e) 1 \text{ Pesi propri} + 1 (\text{Uso concentrato} + 0 \text{ Vento}) = 0.40 \text{ KN/m}^2 + 1.2 \text{ KN}$$

Le condizioni 2e), 3e) sono state omesse perché, in analogia con le 2u) e 3u), meno gravose.

Essendo l'interasse degli arcarecci pari a 2 m, questa sarà anche la larghezza dell'area di influenza di ogni arcareccio.

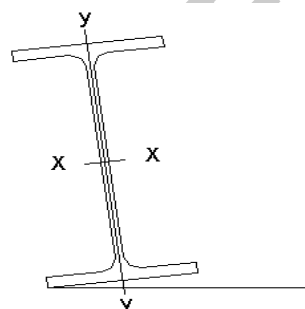
Per ottenere i carichi per unità di lunghezza, da applicare all'arcareccio, è quindi necessario moltiplicare i carichi di cui sopra per 2 m:

Stato limite	Carichi su superficie	Carichi su lunghezza
Ultimo	3.86 KN/m ²	7.72 KN/m
	0.56 KN/m ² + 1.8 KN	1.12 KN/m + 1.8 KN
Esercizio	2.60 KN/m ²	5.20 KN/m
	0.40 KN/m ² + 1.2 KN	0.80 KN/m + 1.2 KN

Verifica di resistenza e scelta del profilato:

Caso A: solo carico distribuito

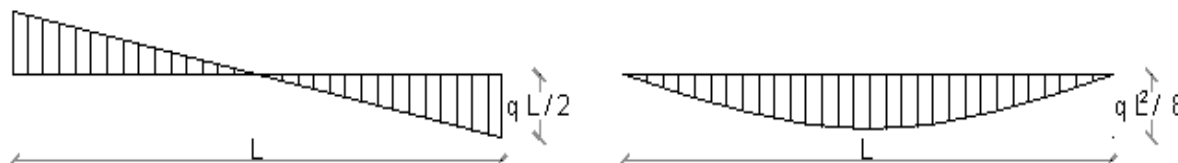
carico q	0.26	KN/m
angolo	4,00	° (pendenza falde)
luce	6,00	m
fsd	235,00	N/mm ²
tipo IPE	220	



Caratteristiche del profilo scelto:

altezza (mm)	base (mm)	spessore anima (mm)	spessore ali (mm)	Jx (cm ⁴)	S1x (cm ³)*	peso (KN/m)	Wy (cm ³)	Wx (cm ³)
220	110,0	5,9	9,2	2772,0	136,6	0,3	37,3	252,0

Per lo schema statico a due appoggi, si hanno i seguenti diagrammi di Taglio e Momento:



$$q_x = q \sin(4^\circ) = 528,75 \text{ N/m}$$

$$q_y = q \cos(4^\circ) = 7561,54 \text{ N/m}$$

$$M_x = q_y L^2 / 8 = 34026,91 \text{ Nm}$$

=

$$M_y = q_x L^2 / 8 = 2379,39 \text{ Nm}$$

=

$$T_x = q_x L / 2 = 1586,26 \text{ N}$$

$$T_y = q_y L / 2 = 22684,61 \text{ N}$$

Dalla formula di Navier si ricava la tensione normale:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 202,28 \text{ N/mm}^2$$

E da quella di Jourawski le tensioni tangenziali (si trascura la τ_{zx} perché T_x è molto piccolo)

$$\tau_{zy} = \frac{T_y S_{1x}}{J_x t_{anima}} = 19,30 \text{ N/mm}^2$$

Le due tensioni andranno combinate con il criterio di Mises:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3\tau_{zx}^2} = 205 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Adesso che si conosce con precisione il peso del profilato, va confrontato con quello stimato per verificare che effettivamente sia una sovrastima:

$$\text{Peso stimato: } 0,15 \text{ KN/m}^2 * 2 \text{ m} = 0,30 \text{ KN/m}$$

$$\text{Peso reale: } 0,26 \text{ KN/m} < \text{Peso stimato} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Si potrebbe a questo punto ricalcolare i carichi con questo nuovo peso, ottimizzando quindi l'uso del materiale. Poiché la differenza di peso tra stimato ed effettivo è comunque piccola rispetto agli altri carichi in gioco, a vantaggio della sicurezza si salta questa ottimizzazione, anche in ragione del fatto che nella zona di controvento i profilati degli arcarecci saranno più pesanti.

Caso B: carico distribuito e concentrato

In questo caso, agli effetti del carico distribuito di cui sopra, vanno sommati quelli del carico concentrato. Si procede quindi per sovrapposizione:

Momento massimo: si ottiene mettendo il carico concentrato in mezzera:



$$F_x = F \sin(4^\circ) = 125,56 \text{ N}$$

$$F_y = F \cos(4^\circ) = 1795,61 \text{ N}$$

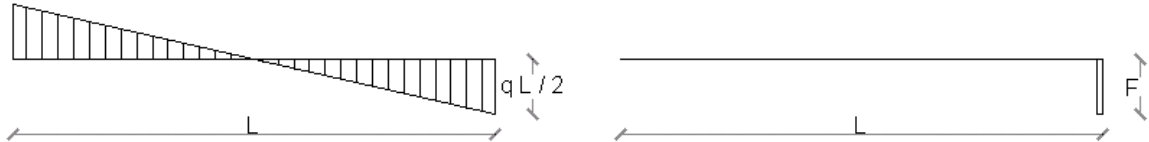
$$q_x = q \sin(4^\circ) = 69 \text{ N/m}$$

$$q_y = q \cos(4^\circ) = 978 \text{ N/m}$$

$$M_x = q_x L^2 / 8 + F_x L / 4 = 496 \text{ Nm} < M_x (\text{caso A}) = 1557 \text{ Nm}$$

$$M_y = q_y L^2 / 8 + F_y L / 4 = 7092 \text{ Nm} < M_y (\text{caso A}) = 22266 \text{ Nm}$$

Taglio massimo: si ottiene mettendo il carico concentrato molto vicino ad un estremo:



$$T_x = q_x L / 2 + F_x = 331 \text{ N} < T_x (\text{caso A}) = 1037,98 \text{ N}$$

$$T_y = q_y L / 2 + F_y = 4728 \text{ N} < T_y (\text{caso A}) = 14843,75 \text{ N}$$

Poiché nel caso B sia il momento che il taglio sono più piccoli di quelli del caso A, la verifica del caso B è coperta da quella del caso A.

Verifica instabilità flessione – torsionale:

Si suppone il manto ben vincolato agli arcarecci, e abbastanza rigido da impedire questa instabilità.

Verifica di deformabilità:

Questa verifica si esegue agli stati limite di esercizio (combinazioni di carico non amplificate).

Per similitudine con il caso precedente, anche agli stati limite di esercizio la combinazione più gravosa è la prima:

$$1e) 1 \text{ Pesì propri} + 1 (\text{Neve} + 0 \text{ Vento}) = 1 \times 0.40 + 1 (2.20 + 0) = 2.60 \text{ KN/m}^2$$

Essendo, per questo carico:

$$q_x = q \sin(4^\circ) = 356 \text{ N/m}$$

$$q_y = q \cos(4^\circ) = 5088 \text{ N/m}$$

$$M_x = q_x L^2 / 8 = 1600,91 \text{ Nm}$$

$$M_y = q_y L^2 / 8 = 22894,09 \text{ Nm}$$

e le caratteristiche del profilato scelto (IPE 220) pari a

$$J_x = 2772 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 205 \text{ cm}^4$$

$$E = 206000 \text{ N/mm}^2$$

si possono ricavare le frecce:

$$f_i = \frac{5}{384} \frac{q_i \cdot l^4}{E \cdot J_i} = \frac{5}{48} \frac{M_i l^2}{E \cdot J_i} \rightarrow f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

$$f_x = 14.22 \quad \text{mm}$$

$$f_y = 15.03 \quad \text{mm}$$

$$f = 20.69 \quad \text{mm} < L / 200 = 30 \text{ mm} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

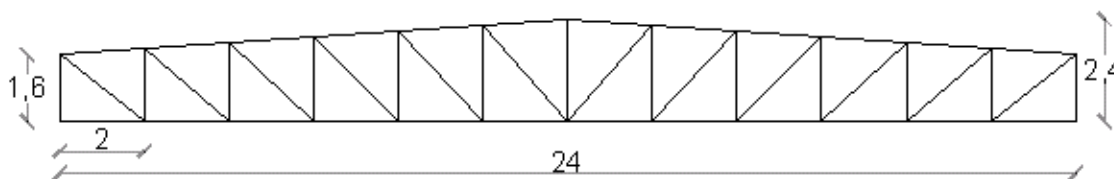
Anche stavolta, essendo i carichi da neve molto più grandi del carico d'uso concentrato, automaticamente è verificato il caso B (combinazione 4e)

Capitolo 2 - Capriata

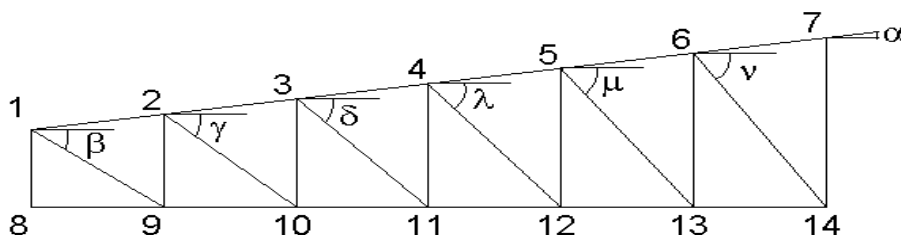
La capriata è realizzata con una travatura reticolare di tipo *Mohnié*, data la lieve pendenza delle falde (4°). Generalmente si adotta una distanza tra i montanti della capriata pari all'interasse degli arcarecci. Allo stesso tempo, si sceglie un'altezza della capriata simile al decimo della sua luce: $24\text{m} / 10 = 2.40\text{ m}$, seguendo una regola empirica.

Poiché è buona norma mantenere il più possibile quadrate le maglie della capriata (al fine di evitare angoli acuti che renderebbero difficile il fissaggio delle aste), si è scelto di assumere come altezza massima, e non come altezza media, la misura di 2.40m.

Lo schema unifilare della capriata sarà dunque:



Essendo una struttura simmetrica, è sempre possibile studiarne solo metà, caricata a seconda dei casi, in modo simmetrico o antisimmetrico:



Le dimensioni geometriche varranno:

Corrente Sup. [m]	Corrente Inf. [m]	Diagonali [m]	Montanti [m]	Angoli [°]
1-2 = 2,005	8-9 = 2,000	1-9 = 2,537	1-8 = 1,561	$\beta = 41,97$
2-3 = 2,005	9-10 = 2,000	2-10 = 2,625	2-9 = 1,701	$\gamma = 44,38$
3-4 = 2,005	10-11 = 2,000	3-11 = 2,718	3-10 = 1,841	$\delta = 46,62$
4-5 = 2,005	11-12 = 2,000	4-12 = 2,815	4-11 = 1,980	$\lambda = 48,72$
5-6 = 2,005	12-13 = 2,000	5-13 = 2,915	5-12 = 2,120	$\mu = 50,67$
6-7 = 2,005	13-14 = 2,000	6-14 = 3,018	6-13 = 2,260	$\nu = 52,49$
			7-14 = 2,400	

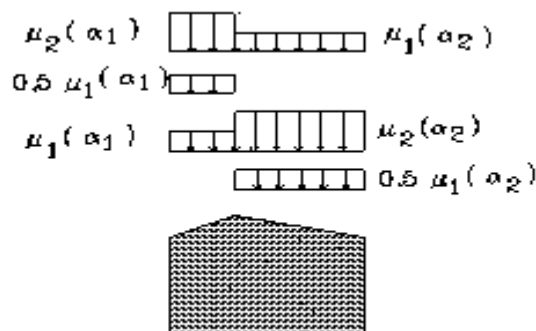
Anche se la capriata è iperstatica in quanto i collegamenti non sono cerniere ma qualcosa di più rigido, è una buona approssimazione calcolarla come isostatica, se le azioni sono concentrate sui nodi, poiché i momenti iperstatici che si generano sono trascurabili.

Analisi delle condizioni di carico sulla capriata.

Per quanto riguarda le combinazioni di carico da applicare, anche in questo caso si suddividono in combinazioni ultime (calcolo delle sollecitazioni) e di esercizio (calcolo delle deformazioni).

Si potrebbe pensare di utilizzare direttamente le reazioni che si hanno sugli appoggi degli arcarecci, ma non è sufficiente.

Questo infatti, implicherebbe che il carico maggiore, la neve, sia distribuita simmetricamente. La norma, che considera anche il caso di nevicata asimmetrica (che può essere dovuta a vento o ad altri fattori) impone diverse combinazioni di carico:



Queste combinazioni riguardano ovviamente solo la neve, e andranno sommate al sempre presente peso proprio e al carico d'uso, secondo le regole degli stati limite.

Come spiegato nel capitolo 1 (copertura e arcarecci), la simmetria della capriata riduce a due le quattro combinazioni di carico sopra descritte, precisamente con i valori:

carico neve		KN/m ²	
condizione di carico		falda1 (2)	falda2 (1)
1		2,20	2,20
2		1,10	-

Oltre al carico neve, saranno presenti:

- sovraccarico d'uso: 0.50 KN/m²
- peso proprio della copertura: 0.40 KN/m²
- peso proprio capriata: 0.65 KN/m² (stimato)

Non si considera il sovraccarico d'uso concentrato perché è una verifica locale, che riguarda il singolo arcareccio.

Il vento:

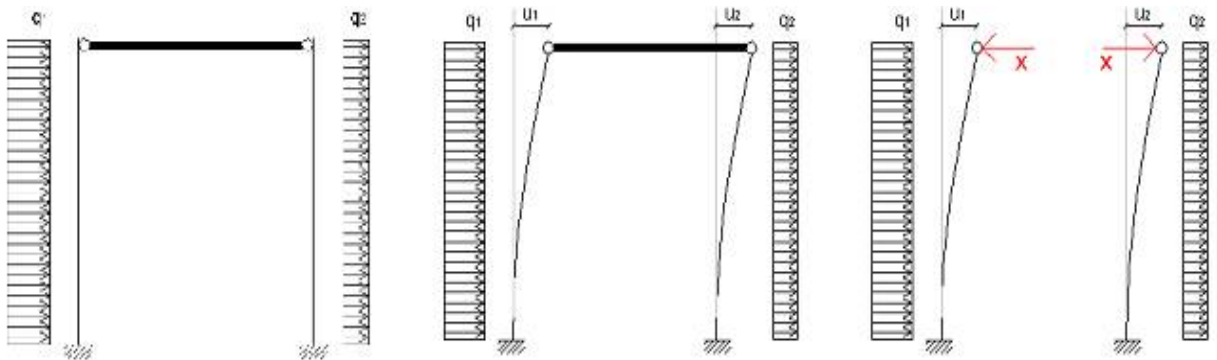
Il vento agirà sulla capriata in due diversi modi:

- pressione superficiale $p = q_{ref} c_e c_p c_d =$
 - 0.40 KN/m² Caso A
 - 0.13 KN/m² Caso B
- forza orizzontale (come spiegato nel capitolo 1)

questa forza sarà trasmessa dalle colonne alla capriata, e tenderà a comprimerla orizzontalmente. Infatti le colonne, su cui scaricano gli arcarecci di parete (ai lati dell'edificio) si infletteranno in base alla pressione del vento.

Ora, essendo diversa tale pressione dalla zona sottovento (es: destra) a quella sopravvento (es: sinistra) del capannone, le colonne su un lato tenderanno ad inflettersi di più di quelle al lato opposto, modificando la luce della capriata, e quindi sforzando il manto.

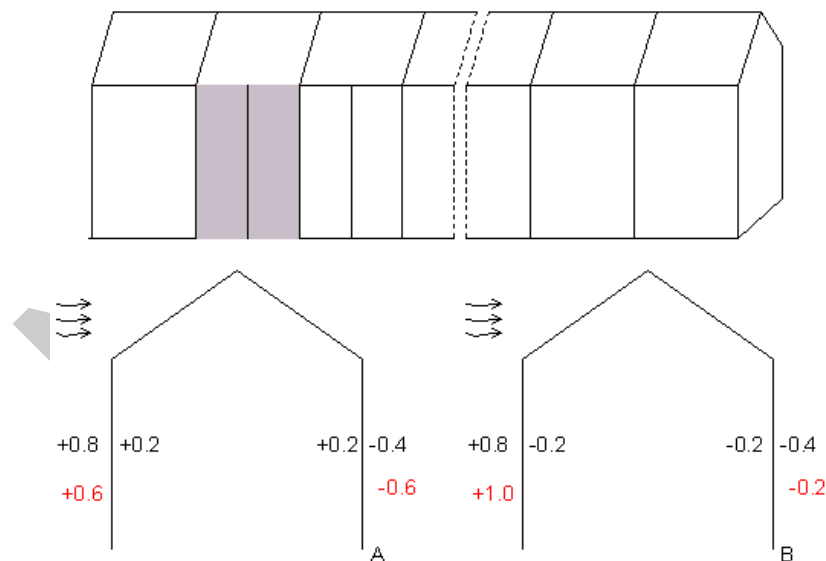
La capriata dovrà quindi distribuire le forze sulla sommità delle colonne, in modo da farle deformare nel solito modo, a destra e sinistra:



Dovrà resistere orizzontalmente alle forze di compressione X , che potranno esserci o non esserci, e questo darà luogo ad una condizione di carico aggiuntiva.

Per trovare la forza X in base ai carichi dati dal vento, si suppone che gli arcarecci di parete siano abbastanza fitti da simulare un carico distribuito.

Seguendo questa ipotesi, si può direttamente passare dal manto di baraccatura alle colonne, in base alla fascia di competenza di ogni colonna:



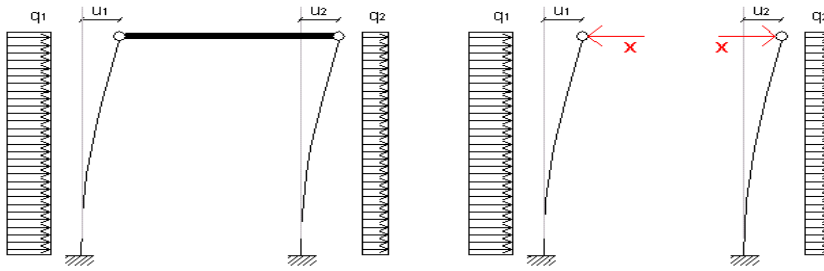
La prima figura mostra la zona competente ad ogni colonna (le colonne agli estremi ne avranno solo metà) che per questo capannone vale 6m x 6m (interasse colonne x altezza del capannone). Siccome la pressione del vento avrà una componente orizzontale anche sulla copertura, conviene, per semplificare i calcoli, sommarla a quella sulle colonne, aumentando l'altezza dell'area di influenza da 6m a 8.4m (altezza totale del capannone)

La seconda figura, mostra il caso di un C_p interno positivo e di uno negativo, come sancito dalla norma.

Essendo nel caso A il C_p destro uguale e contrario al C_p sinistro (e quindi anche le pressioni del vento) le colonne saranno sottoposte allo stesso carico orizzontale, e quindi si muoveranno insieme e la forza X sarà nulla.

Nel caso B, la forza X dovrà compensare la differenza tra la pressione di destra e di sinistra.

Analizzando lo schema statico della capriata:



Si ricava, per congruenza:

$$\begin{cases} u_1 = u_1(Q_1) + u_1(x) \\ u_2 = u_2(Q_2) + u_2(x) \end{cases} \quad u_1 = u_2 \text{ (congruenza)}$$

$$u_1(Q_1) = \frac{Q_1 h^4}{8EJ} \quad u_1(x) = -\frac{xh^3}{3EJ}$$

$$u_2(Q_2) = \frac{Q_2 h^4}{8EJ} \quad u_2(x) = \frac{xh^3}{3EJ}$$

$$\frac{Q_1 h}{8} - \frac{x}{3} = \frac{Q_2 h}{8} + \frac{x}{3}$$

$$x = \frac{3}{16} h(Q_1 - Q_2) = \frac{3}{16} hb(q_1 - q_2) = \frac{3}{16} A(q_1 - q_2)$$

con A = area di influenza, q_i = carico per unità di superficie

qref =	390,63	N/m2
Ce =	1,62	
Cp1 =	1,00	
Cp2 =	-0,20	
q1 =	634,30	N/m2
q2 =	126,86	N/m2
A =	50,40	m2

questi dati forniscono $X = 3/16 A (q_1 - q_2) = 4.8 \text{ KN}$

che dovrà essere sopportata orizzontalmente dalla capriata.

Riepilogo condizioni di carico:

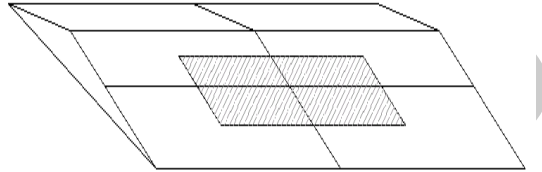
[KN/m²]	Falda 1	Falda 2
Neve	2,20	
	1,10	0,00
Vento	-0,40	
	-0,13	
Pesi propri	1.05	
Uso	0.50	

Oltre a queste, ci sarà una forza orizzontale X di 4.8 KN, causata dal vento.

I carichi verticali della tabella, compreso il peso proprio della capriata, si considerano applicati in corrispondenza dell'unione arcareccio – trave, per semplicità.

Essendo la fascia di competenza di ogni capriata lunga 6m (escluse le capriate agli estremi del capannone, che avranno una lunghezza di competenza dimezzata) e larga 2m (interasse tra gli arcarecci) su ogni nodo che sostiene un arcareccio ci sarà un carico concentrato di:

$$P = q \times \text{lunghezza} \times \text{larghezza}$$



E si ottengono i carichi concentrati sui nodi che sostengono gli arcarecci:

[KN]	Falda 1	Falda 2
Neve	26,40 13,20	0,00
Vento	-4,80 -1,56	
Pesi propri	12.6	
Uso	6.00	

Condizioni di carico

	<i>falda 1</i>	<i>falda 2</i>
1.1) 1.4 Pesi propri + 1.5 (Neve + 0 Vento) =	57 KN	Come falda 1
1.2) 1.4 Pesi propri + 1.5 (Uso + 0 Vento) =	24 KN	come falda 1
1.3) 1 Pesi propri + 1.5 (Vento forte) =	1 KN	come falda 1
1.4) 1.4 Pesi propri + 1.5 (Vento debole) =	9 KN	come falda 1

1.5) 1.4 Pesi propri + 1.5 (Neve asimmetrica + 0 Vento) =	37 KN	17 KN
--	--------------	--------------

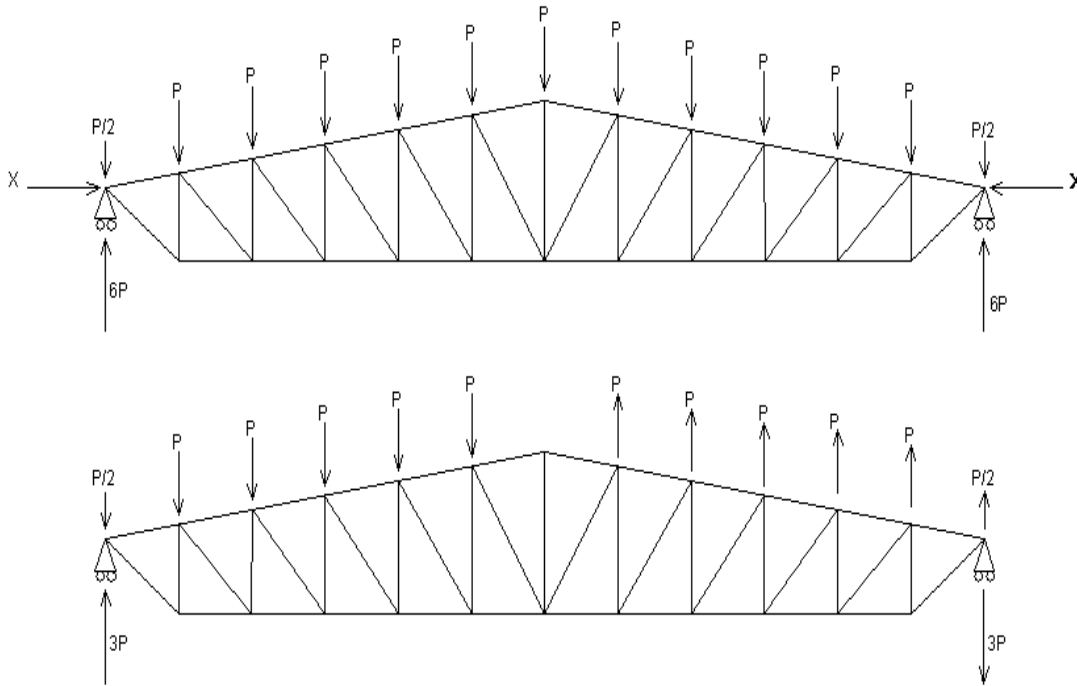
1.6) Combinazione 1.3 + Forza orizzontale amplificata

1.7) Combinazione 1.4 + Forza orizzontale amplificata

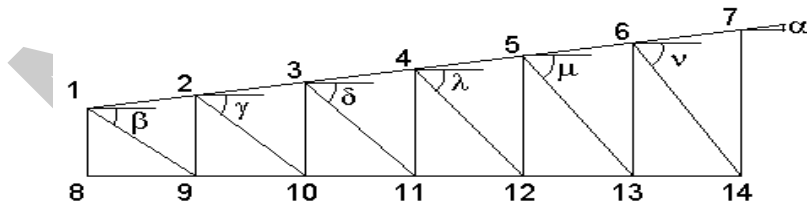
Le combinazioni da considerare sono quindi quelle in grassetto: **1.1; 1.5; 1.6; 1.7**

2.1 - Sforzi sulle aste:

Gli sforzi sulle aste sono stati calcolati con il metodo ai nodi, sia per il caso carico simmetricamente che per il caso carico asimmetricamente. L'appoggio è stato inserito nel nodo 1, per rendere più aderente alla realtà gli sforzi, in particolare quelli orizzontali (in assenza di X non c'è differenza nel posizionare l'appoggio in 1 o in 8, se non per l'asta 1-8):



Gli sforzi sulle aste sono stati calcolati nel seguente modo:



$$N_{1-8} = 0$$

$$N_{8-9} = 0$$

$$N_{1-2} = -N_{1-9} \frac{\cos(\beta)}{\cos(a)} + X \cos(a)$$

$$N_{1-9} = \frac{\frac{P}{2} - V_1}{[\sin(\beta) + \cos(\beta) \tan(a)]}$$

$$N_{2+i-9+i} = -N_{1+i-9+i} \sin(\omega)$$

$$\text{con } i=0,1,\dots,4 \quad \omega = \beta, \gamma, \delta, \lambda, \mu, \nu$$

$$N_{9+i-10+i} = N_{1+i-9+i} \cos(\omega) + N_{8+i-9+i}$$

$$\text{con } i=0,1,\dots,4 \quad \omega = \beta, \gamma, \delta, \lambda, \mu, \nu$$

$$N_{2+i-10+i} = \frac{P - N_{2+i-9+i}}{[\sin(a) + \cos(\omega) \tan(a)]}$$

$$\text{con } i=0,1,\dots,4 \quad \omega = \beta, \gamma, \delta, \lambda, \mu, \nu$$

$$N_{2+i-3+i} = N_{1+i-2+i} - N_{2+i-10+i} \frac{\cos(\omega)}{\cos(a)}$$

$$\text{con } i=0,1,\dots,3 \quad \omega = \beta, \gamma, \delta, \lambda, \mu$$

Per quanto riguarda i nodi 7 e 14, questi hanno formulazioni diverse in base al caso caricato simmetricamente e quello antimetrico. Bisogna ricordarsi che le formule sopra valgono, nel caso antimetrico, per la sola parte sinistra, mentre a destra tutto cambia di segno. Ovviamente per il caso antimetrico la forza X è nulla, in quanto simmetrica.

$$N_{6-7} = \begin{cases} \text{caso antimetrico: } 0 \\ \text{caso simmetrico: } N_{5-6} - N_{6-14} \frac{\cos(v)}{\cos(a)} \end{cases}$$

$$N_{7-14} = \begin{cases} \text{caso antimetrico: } 0 \\ \text{caso simmetrico: } P - 2N_{6-7}\sin(a) \end{cases} \quad \text{già raddoppiato per la simmetria}$$

Adesso è possibile, per ogni condizione di carico, calcolare gli sforzi sulle aste:
(grandezze espresse in KN; compressione = positiva)

Asta	Condizione di carico				Max (compressione)	Min (trazione)	Tipo
	1.1	1.5	1.6	1.7			
1-2	370	159	4	56	370	/	Corrente superiore
2-3	621	261	4	91	621	/	
3-4	779	319	4	113	779	/	
4-5	862	340	4	125	862	/	
5-6	885	333	3	128	885	/	
6-7	857	301	3	123	857	/	
8-9	0	0	0	0	/	/	Corrente inferiore
9-10	-369	-159	0	-51	/	369	
10-11	-619	-261	1	-86	1	619	
11-12	-777	-318	1	-108	1	777	
12-13	-860	-340	1	-119	1	860	
13-14	-883	-332	1	-122	1	883	
1-9	-468	-201	1	-65	/	468	Diagonali
2-10	-329	-134	0	-46	/	329	
3-11	-214	-78	0	-30	/	214	
4-12	-117	-52	0	-16	/	117	
5-13	-33	11; -34	0	-4	11	34	
6-14	42	48; -19	0	6	48	19	
1-8	0	0	0	0	/	/	Montanti
2-9	288	124	0	40	288	/	
3-10	213	87	0	30	213	/	
4-11	145	53	0	20	145	/	
5-12	82	37	0	11	82	/	
6-13	24	-8; 25	0	3	25	8	
7-14	-63	-22	0	-9	/	63	

Per quanto riguarda la condizione di carico 1.5, alcune celle contengono due valori, che sono dati rispettivamente dalla somma della componente simmetrica prima con quella antimetrica di sinistra (concorde) e dopo con la componente antimetrica di destra (discorde).

La reazione vincolare V_1 maggiore sarà data dalla neve (condizione 1.1):

$$V_1 = 6P = 6 \times 48 = 342 \text{ KN}$$

che verrà applicata sulla testa delle colonne laterali. Gli sforzi massimi, di trazione e compressione, sugli elementi principali saranno:

<i>Tipo di asta</i>	<i>Compressione [KN]</i>	<i>Trazione [KN]</i>
Corrente superiore	885	-
Corrente inferiore	1	883
Diagonali	48	468
Montanti	288	55

2.2 - Dimensionamento dei profili delle aste della capriata.

Vediamo ora di dimensionare i profili che compongono la travatura reticolare della capriata e di compiere le necessarie verifiche.

I profilati scelti sono del tipo “a L a lati disuguali (UNI 5784-66)”, accoppiati tra loro tramite calastrelli ad un certo interasse. Sarebbe impensabile scegliere un profilato diverso per ogni asta sia per motivi di natura economica che per problemi di giunzioni e di montaggio.

Per questo ci saranno solo quattro gruppi diversi di profilati cioè quelli che compongono il **corrente superiore**, il **corrente inferiore**, le **diagonali** e i **montanti**. Ogni gruppo sarà dimensionato in base agli sforzi massimi sul singolo membro.

Prima di eseguire la scelta e la verifica dei profilati, bisogna tenere ben presenti i tipi di giunzione adottate nell'assemblaggio. Tenendo conto che è conveniente saldare il più possibile in officina e imbullonare in cantiere, la capriata verrà assemblata in officina, in modo tale che in cantiere sarà completata con operazioni semplici ed economiche: si realizza in officina mezza capriata alla volta, con una lunghezza di 12 m, (ben trasportabile), poi in cantiere si provvede a imbullonare le due mezze capriate reciprocamente e con le colonne.

2.2.1 - Corrente superiore

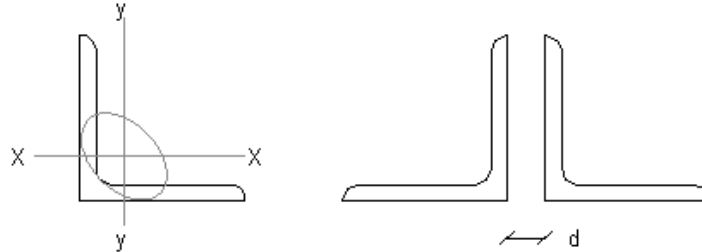
Il massimo sforzo di compressione è pari a **885 KN** relativo all'asta 5-6 nella prima condizione di carico (neve simmetrica). È importante capire il comportamento di questo elemento sia nel piano di falda, che nel piano della capriata, piani che sono mutuamente ortogonali.

Comportamento del corrente superiore nel piano della capriata: si comporta come una trave su più appoggi, ritenendo trascurabile il contributo stabilizzante dei montanti, perché più leggeri. La lunghezza libera di inflessione è quindi pari alla distanza appoggio-appoggio (cioè alla distanza tra i nodi della capriata) $l_0 = 2005 \text{ mm}$ ($\beta = 1$).

Comportamento del corrente superiore nel piano di falda: in questo piano la presenza del controvento di falda impedisce lo sbandamento laterale della capriata nel medesimo piano. Quindi l'unica deformata possibile è quella che unisce i vari nodi del controvento. Essendo questo posto in ogni campo, anche in questo caso vale $l_0 = 2005 \text{ mm}$ ($\beta = 1$).

Caratteristiche del profilo : 2 L 100 x 200 x 10 accoppiate

h [mm]	b [mm]	t [mm]	A [cm ²]	ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	ρ_{min} [cm]	e_y [cm]	acciaio	q [KN/m]
200	100	10	29.2	6.46	2.68	2.15	2.01	S 235	0.23



Essendo il caso di aste accoppiate compresse, la norma CNR 10011 fornisce un metodo risolutivo semplificato, a patto che le aste siano “ravvicinate”.

Questo significa rispettare le seguenti ipotesi:

- *distanza tra le aste:* $d \leq 3t$ (minore o uguale a 3 volte lo spessore)
- *interasse calastrelli:* $i < 50 \rho_{min}$ (per S235, raggi inerzia minimi del singolo profilo)
- *numero di calastrelli:* **almeno 2**

Essendo lo spessore t del singolo profilato pari a 10mm, lo spessore massimo dei calastrelli potrà valere 30mm.

Poiché non è utile realizzare calastrelli di spessore 30 mm, che richiederebbero piastre di nodo di pari altezza, ma al contempo abbassare troppo “ d ” riduce i vantaggi del profilo accoppiato, si è scelto in questo caso una distanza tra i profili pari a 1.5cm (15mm).

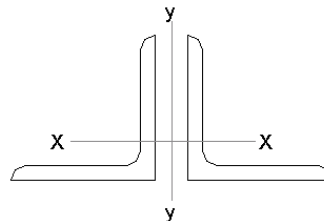
Allo stesso tempo, essendo ρ_{min} (raggio inerzia minimo) del singolo profilo pari a 2.15cm, i calastrelli non dovranno essere distanti più di 108cm.

La seconda ipotesi è inclusa (in questo caso) nella terza, in quanto ci dovranno essere almeno 2 calastrelli, ed essendo la lunghezza di inflessione pari a 2.005m, l’interasse dei calastrelli scenderà a 67cm, minore di 118cm.

In questo caso, per uniformare la distanza dei calastrelli con le altre parti della capriata, sono stati scelti 3 calastrelli con interasse di 50.13cm.

Snellezze dell’elemento accoppiato:

Il profilo accoppiato ha assi principali paralleli ai lati:



Per calcolare le snellezze è necessario valutare i raggi di inerzia del profilo accoppiato:

$$\rho_{x,acc} = \sqrt{\frac{2J_x}{2A}} = \sqrt{\frac{J_x}{A}} = \rho_x \quad \rho_{y,acc} = \sqrt{\frac{2J_y + 2AD^2}{2A}} = \sqrt{\rho_y^2 + D^2}$$

dove “D” è la semi-distanza tra i baricentri dei profilati, pari a $d/2 + e_y$, con e_y coordinata (eccentricità) del baricentro lungo x. Quindi, mentre nel primo caso non cambia nulla, nel secondo il termine “d” partecipa al momento di trasporto in modo abbastanza pesante.

Ecco il motivo per cui lo spessore “d” dei calastrelli è importante.

Una volta noti i raggi di inerzia, si ricavano le snellezze:

$$\lambda_{x,acc} = \frac{l_{0x}}{\rho_{0x}} \quad \lambda_y = \frac{l_{0y}}{\rho_{0y}}$$

Quanto detto per ρ_y (e λ_y) vale nel caso di unione perfetta (le L sono diventate una T). I calastrelli non riescono a unire perfettamente i due profilati, e per questo la norma obbliga a considerare una snellezza aggiuntiva:

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{\rho_{min}}$$

dove l_1 = interasse tra i calastrelli, ρ_{min} = raggio inerzia minimo della sezione.

questa snellezza va sommata a quella relativa all’asse che non taglia i profili (y-y):

$$\lambda_{y,eq} = \sqrt{\lambda_{y,acc}^2 + \lambda_1^2}$$

Una volta trovata la snellezza equivalente lungo y, la si confronta con quella lungo x, e presa la maggiore si ricava ω (coeff. omega) dalla tabella 7-IIc (coeff. per acciaio S235) della norma CNR 10011.

Con ω è possibile trasformare la verifica di instabilità in una verifica di resistenza:

$$\sigma = \frac{N_{critico}}{A} = \frac{N\omega}{A} < f_{sd}$$

In questo caso (corrente superiore) si ha:

$$\rho_{x,acc} = \rho_x = 6.46 \text{ cm}$$

$$\rho_{y,acc} = \sqrt{\rho_y^2 + D^2} = 3.85 \text{ cm}$$

$$(D = \frac{d}{2} + e_y = 2.76 \text{ cm})$$

$$\lambda_{x,acc} = \frac{l_{0x}}{\rho_{x,acc}} = 31.04$$

$$\lambda_{y,acc} = \frac{l_{0y}}{\rho_{y,acc}} = 52.12$$

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{\rho_{min}} = 23.41$$

$$\lambda_{y,eq} = \sqrt{\lambda_{y,acc}^2 + \lambda_1^2} = 57.09$$

e quindi la snellezza maggiore è quella lungo y, che comporta un coeff. $\omega = 1.30$

è possibile ora verificare il profilo accoppiato a instabilità a carico di punta con una semplice verifica di resistenza:

$$\sigma = \frac{N_{\text{critico}}}{A} = \frac{N_{\theta}}{A} = 197 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

La verifica di instabilità non tiene conto di eventuali forature, perchè è una verifica globale. Nella sezione centrale della capriata il corrente superiore sarà indebolito da fori, quindi in questo caso, la verifica di instabilità non è detto che comprenda quella di resistenza.

Si suppone che ci siano due file di bulloni M16, con relativo foro di 17mm. L'area di profilato perso per ogni foro vale $t_p \times \phi = 10\text{mm} \times 17\text{mm} = 1.7 \text{ cm}^2$. Essendoci due file di bulloni, in totale l'area persa sarà di 3.4 cm^2 .

$$\sigma = \frac{N}{A_{\text{eff.}}} = \frac{N}{A_{\text{tot}} - A_{\text{persa}}} = 171 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

2.2.2 - Montanti

Anche i montanti sono aste compresse, con uno sforzo di **288 KN**. La loro lunghezza parte da un minimo di 1.56m ad un massimo di 2.40m, data l'inclinazione delle falde.

La verifica è stata fatta direttamente sull'asta da 2.40m, verificata con 3 calastrelli, ad un interasse di 60cm.

Per il montante più corto, l'interasse dei calastrelli sarebbe troppo piccolo (circa 40cm), quindi si sceglie di dividere in due gruppi i montanti, in base alla loro lunghezza.

Avremo per il primo gruppo (aste 1-8 e 2-9) 2 calastrelli, e per i montanti rimanenti 3, per avvicinare l'interasse di questi ai 50cm.

La verifica di seguito descritta, comunque, è soddisfatta sull'asta più lunga con 3 calastrelli, essendo in tutti gli altri casi l'interasse dei calastrelli sempre minore di 60cm, e le aste sempre più corte di 2.40m.

Caratteristiche del profilo : 2 L 60 x 80 x 10 accoppiate

h [mm]	b [mm]	t [mm]	A [cm ²]	ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	$\rho_{\min}$ [cm]	e_y [cm]	tipo acciaio	q [KN/m]
80	60	10	13.1	2.48	1.71	1.27	1.64	S 235	0.11

I calastrelli sono 3 con interasse di 60cm e lo sforzo normale N applicato è di 268 KN.

La lunghezza libera d'inflessione, sia lungo X che Y, vale stavolta 2.40m.

Con questi dati si ha:

$$\rho_{x,acc} = \rho_x = 2.48cm$$

$$\rho_{y,acc} = \sqrt{\rho_y^2 + D^2} = 2.94cm$$

$$(D = d + e_y = 2.39cm)$$

$$\lambda_{x,acc} = \frac{l_{0x}}{\rho_{x,acc}} = 96.77$$

$$\lambda_{y,acc} = \frac{l_{0y}}{\rho_{y,acc}} = 81.67$$

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{\rho_{min}} = 47.24$$

$$\lambda_{y,eq} = \sqrt{\lambda_{y,acc}^2 + \lambda_1^2} = 94.35$$

e quindi la snellezza maggiore è quella lungo X, che comporta un coeff. $\omega = 1.95$

è possibile ora verificare il profilo accoppiato a instabilità a carico di punta con una semplice verifica di resistenza:

$$\sigma = \frac{N_{critico}}{A} = \frac{N\omega}{A} = 214N/mm^2 < f_{sd} \quad [VERIFICATO]$$

2.2.3 - Corrente inferiore

Corrente inferiore e diagonali sono tesi, se non per sforzi minimi trascurabili.

Il massimo sforzo di trazione è pari a **883 KN**. Trattandosi di un'asta tesa si deve compiere la **verifica di resistenza**. Il corrente inferiore viene realizzato come un pezzo unico, saldato alle varie piastre di nodo. La parte centrale viene imbullonata da una parte, occorre quindi operare in sicurezza effettuando una riduzione dell'area resistente.

Supponendo che la giunzione venga effettuata con bulloni di diametro 16mm su due file, che comporteranno fori di 17mm, si potrà definire la sezione resistente, e cioè l'Area efficace:

per ogni profilo la parte di area tolta dai fori, sarà $A_{bullonatura} = 2 \Phi \times t$, con t pari allo spessore del profilato e Φ pari al diametro del foro.

L'area persa per ogni profilato sarà quindi, supponendo uno spessore del profilato di 10mm, pari a 3.4 cm^2 .

Caratteristiche del profilo : 2 L 100 x 150 x 10 accoppiate

h [mm]	b [mm]	t [mm]	A [cm ²]	A _{eff} [cm ²]	acciaio	q [KN/m]
150	100	10	24.2	20.08	S 235	0.19

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{883000N}{2 \cdot 2008mm^2} = 220N/mm^2 < f_{sd} \quad [VERIFICATO]$$

Anche in questo caso ci saranno 3 calastrelli, con interasse di 50cm.

2.2.4 - Diagonali

Anche le diagonali sono elementi tesi, e in un caso imbullonati con medesimi bulloni M16. Essendo lo spessore di questi profilati 10mm e il diametro del foro 17mm, l'area persa sarà di 1.7 cm².

Per uniformare anche esteticamente diagonali e montanti, si è scelto il medesimo profilo, con unica differenza lo spessore: difatti i montanti, sottoposti a carico di punta, avranno spessore di 10mm, mentre le diagonali di 8mm.

Stavolta lo sforzo di trazione è pari a 468 KN.

Caratteristiche del profilo : 2 L 60 x 80 x 10 accoppiate

h [mm]	b [mm]	t [mm]	A [cm ²]	A _{eff} [cm ²]	acciaio	q [KN/m]
80	60	10	13.1	11.4	S 235	0.10

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{468000N}{2 \cdot 1140mm^2} = 205N/mm^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Come nel caso dei montanti, la lunghezza delle diagonali è variabile, e parte da un minimo di 2.53m ad un massimo di 3.02m.

I calastrelli necessari per legge sarebbero 2, in quanto le aste sono tese, ma per uniformare tutta la struttura, si scelgono 4 calastrelli, che saranno distanziati nel caso della diagonale più corta 50cm, nel caso della più lunga 60cm.

2.3 - Controllo sul peso proprio

Lo studio della capriata termina con il controllo del peso proprio, precedentemente stimato a 0.35 KN/m².

Per ogni categoria di aste ne è stato individuato il peso al metro, e quindi, moltiplicandolo per la lunghezza totale del gruppo di aste considerato, si ricava il peso di diagonali, correnti e montanti:

	Corrente sup.	Corrente inf.	Montanti	Diagonali
Lunghezza	24.06m	24m	27.73m	33m
Peso/lunghezza*	0.23 KN/m	0.19KN/m	0.10 KN/m	0.10KN/m
Peso	11.04KN	9.12KN	5.55KN	6.66KN
Peso totale	32.37 KN			

*della singola asta, per determinare il peso totale è necessario raddoppiare questo valore

Questo peso non è comprensivo delle piastre di unione e dei sistemi di fissaggio, per questo si aumenta del 20%.

Essendo l'area di influenza di ciascuna capriata (tranne quelle agli estremi, che ne hanno la metà) pari a $6\text{m} \times 24\text{m} = 144\text{m}^2$, il peso per unità di superficie vale:

$$q = \frac{32.37\text{KN} \cdot 1.2}{144} = 0.27\text{KN} / \text{m}^2 < q_{\text{stimato}} = 0.65\text{KN/m}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

L'errore commesso nella stima del peso proprio della capriata, assieme a quello del peso proprio della copertura, è sfruttato per la zona dei controventi (per non dover irrobustire la capriata ma premiare l'uniformità) e per rendere possibile una eventuale sostituzione del manto con uno di tipo più pesante durante la vita dell'edificio. Lo spreco di materiale nelle capriate non controventate è bilanciato dall'uniformità: tutte le capriate sono identiche e realizzate con i medesimi profili.

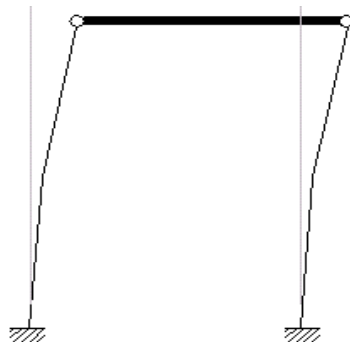
2.4 - Verifica al vento ascensionale

Quando sono stati verificati gli sforzi nelle aste della capriata, si è fatto riferimento a dei carichi stimati.

In realtà sia il carico dato dal manto che quello dei pesi propri delle aste sono più bassi, e ne consegue che il vento, ascensionale, tende a far sollevare la capriata, e si crea uno sforzo normale nel corrente inferiore e nelle diagonali. In particolare il corrente inferiore è molto snello, e in presenza di sforzo normale richiede una tiranteria.

2.4.1 - Analisi dei carichi (noti)

La combinazione che ci interessa è quella del vento forte con forza orizzontale (la 1.6). La forza orizzontale è quanto richiedono le colonne laterali alla capriata per muoversi insieme, cioè è la forza necessaria affinché lo schema statico della sezione del capannone sia di questo tipo:



Il carico totale dato dalla capriata è pari a 0.27KN/m^2 , come descritto nel paragrafo precedente.

Per quanto riguarda il manto di copertura:

$$\begin{aligned}
 - \text{ arcarecci: } & \text{ peso lineare} = 0.26 \text{ KN/m} \\
 & \text{ peso totale} = 0.26 \times 6\text{m} \times 13 \text{ arcarecci} = 20.28 \text{ KN} \\
 & q_{\text{arcarecci}} = 20.28 \text{ KN} / (6\text{m} \times 24\text{m}) = 0.14 \text{ KN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$- \text{ manto: } q_{\text{manto}} = 0.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pesi propri totali: } 0.27 + 0.14 + 0.104 = \mathbf{0.51 \text{ KN/m}^2}$$

Carico del vento:

Già calcolato in questo capitolo: $\mathbf{-0.40 \text{ KN/m}^2}$

Forza orizzontale:

Già calcolata in questo capitolo: $\mathbf{4.8 \text{ KN}}$

Combinazione:

$$\begin{aligned}
 & 1 \times \text{Pesi propri reali} + 1.5 \times \text{Vento forte} + 1.5 \times \text{Forza orizzontale} = \\
 & = 1 \times 0.51 \text{ KN/m}^2 - 1.5 \times 0.40 \text{ KN/m}^2 + 1.5 \times 4.8 \text{ KN} = \mathbf{-0.09 \text{ KN/m}^2 + 7.2 \text{ KN}}.
 \end{aligned}$$

Su ogni nodo capriata – arcareccio graverà un carico $Q = -0.09 \times 6\text{m} \times 2\text{m} = \mathbf{-1.08 \text{ KN}}$.

Calcolando gli sforzi sulle aste allo stesso modo dei paragrafi precedenti, si ottiene: (gli sforzi negativi sono di trazione)

Corrente Sup.[m]	Corrente Inf.[m]	Diagonali [m]	Montanti [m]
1-2 = 0	8-9 = 0	1-9 = 10	1-8 = 0
2-3 = -6	9-10 = 8	2-10 = 7	2-9 = -6
3-4 = -9	10-11 = 13	3-11 = 5	3-10 = -4
4-5 = -11	11-12 = 16	4-12 = 3	4-11 = -3
5-6 = -12	12-13 = 18	5-13 = 1	5-12 = -2
6-7 = -12	13-14 = 19	6-14 = 0	6-13 = -1
			7-14 = 1

La reazione vincolare in testa alla colonna vale $\mathbf{-6.5 \text{ KN}}$

Come si può notare, anche se si generano degli sforzi di trazione, questi sono comunque molto piccoli.

Si verifica solo il corrente inferiore, dato che le diagonali, sono costituite dagli stessi profilati dei montanti, progettati per sostenere uno sforzo di compressione di un ordine di grandezza più grande, e dato che la loro lunghezza è simile a quella dei montanti.

2.4.2 - Verifica del corrente inferiore della capriata:

Lo sforzo normale massimo è di 19 KN, mentre la lunghezza libera d'inflessione è 24m.

Tale lunghezza libera, provoca una snellezza massima pari a 683, superiore a 200 (limite imposto dalla norma CNR 10011 per elementi principali quali travi e colonne).

Anche se lo sforzo normale è minimo, occorre quindi restringere la lunghezza libera d'inflessione. Dividendo la luce della capriata in 4 parti, si ottengono lunghezze libere d'inflessione di 6m, che portano a snellezze ammissibili. Questa divisione è ottimale, perché consente di "aggrappare" i tiranti direttamente ai montanti di facciata, che scaricano a loro volta sul controvento di falda, evitando l'uso di un ulteriore controvento.

Lo sforzo normale che scorrerà nel tirante, atto a impedire l'instabilizzarsi del corrente inferiore delle capriate, sarà pari a $N/100 \times n$, dove N è lo sforzo normale massimo nel corrente (19 KN), e n è il numero di capriate (6).

$$N_{\text{tirante}} = 6 \times 20/100 = 1.2 \text{ KN}$$

Il tirante dovrà avere un'area minima di $1.2 \times 1000 / 235 = 0.03 \text{ cm}^2$. (235 = tensione ultima nell'acciaio).

Come tirante si sceglie quindi un tondo $\Phi = 10 \text{ mm}$ (con area pari a 0.78 cm^2)

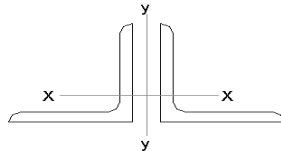
Si omette la verifica dei montanti di facciata alla forza trasferita dal tirante perché trascurabile rispetto le altre forze in gioco.

Corrente inferiore

Caratteristiche del profilo : 2 L 100 x 200 x 10 accoppiate

h [mm]	b [mm]	t [mm]	A [cm ²]	ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	$\rho_{\min}$ [cm]	e_y [cm]	acciaio	q [KN/m]
200	100	10	29.2	6.46	2.68	2.15	2.01	S 235	0.23

Il profilo accoppiato ha assi principali paralleli ai lati; $L_{ox} = L_{oy} = 6\text{m}$



$$\rho_{x,\text{acc}} = \rho_x = 6.46 \text{ cm}$$

$$\rho_{y,\text{acc}} = \sqrt{\rho_y^2 + D^2} = 3.85 \text{ cm}$$

$$(D = \frac{d}{2} + e_y = 2.76 \text{ cm})$$

$$\lambda_{x,\text{acc}} = \frac{l_{0x}}{\rho_{x,\text{acc}}} = 92.88$$

$$\lambda_{y,\text{acc}} = \frac{l_{0y}}{\rho_{y,\text{acc}}} = 155.96$$

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{\rho_{\min}} = 69.77$$

$$\lambda_{y,\text{eq}} = \sqrt{\lambda_{y,\text{acc}}^2 + \lambda_1^2} = 170.86$$

e quindi la snellezza maggiore è quella lungo y, che comporta un coeff. $\omega = 4.30$

$$\sigma = \frac{N_{\text{critico}}}{A} = \frac{N\omega}{A} = 15 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Capitolo 3 - Controvento di falda

3.1 - Introduzione

Le coperture realizzate mediante le travature reticolari fra loro parallele devono essere controventate per limitare la lunghezza libera di inflessione delle briglie superiori delle capriate fuori dal loro piano.

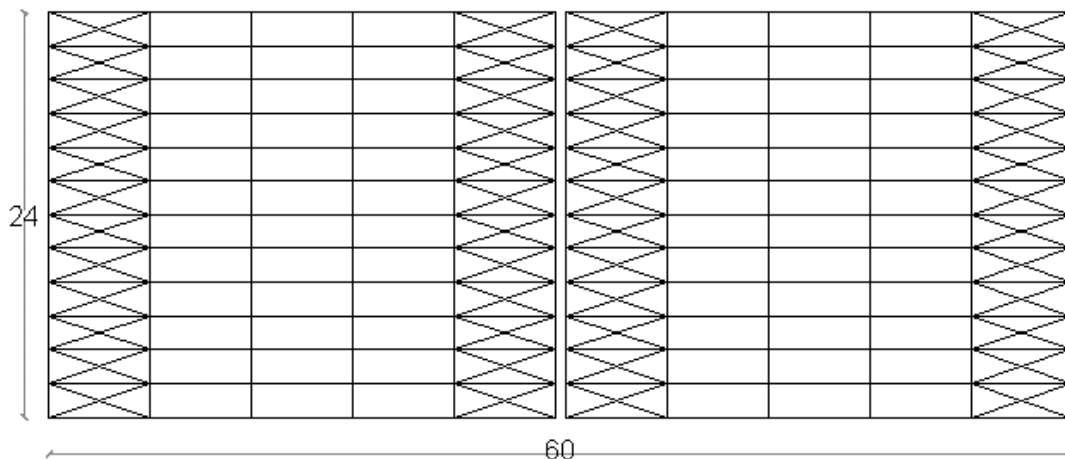
I controventi di falda sono disposti in corrispondenza delle due estremità del capannone, e hanno la duplice funzione di :

- Assorbire le azioni portate dal vento sul frontale;
- Assorbire l'azione di trascinamento del vento sulla falda;
- Impedire l'instabilizzarsi delle briglie superiori delle capriate nel piano di falda;

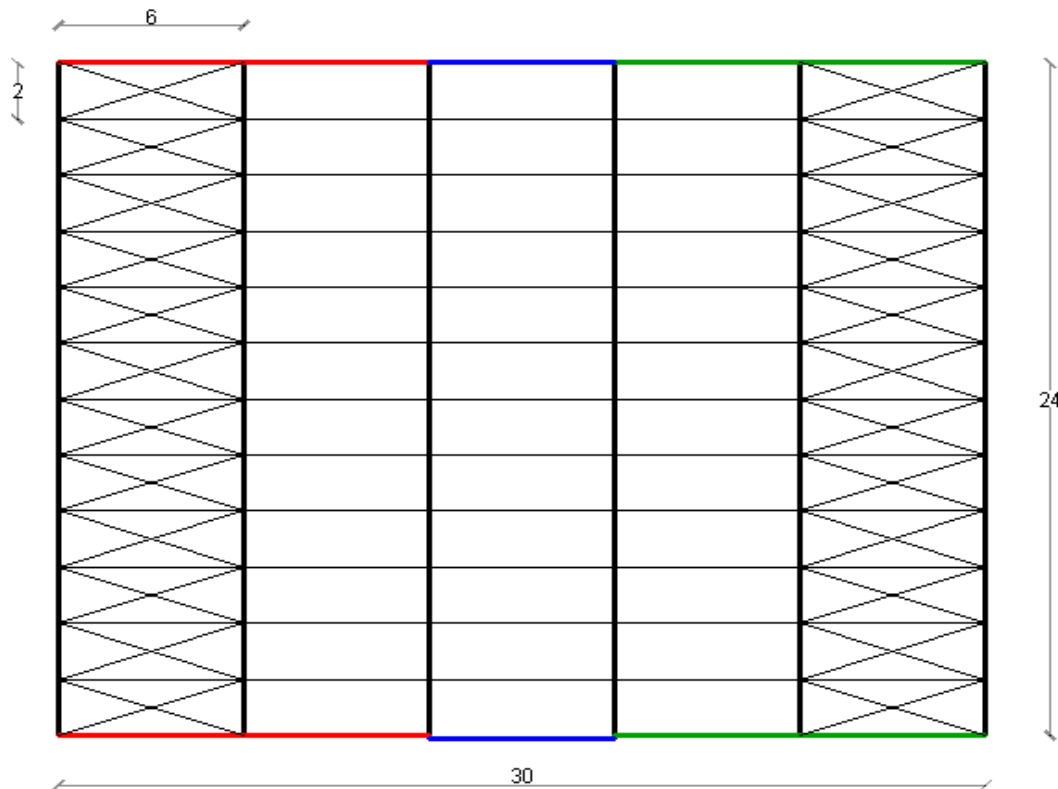
La scelta di disporre i controventi in testa e al termine della pianta del capannone, fa sì che gli arcarecci di falda, che sono già impegnati a flessione a causa dei carichi (Capitolo 1) non vengano pressoinflessi, cosa che comporterebbe un aumento della loro sezione.

In questo modo invece, essendo l'unico controvento mutuamente funzionante (per le azioni di trascinamento e di instabilità) quello sopravento, gli arcarecci che non gli appartengono sono sempre tesi e non c'è pericolo di instabilità. Le azioni sul frontale, invece, vengono assorbite dal relativo controvento.

La divisione del capannone in due parti, per motivi termici (un giunto termico ogni 50m massimo) comporta l'utilizzo di quattro controventi, due per ogni semi-capannone:



Gli unici arcarecci compressi, oltre a quelli propri del controvento in funzione, saranno quelli di bordo, che dovranno trasmettere le azioni risultanti dal controvento di falda al controvento di parete, necessariamente unico per cause di tipo termico, che sarà situato tra le due colonne centrali:



La figura mostra la pianta del semi-capannone, dove le aste nere più marcate sono le capriate, le rosse gli arcarecci di bordo compressi e le verdi quelli tesi (per un vento che arriva da sinistra). Le aste blu rappresentano dove verrà posizionato il controvento di parete.

Ogni maglia del controvento è dotata di due diagonali, ma essendo queste molto snelle, non lavorano mai in coppia, perché all'entrare in trazione dell'una si manifesta l'instabilizzarsi dell'altra per compressione, ed è possibile studiare la trave di controvento come isostatica.

3.2 - Azioni sul controvento

Come già accennato, le azioni sul controvento provengono dal vento di trascinamento longitudinale sulle falde, dal vento sui frontali e dall'instabilizzazione della briglia superiore delle capriate (compressa).

3.2.1 - Azione di trascinamento longitudinale

Questa azione è dovuta all'attrito tra vento e manto, quantificabile secondo il DM del 1996 relativo ai carichi sugli edifici, nel seguente modo:

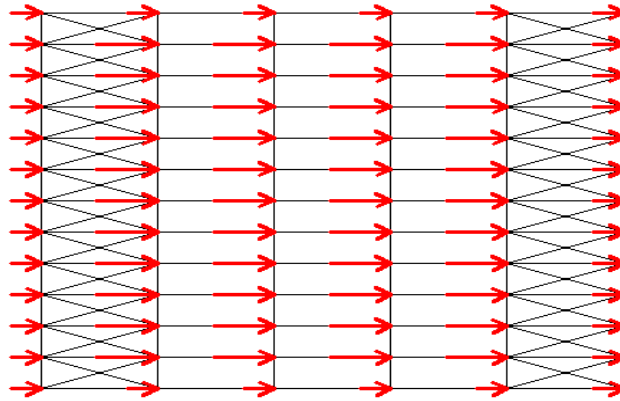
Azione tangente del vento $p_f = q_{ref} c_e c_f = 0.03 \text{ KN/m}^2$

Dove:

$q_{ref} = 390 \text{ N/m}^2$ come spiegato nel capitolo 1 "copertura"
 $c_e = 1.71$ “

$c_f = 0.04$ essendo la lamiera grecata una superficie scabra

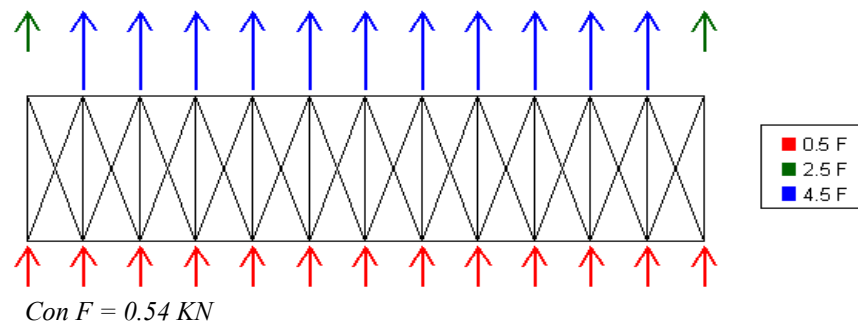
Essendo l'area di competenza di ogni arcareccio pari a $2\text{m} \times 6\text{m} = 12\text{m}^2$ su ogni nodo della briglia superiore della capriata sarà presente una forza longitudinale di 0.36 kN (le zone sul bordo avendo solo mezza area di influenza ne trasferiranno la metà).



Nella figura sono visibili i punti sollecitati dall'intera forza e i punti con forza dimezzata. Nella realtà i punti agli angoli della pianta sono sollecitati da una forza pari a un quarto della forza intera, ma per ragioni semplificative e a vantaggio della sicurezza, si considerano sollecitati dalla metà della forza, come gli altri punti sul bordo.

Operando con il metodo agli stati limite, il valore trovato va moltiplicato per 1.5 passando da 0.36 kN a 0.54 kN

Come detto i controventi funzioneranno uno alla volta, e su ognuno, durante il suo utilizzo, si trasferiranno le forze appena viste (di trascinamento longitudinale) nel seguente modo:



3.2.2 - Azione del vento sui frontali

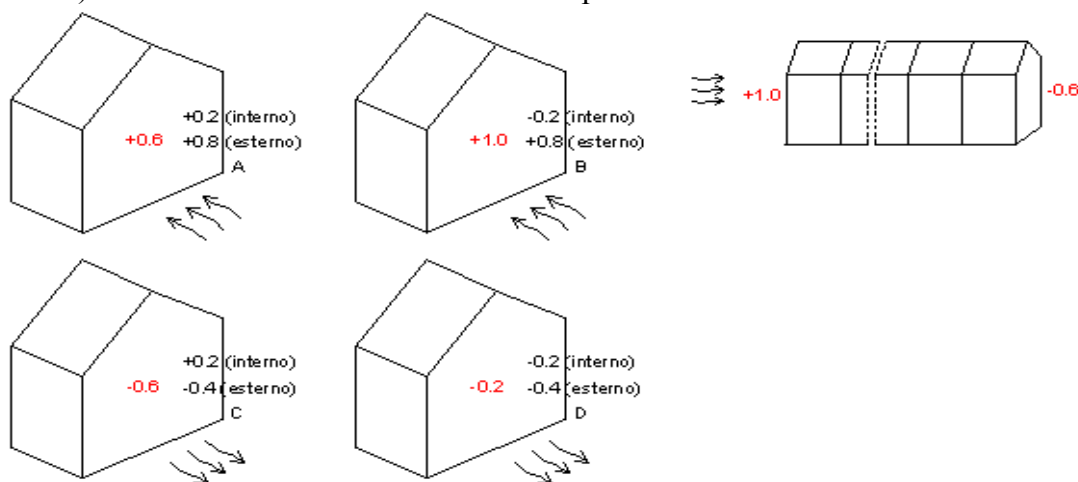
Alla copertura viene anche trasmesso parte dell'azione sulle facciate, che hanno uno schema statico di questo tipo:



$$R_i = \frac{3}{8} qL$$

Per determinare R, occorre prima trovare il carico q, che equivale alla pressione sulla facciata dell'edificio.

Rispetto al calcolo della pressione del vento sulla copertura, affrontata nel Capitolo 1 (Copertura) cambia solo il coefficiente di forma Cp:



In questo modo si possono determinare le pressioni date dal vento sulle due facciate:

$$p(\text{pres}) = q_{\text{ref}} c_p c_e c_d = 668,84 \quad \text{N/m}^2$$

$$p(\text{depres}) = q_{\text{ref}} c_p c_e c_d = -401,30 \quad \text{N/m}^2$$

Con:

$$c_e = 1.71$$

(coeff. esposizione, spiegato in CAP.1)

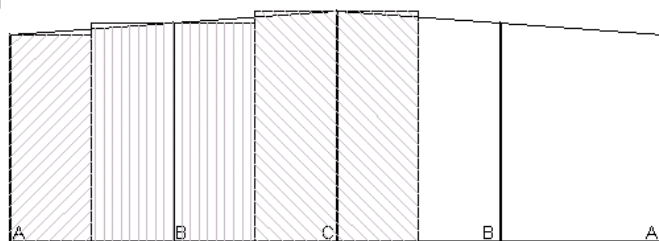
$$c_d = 1$$

(coeff. dinamico, di norma pari ad 1)

$$q_{\text{ref}} = 390.63 \text{ N/m}^2$$

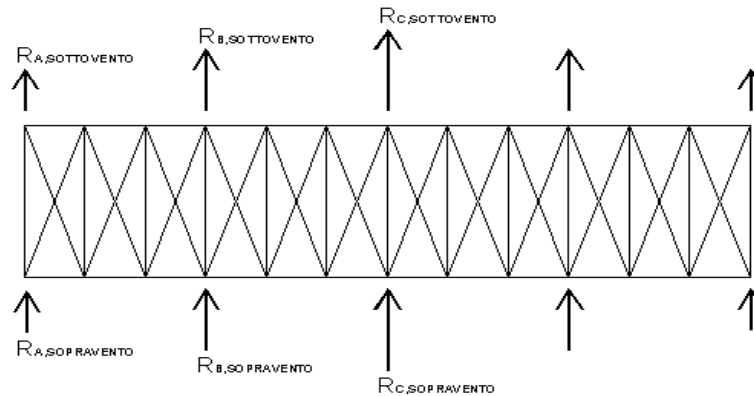
(pressione cinetica di riferimento)

Una volta trovate le pressioni, fissato l'interasse di ogni colonna pari a 6m, si ricavano le aree di influenza di ogni colonna di facciata, il relativo carico q e la forza R_i (con i pari all' indice della colonna)



Colonna	Area di influenza (m ²)	Altezza (m)	Carico (KN/m)		Risultante R_i (KN)	
			Sopravento	Sottovento	Sopravento	Sottovento
A	23,0	7,5	2,1	-1,2	5,8	-3,5
B	48,0	8,0	4,0	-2,4	12,0	-7,2
C	50,4	8,4	4,0	-2,4	12,6	-7,6

E quindi, sul controvento in funzione, ci saranno le seguenti forze derivanti dal vento sul frontale:



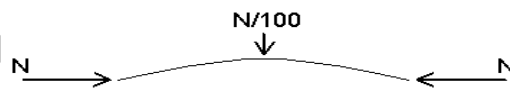
Tali forze, operando agli stati limite, andranno amplificate di un fattore 1.5

3.2.3 - Azione per instabilità della capriata

La capriata tende a instabilizzarsi uscendo dal proprio piano, poiché la lunghezza libera d'inflessione, senza controvento, del corrente superiore è pari alla luce del capannone.

Il controvento ha il compito, come spiegato nel Capitolo 1, di abbattere questa lunghezza di inflessione, vincolando i nodi del corrente superiore anche orizzontalmente (verticalmente sono vincolati dai montanti della trave di copertura).

La forza che deve esercitare il controvento sui nodi, è data dalla normativa, che la pone pari a $N/100$, dove N è lo sforzo normale sull'asta in questione:



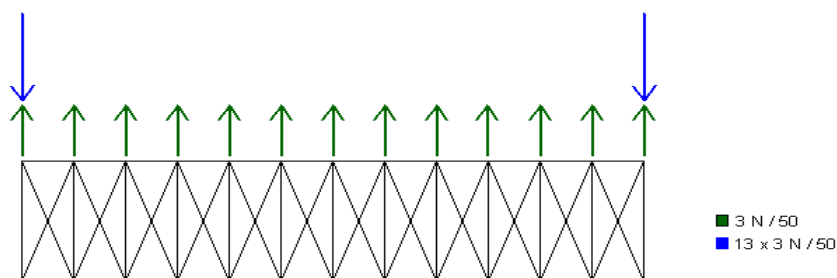
L'origine della forza $N/100$ è data dalle imperfezioni dell'asta reale, già leggermente inflessa dalla nascita.

Per la capriata, cautelativamente si assume N come sforzo normale massimo, anche se in realtà, per ogni asta che compone il corrente superiore, lo sforzo normale aumenta via via verso il centro della stessa.

Essendo $N_{\max} = 885 \text{ KN}$, per ogni nodo del corrente superiore ci sarà una stabilizzante di 8.85 KN.

Per l'equilibrio, la somma di tutte queste forze dovrà essere pari a 0. Questo impone che dette forze saranno discordi tra loro. Cautelativamente si assumono tutte orientate con lo stesso verso, equilibrate dalle reazioni vincolari della trave reticolare di controvento. In questo modo avremo tutti gli arcarecci tesi tranne quelli propri del controvento e quelli di bordo. Gli arcarecci di bordo, compressi, trasferiranno quindi la risultante sui controventi di parete, che la trasmetteranno al suolo. A causa della compressione andranno irrobustiti.

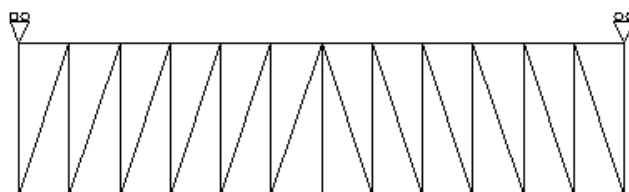
Tutto questo si ripete per ogni capriata, tranne per quelle che fanno parte del controvento non in funzione, che non si instabilizzano. Essendoci in tutto 6 capriate, lo sforzo da applicare al controvento sarebbe $N/100 \times (6-2) = N/25$; a vantaggio della sicurezza si sceglie di trascurare il contributo dell'altro controvento: la forza risulta $N = N/100 \times 6$:



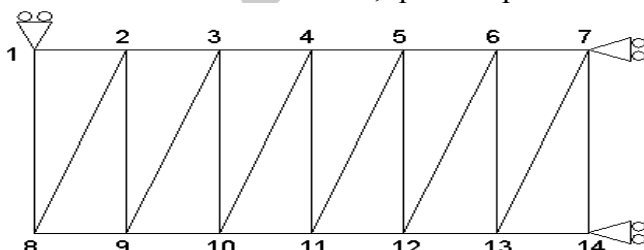
Non è necessario amplificare tali forze, perchè è già stato fatto per le loro origini (Capitolo 2 “Capriata”).

3.3 - Geometria e sforzi

Il controvento è una trave reticolare a montanti compressi e diagonali tese, semplicemente appoggiata sugli arcarecci di bordo.



La struttura è simmetrica caricata simmetricamente, quindi è possibile studiarne metà:



La risoluzione si fa per sovrapposizione tra le tre forme di carico viste al paragrafo precedente.

Asta	Vento trasc. [KN]	Vento frontale [KN]	Instabilità [KN]	TOTALE [KN]	Gruppo
1-8	15,12	61,2	265,20	341,52	Montanti
2-9	12,42	52,05	218,40	282,87	
3-10	9,72	52,05	171,60	233,37	
4-11	7,02	39,9	124,80	171,72	
5-12	4,32	19,65	78,00	101,97	
6-13	1,62	19,65	31,20	52,47	
7-14*	0,27	24,6	7,80	32,67	
2-8	15,66	54,87	271,32	341,85	Diagonali
3-9	12,81	54,87	221,99	289,67	
4-10	9,96	54,87	172,66	237,49	
5-11	7,11	20,715	123,33	151,155	
6-12	4,275	20,715	74,00	98,99	
7-13	1,425	20,715	24,67	46,81	
*già raddoppiato per simmetria					

1-2	0	0	0	0	Corrente inf.**
2-3	4,95	17,355	85,80	108,105	
3-4	9	34,695	156,00	199,695	
4-5	12,15	52,05	210,60	274,8	
5-6	14,4	58,605	249,60	322,605	
6-7	15,75	65,145	273,00	353,895	
<i>**quello a contatto con gli appoggi</i>					
8-9	4,95	17,355	85,80	108,105	Corrente sup.
9-10	9	34,695	156,00	199,695	
10-11	12,15	52,05	210,60	274,8	
11-12	14,4	58,605	249,60	322,605	
12-13	15,75	65,145	273,00	353,895	
13-14	16,2	71,7	280,80	368,7	

Da questa tabella si ricavano quindi gli sforzi massimi, che andranno sommati, nel caso degli arcarecci e del corrente superiore della capriata che fanno parte del controvento, a quelli già trovati con l'analisi della copertura:

Gruppo	Trazione [KN]	Compressione [KN]
Montanti	/	342
Diagonali	342	/
Seconda capriata*	354	/
Prima capriata*	/	369

**si intendono i correnti superiori delle capriate esterna e interna*

La reazione vincolare R, che comprimerà gli arcarecci di bordo, varrà invece:

$$R = N_{1-8} + F(\text{trascinamento}) + F(\text{frontale}) + F(\text{instabilità}) = \\ = 341 + 823 \times 6/100 + 3.7 \times 1.5 + 0.54/2 = \mathbf{396 \text{ KN}}$$

La massima forza di trazione a cui dovranno resistere gli arcarecci che non fanno parte del controvento e dei bordi varrà:

$$S = S(\text{trascinamento}) + S(\text{frontale}) + S(\text{instabilità}) = \\ = 0.54 \times 4.5 + 9.8 \times 1.5 + 823 \times 6/100 = \mathbf{66 \text{ KN}}$$

3.4 - Verifiche

3.4.1 - Capriata di facciata

Il corrente superiore della capriata di facciata, già di per se compresso da parte dei pesi propri e dei carichi, riceve, causa il controvento, un incremento di pressione di 396 KN.

Ora, essendo la capriata di facciata, a differenza delle altre, sottoposta solo a metà del carico, per via dell'area di competenza dimezzata, ma essendo comunque sottoposta a tutto il peso proprio, sul corrente superiore della stessa graverà una compressione ridotta.

Si assume che lo sforzo normale sul corrente superiore non si riduca più del 70% rispetto le altre capriate, passando da 885 KN a 619 KN.

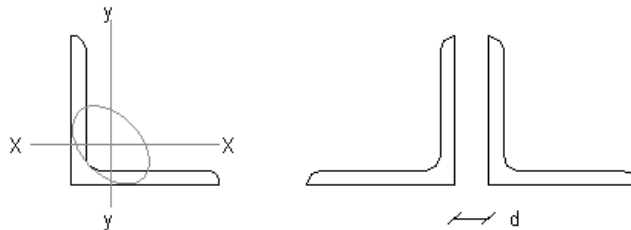
Sommando a questo l'incremento di pressione, si ottiene il nuovo sforzo normale con cui verificare a instabilità per carico di punta la prima capriata, cioè $N = 619 + 396 = 1015 \text{ KN}$

Comportamento del corrente superiore nel piano della capriata : si comporta come una trave su più appoggi, ritenendo trascurabile il contributo stabilizzante dei montanti, perché più leggeri. La lunghezza libera di inflessione è quindi pari alla distanza appoggio-appoggio (cioè alla distanza tra i nodi della capriata) $l_0 = 2005 \text{ mm}$ ($\beta = 1$).

Comportamento del corrente superiore nel piano di falda: in questo piano la presenza del controvento di falda impedisce lo sbandamento laterale della capriata nel medesimo piano . Quindi l' unica deformata possibile e' quella che unisce i vari nodi del controvento. Essendo questo posto in ogni campo, anche in questo caso vale $l_0 = 2005 \text{ mm}$ ($\beta = 1$).

Caratteristiche del profilo : 2 L 100 x 150 x 10 accoppiate

h [mm]	b [mm]	t [mm]	A [cm ²]	ρ_x [cm]	ρ_y [cm]	$\rho_{\min}$ [cm]	e_y [cm]	acciaio	q [KN/m]
150	100	10	24.2	4.78	2.85	2.17	2.39	S 235	0.19



Come precedentemente visto per la capriata generica nel Capitolo 2, si fissa pari a 1.5cm lo spessore dei calastrelli, prevedendone uno ogni 50.13 cm.

Proseguendo in modo analogo al Capitolo 2, cioè con la verifica di stabilità:

$$\rho_{x,acc} = \rho_x = 4.78 \text{ cm}$$

$$\rho_{y,acc} = \sqrt{\rho_y^2 + D^2} = 4.24 \text{ cm}$$

$$(D = d + e_y = 3.14 \text{ cm})$$

$$\lambda_{x,acc} = \frac{l_{0x}}{\rho_{x,acc}} = 41.95$$

$$\lambda_{y,acc} = \frac{l_{0y}}{\rho_{y,acc}} = 47.28$$

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{\rho_{\min}} = 23.10$$

$$\lambda_{y,eq} = \sqrt{\lambda_{y,acc}^2 + \lambda_1^2} = 52.62$$

la snellezza maggiore è quella lungo y, che comporta un coeff. $\omega = 1.25$

è possibile ora verificare il profilo accoppiato a instabilità a carico di punta con una semplice verifica di resistenza:

$$\sigma = \frac{N_{\text{critico}}}{A} = \frac{N\omega}{A} = 226 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

3.4.2 - Capriata interna

Il corrente superiore della seconda capriata, come del resto avviene per tutte le altre, è già compresso da carichi e peso proprio. L'aggiunta di uno sforzo di trazione all'entrata in funzione del controvento, non peggiora la situazione, per cui non occorre nessuna verifica.

3.4.3 - Diagonali

Le diagonali dovranno resistere ad uno sforzo normale di trazione di 342 KN. L'acciaio che le costituisce è S 355 (Fe 510; si è scelto un acciaio migliore per ragioni di ingombro e di peso), questo porta ad una stima dell'area minima, pari a:

$$A_{\minima} = \frac{N}{f_{sd}} = \frac{342000}{355} = 964 \text{ mm}^2 = 9.64 \text{ cm}^2$$

Le aste sono imbullonate agli estremi con bulloni M12 su due file, e diametro del foro di 13mm. Inoltre il loro profilo deve esser tale da favorirne l'instabilizzazione, per evitare un comportamento iperstatico del controvento, che lo allontanerebbe dallo schema teorico con cui è stato risolto.

L'area persa dal foro è pari a $13 \text{ mm} \times s \times 2$, dove s è lo spessore del profilato. Ipotizzando uno spessore di 12mm, l'area persa sarà pari a 3.12 cm^2 . Questo significa che l'area minima del profilato deve essere almeno $3.12 + 9.64 = 12.8 \text{ cm}^2$.

Si sceglie un piatto UNI6014 di dimensioni 110mm x 12mm ($A=13.2 \text{ cm}^2$, $A_{\text{eff}}=10.1 \text{ cm}^2$)

$$\sigma = \frac{N}{A} = 245 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} = 339 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

3.4.4 - Arcarecci (montanti del controvento di falda)

Questi elementi sono sottoposti a presso-flessione deviata. Il profilato scelto per gli arcarecci ordinari è un IPE 220. Poiché in questo caso aumentano le sollecitazioni, si passa direttamente a verificare un HEB 220, in modo da non compromettere la planarità del piano formato da tutti gli arcarecci, e quindi la stesura della copertura.

L'arcareccio di bordo deve resistere ad un incremento di pressione di 387 KN, ma ha un'area di influenza dimezzata rispetto all'arcareccio vicino, con un incremento di pressione di 261 KN e un'area di competenza intera. Andranno quindi verificati entrambi.

Lo schema statico è quello su due appoggi per entrambi gli arcarecci. Quello che cambia sono solamente i carichi.

Nel Capitolo 1, la combinazione di carico più gravosa era la seguente:

$$1u) 1.4 \text{ Pesi propri} + 1.5 (\text{Neve} + 0 \text{ Vento}) = 1.4 \times 0.40 + 1.5 (2.20 + 0) = 3.86 \text{ KN/m}^2$$

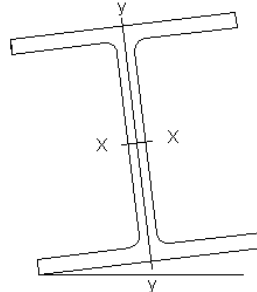
Adesso è aumentato il peso proprio degli arcarecci passando da 0.26 KN/m a 0.72 KN/m. Si può dire che il peso della copertura completa è aumentato di $0.72 - 0.26 = 0.46 \text{ KN/m}$, passando cioè da 0.40 KN/m² a 0.63 KN/m² (essendo 2m l'interasse tra gli arcarecci).

La combinazione di carico si modifica:

$$1u) 1.4 \text{ Pesì propri} + 1.5 (\text{Neve} + 0 \text{ Vento}) = 1.4 \times 0.63 + 1.5 (2.20 + 0) = 4.18 \text{ KN/m}^2$$

Caratteristiche del profilato

angolo	4,00	° (pendenza falde)
luce	6,00	m
fsd	235,00	N/mm ²
tipo	HEB 220	



altezza (mm)	base (mm)	anima (mm)	ali (mm)	J_x (cm ⁴)	S_{ix} (cm ³)	peso (KN/m)	W_x (cm ³)	W_y (cm ³)	ρ_x (cm)	ρ_y (cm)	Area (cm ²)
220	220	9.5	16	8091	414	0.72	736	258	9.43	5.59	91.0

arcareccio di bordo

I carichi distribuiti appena visti, dati dal peso proprio stimato di 0.7KN/m, che in realtà è più basso, e dai carichi variabili, in questo caso sono dimezzati, perché dimezzata è l'area di competenza dell'arcareccio.

Di contro, lo sforzo normale di compressione è massimo: 387 KN.

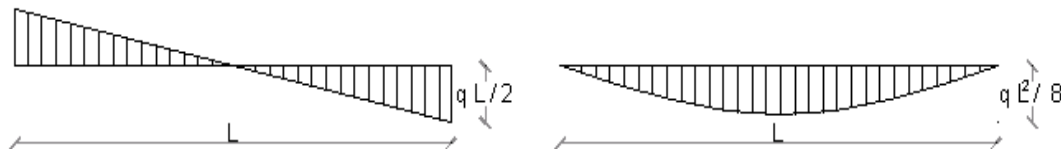
L'arcareccio di bordo, oltre a portare a terra le azioni che provengono dalla copertura, deve scaricare anche il vento di trascinamento laterale e l'azione anti-instabilizzante nei confronti delle colonne laterali.

Si stima questo carico aggiuntivo a 40 KN, quindi lo sforzo di compressione su questo arcareccio vale $387 + 40 = 427 \text{ KN}$

- Verifica di resistenza

Siamo nel caso di pressoflessione.

Per lo schema statico a due appoggi, si hanno i seguenti diagrammi di Taglio e Momento:



$$\begin{aligned} q_x &= q \sin(4^\circ) = 0.29 \text{ KN/m} \\ q_y &= q \cos(4^\circ) = 4.17 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= q_y L^2 / 8 = 1312.12 \text{ Nm} \\ M_y &= q_x L^2 / 8 = 18764.18 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_x &= q_x L / 2 = 874.75 \text{ N} \\ T_y &= q_y L / 2 = 12509.45 \text{ N} \end{aligned}$$

$$N = 417 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 80 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{zy} = \frac{T_y S_{1x}}{J_x t_{anima}} = 7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\max}^2 + 3\tau_{zx}^2} = 87 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

- Verifica di instabilità flessotorsionale

Questa verifica assicura che l'arcareccio, inflesso lungo l'asse più resistente della sezione, non si svergoli.

Tale verifica include anche, ponendo il coeff. ω_1 pari a 1 la verifica a instabilità per pressoflessione; vale a dire controllare se l'arcareccio, già di per se inflesso dai carichi, si instabilizza per carico di punta anche con sforzi normali bassi.

La norma CNR 10011 alla quale ci si riferisce permette, per casi semplici come questo, di affrontare una verifica simile a quella di resistenza:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4\omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,y}}\right)} < f_{sd}$$

Il fatto di avere al denominatore lo sforzo normale critico (quello che instabilizza l'asta), indica che l'asta non può reggere momento se N è prossimo all'N critico. E' chiaro quindi che il momento fa trovare ad N l'asta già inflessa, e contribuisce all'instabilizzazione.

Riguardo gli altri arcarecci si è detto che il manto fa da ritegno torsionale, ma essendo gli arcarecci di controvento molto importanti per l'edificio, non ci si affida alla copertura, che comunque agirà positivamente.

Coef. ω : si ricava come nel caso di solo sforzo normale, a partire dalle lunghezze libere di inflessione. Nel controvento, verticalmente sono limitate dai montanti della capriata, e orizzontalmente dalla capriata stessa, quindi $l_{ox} = l_{oy} = 6\text{m}$, in quanto il termine $\beta = 1$ perché lo schema statico è appoggio – appoggio.

La snellezza massima è quindi quella relativa al raggio di inerzia minore, ρ_{oy} , pari a 5.59cm.

$$\lambda_{\max} = \frac{l_{oy}}{\rho_{oy}} = 107$$

Da cui, attraverso il prospetto 7.II.c della CNR 10011 si ricava $\omega = 2.17$

N_{critico} : sempre con la snellezza massima, attraverso il prospetto 7.VII della medesima norma, si ottiene la tensione critica euleriana $\sigma_{cr} = 178 \text{ N/mm}^2$. Essendo $A = 91\text{cm}^2$

$$N_{cr} = \sigma_{cr} A = 1619 \text{ KN}$$

Coef. ν : è il coeff. di sicurezza sul metodo, per gli stati limite vale 1.

Coef. ψ : coef. legato alla plasticizzazione, in campo elastico vale 1.

M_{eq} : la norma CNR 10011, nel caso di momenti variabili lungo l'asse della trave, ricorda che siccome la verifica di instabilità è globale, cioè riguarda tutto il profilo e non la singola sezione, si può ricorrere ad un momento equivalente minore del massimo, senza perdere di sicurezza.

Nel caso della trave su due appoggi, con carico uniformemente distribuito, si ha una variazione di momento da 0 agli estremi fino a $ql^2/8$ in mezzzeria, con andamento parabolico.

Mediando questa distribuzione parabolica sulla lunghezza, si ottiene il momento medio:

$$M_{medio,X} = \frac{q_y l^2}{12} = 12509 \text{ Nm} \quad M_{medio,Y} = \frac{q_x l^2}{12} = 875 \text{ Nm}$$

e il momento equivalente che ne deriva vale $M_{eq} = 1.3 M_{medio}$:

$$M_{equiv,X} = 1.3 M_{medio,x} = 16262 \text{ Nm} \quad M_{equiv,y} = 1.3 M_{medio,y} = 1137 \text{ Nm}$$

questa operazione è possibile se $M_{eq} \in [0.75 M_{max}; M_{max}]$, condizione verificata.

Coef. ω_1 : è legato alla lunghezza libera di torsione L_t , cioè alla distanza tra due ritegni torsionali, in questo caso pari alla luce dell'arcareccio, cioè 6m. Nel Capitolo 1 si è omessa la verifica flessotorsionale degli arcarecci, dicendo che il manto stesso è un ritegno torsionale diffuso. Questa ipotesi è ancora vera, ma si tiene conto del fatto che in questo caso gli arcarecci sono anche compressi, e che l'eventuale instabilizzazione del controvento potrebbe portare al collasso. Se il carico è applicato superiormente all'estradosso, come in questi casi, va moltiplicato per 1.4.

Una volta note le caratteristiche della trave (altezza, base, spessore dell'anima e lunghezza libera di torsione), analogamente a quanto accade per la snellezza, si ricava un valore che confrontato con il prospetto 7-VI della CNR 10011 fornisce il coeff. cercato:

$$\omega_1 = \omega_1 \left(\frac{h \cdot L_t}{b \cdot t_{anima}} \right) = \omega_1(900) = 1.76 \text{ (per acciai S235)}$$

Adesso è possibile eseguire la verifica di instabilità per svergolamento:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4 \omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{\nu N}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{\nu N}{N_{cr,y}}\right)} = 142 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

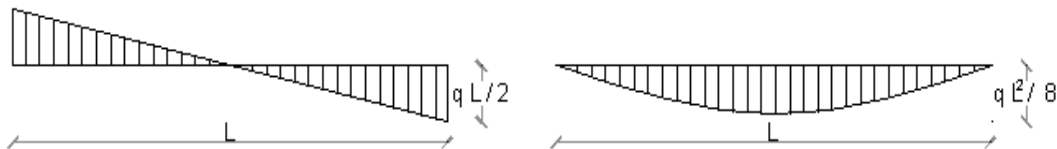
arcareccio vicino a quello di bordo

Questo arcareccio ha l'intera area di influenza, ma sforzo normale di compressione ridotto.

- Verifica di resistenza

Siamo nel caso di pressoflessione.

Per lo schema statico a due appoggi, si hanno i seguenti diagrammi di Taglio e Momento:



$$\begin{aligned} q_x &= q \sin(4^\circ) = 0.58 \text{ KN/m} \\ q_y &= q \cos(4^\circ) = 8.34 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= q_y L^2 / 8 = 2624.24 \text{ Nm} \\ M_y &= q_x L^2 / 8 = 37528.36 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$T_x = q_x L / 2 = 1749.49 \text{ N}$$

$$T_y = q_y L / 2 = 25018.91 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} N &= 0.58 \\ &= 8.34 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 90 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{zy} = \frac{T_y S_{1x}}{J_x t_{anima}} = 13 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\max}^2 + 3\tau_{zx}^2} = 93 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

- Verifica di instabilità flessotorsionale

$$\omega = 2.17$$

$$N_{cr} = 1620 \text{ KN}$$

$$M_{eq}:$$

$$M_{medio,X} = \frac{q_y l^2}{12} = 25019 \text{ Nm} \quad M_{medio,Y} = \frac{q_x l^2}{12} = 1750 \text{ Nm}$$

$$M_{equiv,X} = 1.3 M_{medio,x} = 32525 \text{ Nm} \quad M_{equiv,y} = 1.3 M_{medio,y} = 2274 \text{ Nm}$$

$$M_{eq} \in [0.75 M_{\max}; M_{\max}] \quad (\text{condizione verificata})$$

$$\omega_1 = \omega_1 \left(\frac{h \cdot L_t}{b \cdot t_{anima}} \right) = \omega_1(900) = 1.37 \quad (\text{per acciai S235})$$

Adesso è possibile eseguire la verifica di instabilità per svergolamento:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4 \omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,y}}\right)} = 130 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

arcareccio generico

Mentre gli arcarecci di bordo e che fanno parte del controvento sono compressi, gli altri sono tesi. Nel Capitolo 1 “Copertura” si era riscontrata una tensione normale nell’arcareccio, dovuta alla flessione, che in valore assoluto valeva:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 202.28 \text{ N/mm}^2$$

A questa va sommata la tensione normale (in valore assoluto) data dallo sforzo normale di trazione, su un’area di 30 cm² (IPE 220 depurato da fori di diametro 17mm su due file, per bulloni M16)

La forza di trazione F_{trazione} vale la somma dei carichi nodali su ogni capriata, moltiplicati, a vantaggio della sicurezza, per l’intero numero di capriate:

$$F_{\text{trazione}} = [F(\text{inst.}) + F(\text{vento trascinamento})] \times 6 \text{ capriate} + F(\text{vento frontale}) = 65 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{F_{\text{trazione}}}{A} = 17.67 \text{ N/mm}^2$$

La tensione normale totale vale la somma di queste due: 218.15 N/mm², e va combinata con la tensione tangenziale (anch’esse calcolate nel Capitolo 1):

$$\tau_{zy} = \frac{T_y S_{1x}}{J_x t_{anima}} = 19.30 \text{ N/mm}^2 \quad (\tau_{zx} \text{ è trascurabile})$$

Le due tensioni andranno combinate con il criterio di Mises:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\max}^2 + 3\tau_{zx}^2} = 223 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

verifica delle deformazioni per gli arcarecci rinforzati

Per questa verifica andrebbe considerata la combinazione dei carichi in esercizio (ridotta) supponendo che lo sforzo normale non influisce sulla freccia. Lo schema è ancora quello su due appoggi con carico uniformemente distribuito. Poiché come visto nel Capitolo 1, a parità di carichi, una IPE 220 è sufficiente, si omette la verifica in quanto una HEB 220 ha caratteristiche superiori.

3.5 - incremento dei pesi propri

L'adozione per la zona del controvento di profili maggiori (dall' IPE 220 all' HEB 220) provoca un aumento consistente del peso proprio della copertura.

Per premiare l'uniformità dell'opera rispetto all'uso del materiale, era stato stimato un peso proprio per la capriata di 0.65 KN/m² contro il reale peso proprio di 0.27 KN/m², il che significa che si hanno ancora a disposizione $0.65 - 0.27 = 0.38$ KN/m² prima che la capriata violi le verifiche affrontate nel Capitolo 2.

Aumento di peso dovuto agli arcarecci:

- prima:	IPE 220	0.26 KN/m
- dopo:	HEB 220	0.72 KN/m
		0.46 KN/m

Questa differenza di carico, essendo l'interasse tra gli arcarecci pari a 2m, porta ad un incremento di carico superficiale di $0.46/2 = 0.23$ KN/m²

Aumento dovuto alle diagonali:

Oltre agli arcarecci, sono state aggiunte le diagonali; queste provocano un incremento di carico superficiale di 0.11 KN/m² nella zona controventata.

Infatti, le aste che le compongono pesano 0.1 KN/m, ogni asta è lunga 6.3m e ce ne sono 24 per ogni controvento, per un peso totale di 15.12 KN distribuiti su un'area di 144 m².

L'incremento totale di carico superficiale vale quindi $0.23 + 0.11 = 0.33$ KN/m², minore di 0.38 KN/m². L'incremento di carico non costituisce un problema per le capriate.

3.6 - instabilizzazione dell'arcareccio di bordo

L'arcareccio di bordo è stato verificato per instabilizzazione flessotorsionale (e quindi pressoflessionale) tra le due capriate di controventatura, perché parte del controvento stesso; la lunghezza libera d'inflessione (e di torsione) equivaleva quindi all'interasse delle colonne (distanza tra le due capriate del controvento).

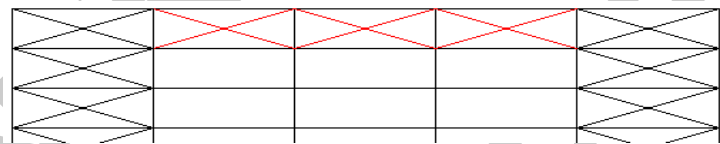
Questo arcareccio ha anche il compito di sostenere orizzontalmente il controvento di falda, trasferendo i carichi a quello di parete, posto in mezzzeria del semi-capannone.

La lunghezza libera d'inflessione in questo caso è più grande, e per ridurla nuovamente all'interasse delle colonne, ci si affida ad un controvento longitudinale. Questa scelta è dovuta anche al fatto che per ora non è nota la sezione delle colonne, e quindi nemmeno la loro rigidità; non è quindi per ora noto il contributo dato dalle colonne per impedire l'instabilità dell'elemento di bordo.

Potrebbe verificarsi però una situazione di questo tipo:



Per disaccoppiare il problema della falda da quello delle colonne, si sceglie di inserire una seconda controventatura longitudinale:



In questo modo la lunghezza libera d'inflessione dell'arcareccio di bordo è pari all'interasse delle capriate, e l'elemento è già stato verificato per questo valore.

Se questo arcareccio è compresso, quello adiacente sarà teso. Le diagonali saranno le stesse del controvento, perché le singole maglie dei due controventi sono soggette agli stessi sforzi massimi.

Sia l'arcareccio di bordo che quello adiacente* andranno sostituiti con gli stessi arcarecci adottati nella controventatura (da IPE 220 a HEB 220)

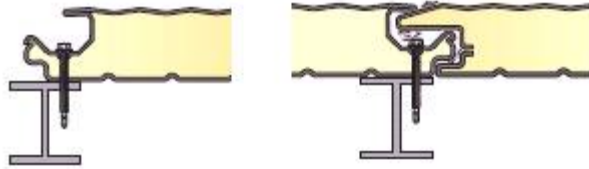
Essendo le capriate tutte uguali, non c'è bisogno di controllare l'aumento del peso proprio, già verificato per la zona controventata.

* è necessario sostituire anche quello adiacente (teso) perché con questo funzionamento aumenta lo sforzo normale di trazione (che diventa confrontabile a quello di compressione sull'arcareccio di bordo), che supera i 53 KN con cui era stato verificato a trazione poco fa, che generavano tensioni già molto vicine a quella limite (221 N/mm^2).

Capitolo 4 - Baraccatura

La baraccatura del capannone metallico, sia laterale che frontale, è realizzata, in analogia con la copertura, da pannelli prefabbricati a tre strati: gli esterni in lamiera zincata e lo strato interno in poliuretano espanso, come materiale isolante.

I pannelli scelti sono gli ALUTECH WAND, della ALUBEL (o equivalenti). Questi pannelli fanno uso di un particolare tipo di attacco che permette di nascondere le viti di fissaggio:



I pannelli sono fabbricati con spessori diversi in base alla resistenza e al grado di isolamento termico richiesti. Lo spessore influisce anche sul peso, comunque contenuto.

Per la baraccatura laterale si è scelto uno spessore minore della copertura, pari a 40mm.

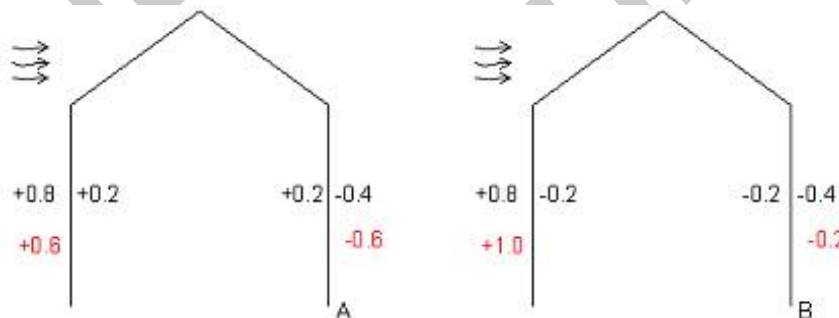
Secondo una tabella fornita dalla Alubel, un pannello di questo spessore, su una luce di 2m, ha una portata netta di 180 Kg/m².

La baraccatura laterale ha il compito di resistere alle azioni del vento, che si ricavano dal DM 16 Gennaio 1996 “Carichi e sovraccarichi” (e successive circolari):

$$q = q_{\text{ref}} c_p c_e c_d \quad \text{in cui:}$$

q_{ref} = pressione cinetica di riferimento*
 c_p = coeff. di forma
 c_e = coeff. di esposizione*
 c_d = coeff. dinamico (pari ad 1)*

Coeff. di forma:



*Questi valori sono stati calcolati o discussi nel primo capitolo

Dalla figura si vede che i coeff. di forma che massimizzano q sono +1 e -0.6.

Di queste si considera il maggiore in valore assoluto, che genera una pressione q pari a:

$$q = q_{\text{ref}} c_p c_e c_d = 390.63 \times 1 \times 1.71 \times 1 = 668 \text{ N/m}^2 = 0.7 \text{ KN/m}^2$$

Il pannello scelto ha una portata di 180 Kg/m² = 1.8 KN/m², ed è quindi in grado di resistere anche ad azioni non previste, pur mantenendo la luce a 2m.

Avere la possibilità di mantenere una luce abbastanza alta, permette di diradare gli arcarecci di baraccatura e velocizzare il montaggio.

La baraccatura partirà da un'altezza di 50cm, per preservarla da infiltrazioni di umidità e dal contatto diretto con il terreno, che potrebbero comprometterne la durata.

Sotto la quota di 50 cm la chiusura dell'edificio è affidata ad un muro di cordolo che poggia direttamente sul terreno.

4.1 - Arcareccio di parete

Carichi permanenti :

Essi agiscono nel *piano della baraccatura*, cioè verticalmente e sono costituiti da:

Peso proprio del manto di baraccatura $P_{bar} = 97 \text{ N/m}^2$ (fornito dall' Alubel)

Peso proprio dell'arcareccio $P_{arc} = 250 \text{ N/m}$ (stimato)

Carico accidentale:

Si considera in questo caso *l'azione del vento*. Tale azione agisce sul piano orizzontale ed è stata studiata per la verifica del pannello:

$$q = q_{ref} c_p c_e c_d = 390.63 \times 1 \times 1.71 \times 1 = 668 \text{ N/m}^2$$

L'azione del vento sulla baraccatura laterale è assorbita dalle colonne, che in questo caso lavorano a mensola mentre sulla baraccatura frontale è in parte scaricata al suolo e in parte scaricata sui controventi di falda che, con un comportamento di trave reticolare trasmettono questa azione ai controventi di parete e quindi al suolo senza impegnare flessionalmente le colonne laterali.

Carichi accidentali e permanenti impegnano l'arcareccio in due piani ortogonali:

Piano della parete (direzione x-x ,verticale rispetto la posizione del profilato) in cui l'inflessione è dovuta ai pesi della baraccatura e degli arcarecci di parete. Gli arcarecci sono distanziati 1765mm. Anche se i pannelli possono arrivare ad una luce di 2m, si è ridotto l'interasse degli arcarecci per renderlo uniforme: scegliere un interasse di 2m avrebbe obbligato a ridurlo nella fila più alta a circa 1m, mentre così l'interasse è sempre costante. In questo modo gli arcarecci di parete dividono in 4 campi uguali le colonne.

Piano ortogonale alla parete: l'inflessione è dovuta al vento (corrisponde alla direzione orizzontale y-y rispetto la posizione del profilato).

4.2 - Schema statico

Il capannone è diviso in due parti a se stanti a causa di un giunto termico (la lunghezza totale del capannone supera infatti i 50m, sopra i quali si consiglia l'adozione di un giunto).

Questo comporta che la lunghezza di ogni semi-capannone è di 30m, e poiché l'interasse delle colonne è 6m, non è possibile dividere la lunghezza totale in campi di tre colonne. Per questo, ricorrendo allo schema su tre appoggi, sarebbe necessario, in un campo per ogni fila di arcarecci, disporre anche un arcareccio su due appoggi.

Analogamente a quanto detto per la copertura, questo significa esaminare i due schemi separatamente e considerare sollecitazioni e deformazioni peggiori per entrambi.

Il vantaggio nello schema a tre appoggi è la riduzione della freccia, ma dato che la freccia nello schema a due appoggi è maggiore, andrebbe considerata quella. Lo svantaggio aggiuntivo dello schema a tre appoggi è che il taglio massimo è più grande di quello a due:

Schema statico	$ M^{(max)} $	$ T^{(max)} $	freccia max
2 appoggi	$\frac{q \cdot l^2}{8}$	$\frac{q \cdot l}{2}$	$\frac{5}{384} \frac{q \cdot l^2}{E \cdot J}$
3 appoggi	$\frac{q \cdot l^2}{8}$	$\frac{5}{4} q \cdot l$	$\frac{2}{384} \frac{q \cdot l^2}{E \cdot J}$

Un ulteriore vantaggio di avere gli arcarecci su due appoggi, è di tipo pratico: nell'eventuale realizzazione di un'apertura laterale, basterà togliere la parte di arcarecci (tranne quello di sommità che è portante) nel campo da liberare, senza dover rinforzare o sostituire quelli dei campi adiacenti (naturalmente tale apertura non potrà avere luogo nella zona dedicata al controvento di parete).

Area di competenza dell'arcareccio

L'interasse degli arcarecci è pari a 1.8m (approssimato per eccesso) e la luce delle colonne è 6m. Ogni arcareccio sosterrà quindi un'area di $1.8 \times 6 = 10.8\text{m}^2$ di baraccatura. I carichi per unità di superficie andranno quindi moltiplicati per l'altezza dell'area di competenza (1.8m) per ottenere i carichi per unità di lunghezza da applicare all'arcareccio.

Carichi amplificati

In base al metodo di verifica agli stati limite, è necessario amplificare i carichi nel seguente modo: pesi propri: +40%; carichi accidentali: +50%.

Direzione	Tipo	Reale	Amplificato
Verticale	P.P. manto	97 N/m ²	135.8 N/m ²
	P.P. arcareccio	250 N/m	350 N/m
Orizzontale	vento	668 N/m ²	1002 N/m ²

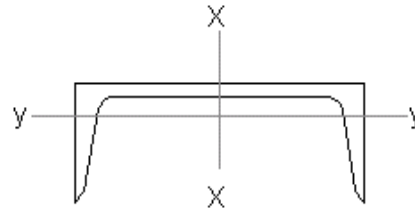
Tali carichi vanno moltiplicati per l'interasse tra gli arcarecci, per ottenere un carico per unità di lunghezza con cui verificarli:

Verticale:	P. P. manto:	245 N/m
	P. P. arcareccio:	350 N/m
Orizzontale:	azione del vento:	1804 N/m

4.2.1 - Scelta del profilato

Il profilo che usualmente viene adottato per la realizzazione dell'arcareccio di parete è un profilo a C, disposto con il lato lungo sul piano orizzontale, dove è più grande il carico flettente.

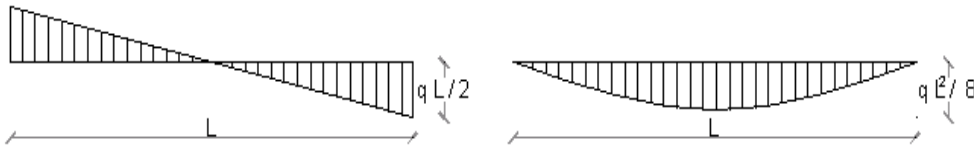
carico qx	595	N/m
carico qy	1804	N/m
luce	6,00	m
fsd	235,00	N/mm ²
tipo U	160	UNI 5680-65



Caratteristiche del profilo scelto:

altezza (mm)	base (mm)	spessore anima(mm)	spessore ali (mm)	peso (KN/m)	Wx (cm ³)	Wy (cm ³)	Jx (cm ⁴)	Jy (cm ⁴)
160	65	7.5	10.5	0.19	116	18.2	925.0	85.1

Per lo schema statico a due appoggi, si hanno i seguenti diagrammi di Taglio e Momento:



$$\begin{aligned} q_x &= q(\text{verticale}) = 595 \text{ N/m} \\ q_y &= q(\text{orizzontale}) = 1804 \text{ N/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= q_y L^2 / 8 = 8118 \text{ Nm} \\ M_y &= q_x L^2 / 8 = 2677 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_x &= q_x L / 2 = 1785 \text{ N} \\ T_y &= q_y L / 2 = 5412 \text{ N} \end{aligned}$$

4.2.2 - Verifica di resistenza

Dalla formula di Navier si ricava la tensione normale massima, dovuta al momento flettente:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 218.73 \text{ N/mm}^2$$

Per calcolare le tensioni tangenziali si adopera una formula approssimata (con la quale si commette un errore trascurabile, rispetto alla formula di Jourawski).

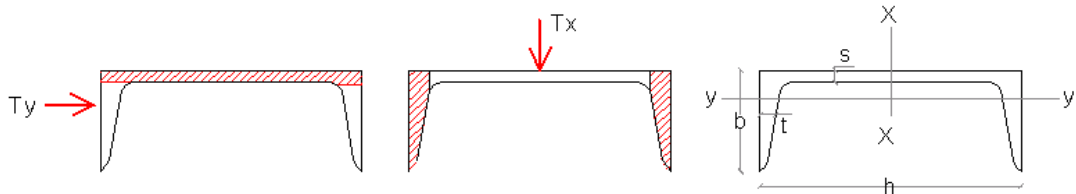
Alla base di questa formula semplificata, c'è l'ipotesi che, quando la sezione è sollecitata a T_y reagisce soltanto l'anima della trave, provocando delle tensioni tangenziali pari a:

$$\tau_{zy} = \frac{1.5T_y}{h \cdot s} = 6.77 \text{ N/mm}^2$$

mentre quando l'azione tagliante è diretta secondo l'asse X, reagiscono soltanto le ali:

$$\tau_{zx} = \frac{1.5T_x}{2b \cdot t} = 1.96 \text{ N/mm}^2$$

Dove s e t sono lo spessore dell'anima e delle ali (medio), mentre h e b sono l'altezza e la base della sezione:



Le tensioni tangenziali trovate si combinano mediante la formula:

$$\tau = \sqrt{\tau_{zx}^2 + \tau_{zy}^2} = 7.04 \text{ N/mm}^2$$

E ancora, secondo il criterio di Mises:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{max}^2 + 3\tau^2} = 219 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

4.2.3 - Verifica di deformabilità

La verifica di deformabilità consiste nel controllare che la freccia massima non superi una certa frazione della luce. Dalla CNR 10011 si vede che tale limitazione equivale a 1/200 della luce. Tale verifica andrebbe eseguita secondo lo stato limite d'esercizio, quindi con carichi deamplificati. Si vede che, pur non abbattendo i carichi, la freccia è comunque minore del valore limite di $L/200$, quindi la verifica è superata:

$$\begin{aligned} q_x &= 595 \text{ N/m} \\ q_y &= 1804 \text{ N/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} J_x &= 925 \text{ cm}^4 \\ J_y &= 85 \text{ cm}^4 \\ E &= 206000 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$f_i = \frac{5}{384} \frac{q_i \cdot l^4}{E \cdot J_i} = \frac{5}{48} \frac{M_i L^2}{E \cdot J_i} \rightarrow f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2}$$

$$\begin{aligned} f_x &= 5.27 \text{ mm (dovuta ai pesi propri)} \\ f_y &= 17.37 \text{ mm (dovuta all'azione del vento)} \end{aligned}$$

$$f = 18.15 \text{ mm} < L / 200 = 30 \text{ mm} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

4.2.4 - Controllo sui pesi propri

Il peso stimato dell'arcareccio vale 250 N/m, mentre il peso del profilato scelto è pari a 190 N/m.

La differenza di peso che esiste tra l'arcareccio reale e quello ipotizzato, assieme all'elevata portanza del pannello di baraccatura (180 N/m² contro i 105 N/m² richiesti) va a vantaggio della sicurezza per eventuali azioni non previste.

4.2.5 - Verifica flessotorsionale dell'arcareccio

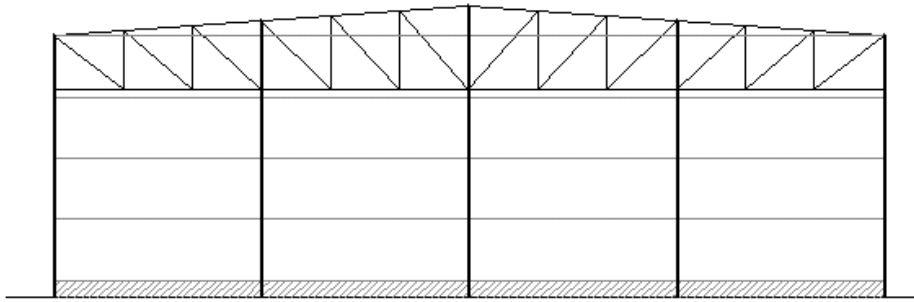
Si affida al manto la funzione di ritegno torsionale diffuso, per questo dovrà essere fissato saldamente agli arcarecci. In questa ipotesi si trascurava tale verifica.

NERI ALFREDO
UNIFI

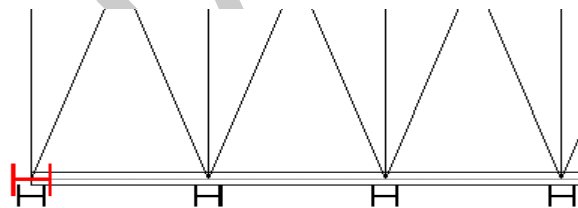
Capitolo 5 - Montanti di facciata

I montanti di facciata sostengono la baraccatura frontale, che è identica alla laterale, ed è stata definita nel Capitolo 4.

L'interasse dei montanti di facciata è stato scelto identico all'interasse delle colonne laterali, per sottoporre il manto di baraccatura e i relativi arcarecci a sforzi uguali a quelli che si hanno di lato, e poter realizzare agevolmente delle aperture di accesso al capannone.



Le colonne di facciata, secondo lo schema statico fino ad ora seguito, devono appoggiarsi superiormente al controvento di falda, per trasferire parte del carico e comportarsi come travi appoggio – incastro. Bisogna però risolvere il problema della planarità della baraccatura in corrispondenza degli spigoli del capannone. Questo problema è dovuto allo spessore dei materiali:



In angolo c'è un problema di sovrapposizione. Va detto che la colonna laterale d'angolo ha un'area di influenza dimezzata, come del resto quella frontale. Se si assume che la colonna d'angolo laterale, che lavora a metà rispetto alle altre colonne laterali, riesca a sostenere anche la spinta dal frontale, cioè se si fa gravare sia la spinta dal frontale che i carichi verticali che le spinte laterali sulla sola colonna laterale, si può fare a meno della colonna d'angolo frontale.

Il problema si traduce quindi in un problema geometrico e non di resistenza. Basta assicurare la planarità della baraccatura nell'angolo. A questo scopo si ricorre ad uno scatolare inserito nella colonna d'angolo, nel modo seguente:



5.1 - Analisi dei carichi

I montanti non sono soggetti al carico verticale dato dalla capriata perché questo grava totalmente sulle colonne e conseguentemente tramite la fondazione al suolo.

Le azioni che interessano i montanti si suddividono in orizzontali e verticali. A vantaggio della sicurezza le verticali verranno applicate in testa ai montanti, anche se nella realtà sono poste a quote diverse.

Per lo studio dei carichi ci si riferisce direttamente al montante centrale, che è il più sollecitato.

Azioni verticali: (carichi permanenti)

Baraccatura frontale : (stessi pannelli della baraccatura laterale della Alubel)

$$P_{\text{bar}} = 97 \text{ N/m}^2 \times 6\text{m} \times 8.4\text{m} = 4889 \text{ N}$$

Peso proprio del montante di facciata

$$P_{\text{mon}} = 1000 \text{ N/m} \times 8.4 \text{ m} = 8400 \text{ N}$$

Peso arcarecci di parete

$$P_{\text{arc par}} = 200 \text{ N/m} \times 6\text{m} \times 5 = 6000$$

**in realtà vale 190 N/m*

La somma di questi valori è pari alla forza concentrata da applicare in testa alla colonna, e, una volta amplificata del 40% secondo il metodo agli stati limite vale:

$$P = 27005 \text{ N}$$

Azioni orizzontali: (carichi accidentali)

Il carico vento , sollecita fortemente il montante nel piano orizzontale. Grazie alla presenza degli arcarecci detta azione è trasmessa al montante, con buona approssimazione, come un carico distribuito.

Si potrebbe trovare il carico distribuito dato dal vento dal taglio sugli arcarecci di parete, ma calcolarlo direttamente dall'azione del vento offre un risultato più preciso.

Analogamente a quanto visto nei capitoli precedenti:

$$p = q_{\text{ref}} c_p c_e c_d = 390.63 \times 1 \times 1.71 \times 1 = 668 \text{ N/m}^2$$

Ed essendo 6m la fascia di influenza dei montanti, si ottiene un carico per unità di lunghezza

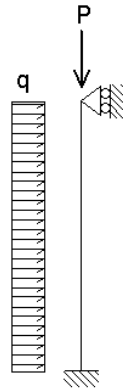
$$q = 668 \text{ N/m}^2 \times 6\text{m} \times 1.5 = 6012 \text{ N/m}$$

(dove 1.5 è l'amplificazione per gli stati limite)

5.2 - Schema statico

Come visto nel calcolo del controvento di falda, lo schema statico dei montanti di facciata è del tipo appoggio - incastro. Il primo si realizza alla base con una giunzione rigida montante plinto, mentre l'appoggio in sommità è realizzata vincolando il montante alla struttura reticolare dei controventi di falda.

Le verifiche si riferiscono direttamente al montante centrale, il più alto, e quindi anche il più sollecitato:



Tipo	N	T	M
max	P	$\frac{5}{8}ql$	$\frac{1}{8}ql^2$
Valori	27005 N	31563 N	53026 Nm

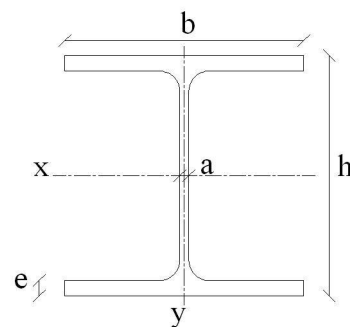
Sollecitazioni massime e relativi valori con P e q definiti nelle pagine precedenti. Le zone in cui si hanno le massime sollecitazioni sono colorate in rosso.

5.3 - Profilo e verifiche del montante di facciata

luce **8.40** m

fsd **235,00** N/mm²

tipo **HEB 220**



altezza (mm)	base (mm)	anima (mm)	ali (mm)	J_x (cm ⁴)	J_y (cm ⁴)	peso (KN/m)	W_x (cm ³)	W_y (cm ³)	ρ_x (cm)	ρ_y (cm)	Area (cm ²)
220	220	9.5	16	8091	2843	0.72	736	258	9.43	5.59	91.0

Verifica di resistenza

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 2.97 + 0 + 205.17 = 208.13 \text{ N/mm}^2$$

$$*\tau_{zx} = \frac{1.5 T_x}{2b \cdot t_{ali}} = 6.73 \text{ N/mm}^2$$

$$*\tau_{zy} = \frac{1.5 T_y}{h \cdot t_{anima}} = 0$$

$$\tau = 6.73 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 209 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

* è una verifica approssimata che assume che il taglio lungo x sia assorbito dalle ali e quello lungo y dall'anima. Fornisce risultati analoghi a Jourawsky.

Verifica di instabilità a pressoflessione

Lunghezze libere di inflessione:

$$L_{ox} = 2 L = 16.8 \text{ m} \quad (\text{inflessione nel piano del frontale})$$

$$L_{oy} = 0.8 L = 6.7 \text{ m}$$

L'asse forte dell'elemento (y-y) è stato orientato parallelamente alla facciata, per limitare e uniformare le snellezze. Infatti, nel piano ortogonale al frontale, l'elemento si comporta come una mensola, il che aumenta β fino a 2. Per limitare la snellezza occorre allora impegnare il raggio di inerzia massimo, ρ_{ox} . La colonna è stata quindi "girata" rispetto alla posizione usuale, con carichi che gravano sull'asse forte, per rendere simili le snellezze.

Un altro vantaggio nel "girare" l'elemento sta nel fatto che, in quel caso, non c'è pericolo di instabilità flessotorsionale, perché l'azione investe l'asse debole. Si riduce quindi all'unità il coeff. ω_1 (invece della verifica flessotorsionale si compie quella per instabilità pressoflessionale).

Si trascura il momento M_x , dato dal vento di trascinamento, perché agisce secondo l'asse forte del montante di facciata e perché trascurabile rispetto agli altri carichi in gioco. Si è seguita questa ipotesi anche per la verifica di resistenza.

La norma CNR 10011 alla quale ci si riferisce permette, per casi semplici come questo, di affrontare una verifica simile a quella di resistenza:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,y}}\right)} < f_{sd}$$

Coef. ω : si ricava come nel caso di solo sforzo normale, a partire dalle lunghezze libere di inflessione. Come spiegato, queste valgono 16.8m se l'inflessione è nel piano del frontale e 6.7m se nel piano ortogonale.

$$\lambda_y = \frac{l_{0x}}{\rho_{ox}} = 120.23 < 200$$

$$\lambda_y = \frac{l_{0y}}{\rho_{oy}} = 178.17 < 200$$

Dalla snellezza massima, attraverso il prospetto 7.II.c della CNR 10011 si ricava

$$\omega = 4.64$$

N_{critico} : sempre con la snellezza massima, attraverso il prospetto 7.VII della medesima norma, si ottiene la tensione critica euleriana $\sigma_{\text{cr}} = 63 \text{ N/mm}^2$. Essendo $A = 91 \text{ cm}^2$

$$N_{\text{cr}} = \sigma_{\text{cr}} A = 573300 \text{ N}$$

Coef. ν : è il coeff. di sicurezza sul metodo, per gli stati limite vale 1.

Coef. ψ : coef. legato alla plasticizzazione, essendo in campo elastico vale 1.

M_{eq} : la norma CNR 10011, nel caso di momenti variabili lungo l'asse della trave, ricorda che la verifica di instabilità è globale, cioè riguarda tutto il profilo e non la singola sezione. Permette allora di ricorrere ad un momento equivalente minore del massimo, senza perdere di sicurezza. In questo caso, si prende direttamente M_{max} , che rientra nella limitazione della norma:

$$M_{\text{eq}} = M_{\text{max}} \in [0.75 M_{\text{max}}; M_{\text{max}}]$$

$$M_{\text{max}} = 53026 \text{ Nm}$$

Adesso è possibile eseguire la verifica di instabilità presso-flessionale:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{M_{\text{eq},x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{\nu N}{N_{\text{cr},x}}\right)} + \frac{M_{\text{eq},y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{\nu N}{N_{\text{cr},y}}\right)} = 230 \text{ N/mm}^2 < f_{\text{sd}} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

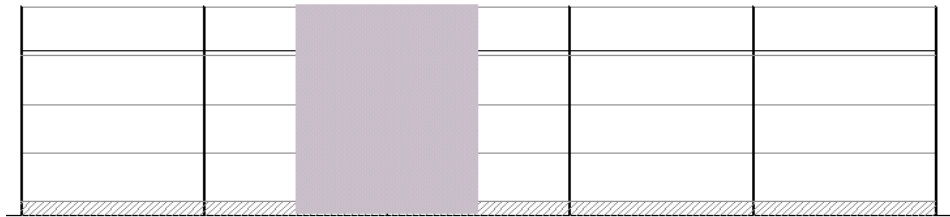
5.4 - Controllo sul peso proprio

L'unico controllo da fare è quello sul montante: il suo peso era stato stimato a 1 KN/m, ma in realtà vale 0.72 KN/m. La verifica è quindi superata.

Capitolo 6 - Colonne laterali

Il compito di questi elementi è ricevere il carico dalla capriata e dalla baraccatura laterale e riportarlo al suolo. Sono quindi elementi pressoinflessi, con possibilità di svergolamento (il carico orizzontale è applicato lungo l'asse forte della sezione).

L'altezza delle colonne di sostegno è pari all'altezza utile del capannone sommata all'altezza del primo montante della capriata:



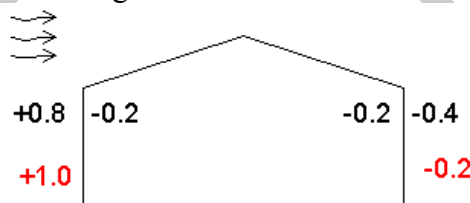
$$H = H(\text{utile}) + H(\text{montante}) + H(\text{materiali})^* = 6\text{m} + 1.56\text{m} + 0.30\text{m} = 8\text{m}$$

* $H(\text{materiali})$ è la differenza (stimata) tra schema unifilare e realtà

L'area di competenza di una colonna è pari alla sua altezza (8m) per l'interasse tra le colonne (6m), cioè 48m^2 (in grigio nella figura).

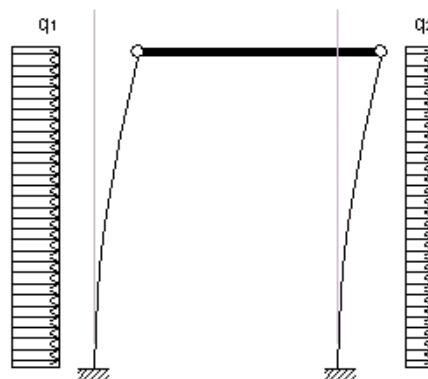
6.1 - Il vento laterale

L'unica azione da studiare in questo capitolo è quella del vento orizzontale: sarebbe infatti troppo svantaggioso attribuire al vento il taglio orizzontale sugli arcarecci laterali (di baraccatura) come si capisce dal disegno:

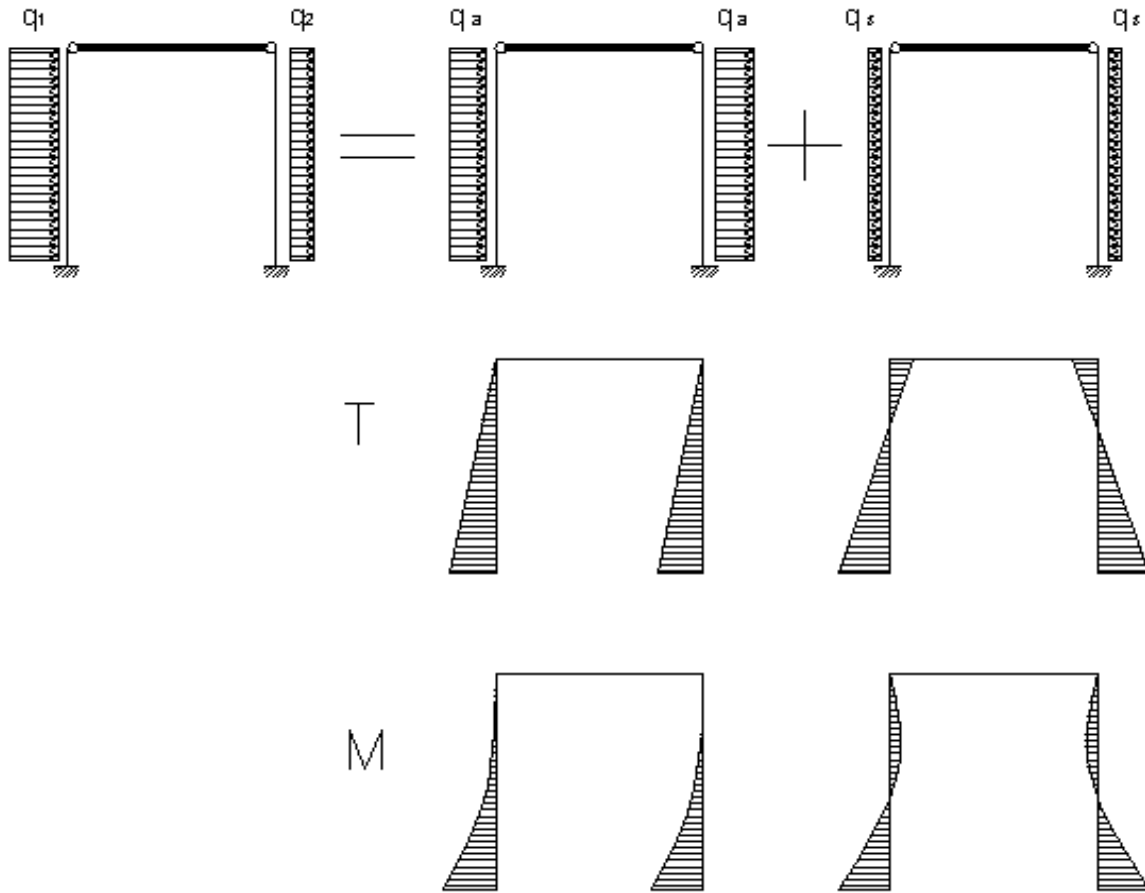


Coeff. di forma C_p per il caso peggiore

Nel Capitolo 2 era già stata verificata la capriata per lo sforzo orizzontale tale che lo schema statico fosse di questo tipo:



Tale schema statico è scomponibile nella somma di uno caricato simmetricamente e di uno caricato antisimmetricamente. Sovrapponendo le caratteristiche di sollecitazione trovate con lo schema statico di compressione semplice, dovuti ai pesi propri e alla neve, si ottiene la situazione globale sul profilato.



Come si vede dai diagrammi, le sollecitazioni massime di taglio e momento si hanno alla base della colonna di sinistra.

Dal DM del 1996 si ricavano p_1 e p_2 :

$$p_1 = q_{ref} c_e c_d c_{p1} = 390.63 \times 1.71 \times 1 \times 1 = 668 \text{ N/m}^2$$

$$p_2 = q_{ref} c_e c_d c_{p2} = 390.63 \times 1.71 \times 1 \times 0.2 = 134 \text{ N/m}^2$$

Queste pressioni andranno moltiplicate per l'interasse tra le colonne per trovare il carico lineare sul montante:

$$q_1 = p_1 \times l_c = 668 \times 6 = 4008 \text{ N/m}$$

$$q_2 = p_2 \times l_c = 134 \times 6 = 804 \text{ N/m}$$

Secondo il metodo di verifica agli stati limite, tali azioni vanno incrementate del 50%:

$$q_1' = q_1 \times 1.5 = 6012 \text{ N/m}$$

$$q_2' = q_2 \times 1.5 = 1206 \text{ N/m}$$

Scomposizione dei due carichi nella parte simmetrica e antimettrica:

$$q_s = \frac{q_1^i - q_2^i}{2} = 2403 \text{ N/m}$$

$$q_a = \frac{q_1^i + q_2^i}{2} = 3609 \text{ N/m}$$

Ricerca delle caratteristiche di sollecitazione (l'altezza del montante è pari a 8m)

$$T_s = q_s \cdot L = 19 \text{ KN}$$

$$T_a = \frac{5}{8} q_a \cdot L = 18 \text{ KN}$$

$$M_s = q_s \cdot \frac{L^2}{2} = 77 \text{ KNm}$$

$$M_a = \frac{1}{8} q_a \cdot L^2 = 29 \text{ KNm}$$

$$T_{\max} = T_s + T_a = 37 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = M_s + M_a = 106 \text{ KNm}$$

6.2 - Condizioni di carico sulla colonna generica

Secondo il DM del 1996, si deve considerare la combinazione di carico più gravosa tra le seguenti:

(si trascurano le combinazioni relative al sovraccarico d'uso, meno gravose della neve)

- a) 1.4 x pesi propri + 1.5 x (neve + 0.7 vento)
- b) 1.4 x pesi propri + 1.5 x (vento + 0.7 neve)

A priori non si può dire quale sia la migliore, e andranno verificate entrambe. Per quanto riguarda il vento, si pone nullo in copertura, in quanto rappresenta un'azione di alleggerimento.

Conviene scomporre nelle componenti verticali e orizzontali i carichi in gioco:

6.2.1 - Carichi verticali sulla colonna generica

L'area di competenza della capriata vale 6m x 24m, quindi ogni colonna ne sostiene la metà: 72m²

- peso capriata:	1.05 KN/m ² x 72 m ²	76 KN
- peso baraccatura:		10 KN
- controvento di parete (stima)		100 KN
- colonna (stima)		12 KN
- totale pesi propri:		206 KN
- peso neve simmetrica:	2.20 KN/m ² x 72 m ²	158 KN

Combinazioni di carico (sforzo normale sulla colonna)

- combinazione a): $N = 1.4 \times 206 + 1.5 \times 158 = 525 \text{ KN}$

- combinazione b): $N = 1.4 \times 206 + 1.5 \times 0.7 \times 158 = 454 \text{ KN}$

6.2.2 - Carichi orizzontali sulla colonna generica:

Nel paragrafo precedente sono stati calcolati q_1' e q_2' , e con questi M e T . I pesi propri e la neve non hanno componente orizzontale, quindi sono nulli. Non è necessario amplificare le caratteristiche di sollecitazione del fattore 1.5, in quanto già amplificate le loro cause.

- combinazione a): $T = 0.7 \times 37 = 26 \text{ KN}$

$M = 0.7 \times 106 = 74 \text{ KNm}$

- combinazione b): $T = 37 = 37 \text{ KN}$

$M = 106 = 106 \text{ KNm}$

Riepilogo condizioni di carico sulla colonna generica:

<i>C.d.S</i>	<i>condizione a)</i>	<i>condizione b)</i>
<i>N</i>	525 KN	454 KN
<i>T_y</i>	26 KN	37 KN
<i>M_x</i>	74 KNm	106 KN

In definitiva ci sono quindi due casi: sforzo normale massimo e taglio e momento minimi e viceversa. Il momento flettente e il taglio agiranno in modo da impegnare la colonna lungo l'asse forte.

6.3 - Condizioni di carico sulla colonna d'angolo

Un discorso a parte va fatto per la *colonna d'angolo*: la sua area di competenza è dimezzata, ma si assume in grado di sostenere anche i carichi che giungono dalla baraccatura di facciata dell'edificio.

Sarà soggetta quindi a sforzi ridotti, che però la impegneranno sia sull'asse forte che sull'asse debole. Non è possibile perciò dire a priori se è meno sollecitata della colonna generica.

6.3.1 - Carichi verticali sulla colonna d'angolo

L'area di competenza della capriata vale 3m x 24m, quindi ogni colonna ne sostiene la metà: 36m²

- peso capriata:	$1.05 \text{ KN/m}^2 \times 36 \text{ m}^2$	38 KN
- peso baraccatura:		18 KN*
- colonna (stima)		12 KN
- totale pesi propri:		59 KN
- peso neve simmetrica:	$2.20 \text{ KN/m}^2 \times 36 \text{ m}^2$	79 KN

* il peso della baraccatura non è dimezzato perché si considera anche la parte sul frontale, di pari larghezza a quella laterale.

Combinazioni di carico (sforzo normale sulla colonna)

- combinazione a):	$N = 1.4 \times 59 + 1.5 \times 79 =$	201 KN
- combinazione b):	$N = 1.4 \times 59 + 1.5 \times 0.7 \times 79 =$	166 KN

6.3.2 - Carichi orizzontali che impegnano l'asse forte della colonna d'angolo

Nel paragrafo precedente sono stati calcolati q_1' e q_2' , e con questi M e T. I pesi propri e la neve non hanno componente orizzontale, quindi sono nulli, ed è possibile:

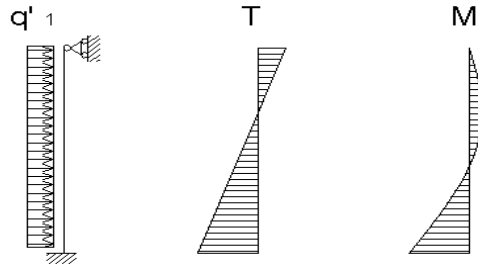
- combinazione a):	$T_y = 0.7 \times 37 / 2^* =$	13 KN
	$M_x = 0.7 \times 106 / 2^* =$	37 KNm
- combinazione b):	$T_y = 37 / 2^* =$	19 KN
	$M_x = 106 / 2^* =$	53 KNm

* perché le aree di competenza sono dimezzate

6.3.3 - Carichi orizzontali che impegnano l'asse debole della colonna d'angolo

E' l'azione del vento che arriva dal frontale. Gli arcarecci del frontale e quelli laterali hanno la stessa luce, quindi il carico vento sul frontale e sui lati è il solito.

Quello che cambia è lo schema statico, che in questo caso è di tipo incastro – appoggio. L'appoggio è costituito dal controvento di parete.



Come carico si prende direttamente $q'_1 = 6012 \text{ N/m}$. La luce del montante è sempre 8m, e questo dà luogo alle seguenti caratteristiche di sollecitazione, già amplificate del fattore 1.5, in quanto già amplificato q'_1

$$T_x = \frac{5}{8} q'_1 \cdot L = 30 \text{ KN} \quad M_y = \frac{1}{8} q'_1 \cdot L^2 = 48 \text{ KNm}$$

- combinazione a): $T_x = 0.7 \times 30 = 21 \text{ KN}$
 $M_y = 0.7 \times 48 = 34 \text{ KNm}$
- combinazione b): $T_x = 30 \text{ KN}$
 $M_y = 48 \text{ KNm}$

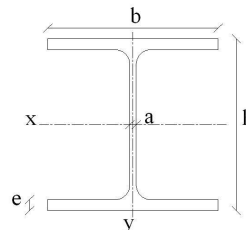
6.3.4 - Riepilogo condizioni di carico

C.d.S	colonna generica		colonna d'angolo	
	condizione a)	condizione b)	condizione a)	condizione b)
N	525 KN	454 KN	201 KN	166 KN
T_x	-	-	21 KN	30 KN
T_y	26 KN	37 KN	13 KN	19 KN
M_x	74 KNm	106 KN	37 KNm	53 KNm
M_y	-	-	34 KNm	48 KNm

Per ogni tipologia di colonna ci sono quindi due casi: sforzo normale massimo e taglio e momento minimi e viceversa.

6.4 - Scelta del profilo

luce **8** m
 fsd **235,00** N/mm²
 tipo **HEB 300**



altezza (mm)	base (mm)	anima (mm)	ali (mm)	J_x (cm ⁴)	J_y (cm ⁴)	peso (KN/m)	W_x (cm ³)	W_y (cm ³)	ρ_x (cm)	ρ_y (cm)	Area (cm ²)
300	300	11	19	25166	8563	1.17	1680	571	13.00	7.58	149

6.5 - Verifica della colonna generica, condizione di carico a)

Le sollecitazioni sulla colonna generica valgono:

N	T _x	T _y	M _x	M _y
525 kN	0	26 kN	74 kNm	0

L'elemento in questione è pressoinflesso secondo l'asse forte. Questo ci obbliga a seguire una verifica di resistenza e una di instabilità flessotorsionale (svergolamento).

6.5.1 - Verifica di resistenza

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 35 + 33 + 0 = 68 \text{ N/mm}^2$$

$$*\tau_{zx} = \frac{1.5 T_x}{2b \cdot t_{ali}} = 0$$

$$*\tau_{zy} = \frac{1.5 T_y}{h \cdot t_{anima}} = 12 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 12 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 72 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

* è una verifica approssimata che assume che il taglio lungo x sia assorbito dalle ali e quello lungo y dall'anima. Fornisce risultati analoghi a Jourawsky.

6.5.2 - Verifica di instabilità flessotorsionale

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4\omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,y}}\right)} < f_{sd}$$

Coef. ω : si ricava come nel caso di instabilità per solo sforzo normale, a partire dalle lunghezze libere di inflessione. Nel piano della capriata (y-y) la colonna si comporta come una mensola, e quindi il termine $\beta = 2$ e $l_{oy} = 2 \times 8\text{m} = 16\text{m}$

Nel piano x-x invece, l'arcareccio laterale più alto collega tutte le colonne al controvento laterale. Queste si comportano quindi come travi incastro – appoggio, e a vantaggio della sicurezza si può assumere $\beta = 1$ e $l_{ox} = 1 \times 8\text{m} = 8\text{m}$

Si possono ricavare le snellezze:

$$\lambda_x = \frac{l_{ox}}{\rho_{ox}} = 123.11$$

$$\lambda_y = \frac{l_{oy}}{\rho_{oy}} = 105.53$$

Dalla snellezza massima, attraverso il prospetto 7.II.c della CNR 10011 si ricava

$$\omega (124) = 2.62$$

$N_{critico}$: sempre con la snellezza massima, attraverso il prospetto 7.VII della medesima norma, si ottiene la tensione critica euleriana $\sigma_{cr} = 132 \text{ N/mm}^2$. Essendo $A = 149 \text{ cm}^2$

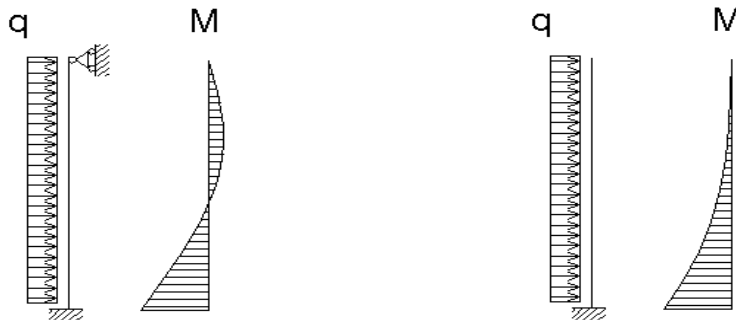
$$N_{cr} = \sigma_{cr} A = 1966 \text{ KN}$$

Coef. ν : è il coeff. di sicurezza sul metodo, per gli stati limite vale 1.

Coef. ψ : coef. legato alla plasticizzazione, in campo elastico vale 1.

M_{eq} : la norma CNR 10011, nel caso di momenti variabili lungo l'asse della trave, ricorda che siccome la verifica di instabilità è globale, cioè riguarda tutto il profilo e non la singola sezione, si può ricorrere ad un momento equivalente minore del massimo, senza perdere di sicurezza.

Come si è visto, lo schema statico che si considera per la colonna generica è una combinazione tra lo schema incastro – appoggio e lo schema a mensola:



Il primo ha un momento negativo e uno positivo, mentre il secondo solo momento negativo. Ne consegue che il primo schema ha un momento medio più basso, e per semplificare i calcoli e a vantaggio della sicurezza, si studia direttamente il momento medio sul secondo schema. Si ignora cioè che una parte del momento totale non agisce su uno schema a mensola, ma su uno più vantaggioso:

$$M_{medio} = \frac{\int_0^L M(z) dz}{L} = \frac{\int_0^L \frac{qz^2}{2} dz}{L} = \frac{qL^2}{6} = \frac{M_{max}}{3}$$

$$M_{eq} > 1.3 M_{medio} = 1.3 \frac{M_{max}}{3} = 0.43 M_{max}$$

La norma CNR 10011 aggiunge una limitazione:

$$M_{eq} \in [0.75 M_{max}; M_{max}]$$

Intersecando queste condizioni si ricava

$$M_{eq} = 0.75 M_{max} = 0.75 \times 74 = 56 \text{ KNm}$$

Coef. ω : è legato alla lunghezza libera di torsione L_t , cioè alla distanza tra due ritegni torsionali. Nel caso in questione, si trascura il contributo degli arcarecci, molto più esili della colonna. Per una mensola, la lunghezza libera di torsione vale due volte la luce:

$$L_t = 2 \times 8\text{m} = 16\text{m}$$

Una volta note le caratteristiche della trave (altezza, base, spessore dell'anima e lunghezza libera di torsione), analogamente a quanto accade per la snellezza, si ricava un valore che confrontato con il prospetto 7-VI della CNR 10011 fornisce il coeff. cercato:

$$\omega_1 = \omega_1 \left(\frac{h \cdot L_t}{b \cdot t_{\text{anima}}} \right) = \omega_1(900) = 1.76 \text{ (per acciai S235)}$$

Adesso è possibile eseguire la verifica di instabilità per svergolamento (flessotorsionale):

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4 \omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,y}}\right)} = 92 + 111 + 0 = 203 \text{ N/mm}^2 \text{ [VERIFICATO]}$$

6.6 - Verifica della colonna generica, condizione di carico b)

Le sollecitazioni sulla colonna generica valgono:

N	T _x	T _y	M _x	M _y
454 KN	0	37 KN	106 KNm	0

L'elemento in questione è pressoinflesso secondo l'asse forte. Questo ci obbliga a seguire una verifica di resistenza e una di instabilità flessotorsionale (svergolamento).

6.6.1 - Verifica di resistenza

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 30 + 48 + 0 = 78 \text{ N/mm}^2$$

$$*\tau_{zx} = \frac{1.5 T_x}{2b \cdot t_{\text{ali}}} = 0$$

$$*\tau_{zy} = \frac{1.5 T_y}{h \cdot t_{\text{anima}}} = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 83 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad \text{[VERIFICATO]}$$

* è una verifica approssimata che assume che il taglio lungo x sia assorbito dalle ali e quello lungo y dall'anima. Fornisce risultati analoghi a Jourawsky.

6.6.2 - Verifica di instabilità flessotorsionale

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4\omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,y}}\right)} < f_{sd}$$

Analogamente a quanto detto prima:

$$\omega = 2.62; \quad N_{cr} = 1966 \text{ KN}; \quad v = 1; \quad \psi = 1; \quad \omega_1 = 1.76 \quad M_{eq} = 0.75 M_{\max}$$

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4\omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,y}}\right)} = 80 + 152 + 0 = 232 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

6.7 - Verifica della colonna d'angolo, condizione di carico a)

Le sollecitazioni sulla colonna generica valgono:

N	Tx	Ty	Mx	My
201 KN	21 KNm	13 KN	37 KNm	34 KNm

L'elemento in questione è pressoinflesso secondo l'asse forte. Questo ci obbliga a seguire una verifica di resistenza e una di instabilità flessotorsionale (svergolamento).

6.7.1 - Verifica di resistenza

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 13 + 22 + 60 = 95 \text{ N/mm}^2$$

$$*\tau_{zx} = \frac{1.5 T_x}{2b \cdot t_{ali}} = 3$$

$$*\tau_{zy} = \frac{1.5 T_y}{h \cdot t_{anima}} = 6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 96 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

* è una verifica approssimata che assume che il taglio lungo x sia assorbito dalle ali e quello lungo y dall'anima. Fornisce risultati analoghi a Jourawsky.

6.7.2 - Verifica di instabilità flessotorsionale

Analogamente a quanto detto prima:

$$\omega = 2.62; \quad N_{cr} = 1966 \text{ KN}; \quad \nu = 1; \quad \psi = 1; \quad \omega_1 = 1.76$$

Stavolta, data l'esiguità dei momenti flettenti, si assume $M_{eq} = M_{max}$ per brevità:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4\omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{\nu N}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{\nu N}{N_{cr,y}}\right)} = 35 + 61 + 66 = 162 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

6.8 - Verifica della colonna d'angolo, condizione di carico b)

Le sollecitazioni sulla colonna generica valgono:

N	Tx	Ty	Mx	My
166 KN	30 KNm	19 KN	53 KNm	48 KNm

L'elemento in questione è pressoinflesso secondo l'asse forte. Questo ci obbliga a seguire una verifica di resistenza e una di instabilità flessotorsionale (svergolamento).

6.8.1 - Verifica di resistenza

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 11 + 32 + 84 = 127 \text{ N/mm}^2$$

$$*\tau_{zx} = \frac{1.5 T_x}{2b \cdot t_{ali}} = 4$$

$$*\tau_{zy} = \frac{1.5 T_y}{h \cdot t_{anima}} = 9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 10 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 128 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

* è una verifica approssimata che assume che il taglio lungo x sia assorbito dalle ali e quello lungo y dall'anima. Fornisce risultati analoghi a Jourawsky.

6.8.2 - Verifica di instabilità flessotorsionale

Analogamente a quanto detto prima:

$$\omega = 2.62; \quad N_{cr} = 1966 \text{ KN}; \quad \nu = 1; \quad \psi = 1; \quad \omega_1 = 1.76$$

Stavolta, data l'esiguità dei momenti flettenti, si assume $M_{eq} = M_{max}$ per brevità:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4\omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{\nu N}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{\nu N}{N_{cr,y}}\right)} = 29 + 85 + 92 = 206 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

6.9 - Reazioni vincolari al piede delle colonne

Questi dati serviranno per definire l'interfaccia colonna – plinto:

<i>C.d.S. Max</i>	<i>neve massima</i>	<i>vento massimo</i>
<i>N</i>	525 KN	15 KN
<i>Ty</i>	-	37 KN
<i>Mx</i>	-	106 KNm

6.10 -Controllo sul peso proprio

Il peso proprio stimato è maggiore di quello reale (1.5 KN/m contro 1.17 KN/m) quindi la verifica è superata.

Nel calcolo dei carichi che gravano sulle colonne, si sono commessi due errori:

- si è considerato il peso della capriata pari a quello della zona con controvento di falda, cioè proprio dove il peso proprio è maggiore.
- si è considerato che sulla colonna generica agisca il controvento di parete

Queste due situazioni sono incompatibili tra loro, perché nella zona del controvento di falda certamente non si trova il controvento di parete.

In ogni caso, anche considerando questi fatti, dato il grosso contributo del momento flettente nella verifica di instabilità, una riduzione dello sforzo normale non avrebbe permesso una riduzione del profilato.

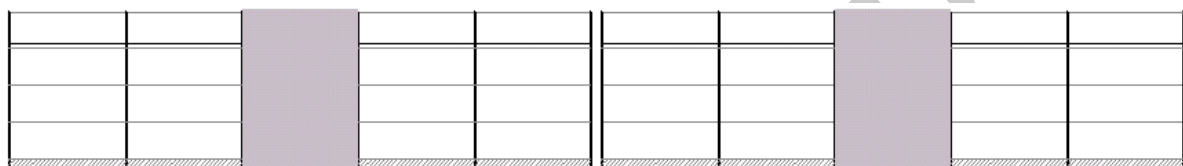
Ne deriva che nella realtà le tensioni sulle colonne generiche sono più basse, e questo va a vantaggio della sicurezza.

Capitolo 7 - Controvento di parete

Il controvento di parete ha la funzione di assorbire le azioni che provengono dal controvento di falda, quelle dovute al vento di trascinamento sulla baraccatura laterale e quelle di instabilizzazione delle colonne laterali.

La posizione del controvento è scelta in mezzeria del semi-capannone, per limitare la lunghezza libera d'inflessione dell'arcareccio di falda di bordo.

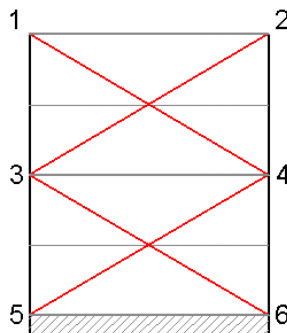
L'intero capannone è stato diviso in due capannoni a se stanti data l'eccessiva lunghezza, che avrebbe innescato problemi di carattere termico:



Zone in cui vengono disposti i controventi.

7.1 - Geometria

L'interasse degli arcarecci di parete suggerisce la geometria, che sarà di questo tipo:



E' una struttura reticolare molto semplice. La parte tratteggiata sotto l'asta 5-6 rappresenta il franco della baraccatura laterale, dove questa è sostituita da un muro di cordolo di 50cm di altezza.

Le dimensioni delle aste sono le seguenti:

Montanti	Corrente sinistro	Corrente destro	Diagonali
1-2	1-3	2-4	1-4 (2-3)
3-4	3-5	4-6	3-6 (4-5)
5-6	3.53 m		6.96 m
6.00 m			

7.2 - Analisi dei carichi

-Reazione del controvento di falda:

In questo caso non si considerano le azioni dovute all'instabilizzazione del corrente superiore della capriata, in quanto autoequilibrate in copertura.

Rimangono quindi le sole azioni date dal vento di trascinamento in falda e dal vento sui frontali, già dedotte nel Capitolo 3 "Controvento di falda":

Vento di trascinamento di falda: 16.47 KN

Vento sul frontale: 38.60 KN

per un totale di **55.07 KN**

(le origini di queste forze sono già amplificate secondo il metodo agli S.L.)

- Vento di trascinamento longitudinale

Si assume che longitudinalmente le colonne siano travi appoggio – incastro. L'appoggio è fornito appunto dal controvento longitudinale. Si assume inoltre che la reazione di appoggio viaggi nell'arcareccio di bordo della copertura, fino a raggiungere la controventatura.

Per una trave appoggio–incastro, la reazione sull'appoggio è $3/8$ ql.

Pressione di trascinamento:

In modo analogo a quanto calcolato per la copertura, si ricava la pressione di trascinamento dalla formula:

$$p_f = q_{ref} c_e c_f = 0.03 \text{ KN/m}^2$$

Dove:

$q_{ref} = 390 \text{ N/m}^2$ come spiegato nel capitolo 1 "copertura"

$c_e = 1.71$ “

$c_f = 0.04$ essendo la lamiera grecata una superficie scabra

Tale pressione va moltiplicata per la lunghezza del semicapannone per ottenere il carico lineare q con il quale si ricava la reazione d'appoggio cercata:

$$q = p_f \times L = 0.03 \times 30 = 0.9 \text{ KN/m}$$

$$F = 3/8 q l = 3/8 \times 0.9 \times 8 = \mathbf{2.70 \text{ KN}}$$

(con l = altezza della colonna laterale)

- Instabilizzazione delle colonne laterali

Le colonne laterali sono soggette ad uno sforzo normale di compressione che tende a instabilizzarle. Il controvento fa da ritegno all'instabilizzazione nel piano di baraccatura, cioè lungo l'asse debole della sezione delle colonne. L'uso del controvento ha permesso, in fase di studio delle colonne, di raggiungere snellezze confrontabili sia lungo l'asse forte (che non si giova del dispositivo) sia lungo l'asse debole, ottimizzando l'uso del materiale.

$$R = \frac{N_{\max} \times n}{100} = 31 \text{ KN}$$

Dove:

$N_{\max}$ = sforzo normale massimo sulle colonne (Capitolo 6; 525 KN)

n = numero di capriate (6)

- Considerazione sull'arcareccio di bordo della copertura

Come già detto, è l'arcareccio di bordo della copertura che trasmette anche le azioni come instabilità delle colonne laterali e vento di trascinamento laterale al controvento di parete.

Questa scelta è stata fatta perchè l'arcareccio di bordo di falda ha l'asse passante per quello della colonna, e non si genera torsione nell'unione.

In fase di studio di questo arcareccio erano stati dedicati 40 KN per le azioni laterali (instabilità colonne e vento trascinamento).

Come si può vedere, di questi ne vengono utilizzati solo $31 + 2.7 = 34$, quindi la stima era corretta, e non occorre nessuna verifica aggiuntiva.

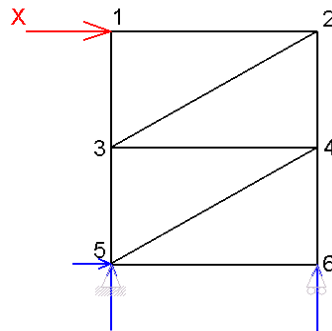
Azione totale sul controvento:

E' pari alla somma di quanto visto:

$$X = 55.07 + 2.70 + 31 = 90 \text{ KN}$$

7.3 - Sforzi sulle aste

Si considerano a questo punto, analogamente a quanto detto per il controvento di falda, le diagonali come capaci di resistere a sola trazione, ottenendo così una struttura isostatica:



La reazione vincolare verticale V_6 si trova facendo l'equilibrio alla rotazione intorno al nodo 5. La reazione vincolare orizzontale H_5 sarà uguale e contraria ad X mentre V_5 sarà uguale e contraria a V_6 :

$$V_6 = \frac{X \cdot \overline{1-5}}{\overline{1-2}} = 86 \text{ KN}$$

$$V_5 = -V_6 = -86 \text{ KN}$$

$$H_5 = -X = -73 \text{ KN}$$

	asta	luce [m]	sforzo [KN]
Montanti (compressi)	1-2	6,00	79,00
	3-4	6,00	79,00
	5-6	6,00	0,00
Corrente sinistro (teso)	1-3	3,53	0,00
	3-5	3,53	-46,48
Corrente destro (compresso)	2-4	3,53	46,48
	4-6	3,53	92,96
Diagonali (tese)	2-3	6,96	-91,66
	4-5	6,96	-91,66

Nota: la compressione ha segno positivo

Nella tabella sono evidenziati in grassetto gli sforzi massimi sulle aste di un gruppo.

In base a questi è possibile dimensionare le parti del controvento.

7.4 - Verifiche

7.4.1 - Montanti (arcarecci di baraccatura)

Questi elementi sono sottoposti a presso-flessione deviata. Il profilato scelto per gli arcarecci ordinari è un U 160. Poiché in questo caso aumentano le sollecitazioni, si passa direttamente a verificare un HEB 160, in modo da non compromettere la planarità del piano formato da tutti gli arcarecci, e quindi la stesura della baraccatura.

L'elemento deve resistere ad un incremento di pressione di 73 KN. Lo schema statico è quello su due appoggi.

Dall'analisi dei carichi sull'arcareccio di parete generico (Capitolo 4) è emerso:

carico q_x	595	N/m
carico q_y	1804	N/m

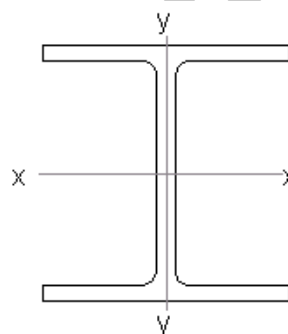
Al carico q_x (verticale) andrà tolto il peso che si era stimato per l'arcareccio generico che si era stimato nel Capitolo 4 e aggiunto il peso reale dell'arcareccio rinforzato, ricordandosi che entrambi i carichi vanno amplificati di 1.4 secondo il metodo di verifica agli stati limite:

$$q_x' = q_x - 1.4 q(\text{stimato}) + 1.4 q(\text{reale}) = 595 - 1.4 \times 250 + 1.4 \times 430 = 847 \text{ N/m}$$

Oltre al nuovo carico, va considerato anche lo sforzo normale di compressione di 73 KN

Caratteristiche del profilato

luce	6,00	m
fsd	235,00	N/mm ²
tipo	HEB 160	

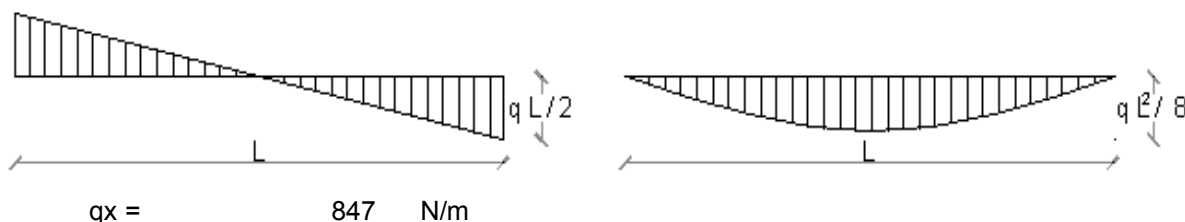


altezza (mm)	base (mm)	anima (mm)	ali (mm)	J_x (cm ⁴)	J_y (cm ⁴)	peso (KN/m)	W_x (cm ³)	W_y (cm ³)	ρ_x (cm)	ρ_y (cm)	Area (cm ²)
160	160	8	13	2492	889	0.43	311	111	6.78	4.05	54.3

- Verifica di resistenza

Siamo nel caso di pressoflessione.

Per lo schema statico a due appoggi, si hanno i seguenti diagrammi di Taglio e Momento:



$$q_y = 1804 \text{ N/m}$$

$$M_x = q_y L^2 / 8 = 8118.00 \text{ Nm}$$

$$M_y = q_x L^2 / 8 = 3811.50 \text{ Nm}$$

$$T_x = q_x L / 2 = 2541.00 \text{ N}$$

$$T_y = q_y L / 2 = 5412.00 \text{ N}$$

$$N = 79000 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = 14.55 + 26.06 + 34.30 = 75 \text{ N/mm}^2$$

$$*\tau_{zx} = \frac{1.5 T_x}{2b \cdot t_{ali}} = 0.92 \text{ N/mm}^2$$

$$*\tau_{zy} = \frac{1.5 T_y}{h \cdot t_{anima}} = 6.34 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = 6.41 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 76 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

* è una verifica approssimata che assume che il taglio lungo x sia assorbito dalle ali e quello lungo y dall'anima. Fornisce risultati analoghi a Jourawsky.

- Verifica di instabilità pressoflessionale

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4\omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,y}}\right)} < f_{sd}$$

Coef. ω : si ricava come nel caso di solo sforzo normale, a partire dalle lunghezze libere di inflessione. Sia nel piano forte che nel debole dell'arcareccio, lo schema statico è su due appoggi, quindi il coeff. β è pari ad 1, e la lunghezza libera d'inflessione su entrambi i piani pari all'interasse tra le colonne (6m).

La snellezza massima è quindi quella relativa al raggio di inerzia minore, ρ_{oy} , pari a 4.05 cm.

$$\lambda_{max} = \frac{l_{0y}}{\rho_{oy}} = 149$$

Da cui, attraverso il prospetto 7.II.c della CNR 10011 si ricava $\omega = 3.42$

$N_{critico}$: sempre con la snellezza massima, attraverso il prospetto 7.VII della medesima norma, si ottiene la tensione critica euleriana $\sigma_{cr} = 90 \text{ N/mm}^2$. Essendo $A = 54.30 \text{ cm}^2$,

$$N_{cr} = \sigma_{cr} A = 488 \text{ KN}$$

Coef. v : è il coeff. di sicurezza sul metodo, per gli stati limite vale 1.

Coef. ψ : coef. legato alla plasticizzazione, in campo elastico vale 1.

M_{eq} : si assume pari a M_{max} , rispettando la limitazione $M_{eq} \in [0.75 M_{max}; M_{max}]$,

Adesso è possibile eseguire la verifica di instabilità pressoflessionale:

$$\sigma = \omega \frac{N}{A} + \frac{1.4 \omega_1 M_{eq,x}}{\psi \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{eq,y}}{\psi \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{vN}{N_{cr,y}}\right)} = 122 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

In queste verifiche si è assunto il manto come ritegno torsionale diffuso, evitando di compiere la verifica a svergolamento. Il profilato scelto è chiaramente sovradimensionato, ma a parità di altezza, una IPE 160 è risultata insufficiente.

7.4.2 - Diagonali

Le diagonali, analogamente a quanto avviene per il controvento di falda, sono tese e devono essere costituite da elementi in grado di instabilizzarsi molto facilmente, per restare aderenti allo schema statico ipotizzato (struttura reticolare isostatica).

Le diagonali saranno imbullonate con bulloni M12 allineati, quindi andrà tolta, all'area del profilato, l'area del foro, di diametro 13mm, per trovare l'area effettiva resistente.

Lo sforzo normale sulle diagonali è di 84.70 KN. Prendendo un **piatto 60mm x 10mm**, con area di 6cm², e area efficace di $6 - 1.3 = 4.30$ cm², si ottiene una tensione di:

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff.}} = \frac{84700N}{430mm^2} = 213 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

7.4.3 - Corrente sinistro

Il corrente sinistro coincide con la colonna laterale, fortemente compressa. Poiché in questo caso è teso, lo sforzo normale sulla colonna diminuisce, e non occorre alcuna verifica.

7.4.4 - Corrente destro

Al contrario, il corrente destro è compresso, e lo sforzo normale sulla colonna subisce un incremento dovuto in parte alla compressione e in parte all'aumento dei pesi propri (arcarecci rinforzati, diagonali e piastre di fissaggio)

- Incremento dei pesi propri:

Tipo	Prima [KN]	Dopo [KN]	Diff. [KN]
Arcarecci	0,25 x 3 x 6	0,43 x 3 x 6	3.3
Diagonali	0	1.4	1.4
Totale	4.7 KN		
Totale ampl.	4.7 x 1.4 = 6.6 KN		

Per considerare anche il peso delle unioni si incrementa del 10% il valore trovato: 7.2 KN.

Ogni colonna del controvento sarà soggetta ad un incremento di peso proprio pari alla metà di questo valore: 3.6 KN.

- Incremento dovuto al controvento:

già calcolato, è pari a 93 KN.

L'incremento totale di sforzo normale vale $3.6 + 93 = 97$ KN. Nello studio delle colonne era stato riservato per il controvento un incremento di sforzo normale di 100 KN, quindi l'incremento reale, di 97 KN, è accettabile. La colonna è in grado di resistere alle azioni di compressione indotte dal controvento.

NERI ALFREDO
UNIFI

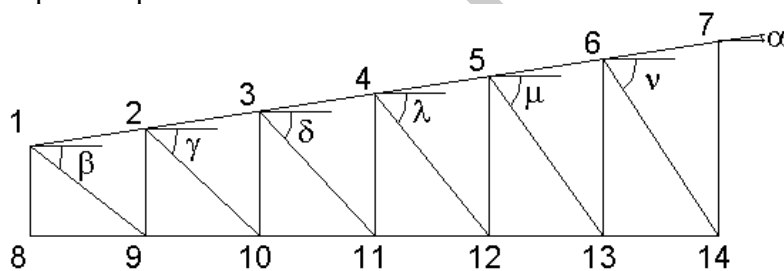
Capitolo 8 - Nodi della capriata

Per le unioni è impossibile seguire la teoria di De Saint Venant, ma ci si riferisce a regole grossolane, fondate su sperimentazioni pratiche.

L'edificio metallico fa uso di unioni saldate e bullonate. Le prime, che consentono di ottenere la monoliticità, sono tuttavia delicate e necessitano di un'esecuzione in ambiente controllato e da parte di personale esperto. Sono quindi usate per parti del capannone che nascono in officina, quali ad esempio la trave di capriata.

Le unioni bullonate, invece, sono di più semplice realizzazione, e vengono sfruttate per unire i vari pezzi creati in officina. Hanno comunque bisogno di una corretta messa in opera, che si basa sull'uso di chiavi dinamometriche, che consentono di capire se la coppia di serraggio è quella ottimale, pena il cattivo funzionamento dell'unione, o addirittura il danneggiamento del bullone.

Di seguito, lo sforzo normale da utilizzare nelle aste per il dimensionamento della giunzione verrà calcolato incrementandolo del 20%, a vantaggio della sicurezza. La capriata ha una conformazione di questo tipo:



8.1.1 - Aste che compongono la capriata

Tipo	Asta [2 L accoppiate]	Area [cm ²]	Eccentricità [cm]	f _{sd}
Corrente superiore	100 x 200 x 10	29.2	6.93	235 N/mm ²
Montanti	60 x 80 x 10	13.1	2.63	
Diagonali				
Corrente inferiore	100 x 150 x 10	24.2	4.81	

Tutte le piastre di nodo hanno medesimo spessore: 15mm

8.1.2 - Sforzi sulle aste

Questa tabella è stata ripresa dal Capitolo 2 “Capriata”

Asta	Max (compressione)	Min (trazione)	Tipo
1-2	370	/	Corrente superiore
2-3	621	/	
3-4	779	/	
4-5	862	/	
5-6	885	/	
6-7	857	/	
8-9	/	/	Corrente inferiore
9-10	/	369	
10-11	1	619	
11-12	1	777	
12-13	1	860	
13-14	1	883	
1-9	/	468	Diagonali
2-10	/	329	
3-11	/	214	
4-12	/	117	
5-13	11	34	
6-14	48	19	
1-8	/	/	Montanti
2-9	288	/	
3-10	213	/	
4-11	145	/	
5-12	82	/	
6-13	25	8	
7-14	/	63	

Riuscire a dimensionare una piastra generica, valida per tutti i nodi tranne quelli agli estremi e quelli centrali (che hanno unioni di tipo particolare) significa premiare l' uniformità dell'opera, e facilitarne la costruzione.

Per non commettere errori che potrebbero compromettere la stabilità, è però necessario fare un'attenta analisi di tutte le varie combinazioni di sforzi normali gravanti su un nodo.

8.2 - Studio nel nodo superiore intermedio

Tutti gli sforzi in questa tabella sono espressi in KN

Nodo	Corrente sup sx	Corrente sup. dx	Montante	Diagonale
2	370	621	288	329
3	621	779	213	214
4	779	862	145	117
5	862	885	82	34
6	885	857	25	19

Non è possibile a priori determinare l'unione più sollecitata, è quindi indicato qui di seguito un procedimento generale, applicabile a tutti i nodi intermedi del corrente superiore. I risultati numerici per ogni nodo saranno tabulati tutti insieme, e si cercherà di realizzare una unione standard da applicare a tutti i nodi in esame, nell'ottica di mantenere l'uniformità delle parti dell'opera.

8.2.1 - Verifica del nodo generico

Dimensionamento dei cordoni di saldatura

Corrente superiore

Lo sforzo normale assorbito dall'unione per questo elemento è pari alla differenza tra lo sforzo normale destro e sinistro rispetto al nodo, amplificata del 20%:

$$N = 1.2 \times |N_{dx} - N_{sx}|$$

L'unica sollecitazione agente sul cordone è il taglio, dato dallo sforzo normale agente sull'asta.

$$\tau_{//} = \frac{N/2}{a \cdot l^*} \leq 0.7 f_{sd}$$

Nella formula precedente, **a** è pari alla altezza della sezione di gola del cordone, definita come l'altezza del triangolo inscritto nella sezione trasversale del cordone (CNR 10011 5.1.2.1):



Un'altra prescrizione della norma è che il lato **b** della saldatura deve essere compreso tra la metà e l'intero dello spessore minimo dei profilati da unire (es: piastra 15mm, profilato 10mm, nella formula seguente $t_2 = 10\text{mm}$)

$$\frac{t_2}{2} \leq b \leq t_2$$

In questo modo il cordone è assimilabile ad un quarto di cerchio, e il parametro **a** diventa:

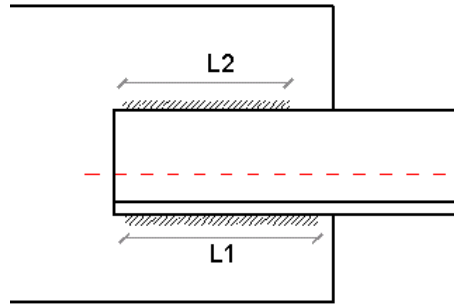
$$a = \frac{b\sqrt{2}}{2}$$

Adesso è possibile, invertendo la formula delle tensioni tangenziali, determinare la lunghezza minima del cordone:

$$l^* = \frac{N/2}{a \cdot 0.7 f_{sd}}$$

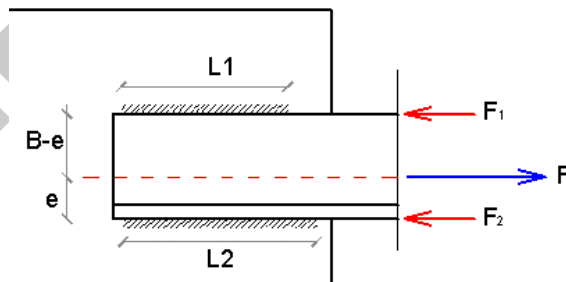
Questa è la lunghezza totale dei cordoni che uniscono una L (non tutte e due, per questo si è usato $N/2$) alla piastra di nodo.

Se la L fosse simmetrica, basterebbe dividere in due la lunghezza trovata per ottenere le lunghezze di ogni cordone:



ma questo non accade, e poiché occorre garantire l'equilibrio delle tensioni, bisogna variare la lunghezza dei cordoni in funzione della loro distanza dal baricentro (il baricentro della saldatura deve trovarsi lungo l'asse del baricentro del profilato).

Se si equilibrano alla rotazione le risultanti delle tensioni sul singolo cordone, e se si assumono risultanti e lunghezza del cordone proporzionali, ricavando la lunghezza di ogni cordone per ottenere un'unione bilanciata (priva di momento torcente):



$$\begin{cases} F_2 \cdot e = F_1 (B - e) \\ F_1 + F_2 = F \end{cases}$$

essendo $F_i \propto l_i$ si può riscrivere in termini di lunghezze del cordone:

$$\begin{cases} l_2 \cdot e = l_1 (B - e) \\ l_1 + l_2 = l^* \end{cases} \quad \begin{cases} l_1 = l_2 \frac{e}{(B - e)} \\ l_1 = l^* - l_2 \end{cases}$$

$$0 = l_2 \frac{e}{(B - e)} - l^* + l_2$$

$$l_2 e - l^* (B - e) + l_2 B - l_2 e = 0 \quad - l^* (B - e) + l_2 B = 0 \quad l_2 = \frac{l^* (B - e)}{B}$$

$$\begin{cases} l_1 = \frac{l^* e}{B} \\ l_2 = \frac{l^* (B - e)}{B} = l^* - l_1 \end{cases}$$

con B = larghezza della parte di profilato appoggiata all'unione,
 e = eccentricità del baricentro del profilato nel piano dell'unione.

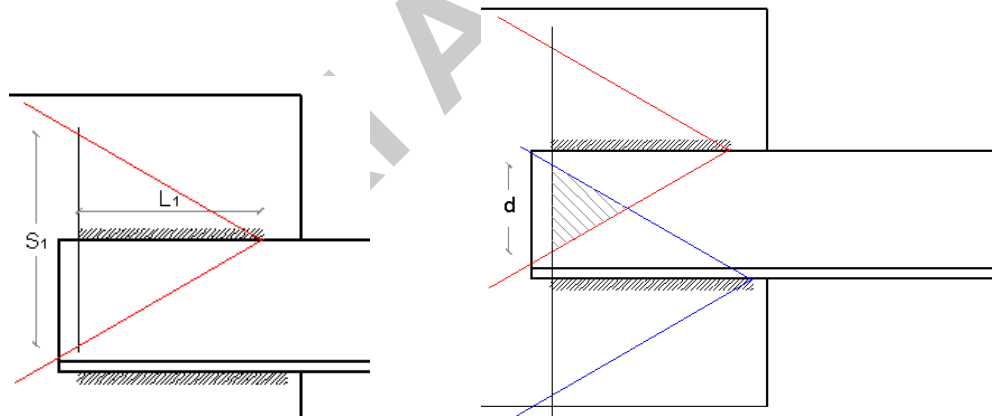
I valori trovati vanno incrementati della quantità $2a$, perchè non sempre la parte agli estremi della saldatura risulta perfetta:

$$L_1 = l_1 + 2a \quad L_2 = l_2 + 2a$$

Bisogna inoltre verificare che $L_{\min} > 15b$

Dimensionamento della piastra di nodo

Si fa l'ipotesi che le tensioni si diffondano in modo conico nella piastra, con un'apertura di 60° . Via via che ci si allontana dal vertice del cono, le tensioni vengono trasferite dal profilato alla piastra. Quando si raggiunge la fine del cordone di saldatura, le tensioni sono entrate tutte nella piastra, ed è lì che occorre verificare la resistenza:



Nel caso che il profilato sia piccolo e il cono relativo al cordone 1 si sovrapponga all'altro per una distanza $d > 0.15 S_{\min}$ allora le tensioni risultanti sono la somma delle tensioni su ogni cono. Se questo non accade ogni cono può essere inteso come isolato.

Nei nodi della capriata le aste sono molto strette, quindi si dà per scontato che ci sia una zona di sovrapposizione, ponendo direttamente $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$
 (quanto segue non vale per il corrente superiore, come sarà spiegato più tardi)

$$S1 = 2 \times L1 \times \tan(30^\circ)$$

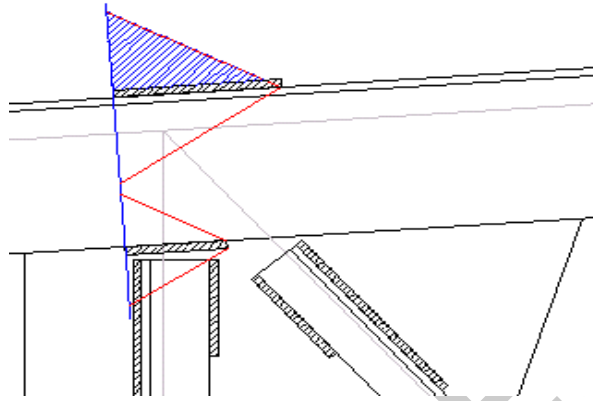
$$S2 = 2 \times L2 \times \tan(30^\circ)$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{t_p \cdot S1} \cdot \frac{L1}{(L1 + L2)} = \frac{N}{t_p \cdot 2L1 \cdot \tan(30^\circ)} \cdot \frac{L1}{(L1 + L2)} = \frac{N}{t_p \cdot 2 \cdot \tan(30^\circ)} \cdot \frac{1}{(L1 + L2)} = \sigma_2$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \frac{N}{t_p \cdot \tan(30^\circ)} \cdot \frac{1}{(L1 + L2)} < f_{sd}$$

- corrente superiore

il corrente superiore, data la geometria dell'unione, ha un cono di diffusione delle tensioni diverso, come si vede dalla figura:



Infatti, la zona tratteggiata in blu non esiste, perchè la piastra di nodo segue il profilo del corrente superiore.

Ne consegue che la tensione relativa al cordone 2 (quello corrispondente con la costola della L) avendo metà cono di diffusione a disposizione, varrà il doppio.

In questo caso le tensioni per ciascun cordone vanno valutate separatamente:

$$S1 = 2 \times L1 \times \tan(30^\circ)$$

$$S2 = L2 \times \tan(30^\circ)$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{t_p} \cdot \frac{L1}{(L1 + L2)}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{t_p} \cdot \frac{L2}{(L1 + L2)}$$

In generale, essendo la verifica molto cautelativa, è permesso il sovrapporsi di coni di diffusione appartenenti ad aste diverse.

8.2.2 - Verifica di tutti i nodi superiori intermedi

In questo paragrafo è applicato il procedimento sopra descritto ad ogni nodo intermedio superiore della capriata. Come nel resto del capannone, si è impostato un foglio di calcolo che permette, in modo rapido, di tabulare tutte le caratteristiche di ogni nodo, e scegliere come unione standard la più sollecitata.

Lo spessore delle piastre di nodo è pari a 15mm, come deciso nella verifica delle aste della capriata (Capitolo 2).

L'acciaio usato nelle unioni è il medesimo dei profilati: S 235

Dalla tabella a fianco si capisce che la parte relativa al nodo 2 rappresenta l'unione più sollecitata. Le celle che contengono la parola "ERRORE" sono riferite al fatto che, per quelle righe, il lato della saldatura b è troppo grande, e non viene superata $L_{\min} > 15 b$.

Si ignora questo fatto perchè per il nodo 2, che è il più sollecitato, non si verificano questi problemi.

Viene assunta quindi l'unione 2 come standard per i nodi intermedi superiori.

Tale unione ha le seguenti caratteristiche:

Nodo	Tipo asta	L1 [mm]	L2 [mm]
2	corrente		
	superiore	97	176
	montante	105	207
	diagonale	119	235

Come già detto, lo spessore della piastra di nodo è di 15mm.

Le tensioni sigma sulle ultime colonne della tabella sono quelle relative alla piastra.

Per i cordoni di saldatura è stata scelta lunghezza tale da avere una tensione fissa leggermente minore di 0.7 fsd, come consentito dalla normativa.

Nodo	Tipo asta	N [kN]	1, 2 N [kN]	Δ N [kN]	B [mm]	e [cm]	b [mm]	a [mm]	r* [mm]	H [mm]	I2 [mm]	L1 [mm]	L2 [mm]	t5_b [mm]	S1 [mm]	S2 [mm]	σ1 [N/mm2]	σ2 [N/mm2]	σ [N/mm2]
2	corrente sup sx	370	444,00	301,20	200,00	6,93	5,00	3,54	258,95	89,72	169,22	96,80	176,29	75,00	111,77	101,78	63,68	127,36	191,04
	corrente sup dx	621	745,20	-	80,00	2,63	5,00	3,54	297,12	97,68	199,44	104,75	206,51	75,00	120,95	238,46	64,10	64,10	128,21
	montante	288	345,60	-	80,00	2,63	5,00	3,54	339,41	111,58	227,83	118,65	234,90	75,00	137,01	271,24	64,47	64,47	128,94
	diagonale	329	394,80	-	80,00	2,63	5,00	3,54	163,00	56,48	106,52	63,55	113,59	ERRORE	73,38	65,58	61,79	123,59	185,38
3	corrente sup sx	621	745,20	189,60	200,00	6,93	5,00	3,54	163,00	56,48	106,52	63,55	113,59	ERRORE	73,38	65,58	61,79	123,59	185,38
	corrente sup dx	779	934,80	-	80,00	2,63	5,00	3,54	219,74	72,24	147,50	79,31	154,57	75,00	91,58	178,49	63,10	63,10	126,19
	montante	213	255,60	-	80,00	2,63	5,00	3,54	220,77	72,58	148,19	79,65	155,27	75,00	91,97	179,29	63,11	63,11	126,23
	diagonale	214	256,80	-	80,00	2,63	5,00	3,54	85,63	29,67	55,96	36,74	63,03	ERRORE	42,42	36,39	57,64	115,27	172,91
4	corrente sup sx	779	934,80	99,60	200,00	6,93	5,00	3,54	85,63	29,67	55,96	36,74	63,03	ERRORE	42,42	36,39	57,64	115,27	172,91
	corrente sup dx	862	1034,40	-	80,00	2,63	5,00	3,54	149,59	49,18	100,41	56,25	107,48	ERRORE	64,95	124,11	61,36	61,36	122,71
	montante	145	174,00	-	80,00	2,63	5,00	3,54	120,70	39,68	81,02	46,75	88,09	ERRORE	53,98	101,72	60,11	60,11	120,23
	diagonale	117	140,40	-	80,00	2,63	5,00	3,54	23,73	8,22	15,51	15,29	22,58	ERRORE	17,66	13,04	42,08	84,16	126,23
5	corrente sup sx	862	1034,40	27,60	200,00	6,93	5,00	3,54	23,73	8,22	15,51	15,29	22,58	ERRORE	17,66	13,04	42,08	84,16	126,23
	corrente sup dx	885	1062,00	-	80,00	2,63	5,00	3,54	84,60	27,81	56,78	34,88	63,86	ERRORE	40,28	73,73	57,54	57,54	115,08
	montante	82	98,40	-	80,00	2,63	5,00	3,54	35,08	11,53	23,54	18,60	30,62	ERRORE	21,48	35,35	47,86	47,86	95,72
	diagonale	34	40,80	-	80,00	2,63	5,00	3,54	28,89	10,01	18,88	17,08	25,95	ERRORE	19,72	14,98	45,08	90,17	135,25
6	corrente sup sx	885	1062,00	33,60	200,00	6,93	5,00	3,54	28,89	10,01	18,88	17,08	25,95	ERRORE	19,72	14,98	45,08	90,17	135,25
	corrente sup dx	867	1028,40	-	80,00	2,63	5,00	3,54	25,79	8,48	17,31	15,55	24,38	ERRORE	17,96	28,16	43,37	43,37	86,75
	montante	25	30,00	-	80,00	2,63	5,00	3,54	19,60	6,44	13,16	13,51	20,23	ERRORE	15,61	23,36	39,01	39,01	78,02
	diagonale	19	22,80	-	80,00	2,63	5,00	3,54	19,60	6,44	13,16	13,51	20,23	ERRORE	15,61	23,36	39,01	39,01	78,02

8.3 - Studio del nodo inferiore intermedio

Lo stesso identico procedimento può essere applicato ai nodi inferiori. Si giunge ai risultati espressi in tabella. I valori degli sforzi normali di partenza sono gli stessi del paragrafo iniziale “Sforzi sulle aste”, dedotti dal Capitolo 2 “Capriata”.

Anche in questo caso le celle contenenti la parola “ERRORE” sono ignorabili.

Come per il corrente superiore, anche qui l'unione intermedia più sollecitata è quella sul nodo più vicino alla colonna, cioè il nodo 9.

Viene assunta quindi l'unione 9 come standard per i nodi intermedi inferiori.

Tale unione ha le seguenti caratteristiche:

Nodo	Tipo asta	L1 [mm]	L2 [mm]
9	corrente inferiore	139	256
	montante	105	207
	diagonale	166	301

Come già detto, lo spessore della piastra di nodo è di 15mm.

Le tensioni sigma sulle ultime colonne della tabella sono quelle relative alla piastra.

Per i cordoni di saldatura è stata scelta lunghezza tale da avere una tensione fissa leggermente minore di 0.7 fsd, come consentito dalla normativa.

NOTA:

Dal nodo 10 in poi la piastra superiore e quella inferiore coincidono. Si realizza quindi per tutti i nodi intermedi sia superiori che inferiori, una piastra che rispetti i calcoli per il nodo superiore intermedio.

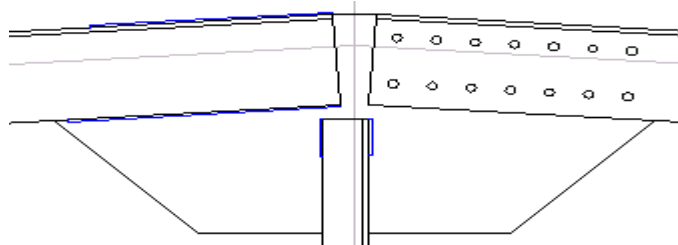
Per quanto riguarda il solo nodo 9, questo avrà una piastra più grande, che rispetta i valori in questa pagina.

Nodo	Tipo asta	N [kN]	H, 2 N [kN]	ΔN [kN]	B [mm]	e [cm]	b [mm]	a [mm]	f [mm]	H [mm]	L2 [mm]	L3 [mm]	L2 [mm]	L3 [mm]	S1 [mm]	S2 [mm]	S1 [mm]	S2 [mm]	σ_1 [N/mm ²]	σ_2 [N/mm ²]	σ_3 [N/mm ²]
9	corrente inf sx	0	0,00	442,80	200,00	6,93	5,00	3,54	360,68	131,91	248,77	138,98	255,85	138,98	160,48	147,71	64,75	129,50	194,25		
	corrente inf dx	369	442,80	-	80,00	2,63	5,00	3,54	297,12	97,68	199,44	104,75	206,51	97,68	120,95	238,46	64,10	64,10	128,21		
	montante	288	345,60	-	80,00	2,63	5,00	3,54	482,81	158,73	324,09	165,80	331,16	158,73	191,45	382,39	65,25	65,25	130,49		
	diagonale	468	561,60	-	80,00	2,63	5,00	3,54	257,91	89,37	168,55	96,44	175,62	89,37	111,36	101,39	63,67	127,33	191,00		
10	corrente inf sx	369	442,80	300,00	200,00	6,93	5,00	3,54	257,91	89,37	168,55	96,44	175,62	89,37	111,36	101,39	63,67	127,33	191,00		
	corrente inf dx	619	742,80	-	80,00	2,63	5,00	3,54	219,74	72,24	147,50	79,31	154,57	72,24	91,58	178,49	63,10	63,10	126,19		
	montante	213	255,60	-	80,00	2,63	5,00	3,54	339,41	111,58	227,83	118,65	234,90	111,58	137,01	271,24	64,47	64,47	128,94		
	diagonale	329	394,80	-	80,00	2,63	5,00	3,54	163,00	56,48	106,52	63,55	113,59	56,48	73,38	65,58	61,79	123,59	185,38		
11	corrente inf sx	619	742,80	189,60	200,00	6,93	5,00	3,54	163,00	56,48	106,52	63,55	113,59	56,48	73,38	65,58	61,79	123,59	185,38		
	corrente inf dx	777	932,40	-	80,00	2,63	5,00	3,54	149,59	49,18	100,41	56,25	107,48	49,18	64,95	124,11	61,36	61,36	122,71		
	montante	145	174,00	-	80,00	2,63	5,00	3,54	220,77	72,58	148,19	79,65	155,27	72,58	91,97	179,29	63,11	63,11	126,23		
	diagonale	214	255,60	-	80,00	2,63	5,00	3,54	220,77	72,58	148,19	79,65	155,27	72,58	91,97	179,29	63,11	63,11	126,23		
12	corrente inf sx	777	932,40	99,60	200,00	6,93	5,00	3,54	85,63	29,67	55,96	36,74	63,03	29,67	42,42	36,39	57,64	115,27	172,91		
	corrente inf dx	860	1032,00	-	80,00	2,63	5,00	3,54	149,59	49,18	100,41	56,25	107,48	49,18	64,95	124,11	61,36	61,36	122,71		
	montante	82	98,40	-	80,00	2,63	5,00	3,54	84,60	27,81	56,78	34,88	63,86	27,81	40,28	73,73	57,54	57,54	115,08		
	diagonale	117	140,40	-	80,00	2,63	5,00	3,54	120,70	39,68	81,02	46,75	88,09	39,68	53,98	101,72	60,11	60,11	120,23		
13	corrente inf sx	860	1032,00	27,60	200,00	6,93	5,00	3,54	23,73	8,22	15,51	15,29	22,58	8,22	17,66	13,04	42,08	84,16	126,23		
	corrente inf dx	883	1059,60	-	80,00	2,63	5,00	3,54	25,79	8,48	17,31	15,55	24,38	8,48	17,96	28,16	43,37	43,37	86,75		
	montante	25	30,00	-	80,00	2,63	5,00	3,54	35,08	11,53	23,54	18,60	30,62	11,53	21,48	35,35	47,86	47,86	95,72		
	diagonale	34	40,80	-	80,00	2,63	5,00	3,54	35,08	11,53	23,54	18,60	30,62	11,53	21,48	35,35	47,86	47,86	95,72		

8.4 - Nodo centrale superiore della capriata

Questo nodo è diverso dagli altri, in quanto deve essere in parte bullonato. La capriata infatti ha una luce troppo grande per permetterne il trasporto, e non può essere eseguita tutta d'un pezzo. Per questo vengono realizzate due semicapriate, unite in cantiere con un'operazione semplice e che non necessita di ambienti particolari: la bullonatura.

Si realizzano due semicapriate, e il nodo superiore ha una geometria di questo tipo:



8.4.1 - Saldatura tra montante e piastra

La verifica è analoga a quanto visto per il nodo generico. Lo sforzo normale trasferito vale 63 KN. Si incrementa del 20% questo valore, a vantaggio della sicurezza.

$$N = 1.2 \times 63 = 76 \text{ KN}$$

Deve essere verificato $\tau_{//} = \frac{N/2}{a \cdot l^*} \leq 0.7 f_{sd}$, dove a è pari alla altezza della sezione di gola del cordone, definita come l'altezza del triangolo inscritto nella sezione trasversale del cordone (CNR 10011 5.1.2.1):



e l^* è la lunghezza utile del cordone.

Deve essere inoltre verificato che il lato b della saldatura sia compreso tra la metà e l'intero dello spessore minimo dei profilati da unire. Essendo in questo caso i profilati spessi 10mm e la piastra 15mm:

$$\frac{t_2}{2} \leq b \leq t_2$$

Il lato della saldatura potrà variare tra 5 e 10 mm.

La sezione della saldatura è assimilabile ad un quarto di cerchio, e quindi l'altezza della sezione di gola vale:

$$a = \frac{b\sqrt{2}}{2} = a \text{ (} b=5\text{mm)} = 3.54 \text{ mm}$$

Invertendo la formula delle tensioni tangenziali, si determina la lunghezza minima del cordone:

$$l^* = \frac{N/2}{a \cdot 0.7 f_{sd}} = 65 \text{ mm}$$

Con questa lunghezza non si riesce a superare la verifica imposta dalla norma: $L_{\min} > 15 b$

Per questo si pone $l^* = 220 \text{ mm}$

Questa è la lunghezza totale dei cordoni che uniscono una L (non tutte e due, per questo si è usato $N/2$) alla piastra di nodo.

$$l_1 = \frac{l^* e}{B} = 72 \text{ mm} \quad l_2 = l^* - l_1 = 148 \text{ mm}$$

con $B = \text{larghezza della parte di profilato appoggiata all'unione, (80 mm)}$
 $e = \text{eccentricità del baricentro del profilato nel piano dell'unione. (26.3 mm)}$

I valori trovati vanno incrementati della quantità $2 a$, perchè non sempre la parte agli estremi della saldatura risulta perfetta:

$$L_1 = l_1 + 2 a = 79 \text{ mm} \quad L_2 = l_2 + 2 a = 155 \text{ mm}$$

Bisogna inoltre verificare che $L_{\min} = 79 > 15 b = 75$ [VERIFICATO]

8.4.2 - Saldatura tra corrente superiore e piastra

Lo sforzo normale trasferito vale 857 KN. Si incrementa del 20% questo valore, a vantaggio della sicurezza.

$$N = 1.2 \times 857 = 1028 \text{ KN}$$

Deve essere verificato $\tau_{//} = \frac{N/2}{a \cdot l^*} \leq 0.7 f_{sd}$, dove a è pari alla altezza della sezione di gola del cordone, definita come l'altezza del triangolo inscritto nella sezione trasversale del cordone (CNR 10011 5.1.2.1):



e l^* è la lunghezza utile del cordone.

Deve essere inoltre verificato che il lato b della saldatura sia compreso tra la metà e l'intero dello spessore minimo dei profilati da unire. Essendo in questo caso i profilati spessi 10mm e la piastra 15mm:

$$\frac{t_2}{2} \leq b \leq t_2$$

Il lato della saldatura potrà variare tra 5 e 10 mm.

La sezione della saldatura è assimilabile ad un quarto di cerchio, e quindi l'altezza della sezione di gola vale:

$$a = \frac{b\sqrt{2}}{2} = a (b = 6\text{mm}) = 4.24 \text{ mm}$$

Invertendo la formula delle tensioni tangenziali, si determina la lunghezza minima del cordone:

$$l^* = \frac{N/2}{a \cdot 0.7 f_{sd}} = 737 \text{ mm}$$

Questa è la lunghezza minima totale dei cordoni che uniscono una L (non tutte e due, per questo si è usato $N/2$) alla piastra di nodo.

$$l_1 = \frac{l^* e}{B} = 255 \text{ mm} \quad l_2 = l^* - l_1 = 481 \text{ mm}$$

con B = larghezza della parte di profilato appoggiata all'unione, (200 mm)
 e = eccentricità del baricentro del profilato nel piano dell'unione. (69.3 mm)

I valori trovati vanno incrementati della quantità $2a$, perchè non sempre la parte agli estremi della saldatura risulta perfetta:

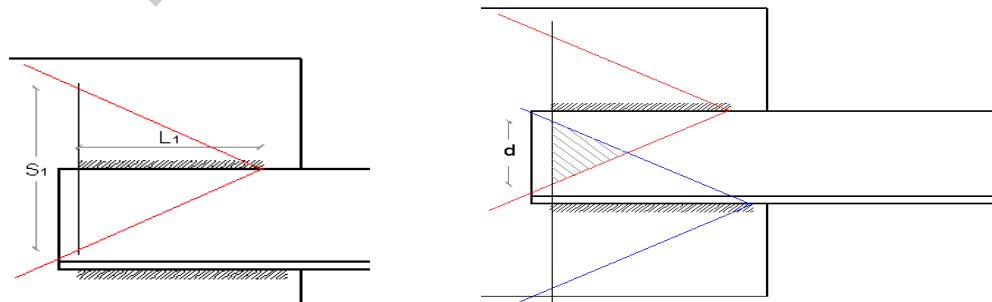
$$L_1 = l_1 + 2a = 264 \text{ mm} \quad L_2 = l_2 + 2a = 490 \text{ mm}$$

Bisogna inoltre verificare che $L_{\min} = 264 \text{ mm} > 15b = 90 \text{ mm}$ [VERIFICATO]

Si noti che le lunghezze di questi cordoni sono considerevoli. Si potrebbero ridurre aumentando il lato del cordone b , ma in quel caso la piastra di nodo non è in grado di dissipare le tensioni che sono più concentrate.

Piastra di nodo, verifica delle saldature

Si fa l'ipotesi che le tensioni si diffondano in modo conico nella piastra, con un'apertura di 60° . Via via che ci si allontana dal vertice del cono, le tensioni vengono trasferite dal profilato alla piastra. Quando si raggiunge la fine del cordone di saldatura, le tensioni sono entrate tutte nella piastra, ed è lì che occorre verificare la resistenza:



Nel caso che il profilato sia piccolo e il cono relativo al cordone 1 si sovrapponga all'altro per una distanza $d > 0.15 S_{\min}$ allora le tensioni risultanti sono la somma delle tensioni su ogni cono. Se questo non accade ogni cono può essere inteso come isolato.

Nei nodi della capriata le aste sono molto strette, quindi si dà per scontato che ci sia una zona di sovrapposizione, ponendo direttamente $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$

8.4.3 - Piastra di nodo saldata per il montante

$$S1 = 2 \times L1 \times \tan(30^\circ) = 92 \text{ mm}$$

$$S2 = 2 \times L2 \times \tan(30^\circ) = 179 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{t_p \cdot S1} \cdot \frac{L1}{(L1 + L2)} = \frac{N}{t_p \cdot 2L1 \cdot \tan(30^\circ)} \cdot \frac{L1}{(L1 + L2)} = \frac{N}{t_p \cdot 2 \cdot \tan(30^\circ)} \cdot \frac{1}{(L1 + L2)} = \sigma_2$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \frac{N}{t_p \cdot \tan(30^\circ)} \cdot \frac{1}{(L1 + L2)} = 37 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

8.4.4 - Piastra di nodo saldata per il corrente superiore

I cordoni calcolati sono molto lunghi, e la piastra al di sopra del corrente superiore è inesistente. Ne consegue che i coni di diffusione delle tensioni sono “tagliati”, e che si può fare affidamento su delle distanze S1 più piccole (ricavate direttamente per via grafica):

$$S1 = 304 \text{ mm}$$

$$S2 = 287 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{t_p \cdot S1} \cdot \frac{L1}{(L1 + L2)} = 79 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_2 = \frac{N}{t_p \cdot S2} \cdot \frac{L2}{(L1 + L2)} = 155 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 234 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

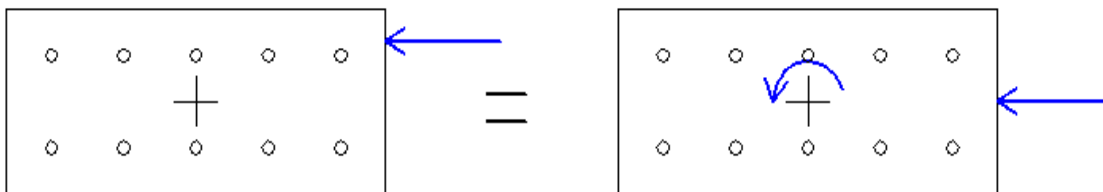
8.4.5 - Bullonatura tra corrente superiore e piastra:

L'altra semicapriata non è identica alla prima, in quanto nella zona centrale è imbullonata.

Per una unione bullonata occorre verificare la bullonatura, gli elementi giuntati (piastra e corrente) e la verifica a rifollamento dei fori.

Per motivi geometrici, è impossibile disporre i bulloni secondo l'asse baricentrico dell'asta. Insorgono quindi degli sforzi taglianti aggiuntivi sul bullone, diversi per ognuno, che derivano dal decentramento della forza.

Qualsiasi forza non passante per il baricentro dell'unione (come in questo caso) può essere scomposta come una forza baricentrica sommata ad una coppia:



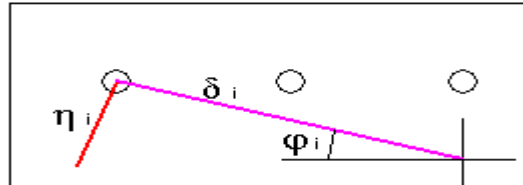
La forza baricentrica, come intuitivamente si può pensare, fornisce ai bulloni un taglio

$$T_{i,sl} = F / n \quad \text{con } n = \text{numero di bulloni}$$

L'azione di taglio data dalla coppia invece, è meno intuitiva. Se si pone δ_i la distanza tra l' i-esimo bullone e il baricentro della bullonatura, e se si suppone di rimanere in campo elastico, si può scrivere:

$$\eta_i = \delta_i \cdot \varphi$$

$$F_i = K \cdot \eta_i = K \cdot \delta_i \cdot \varphi \quad \text{con } K = \text{costante di proporzionalità tra forza } F_i \text{ e spostamento } \eta_i$$



Una volta trovata la forza sull' i-esimo bullone, si può trovare la coppia che il bullone assorbe:

$$C_i = F_i \cdot \delta_i = K \cdot \delta_i^2 \cdot \varphi$$

$$C^{Tot} = \sum C_i = \sum K \cdot \delta_i^2 \cdot \varphi$$

e da questa, la rotazione φ , uguale per tutti i bulloni:

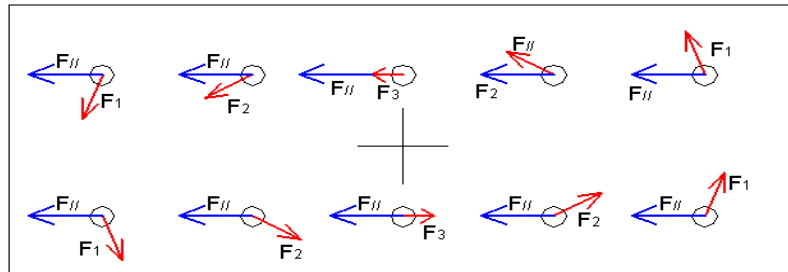
$$\varphi = \frac{C^{Tot}}{\sum K \cdot \delta_i^2}$$

Si può sostituire questo angolo, ora noto, nell'equazione di F_i :

$$F_i = K \cdot \delta_i \cdot \varphi = \frac{K \cdot \delta_i \cdot C^{Tot}}{\sum K \cdot \delta_i^2} = \frac{\delta_i \cdot C^{Tot}}{\sum \delta_i^2}$$

e questo è il valore, in modulo, delle forze sui bulloni date dalla coppia C^{Tot}

Le direzioni delle forze saranno perpendicolari alle distanze tra il bullone e il baricentro, mentre il verso sarà concorde alla coppia C^{Tot} .



In questo disegno si vede la sovrapposizione di F_i (data dalla coppia) e $F_{||}$ (data dalla forza).

Come è ben visibile, andrebbe fatta una attenta analisi per determinare le risultanti. In maniera "rozza" ma comunque cautelativa, in questo contesto si somma direttamente il modulo di $F_i^{(max)}$, cioè quella più lontana dal baricentro, con il modulo di $F_{||}$.

In questo caso sono necessari 14 bulloni, 7 per fila, con le seguenti distanze dal baricentro:

bullone estremo: $\delta_1 = 211 \text{ mm}$

bullone intermedio esterno: $\delta_2 = 146 \text{ mm}$

bullone intermedio interno: $\delta_2 = 85 \text{ mm}$

bullone centrale: $\delta_3 = 51 \text{ mm}$

La distanza tra il baricentro della bullonatura e il baricentro del profilato (braccio della coppia) vale 28 mm.

Lo sforzo normale nell'asta è pari a 857 kN. Incrementandolo del 20% a vantaggio della sicurezza, si ottiene $N = 1028 \text{ kN}$.

Essendoci due piani di taglio, la forza per ognuno varrà $F = N / 2 = 514 \text{ kN}$.

La coppia corrispondente vale $C^{\text{Tot}} = F \times \text{braccio} = 514000 \text{ N} \times 28 \text{ mm} = 14392000 \text{ Nmm}$

Il taglio massimo sul bullone dovuta alla coppia vale $F_i^{(\text{max})} = \frac{\delta_i^{(\text{max})} \cdot C^{\text{Tot}}}{\sum \delta_i^2} = 10 \text{ kN}$

Il taglio sul bullone dovuta alla forza vale $F_{//} = F / n = 514 / 14 = 37 \text{ kN}$

Su ogni bullone ci sarà uno sforzo di taglio di 47 kN.

Verifica di resistenza della bullonatura:

Si ipotizzano bulloni di diametro **d = 16 mm di classe 8.8** (alta resistenza)

Stato limite

Classe vite	f_t N/mm ²	f_y N/mm ²	$f_{k,N}$ N/mm ²	$f_{d,N}$ N/mm ²	$f_{d,V}$ N/mm ²
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.6	600	360	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1 000	900	700	700	495

$f_{d,N} = f_{k,N}$ resistenza di progetto a trazione.

$f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ resistenza di progetto a taglio.

tratto dal prospetto 4-IIIa della CNR 10011/88

Tali bulloni devono essere serrati finché la trazione impegna l' 80% della tensione di snervamento.

Dal prospetto 4-IV si ricavano i valori delle coppie di serraggio e dello sforzo normale che si sviluppa nella vite, in base alla classe di resistenza della vite:

d mm	A _{res} mm ²	T _s (N · m)					N _s (kN)					d mm
		4.6	5.6	6.6	8.8	10.9	4.6	5.6	6.6	8.8	10.9	
12	84	39	48	58	90	113	16	20	24	38	47	12
14	115	62	77	93	144	180	22	28	33	52	64	14
16	157	96	121	145	225	281	30	38	45	70	88	16
18	192	133	166	199	309	387	37	46	55	86	108	18
20	245	188	235	282	439	549	47	59	71	110	137	20
22	303	256	320	384	597	747	58	73	87	136	170	22
24	353	325	407	488	759	949	68	85	102	158	198	24
27	459	476	595	714	1 110	1 388	88	110	132	206	257	27
30	561	646	808	969	1 508	1 885	108	135	161	251	314	30

I bulloni vanno serrati con chiave dinamometrica per misurare la coppia applicata, pari a 225 Nm.

Ogni bullone può esercitare un taglio resistente di:

$$T_{i,R} = A_b \cdot f_{dv} = 157 \text{ mm}^2 \times 369 \text{ N/mm}^2 / 1000 = 58 \text{ kN}$$

Come visto, lo sforzo sollecitante su ogni bullone vale al più

$$T_{i,S} = 47 \text{ kN} < T_{i,R} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Verifica geometrica:

Prima di passare alla verifica di resistenza della piastra, nella quale è indispensabile conoscere l'interasse dei bulloni, al fine di ottenere l'esatto cono di diffusione delle tensioni, è necessario ricavare alcuni dati dalle prescrizioni della normativa:

- passo dei bulloni: $p \geq 3 d = 3 \times 16 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$

$$p \leq 15 t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$p_{\text{trasversale}} = 100 \text{ mm}; \quad p_{\text{longitudinale}} = 68 \text{ mm}$$

- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza

$$a \geq 2 d = 2 \times 16 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$$

$$a < 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$a = 40 \text{ mm}$$

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

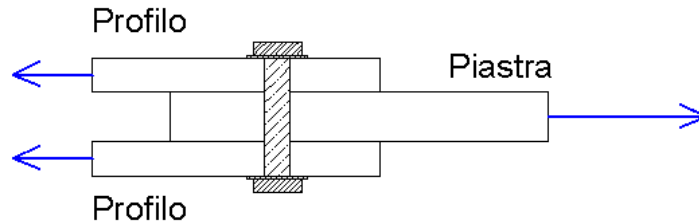
$$a_1 \geq 1.5 d = 1.5 \times 16 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$a_1 = 50 \text{ mm}$$

Verifica a rifollamento

Tale verifica interessa sia la piastra sia i profilati. Occorre controllare che i fori sugli elementi, soggetti alla forza concentrata di ogni bullone, non si plasticizzino.



Sulla piastra agirà l'intera forza, pari a due volte la forza con cui sono stati verificati i bulloni. I profili saranno soggetti invece solo a metà forza.

- verifica a rifollamento della piastra

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{50\text{mm}}{17\text{mm}} = 2.94 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = 2 T_{i,s} = 2 \times 47 = 94 \text{ KN}$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{piastra} \cdot D \cdot \alpha} = 150 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (17mm); t = spessore piastra (15mm); α = fattore correttivo

-verifica a rifollamento dei profili:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{50\text{mm}}{17\text{mm}} = 2.94 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = T_{i,s} = 47 \text{ KN}$$

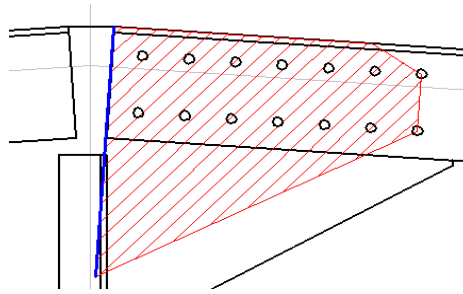
$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{profili} \cdot D \cdot \alpha} = 110 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (17mm); t = spessore profili (10mm); α = fattore correttivo

8.4.6 - Verifica di resistenza della piastra bullonata

Prima della prima colonna di bulloni, le tensioni sono tutte nel profilato, già verificato a questo scopo nel Capitolo 2 "Capriata".

Subito dopo l'ultima colonna di bulloni, le tensioni sono passate del tutto alla piastra, ed è lì che va fatta la verifica di resistenza, con l'ipotesi che le tensioni si diffondano con un cono di 60° , come nel caso delle saldature.



La dimensione massima del cono di diffusione (in blu) vale $S = 388 \text{ mm}$, ed è stata misurata graficamente.

Come forza F sollecitante si prende lo sforzo normale nel corrente superiore, amplificato del 20%

$$\sigma_{\text{piastra}} = \frac{1.2N}{t_{\text{piastra}} \cdot S} = \frac{1028000N}{15\text{mm} \cdot 388\text{mm}} = 177 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

8.5 - Nodo centrale inferiore della capriata

Il nodo centrale inferiore è molto simile, geometricamente, a quello superiore, se non per l'aggiunta dell'asta diagonale, da una parte saldata e dall'altra imbullonata.

8.5.1 - Saldatura tra montante e piastra

Lo sforzo sul montante è il solito del corrente superiore (63 kN) quindi anche la saldatura è la solita:

$$L_1 = l_1 + 2a = 79 \text{ mm} \quad L_2 = l_2 + 2a = 155 \text{ mm}$$

8.5.2 - Saldatura tra diagonale e piastra

Lo sforzo normale trasferito vale 19 kN. Si incrementa del 20% questo valore, a vantaggio della sicurezza.

$$N = 1.2 \times 19 = 23 \text{ kN}$$

Deve essere verificato $\tau_{//} = \frac{N/2}{a \cdot l^*} \leq 0.7 f_{sd}$, dove a è pari alla altezza della sezione di gola del cordone, definita come l'altezza del triangolo inscritto nella sezione trasversale del cordone (CNR 10011 5.1.2.1) e l^* è la lunghezza utile del cordone.

Deve essere inoltre verificato che il lato b della saldatura sia compreso tra la metà e l'intero dello spessore minimo dei profilati da unire. Essendo in questo caso i profilati spessi 10mm e la piastra 15mm:

$$\frac{t_2}{2} \leq b \leq t_2$$

Il lato della saldatura potrà variare tra 5 e 10 mm. Si sceglie un lato $b = 5 \text{ mm}$.

La sezione della saldatura è assimilabile ad un quarto di cerchio, e quindi l'altezza della sezione di gola vale:

$$a = \frac{b\sqrt{2}}{2} = a \quad (b = 5\text{ mm}) = 3.54 \text{ mm}$$

Invertendo la formula delle tensioni tangenziali, si determina la lunghezza minima del cordone:

$$l^* = \frac{N/2}{a \cdot 0.7 f_{sd}} = 24 \text{ mm}$$

Questa è la lunghezza minima totale dei cordoni che uniscono una L (non tutte e due, per questo si è usato $N/2$) alla piastra di nodo.

Tale lunghezza non consente di verificare $L_{\min} > 15 b = 75 \text{ mm}$, quindi si pone $l^* = 210 \text{ mm}$.

$$l_1 = \frac{l^* e}{B} = 69 \text{ mm} \quad l_2 = l^* - l_1 = 141 \text{ mm}$$

con $B = \text{larghezza della parte di profilato appoggiata all'unione,} \quad (80 \text{ mm})$
 $e = \text{eccentricità del baricentro del profilato nel piano dell'unione.} \quad (26.3 \text{ mm})$

I valori trovati vanno incrementati della quantità **2 a**, perchè non sempre la parte agli estremi della saldatura risulta perfetta:

$$L_1 = l_1 + 2 a = 76 \text{ mm} \quad L_2 = l_2 + 2 a = 148 \text{ mm}$$

Bisogna inoltre verificare che $L_{\min} = 76 \text{ mm} > 15 b = 75 \text{ mm}$ [VERIFICATO]

8.5.3 - Saldatura tra corrente inferiore e piastra

Lo sforzo normale trasferito vale 883 KN. Si incrementa del 20% questo valore, a vantaggio della sicurezza.

$$N = 1.2 \times 883 = 1060 \text{ KN}$$

Deve essere verificato $\tau_{//} = \frac{N/2}{a \cdot l^*} \leq 0.7 f_{sd}$. Come lato della saldatura si assume $b = 5 \text{ mm}$.

La sezione della saldatura è assimilabile ad un quarto di cerchio, e quindi l'altezza della sezione di gola vale:

$$a = \frac{b\sqrt{2}}{2} = a \quad (b = 5\text{ mm}) = 3.54 \text{ mm}$$

Invertendo la formula delle tensioni tangenziali, si determina la lunghezza minima del cordone:

$$l^* = \frac{N/2}{a \cdot 0.7 f_{sd}} = 910.95 \text{ mm}$$

Questa è la lunghezza minima totale dei cordoni che uniscono una L (non tutte e due, per questo si è usato N/2) alla piastra di nodo.

$$l_1 = \frac{l^* e}{B} = 295 \text{ mm} \quad l_2 = l^* - l_1 = 619 \text{ mm}$$

con B = larghezza della parte di profilato appoggiata all'unione, (150 mm)
 e = eccentricità del baricentro del profilato nel piano dell'unione. (48.1 mm)

I valori trovati vanno incrementati della quantità **2 a**, perchè non sempre la parte agli estremi della saldatura risulta perfetta:

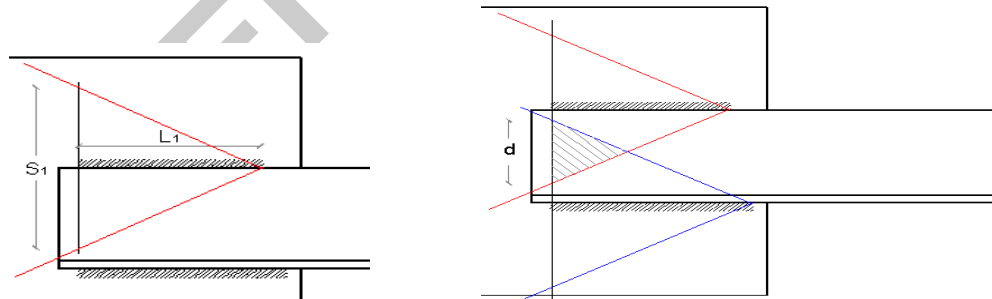
$$L_1 = l_1 + 2 a = 299 \text{ mm} \quad L_2 = l_2 + 2 a = 626 \text{ mm}$$

Bisogna inoltre verificare che $L_{\min} = 299 \text{ mm} > 15 b = 75 \text{ mm}$ [VERIFICATO]

Si noti che le lunghezze di questi cordoni sono considerevoli. Si potrebbero ridurre aumentando il lato del cordone b, ma in quel caso la piastra di nodo non è in grado di dissipare le tensioni che sono più concentrate.

Piastra di nodo, verifica delle saldature

Si fa l'ipotesi che le tensioni si diffondano in modo conico nella piastra, con un'apertura di 60°. Via via che ci si allontana dal vertice del cono, le tensioni vengono trasferite dal profilato alla piastra. Quando si raggiunge la fine del cordone di saldatura, le tensioni sono entrate tutte nella piastra, ed è lì che occorre verificare la resistenza:



Nel caso che il profilato sia piccolo e il cono relativo al cordone 1 si sovrapponga all'altro per una distanza $d > 0.15 S_{\min}$ allora le tensioni risultanti sono la somma delle tensioni su ogni cono. Se questo non accade ogni cono può essere inteso come isolato.

Nei nodi della capriata le aste sono molto strette, quindi si dà per scontato che ci sia una zona di sovrapposizione, ponendo direttamente $\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$

8.5.4 - Piastra di nodo saldata per il montante e per la diagonale

$$S1 = 2 \times L1 \times \tan(30^\circ) \quad S2 = 2 \times L2 \times \tan(30^\circ)$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{t_p \cdot S1} \cdot \frac{L1}{(L1 + L2)} = \frac{N}{t_p \cdot 2L1 \cdot \tan(30^\circ)} \cdot \frac{L1}{(L1 + L2)} = \frac{N}{t_p \cdot 2 \cdot \tan(30^\circ)} \cdot \frac{1}{(L1 + L2)} = \sigma_2$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = \frac{N}{t_p \cdot \tan(30)} \cdot \frac{1}{(L1 + L2)} < f_{sd}$$

Montante: S1 = 92 mm S2 = 179 mm $\sigma = 37 \text{ N/mm}^2 < f_{sd}$ [VERIFICATO]

Diagonale: S1 = 88 mm S2 = 171 mm $\sigma = 14 \text{ N/mm}^2 < f_{sd}$ [VERIFICATO]

8.5.5 - Piastra di nodo saldata per il corrente inferiore

I cordoni calcolati sono molto lunghi, e la piastra al di sopra del corrente superiore è inesistente. Ne consegue che i coni di diffusione delle tensioni sono “tagliati”, e che si può fare affidamento su delle distanze S1 più piccole (ricavate direttamente per via grafica):

$$S1 = 401 \text{ mm} \quad S2 = 282 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{t_p \cdot S1} \cdot \frac{L1}{(L1 + L2)} = 57 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_2 = \frac{N}{t_p \cdot S2} \cdot \frac{L2}{(L1 + L2)} = 169 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2 = 226 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

8.5.6 - Bullonatura tra corrente inferiore e piastra:

Anche in questo caso, lo sforzo normale di 883 KN, passante per l'asse baricentrico del profilato, non passa per il baricentro della bullonatura.

Questa azione può essere scomposta come una forza passante per il baricentro della bullonatura e per una coppia torcente.

La forza baricentrica, dato che ci sono due piani di taglio, e data l'amplificazione del 20% a favore della sicurezza vale

$$F = 883 \times 1.2 / 2 = 530 \text{ KN}$$

La coppia corrispondente vale $C^{\text{Tot}} = F \times \text{braccio} = 530000 \text{ N} \times 27 \text{ mm} = 1431000 \text{ Nmm}$

La forza baricentrica, come intuitivamente si può pensare, fornisce ai bulloni un taglio

$$T_{i,S1} = F / n \quad \text{con } n = \text{numero di bulloni}$$

L'azione di taglio data dalla coppia invece, vale

$$T_{i,S2} = \frac{\delta_i \cdot C^{\text{Tot}}}{\sum \delta_i^2} \quad \text{con } \delta = \text{distanza tra bulloni e baricentro bullonatura}$$

Si utilizzano 14 bulloni, 7 per fila, con le seguenti distanze dal baricentro:

bullone estremo: $\delta_1 = 213 \text{ mm}$

bullone intermedio esterno: $\delta_2 = 144 \text{ mm}$

bullone intermedio interno: $\delta_2 = 78 \text{ mm}$

bullone centrale: $\delta_3 = 35 \text{ mm}$

La distanza tra il baricentro della bullonatura e il baricentro del profilato (braccio della coppia) vale 27 mm.

Il taglio massimo sul bullone dovuta alla coppia vale $F_i^{(\max)} = \frac{\delta_i^{(\max)} \cdot C^{Tot}}{\sum \delta_i^2} = 10 \text{ KN}$

Il taglio sul bullone dovuta alla forza vale $F_{//} = F / n = 530 / 14 = 38 \text{ KN}$

Su ogni bullone ci sarà uno sforzo di taglio di 48 KN.

Verifica di resistenza della bullonatura del corrente inferiore:

Si ipotizzano bulloni di diametro **d = 16 mm di classe 8.8** (alta resistenza)

Stato limite

Classe vite	f_t N/mm ²	f_y N/mm ²	$f_{k,N}$ N/mm ²	$f_{d,N}$ N/mm ²	$f_{d,V}$ N/mm ²
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.6	600	360	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1 000	900	700	700	495

$f_{d,N} = f_{k,N}$ resistenza di progetto a trazione.

$f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ resistenza di progetto a taglio.

tratto dal prospetto 4-IIIa della CNR 10011/88

I bulloni andranno serrati con una coppia di 225 Nm.

Ogni bullone può esercitare un taglio resistente di:

$$T_{i,R} = A_b \cdot f_{dv} = 157 \text{ mm}^2 \times 369 \text{ N/mm}^2 / 1000 = 58 \text{ KN}$$

Come visto, lo sforzo sollecitante su ogni bullone vale al più

$$T_{i,S} = 48 \text{ KN} < T_{i,R} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Verifica geometrica bullonatura corrente inferiore:

- passo dei bulloni: $p \geq 3 d = 3 \times 16 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$
 $p \leq 15 t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$

$$p_{\text{trasversale}} = 70 \text{ mm}; \quad p_{\text{longitudinale}} = 74 \text{ mm}$$

- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza

$$a \geq 2 d = 2 \times 16 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$$

$$a < 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$a = 50 \text{ mm}$$

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

$$a_1 \geq 1.5 d = 1.5 \times 16 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$a_1 = 40 \text{ mm}$$

Verifica a rifollamento bullonatura corrente inferiore:

Sulla piastra agirà l'intera forza, pari a due volte la forza con cui sono stati verificati i bulloni. I profili saranno soggetti invece solo a metà forza.

- verifica a rifollamento della piastra

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{50 \text{ mm}}{17 \text{ mm}} = 2.94 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = 2 T_{i,S} = 2 \times 48 = 96 \text{ KN}$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{piastra} \cdot D \cdot \alpha} = 160 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (17mm); t = spessore piastra (15mm); α = fattore correttivo

- verifica a rifollamento dei profili:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{40 \text{ mm}}{17 \text{ mm}} = 2.35 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = T_{i,S} = 48 \text{ KN}$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{profili} \cdot D \cdot \alpha} = 113 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (17mm); t = spessore profili (10mm); α = fattore correttivo

8.5.7 - Bullonatura tra diagonale e piastra

Lo sforzo normale di 19 KN, passante per l'asse baricentrico del profilato, non passa per il baricentro della bullonatura.

Questa azione può essere scomposta come una forza passante per il baricentro della bullonatura e per una coppia torcente.

La forza baricentrica, dato che ci sono due piani di taglio, e data l'amplificazione del 20% a favore della sicurezza vale

$$F = 19 \times 1.2 / 2 = 11 \text{ KN}$$

La coppia corrispondente vale $C^{\text{Tot}} = F \times \text{braccio} = 11000 \text{ N} \times 14 \text{ mm} = 154000 \text{ Nmm}$

La forza baricentrica, come intuitivamente si può pensare, fornisce ai bulloni un taglio

$$T_{i, S1} = F / n \quad \text{con } n = \text{numero di bulloni}$$

L'azione di taglio data dalla coppia invece, vale

$$T_{i, S2} = \frac{\delta_i \cdot C^{\text{Tot}}}{\sum \delta_i^2} \quad \text{con } \delta = \text{distanza tra bulloni e baricentro bullonatura}$$

Si utilizzano 2 bulloni, in fila, disposti lungo l'asse di mezzzeria del profilato, con le seguenti distanze dal baricentro della bullonatura:

$$\text{bullone estremo:} \quad \delta_1 = 30 \text{ mm}$$

La distanza tra il baricentro della bullonatura e il baricentro del profilato (braccio della coppia) vale 14 mm.

Il taglio massimo sul bullone dovuta alla coppia vale

$$F_i^{(\text{max})} = \frac{\delta_i^{(\text{max})} \cdot C^{\text{Tot}}}{\sum \delta_i^2} = 3 \text{ KN}$$

Il taglio sul bullone dovuta alla forza vale

$$F_{//} = F / n = 11 / 2 = 6 \text{ KN}$$

Su ogni bullone ci sarà uno sforzo di taglio di 9 KN.

Verifica di resistenza della bullonatura del corrente inferiore:

Si ipotizzano bulloni di diametro **d = 16 mm di classe 8.8** (alta resistenza), con $f_{d,v} = 396 \text{ N/mm}^2$

I bulloni andranno serrati con una coppia di 144 Nm.

Ogni bullone può esercitare un taglio resistente di:

$$T_{i,R} = A_b \cdot f_{dv} = 157 \text{ mm}^2 \times 396 \text{ N/mm}^2 / 1000 = 57 \text{ KN}$$

Come visto, lo sforzo sollecitante su ogni bullone vale al più

$$T_{i,S} = 9 \text{ KN} < T_{i,R} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Verifica geometrica bullonatura corrente inferiore:

- passo dei bulloni: $p \geq 3 d = 3 \times 16 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$
 $p \leq 15 t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$

$$p = 80 \text{ mm}$$

- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza

$$a \geq 2 d = 2 \times 16 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$$

$$a < 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$a = 60 \text{ mm}$$

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

$$a_1 \geq 1.5 d = 1.5 \times 16 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$a_1 = 30 \text{ mm}$$

Verifica a rifollamento bullonatura corrente inferiore:

Sulla piastra agirà l'intera forza, pari a due volte la forza con cui sono stati verificati i bulloni. I profili saranno soggetti invece solo a metà forza.

- verifica a rifollamento della piastra

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{60 \text{ mm}}{15 \text{ mm}} = 4 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = 2 T_{i,S} = 2 \times 9 = 18 \text{ KN}$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{piastra} \cdot D \cdot \alpha} = 32 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (15mm); t = spessore piastra (15mm); α = fattore correttivo

-verifica a rifollamento dei profili:

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{40mm}{15mm} = 2.85 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = T_{i,S} = 9 \text{ KN}$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{profili} \cdot D \cdot \alpha} = 24 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (15mm); t = spessore profili (10mm); α = fattore correttivo

8.5.8 - Verifica di resistenza della piastra bullonata per l'unione centrale inferiore

Corrente inferiore

La dimensione massima del cono di diffusione vale $S = 350\text{mm}$, ed è stata misurata graficamente.

Come forza F sollecitante si prende lo sforzo normale nel corrente superiore, amplificato del 20%

$$\sigma_{piastra} = \frac{1.2N}{t_{piastra} \cdot S} = \frac{1060000N}{15mm \cdot 350mm} = 202 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Diagonale

La dimensione massima del cono di diffusione vale $S = 70 \text{ mm}$, ed è stata misurata graficamente da un disegno CAD.

Come forza F sollecitante si prende lo sforzo normale nel corrente superiore, amplificato del 20%

$$\sigma_{piastra} = \frac{1.2N}{t_{piastra} \cdot S} = \frac{23000N}{15mm \cdot 70mm} = 21 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

8.6 - Nodo superiore trave – colonna

Questo nodo ha il compito di trasferire le azioni verticali dovute ai pesi propri e alla neve e le azioni orizzontali nel piano della capriata, dovute al vento laterale.

Sforzi sull'unione trave - piastra

Nel corrente superiore vicino alla colonna, inclinato 4° , nella condizione peggiore, si ha uno sforzo normale di 370 KN.

Nella corrispondente diagonale, inclinata 38° all'orizzontale, si hanno invece 468 KN di trazione.

Sforzi sull'unione piastra - colonna

La reazione vincolare della capriata vale $T = 342$ KN.

La forza orizzontale dovuta al vento nel piano della capriata vale $N = 4.8 \times 1.5 = 7$ KN

La distanza tra l'unione e il baricentro (eccentricità pari all'altezza della colonna diviso due, cioè 150 mm) provoca infine un momento flettente dato dallo sforzo di taglio verticale, pari a

$$M = 150\text{mm} \times 342 \text{ KN} = 51.3 \text{ KNm}$$

8.6.1 - Saldatura corrente superiore – piastra //

Lo sforzo normale di 370 KN, amplificato del 20% a vantaggio della sicurezza, vale 444 KN.

Si fissa il lato della saldatura pari a 5 mm

La sezione della saldatura è assimilabile ad un quarto di cerchio, e quindi l'altezza della sezione di gola vale:

$$a = \frac{b\sqrt{2}}{2} = a \quad (b = 5\text{mm}) = 3.54 \text{ mm}$$

Lunghezza minima del cordone:

$$l^* = \frac{N/2}{a \cdot 0.7 f_{sd}} = 458.05 \text{ mm}$$

Questa è la lunghezza minima totale dei cordoni che uniscono una L (non tutte e due, per questo si è usato $N/2$) alla piastra di nodo.

$$l_1 = \frac{1^* e}{B} = 159 \text{ mm} \qquad l_2 = l^* - l_1 = 299 \text{ mm}$$

con B = larghezza della parte di profilato appoggiata all'unione, (200 mm)
 e = eccentricità del baricentro del profilato nel piano dell'unione. (69.3 mm)

I valori trovati vanno incrementati della quantità **2 a**, perchè non sempre la parte agli estremi della saldatura risulta perfetta:

$$L_1 = l_1 + 2 a = 166 \text{ mm}$$

$$L_2 = l_2 + 2 a = 306 \text{ mm}$$

Bisogna inoltre verificare che $L_{\min} = 166 \text{ mm} > 15 b = 75 \text{ mm}$

[VERIFICATO]

8.6.2 - Saldatura diagonale – piastra //

Gli sforzi sono identici al caso del nodo 9, quindi si assumono le stesse lunghezze dei cordoni, di lato 5 mm:

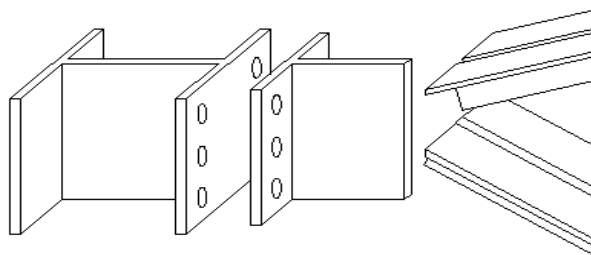
$$L1 = 166 \text{ mm};$$

$$L2 = 301 \text{ mm}$$

8.6.3 - Saldatura piastra // - piastra $\perp$

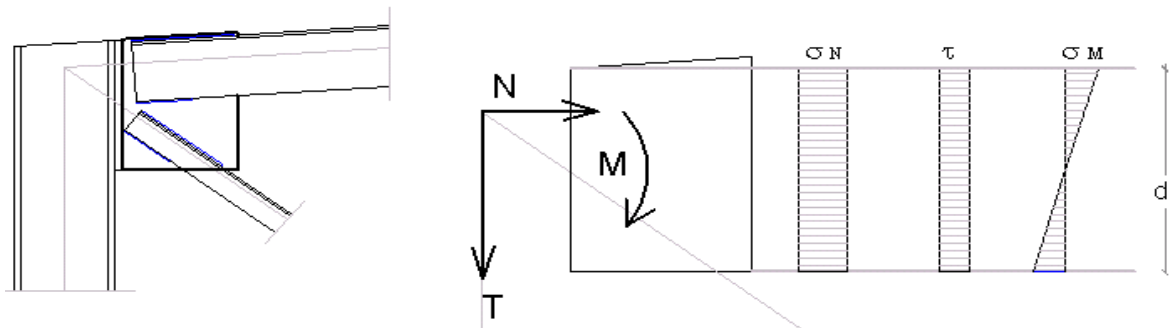
La piastra in questo nodo è divisa in due parti: una nel piano della capriata (piastra //) e l'altra perpendicolare.

Questa forma è dovuta al fatto che parte della piastra deve essere inclusa tra le coppie di aste della capriata, ma allo stesso tempo la piastra deve appoggiarsi alla colonna in modo da avere un'unione bullonata a flangia:



La saldatura deve permettere il trasferimento del taglio massimo, dovuto al peso proprio e al carico neve sulla capriata, e dello sforzo orizzontale del vento.

Schematicamente, la situazione è questa:



Lo scopo è dimensionare la lunghezza d, visto che tutto il resto è noto

Gli sforzi N, M, T vengono incrementati del 20% a vantaggio della sicurezza:

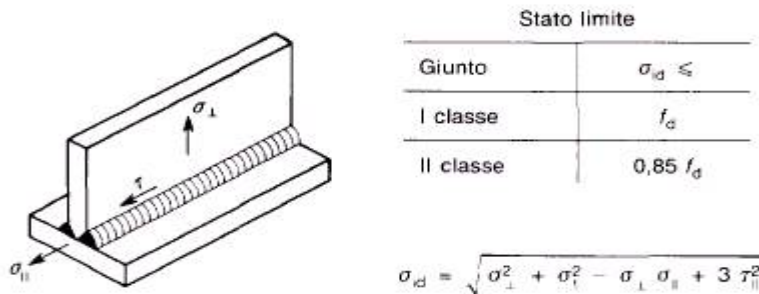
$$N = 7 \times 1.2 = 8 \text{ KN}$$

$$T = 342 \times 1.2 = 410 \text{ KN}$$

$$M = 51 \times 1.2 = 62 \text{ KNm}$$

Lo sforzo normale N potrà assumere valori negativi o positivi a seconda della direzione del vento, per cui le tensioni derivanti si sommano in valore assoluto a quelle date dal momento, verificando direttamente tutta la saldatura alla tensione somma ($\sigma = |\sigma_N| + |\sigma_M|$).

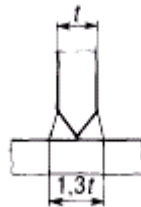
Come saldatura si sceglie il tipo a "T a completa penetrazione", di prima classe, essendo questo un giunto di particolare importanza.



Poichè la saldatura è spesso più resistente del materiale, la norma CNR 10011 impone di verificare il profilato più debole, nelle immediate vicinanze della saldatura stessa.

E' stata scelta una saldatura di prima classe perchè la norma obbliga, per giunti a testa di particolare importanza la cui temperatura può scendere sotto gli 0°C , ad utilizzarle. (punto 9.2.6 CNR 10011)

Infine, la base della saldatura deve essere almeno 1.3 volte più grande dell'elemento in testa:



Ricerca delle tensioni:

Si fissa provvisoriamente la lunghezza $d = 530 \text{ mm}$, mentre lo spessore della piastra vale 15 mm .

$$A = 5100 \text{ mm}^2$$

$$W = 289000 \text{ mm}^3$$

Tensione normale dovuta ad N

$$\sigma_{\perp}(N) = \frac{N}{A} = 1.3 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale dovuta a T

$$\tau_{\parallel}(T) = \frac{T}{A} = 62.5 \text{ N/mm}^2$$

Tensione normale dovuta ad M

$$\sigma_{\perp,2}(M) = \frac{M}{W} = \frac{6M}{t_{piastra} \cdot d^2} = 134.13 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni, secondo la norma, vanno combinate seguendo il criterio di Von Mises, che in questo caso vale:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{||}^2} = 172 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

La saldatura dovrà essere di prima classe, con uno sviluppo sulla piastra perpendicolare al piano della capriata di almeno 1.3 t, cioè almeno $1.3 \times 15 = 19.5 \text{ mm}$. Tale sviluppo viene fissato a 25 mm.

8.6.4 - Bullonatura piastra // - colonna

L'unione è del tipo flangiato. Le sollecitazioni sono con buona approssimazione le stesse della saldatura appena descritta (cambia solo il braccio del momento, che si riduce dello spessore di questa piastra, cioè di una quantità irrisoria).

Lo spessore della piastra, in questo caso, è maggiore: 20 mm.

Si scelgono 14 bulloni M16 ad alta resistenza (classe 8.8), disposti su due file. Parte dell'unione sarà compressa e parte tesa. Nella zona compressa reagirà direttamente la piastra, nella zona tesa i bulloni. La verifica è quindi simile a quella per flessione nelle sezioni di cemento armato, dove al posto dei bulloni ci sono le armature, e al posto della piastra il calcestruzzo compresso.

Le ipotesi fondamentali che permettono di risolvere questo problema in modo abbastanza semplice sono:

- leggi costitutive lineari (tensioni proporzionali alle deformazioni)
- piastra rigida (la piastra si conserva piana)

Ricerca dell'asse neutro:

Dato che lo sforzo normale è piccolo, si ricerca l'asse neutro come nel caso di flessione pura. Per stabilire la posizione dell'asse neutro, occorre sommare i momenti statici dei singoli componenti rispetto tale asse. Essendo il momento statico rispetto all'asse neutro pari a 0, è possibile determinarne la quota:

$$S_{xx} = \frac{By^2}{2} - A_s \sum (d_i - y) = \frac{By^2}{2} + nA_s y - A_s \sum d_i = 0$$

con A_s = area dei bulloni per ogni fila, pari a $2 A_{bullone}$

Tale equazione di secondo grado ha come soluzione:

$$y = \frac{-nA_s + \sqrt{n^2 A_s^2 + 2B \cdot A_s \sum d_i}}{B}$$

Alla prima iterazione, considerando tutti i bulloni, si ottiene $y = 69.3$ mm.

Poiché la prima riga di bulloni rimarrebbe nella zona compressa, si annulla la sua area all'iterazione successiva, ottenendo

$$y = 70.0 \text{ mm.}$$

Ricerca del momento d'inerzia

Il momento di inerzia della sezione reagente (parte di piastra compressa e bulloni tesi) vale:

$$J = \int_0^y B y^2 dy + \sum A_s (d_i - y)^2 = \frac{B y^3}{3} + \sum A_s (d_i - y)^2 = 154429343 \text{ mm}^4$$

Ricerca delle tensioni massime

Le tensioni dovute alla flessione si ricercano sul lembo superiore della piastra e sul bullone inferiore:

$$\sigma_{piastra} = \frac{M \cdot y}{J} = 28 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad \sigma_{b,M} = \frac{M(d^{\max} - y)}{J} = 169 \text{ N/mm}^2$$

Le tensioni sul bullone dovute alla trazione e al taglio valgono

$$\sigma_{b,N} = \frac{N}{n A_{bullone}} = 4 \text{ N/mm}^2 \quad \tau_b = \frac{T}{n A_{bullone}} = 218 \text{ N/mm}^2$$

Ai fini della resistenza non si considera la tensione dovuta al serraggio, così come indicato dalla norma.

Poiché non si considerano flessioni parassite sul bullone, si incrementa del 25% la tensione normale, prima di verificare il bullone:

$$\sigma_b = 1.25 (\sigma_{b,N} + \sigma_{b,M}) = 217 \text{ N/mm}^2 \quad \tau_b = 218 \text{ N/mm}^2$$

Tali tensioni, secondo la norma, devono verificare:

$$\left(\frac{\tau_b}{f_{d,V}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{f_{d,N}} \right) = 0.45 < 1 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

8.6.5 - Verifica geometrica della piastra

- passo dei bulloni: $p \geq 3 d = 3 \times 16 \text{ mm} = 48 \text{ mm}$

$$p \leq 15 t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$$

$$p_{\text{verticale}} = 75 \text{ mm}; \quad p_{\text{orizzontale}} = 97 \text{ mm}$$

- distanza dal bordo al centro foro lungo il taglio (verticale)

$$a \geq 2 d = 2 \times 16 \text{ mm} = 32 \text{ mm}$$

$$a < 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$a = 41 \text{ mm}$$

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

$$a_1 \geq 1.5 d = 1.5 \times 16 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$a_1 = 41 \text{ mm}$$

8.6.6 - Verifica a rifollamento della piastra

La piastra ha uno spessore di 15mm, mentre le ali della colonna (HEB 300) uno spessore di 20mm.

Si verifica quindi la sola piastra, essendo la colonna certamente più resistente.

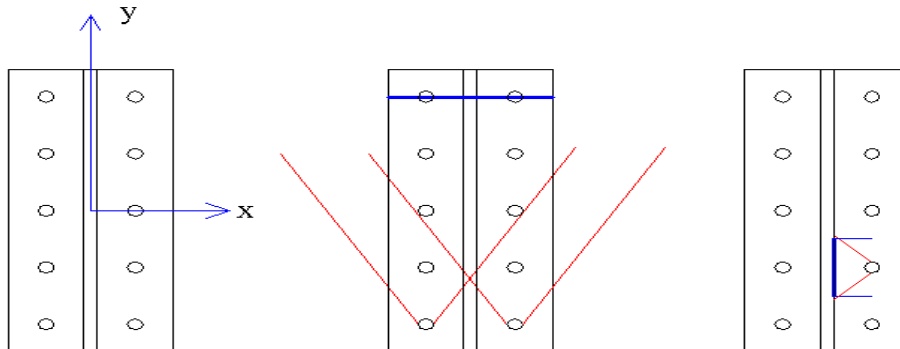
$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{40 \text{ mm}}{17 \text{ mm}} = 2.94 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = T/n = 410000 / 14 = 29286 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{rif}} = \frac{F}{t_{\text{piastra}} \cdot D \cdot \alpha} = 46 \text{ N/mm}^2 < f_{\text{sd}} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (17mm); t = spessore piastra (15mm); α = fattore correttivo

8.6.7 - Verifica di resistenza della piastra bullonata

La piastra è soggetta ad una tensione normale diretta lungo y, dovuta all'azione del taglio, e ad una tensione normale lungo x, dovuta al momento flettente:



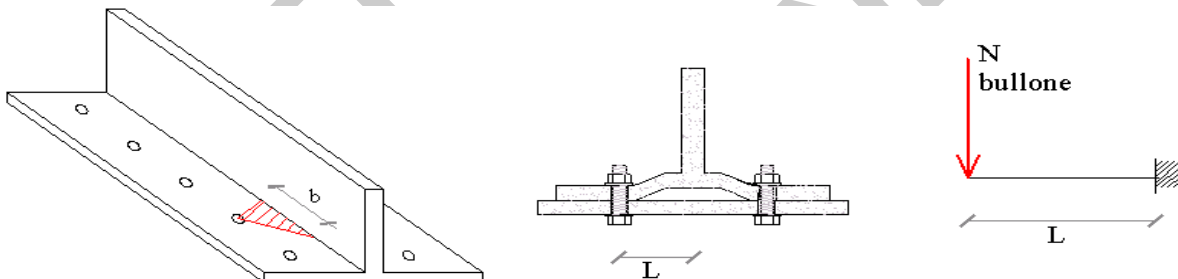
La prima figura mostra la disposizione degli assi di riferimento, la seconda la sezione su cui trovare le σ_{yy} (dovute al taglio) e la terza la sezione con cui trovare le σ_{xx} , dovute al momento.

Le tensioni trovate andranno combinate secondo il criterio di Mises.

Ricerca delle tensioni dovute al taglio

$$\sigma_{yy} = \frac{T}{t_{piastra}(B - 2D)} = 140 \text{ N/mm}^2$$

Ricerca delle tensioni dovute al momento e allo sforzo normale



Le tre figure mostrano il metodo di calcolo adottato: nella prima figura è espressa la fascia di competenza del singolo bullone (per i calcoli ci si riferirà al bullone più sollecitato), mentre nella seconda figura è visibile la probabile deformata dell'unione.

Si ipotizza che da ogni bullone le tensioni si diffondano a 45° , e si trascura il concatenarsi di queste.

La terza figura evidenzia lo schema di calcolo adottato, cioè quello di una trave a mensola, col luce (L) pari alla distanza dal foro alla costola, e sezione pari a b (interasse tra i bulloni, legata alla fascia di competenza) e t (spessore della piastra).

Si noti che $b = 100 \text{ mm}$; $L = 41 \text{ mm}$. (misurati per via grafica al CAD)

Come forza sulla mensola si prende il massimo sforzo normale sui bulloni, che si ricava moltiplicando le tensioni dell'ultima fila di bulloni per la loro area efficace:

$$N_{bullone} = \sigma_b^{(max)} A_{eff.} = 27 \text{ KN}$$

Da questa si ricava il momento massimo sulla mensola fittizia:

$$M = N_{bullone} \cdot L = 27 \text{ KN} \times 41 \text{ mm} = 1107 \text{ Nm}$$

E quindi, dato che la sezione della mensola fittizia vale $t_{piastra} \times b$,

$$W = \frac{b \cdot t_{piastra}^2}{6} = 6667 \text{ mm}^3$$

$$\sigma_{xx} = \frac{M}{W} = 166 \text{ N/mm}^2$$

Le due tensioni si combinano con il criterio di Mises:

$$\sigma_{id} = \sqrt{s_{xx}^2 + s_{yy}^2 - s_{xx}s_{yy}} = 155 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

8.7 - Nodo inferiore trave – colonna

Il corrente inferiore della capriata, scarico, viene collegato alla colonna mediante un'unione asolata realizzata con un bullone di diametro $\phi = 16 \text{ mm}$. Non essendo l'asta sollecitata a sforzo normale si potrebbe evitare di inserirla; non è stata adottata questa scelta, ma è stato evitato il dimensionamento della giunzione.

Capitolo 9 - Unioni degli arcarecci e dei controventi

9.1 - Arcarecci di falda generici

Gli arcarecci di falda generici sono quelli che non fanno parte del controvento di falda e che non sono arcarecci di bordo. Sono sottoposti a tensoflessione.

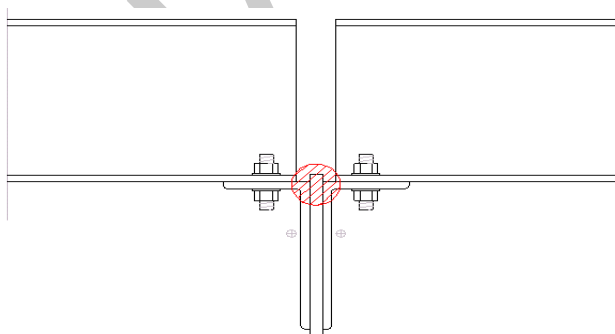
La flessione è data dai pesi propri e dai sovraccarichi, la tensione dal vento di trascinamento, dall'azione anti-instabilizzante per il corrente superiore delle capriate, dal vento sul frontale sottovento (quello sopravvento poggia direttamente sulla controventatura).

Lo sforzo normale di trazione è $N = 65 \text{ KN}$ (Capitolo 3 “Controventi di falda”) mentre lo sforzo di taglio (reazione vincolare degli arcarecci generici, Capitolo 1 “Copertura”) vale $T = 23 \text{ KN}$.

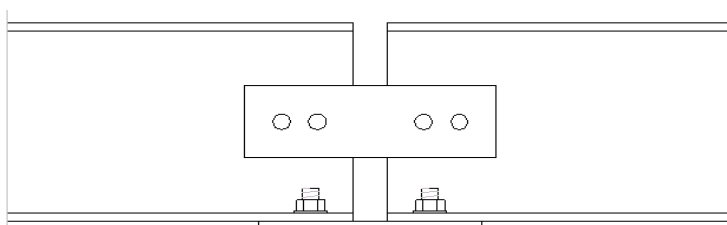
Tali sforzi, amplificati del 20% come per le altre unioni, valgono:

$$N = 78 \text{ KN}; \quad T = 28 \text{ KN}$$

Anche se la cosa più semplice sarebbe imbullonare direttamente gli arcarecci alle L che costituiscono il corrente superiore, non si sceglie questa soluzione, perché genererebbe forti tensioni sui cordoni di saldatura corrente – piastra, non previste, dovute all'eccentricità del carico:



Si preferisce far assorbire lo sforzo normale nell'arcareccio ad un apposito elemento fissato all'arcareccio stesso, in posizione baricentrica:



In questo modo la trazione è libera di scorrere negli arcarecci senza dover impegnare il corrente superiore di ogni capriata.

Una parte della trazione sugli arcarecci nasce per contrastare l'instabilità del corrente superiore. Dal Capitolo 3 “Controventi di falda” si vede che questa forza vale 8.85 KN , che amplificata del 20% diventa 11 KN .

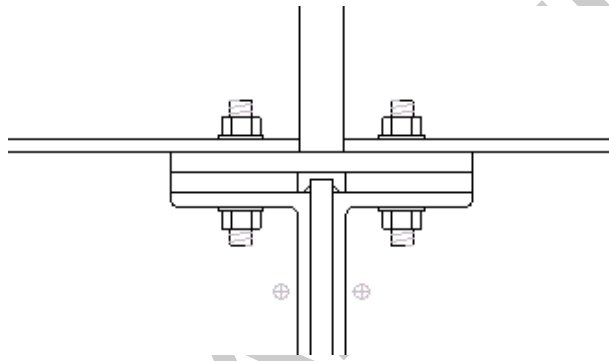
Ogni unione arcarecci – corrente superiore dovrà consentire il passaggio di questa forza.

In definitiva, l'unione tra l'arcareccio e il corrente deve permettere il passaggio di un taglio di 28 KN (reazione vincolare dell'arcareccio) e di uno sforzo di compressione di 11 KN (instabilità del corrente superiore)

Non ci si può comunque affidare alla saldatura delle L, non progettata per questo scopo. Si ricorre ad una piastra di collegamento che assorba le tensioni di trazione dovute all'eccentricità, e che eviti la flessione dei lati delle L.

Tale elemento deve in pratica collegare rigidamente le L. L'ultimo ostacolo da superare è il fatto che la piastra di nodo che collega le L sporge di 1 cm, per rendere possibile la realizzazione della saldatura.

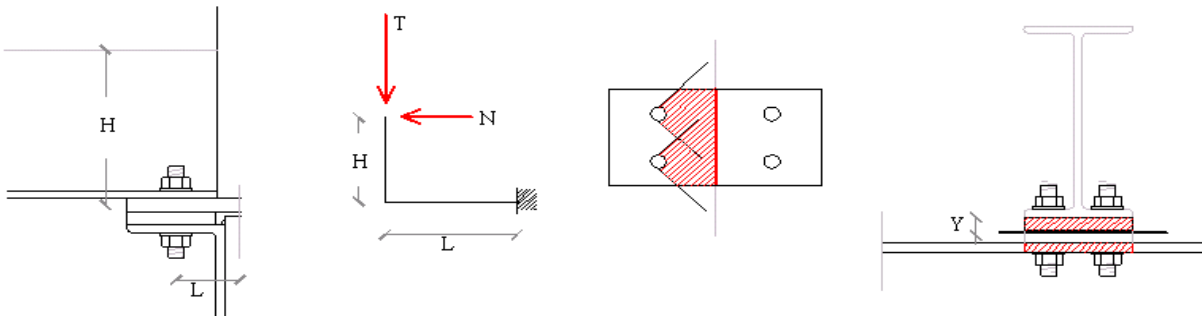
Questo problema viene risolto con l'uso di piastrine di 15mm che fungono da spessori.



9.1.1 - Verifica della piastra di unione arcarecci – corrente superiore

Si può assumere che, a causa della flessione indotta dall'eccentricità degli sforzi, la piastra di collegamento e il lato superiore delle L lavorino insieme, il primo a trazione e il secondo a compressione.

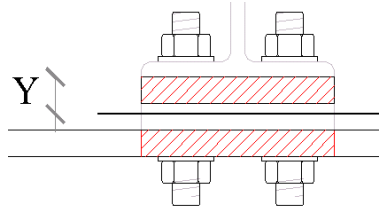
Dalla simmetria della figura si osserva che lo schema statico è riconducibile al tipo a mensola:



Nella quarta figura sono evidenziate le sezioni resistenti. Per poter avere effettivamente queste sezioni resistenti, occorre che il lato corto della L del corrente superiore e la piastra formino un pezzo unico. Questo compito lo assolvono i 4 bulloni (due per ogni L) che rendono solidali L e piastra di nodo.

Asse neutro e momento di inerzia della sezione resistente

L'eccentricità è grande, si ricerca l'asse neutro come se fossimo nel caso di flessione pura, trascurando il fatto che N modificherà, in piccola parte, la quota y.



$$\text{Area superiore: } 15 \text{ mm} \times B = 15 B$$

$$\text{Area inferiore: } 10 \text{ mm} \times B = 10 B \quad \text{con } B = 110 \text{ mm}$$

$$(y - 15 / 2) 15 B - (15 + 15 + 10 / 2 - y) 10 B = 0 \quad y = 18.5 \text{ mm.}$$

$$J = (18.5 - 15 / 2)^2 15 \times 110 + (15 + 15 + 10 / 2 - 18.5)^2 10 \times 110 = 499125 \text{ mm}^4$$

Sollecitazioni e tensioni

Il momento d'incastro della mensola vale $N \times H + T \times L$, con $H = 128.5 \text{ mm}$ e $L = 57.5 \text{ mm}$.

$$M = 11 \text{ KN} \times 128.5 \text{ mm} + 28 \text{ KN} \times 57.5 \text{ mm} = 3023500 \text{ Nmm}$$

$$\sigma_{\text{corrente}} = \frac{M(D - y)}{J} = 130 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{piastra},M} = \frac{M \cdot y}{J} = 112 \text{ N/mm}^2 < f_{sd}$$

Si assume che il taglio venga passato dalla piastra direttamente alla L, e che quest'ultima debba sia soggetta a delle tensioni tangenziali

$$\tau_{\text{corrente}} = \frac{T}{Bt_{\text{corrente}}} = \frac{28000}{110 \cdot 10} = 25 \text{ N/mm}^2$$

e che quindi la massima tensione sulla L del corrente superiore valga (secondo il criterio di Mises)

$$\sigma_{id,corrente} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = 120 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

per quanto riguarda la piastra di collegamento, basta invece verificare che oltre alle tensioni normali risultanti dalla flessione, resiste anche a quelle date dall'incremento di trazione nel nodo:

$$\sigma_{\text{piastra},N} = \frac{N}{A} = \frac{11000}{110 \cdot 15} = 7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{piastra}} = \sigma_{\text{piastra},N} + \sigma_{\text{piastra},M} = 119 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

9.1.2 - Bullonatura tra arcarecci e corrente superiore

Lo sforzo di taglio dovuto alla reazione vincolare degli arcarecci viene trasmesso al corrente superiore in buona parte per contatto. Solo la componente orizzontale interessa i bulloni.

Per quanto riguarda l'incremento di sforzo normale di trazione nell'arcareccio, dovuto all'azione stabilizzante nei confronti del corrente superiore della capriata, questo viene suddiviso tra i 4 bulloni che fanno parte di questa bullonatura.

L'unica forza non ancora analizzata è quella dovuta al vento ascensionale, che tende a "strappare" il manto e i relativi arcarecci dal resto della struttura.

Dal Capitolo 2 "Capriata" si vede che:

$$\begin{aligned} \text{- arcarecci:} \quad & \text{peso lineare} = 0.26 \text{ KN/m} \\ & \text{peso totale} = 0.26 \times 6\text{m} \times 13 \text{ arcarecci} = 20.28 \text{ KN} \\ & q_{\text{arcarecci}} = 20.28 \text{ KN} / (6\text{m} \times 24\text{m}) = 0.14 \text{ KN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{- manto:} \quad q_{\text{manto}} = 0.10 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pesi propri totali: } 0.14 + 0.10 = 0.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Carico del vento:} \quad -0.40 \text{ KN/m}^2$$

La combinazione di carico più svantaggiosa per il vento ascensionale vale

$$q = 1 \times \text{Pesi Propri} + 1.5 \times \text{Vento} = 0.24 - 0.60 = -0.36 \text{ KN/m}^2$$

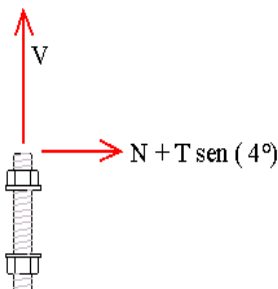
Ogni nodo della capriata ha un'area di competenza di 6m (interasse tra le capriate) x 2m (interasse arcarecci), cioè 12 m².

La forza ascensionale per ogni nodo vale quindi $0.36 \times 12 = 4.3 \text{ KN}$.

Tale forza è minore del Taglio che si aveva in caso di neve, quindi non occorre verificare nuovamente le piastre. Tuttavia, impegna a trazione i bulloni, cosa che prima non accadeva.

Per ogni bullone ci sarà una trazione di $4.3 / 4 = 1 \text{ KN}$.

Riepilogo azioni sul singolo bullone:



Dove $V = 1 \text{ KN}$ dato dal vento ascensionale

$N = 11 \text{ KN}$ (azione stabilizzante per la capriata)

$T \text{ sen } (4^\circ) = 2 \text{ KN}$ (componente orizzontale della reazione vincolare degli arcarecci)

Verifica del bullone

si sceglie un bullone M12 ad alta resistenza, classe 8.8, con area resistente di 84 mm²

$$\tau_b = (11000 + 2000) / 84 = 155 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_b = 1000 / 84 = 12 \text{ N/mm}^2$$

La tensione normale va amplificata del 25% perchè non si tiene conto di eventuali effetti leva o di flessioni parassite:

$$\sigma_b' = 1.25 \times 12 = 15 \text{ N/mm}^2$$

$$\left(\frac{\tau_b}{f_{d,V}} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{f_{d,N}} \right) = 0.15 < 1 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Verifica geometrica dell'unione arcareccio – corrente superiore

- passo dei bulloni: $p \geq 3 d = 3 \times 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
 $p \leq 15 t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
p trasversale = 59 mm; p longitudinale = 115 mm

- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza

$$a \geq 2 d = 2 \times 12 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

$$a \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

a = 50 mm

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

$$a_1 \geq 1.5 d = 1.5 \times 12 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

a₁ = 25 mm

Verifica a rifollamento:

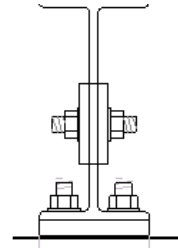
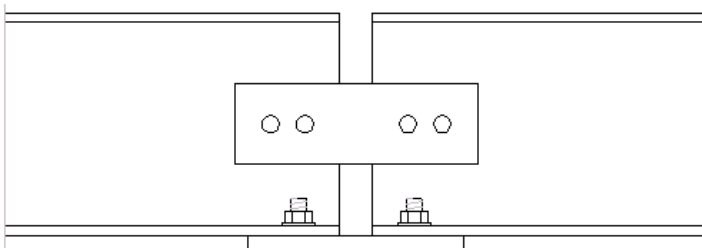
Si verifica l'arcareccio, elemento a spessore minore (IPE 220, spessore ali 9.2 mm)

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{50 \text{ mm}}{12 \text{ mm}} = 4.16 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = 13 \text{ KN}$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{arcareccio} \cdot D \cdot \alpha} = 47 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (12mm); t = spessore ali (9.2mm); α = fattore correttivo

9.1.3 - Bullonatura di collegamento tra gli arcarecci



Lo sforzo normale da trasferire tra gli arcarecci vale 78 kN, ed è baricentrico.

Verifica del bullone

In totale ci sono due piani di taglio, come si vede dalla seconda figura. Inoltre ci sono due bulloni. Ogni bullone riceverà uno sforzo tagliante pari al quarto dello sforzo da trasferire:

$$T_b = 78 / 4 = 20 \text{ kN}$$

come bullone si sceglie un M12 ad alta resistenza (classe 8.8) con area resistente di 84 mm²

$$\tau_b = (20000) / 84 = 238 \text{ N/mm}^2 < f_{d,v} [\text{VERIFICATO}]$$

Verifica geometrica dell'unione arcareccio – arcareccio

- passo dei bulloni: $p \geq 3d = 3 \times 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
 $p \leq 15t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
 $p = 39 \text{ mm}$

- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza

$$a \geq 2d = 2 \times 12 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

$$a < 6t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$
 $a = 36 \text{ mm}$

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

$$a_1 \geq 1.5d = 1.5 \times 12 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 6t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$
 $a_1 = 40 \text{ mm}$

Verifica della piastra di nodo

Essendoci due piani di taglio, ogni coprigiunto è soggetto ad una trazione di $78 / 2 = 40 \text{ kN}$.

La sezione resistente (area trasversale del coprigiunto depurata dall'area del foro) vale

$$(8 - 1.3) \times 1 = 6.7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{coprig}} = \frac{40000}{670} = 60 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Verifica a rifollamento:

Si verifica l'arcareccio, elemento a spessore minore (IPE 220, spessore ali 9.2 mm)

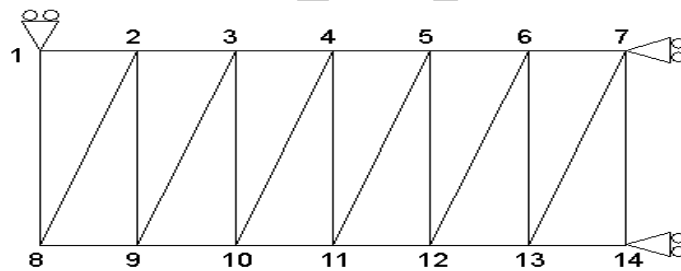
$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{36\text{mm}}{12\text{mm}} = 3 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = 2 \times T_b = 2 \times 20 = 40 \text{ KN}$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{arcareccio} \cdot D \cdot \alpha} = 209 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (12mm); t = spessore anima (5.9 mm); α = fattore correttivo

9.2 - Arcarecci del controvento di falda

Dal Capitolo 3 “Controvento di Falda” si vede che il massimo trasferimento di sforzi nel controvento ha luogo sul nodo 8.

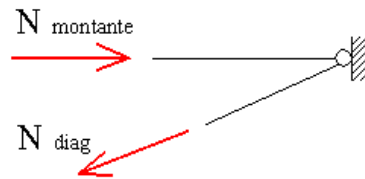


Asta	Trazione [KN]	Compressione [KN]
1-8	/	342
2-8	342	/
8-9	108	/

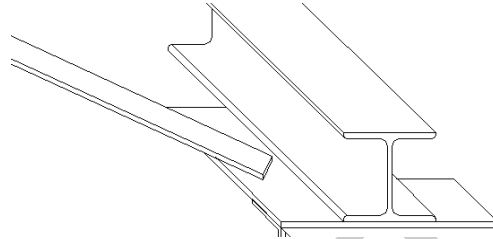
In tutti gli altri nodi gli sforzi trasferiti sono uguali o minori. Al più possono avere segno opposto, ma per il calcolo dell'unione non fa differenza.

Si suddivide il nodo in due livelli per semplicità: livello diagonale – montante e livello corrente.

9.2.1 - Nodo diagonale – montante



L'unione deve permettere il trasferimento dello sforzo dal montante alla diagonale. Per ragioni esecutive conviene fissare la diagonale direttamente alla piastra di nodo:



Se le bullonature sono baricentriche, come nei casi seguenti, non si genera torsione nella giunzione.

Bullonatura sulla diagonale

La forza di trazione, data l'amplificazione del 20% a favore della sicurezza vale

$$F = 342 \times 1.2 = 410 \text{ KN}$$

Si scelgono **14 bulloni M12 ad alta resistenza (classe 8.8)** su due file; il taglio sul bullone dovuto alla forza vale

$$T_{i,S} = F / n = 410 / 10 = 29 \text{ KN}$$

Stato limite

Classe vite	f_t N/mm ²	f_y N/mm ²	$f_{k,N}$ N/mm ²	$f_{d,N}$ N/mm ²	$f_{d,v}$ N/mm ²
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.6	600	360	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1 000	900	700	700	495

tratto dal prospetto 4-IIIa della CNR 10011/88

$f_{d,N} = f_{k,N}$ resistenza di progetto a trazione.
 $f_{d,v} = f_{k,N} / \sqrt{2}$ resistenza di progetto a taglio.

I bulloni andranno serrati con una coppia di 225 Nm.

Ogni bullone può esercitare un taglio resistente di:

$$T_{i,R} = A_b \cdot f_{dv} = 84 \text{ mm}^2 \times 369 \text{ N/mm}^2 / 1000 = 31 \text{ KN}$$

Come visto, lo sforzo sollecitante su ogni bullone vale al più

$$T_{i,S} = 29 \text{ KN} < T_{i,R} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Verifica geometrica bullonatura della diagonale:

- passo dei bulloni: $p \geq 3 d = 3 \times 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
 $p \leq 15 t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
 $p_{\text{long.}} = 40 \text{ mm}; \quad p_{\text{trasv.}} = 50 \text{ mm};$

- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza

$$a \geq 2 d = 2 \times 12 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

$$a \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$a = 30 \text{ mm}$

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

$$a_1 \geq 1.5 d = 1.5 \times 12 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$a_1 = 30 \text{ mm}$

Verifica a rifollamento bullonatura della diagonale

- verifica a rifollamento della diagonale (elemento più sottile)

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{30 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 2.3 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.3 \quad F = T_{i,s} = 29 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{rif}} = \frac{F}{t_{\text{diag.}} \cdot D \cdot \alpha} = 80 \text{ N/mm}^2 < f_{\text{sd}} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (13mm); t = spessore diagonale (12mm); α = fattore correttivo

Verifica di resistenza della piastra

Supponendo che le tensioni si propaghino in modo conico, si ha che nel punto estremo della bullonatura, dove lo sforzo è stato totalmente trasferito alla piastra, la distanza S (apertura del cono) vale 240 mm. Essendo la piastra spessa 15mm, la tensione normale vale

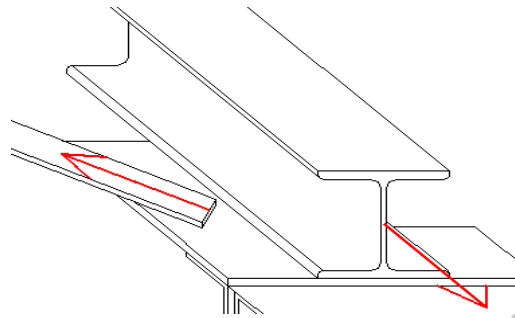
$$\sigma = \frac{F_{\text{diagonale}}}{t_{\text{piastra}} \cdot S} = 114 \text{ N/mm}^2 < f_{\text{sd}} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Come nel caso degli arcarecci del controvento di parete, lo sforzo normale in realtà è eccentrico: l'arcareccio è fissato sulle ali, ma è stato calcolato come se fosse fissato sul baricentro. L'arcareccio non è più semplicemente compresso, ma diventa “leggermente” presso inflesso.

E' stata svolta una sola verifica per controllare quanto potesse incidere l'eccentricità sulla resistenza e sull'instabilità dell'arcareccio, e di tutti gli altri elementi in condizioni simili, e si è visto che l'incidenza è piccola. Se la tensione sull'arcareccio è distante dallo snervamento, si può affermare che il cambiamento è minimo. Per questo caso specifico, dalla verifica di instabilità a solo sforzo normale risultava una tensione normale di 130 N/mm².

Adesso oltre allo sforzo normale c'è anche un momento flettente dato dallo sforzo normale per l'eccentricità:

$$M = N \times d = 342 \text{ KN} \times 220 \text{ mm} / 2 = 38 \text{ KNm}$$



I momenti sulla trave, somma del momento appena trovato e dai momenti dati dai pesi propri e dai carichi:

$$M_x = 56,7 \text{ KNm}; \quad M_y = 1,3 \text{ KN/m}$$

Lo sforzo normale sulla trave vale $N = 342 \text{ KN}$

Si trascurano i tagli, che servono solo per la verifica di resistenza, ampiamente soddisfatta.

Si noti che in questa “verifica” si assume come $M_{\text{equivalente}}$ direttamente $M_{\text{effettivo}}$, senza riduzioni, che abbasserebbero le tensioni ricavate.

Applicando la verifica di instabilità flessotorsionale (dato che per i controventi si è scelto di non affidare al manto la funzione di ritegno) si ottiene, per questa trave (HEB 220), una tensione normale

$$\sigma = 176 \text{ N/mm}^2$$

Mentre ignorando l'eccentricità dello sforzo normale, si aveva $\sigma = 130 \text{ N/mm}^2$

Essendo questo caso quello con massimo sforzo normale e massima eccentricità, da qui in avanti, se le tensioni nelle membrature sono basse, si trascura questa verifica.

Bullonatura dell'arcareccio

Lo sforzo normale sull'arcareccio è il medesimo della diagonale. Si utilizza quindi lo stesso numero di bulloni. La verifica di resistenza della piastra è sicuramente superata perchè il cono di diffusione delle tensioni ora è maggiore. Lo stesso vale per la verifica al rifollamento, dove stavolta è maggiore lo spessore del profilato. Anche la verifica geometrica è soddisfatta, ma si riportano i dati della bullonatura, con passo e distanze dai bordi, che sono diverse da quelle per la diagonale:

Verifica geometrica bullonatura della diagonale:

$$\begin{aligned} \text{- passo dei bulloni: } & p \geq 3d = 3 \times 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm} \\ & p \leq 15t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm} \\ & p_{\text{long.}} = 116 \text{ mm}; \quad p_{\text{trav.}} = 110 \text{ mm}; \end{aligned}$$

- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza

$$a \geq 2 d = 2 \times 12 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

$$a < 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$\mathbf{a = 55 \text{ mm}}$$

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

$$a_1 \geq 1.5 d = 1.5 \times 12 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$

$$\mathbf{a_1 = 40 \text{ mm}}$$

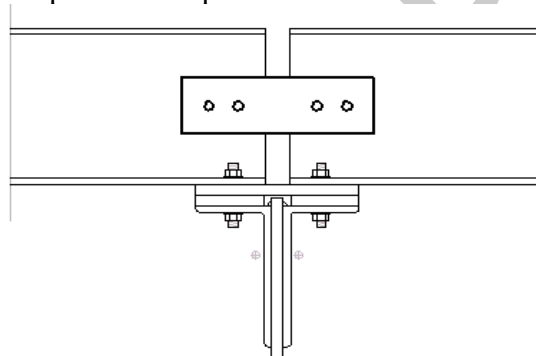
9.2.2 - Nodo piastra – corrente superiore

Assunto che ora diagonale e montante (arcareccio rinforzato) sono ben saldi tra loro, è possibile dimensionare l'unione tra il complesso piastra – arcareccio – diagonale e il corrente superiore della capriata.

Su questa unione agiscono:

- *sforzi orizzontali, diretti lungo il corrente superiore*, dovuti al funzionamento reticolare del controvento
- *sforzi orizzontali, diretti lungo l'arcareccio*, dovuti alla trazione trasferita dalla fila di arcarecci che si attacca al controvento. Tali sforzi non verranno considerati in questa verifica, in quanto si ricorre ad un'unione aggiuntiva, baricentrica con l'arcareccio, atta a trasferirli. Questa unione è dedicata solo a questi sforzi ed è già stata affrontata nelle unioni dell'arcareccio generico.

Per risolvere il problema della differenza di spessore dell'anima tra una IPE 220 (6mm) e una HEB 220 (9.5mm) si fa uso di 2 rondelle per bullone, di spessore 1.75mm. L'unione in questione è quella evidenziata:



- *sforzi verticali* dovuti al peso proprio e ai sovraccarichi della copertura.

Bullonatura corrente superiore della capriata:

Lo sforzo vale 108 KN, che amplificato del 20% diventa 130 KN.

Si scelgono 8 bulloni M12, di classe 8.8 (alta resistenza) con taglio resistente di 29 KN.

Ogni bullone assorbirà un taglio sollecitante di $130 / 8 = 16$ KN, minore del taglio resistente. La bullonatura è quindi verificata.

Verifica geometrica bullonatura del corrente superiore della capriata:

$$\begin{aligned} \text{- passo dei bulloni: } p &\geq 3d = 3 \times 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm} \\ p &\leq 15t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm} \\ p_{\text{long.}} &= \mathbf{61 \text{ mm}}; \quad p_{\text{trav.}} = \mathbf{120 \text{ mm}}; \end{aligned}$$

- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza

$$\begin{aligned} a &\geq 2d = 2 \times 12 \text{ mm} = 24 \text{ mm} \\ a &< 6t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \\ a &= \mathbf{30 \text{ mm}} \end{aligned}$$

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

$$\begin{aligned} a_1 &\geq 1.5d = 1.5 \times 12 \text{ mm} = 18 \text{ mm} \\ a_1 &\leq 6t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \\ a_1 &= \mathbf{35 \text{ mm}} \end{aligned}$$

Verifica a rifollamento bullonatura del corrente superiore della capriata

- verifica a rifollamento del corrente (elemento più sottile)

$$\left\{ \begin{aligned} \alpha &= \frac{a}{D} = \frac{30 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 2.3 \\ 2 &\leq \alpha \leq 2.5 \end{aligned} \right\} \alpha = 2.3 \quad F = T_{i,S} = 16 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{rif}} = \frac{F}{t_{\text{corrente}} \cdot D \cdot \alpha} = 54 \text{ N/mm}^2 < f_{\text{sd}} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

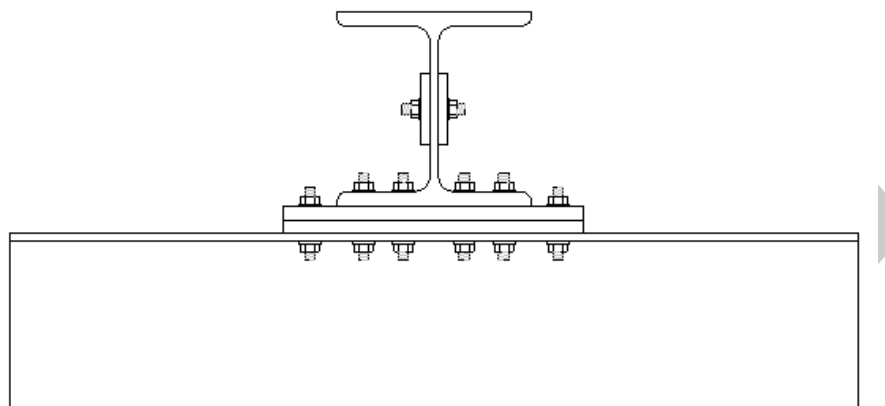
con D = diametro del foro (13mm); t = spessore del corrente (10mm); α = fattore correttivo

Verifica di resistenza della piastra

Supponendo che le tensioni si propaghino in modo conico, si ha che nel punto estremo della bullonatura, dove lo sforzo è stato totalmente trasferito alla piastra, la distanza S (apertura del cono) vale 200 mm. Essendo la piastra spessa 15mm, la tensione normale vale

$$\sigma = \frac{F_{\text{corrente}}}{t_{\text{piastra}} \cdot S} = 43 \text{ N/mm}^2 < f_{\text{sd}}$$

Il baricentro dello sforzo orizzontale, in quota, coincide con quello della diagonale. La differenza di quota tra il baricentro della diagonale e quello del corrente superiore fa sì che si generi una coppia concentrata in corrispondenza del nodo.



Non si effettua comunque nessuna verifica per tale coppia, perché nel punto di unione, anche a causa della spessoratura atta a discostare la piastra orizzontale da quella verticale (piastra del controvento da quella della capriata), si hanno degli spessori considerevoli, che aiutano a distribuire questa coppia concentrata (già di per sé abbastanza piccola) su una zona più ampia, come mostra la figura precedente.

Sforzo verticale

Lo studio dello sforzo verticale è diverso in base alla zona considerata:

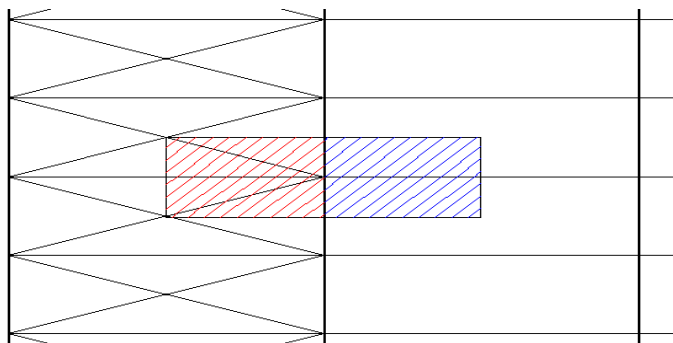
Tra l'arcareccio rinforzato e l'arcareccio generico: (seconda capriata)

Lo sforzo verticale, come nel caso dell'arcareccio generico, agisce discostato dal baricentro del corrente superiore.

Si genera un momento torcente, che in parte viene equilibrato dall'arcareccio sull'altro lato, e in parte deve essere assorbito dal corrente superiore.

Per la parte equilibrata, la verifica effettuata per l'arcareccio generico è ancora valida, anzi, in questo caso essendo la piastra molto più grande, è ampiamente superata.

Per determinare la parte di sforzo verticale non bilanciato, occorre confrontare cosa c'è a destra e cosa a sinistra del corrente (destra e sinistra sono relativi, si tratta dei pesi propri che gravano tra la prima e la seconda capriata e tra la seconda e la terza; non si considerano i sovraccarichi e il manto, uguali da ambo le parti):



Parte sinistra (rosso, relativa all'arcareccio rinforzato)

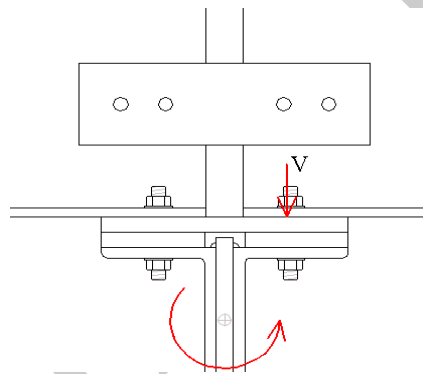
- arcareccio HEB 220	6.0 m	4.32 KN
- diagonale 110 x 12	6.3 m x 2	1.26 KN

Parte destra (blu, relativa all'arcareccio generico)

- arcareccio IPE 220	6.0 m	1.56 KN
----------------------	-------	---------

Il resto (peso del manto, sovraccarichi accidentali...) è equilibrato da entrambe le parti. La differenza tra la parte destra e sinistra vale quindi $4.32 + 1.26 - 1.56 = 4 \text{ KN}$

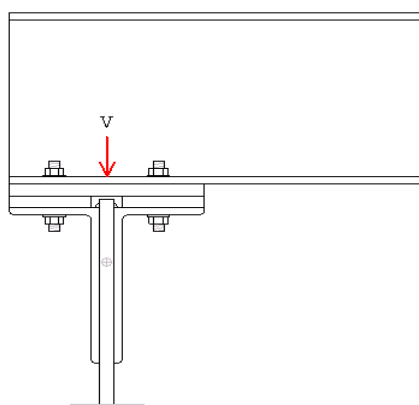
Si suppone che questa forza agisca sulla mezzeria del lato corto della singola L che compone il corrente, il quale si discosta dal baricentro dell'intero corrente di 57 mm:



La coppia torcente che ne risulta vale $M = V \times d = 4000 \text{ N} \times 0.057 \text{ m} = 228 \text{ Nm}$, pari alla coppia di serraggio di un bullone di 16mm della classe 8.8. Data l'esiguità di tale coppia, non si effettua alcuna verifica.

Sulla prima capriata

Sulla prima capriata la coppia torcente è minima, perché si ha modo di prolungare l'arcareccio rinforzato, e si presuppone che tutti i carichi verticali agiscano con buona approssimazione lungo il baricentro del corrente:



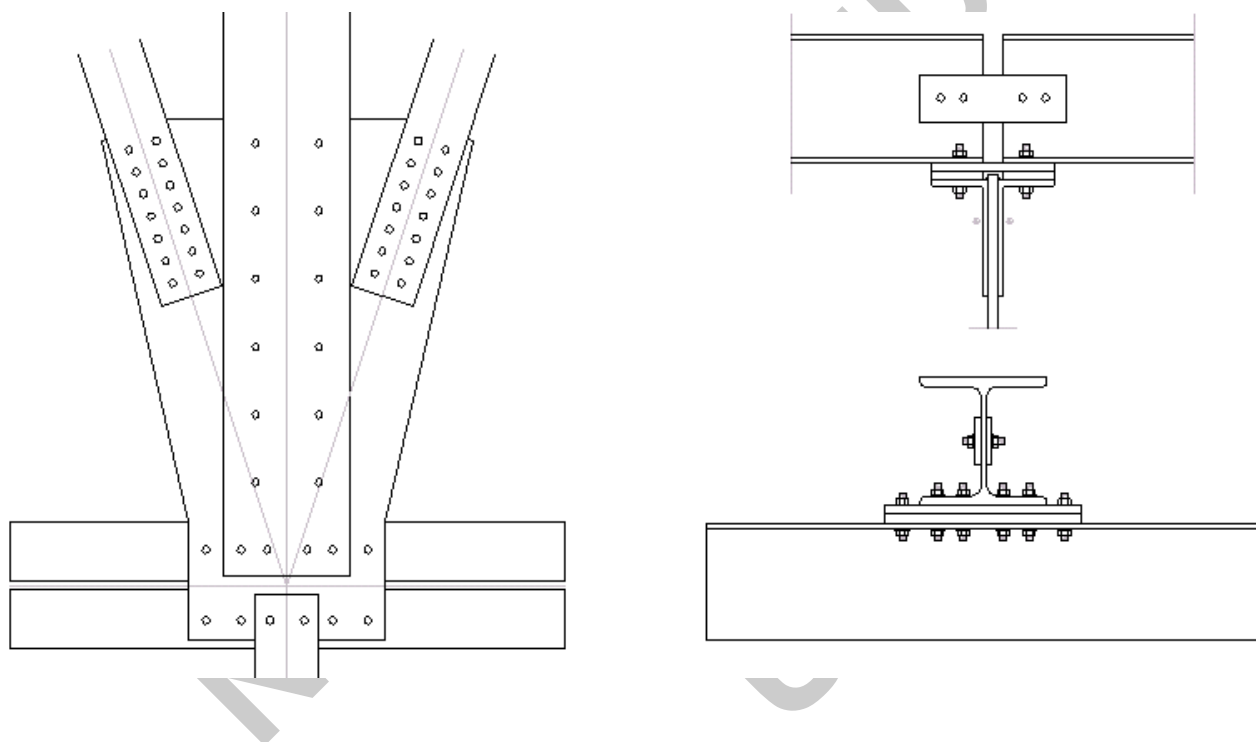
Per tutti e due i casi, il trasferimento della componente perpendicolare all'asse del corrente avviene per contatto, non impegnando a taglio i bulloni.

Solo la componente lungo l'asse del corrente, molto piccola data la bassa pendenza delle falde, agisce sui bulloni a taglio, ed è proporzionale a R, reazione vincolare dell'arcareccio rinforzato sommata al peso delle diagonali:

$$R = 125 \text{ KN} \times \sin(4^\circ) + 2 \text{ KN} = 10 \text{ KN}.$$

Essendoci in totale 12 bulloni orizzontali che collegano la piastra al corrente superiore, su ogni bullone ci sarà un incremento di sforzo tagliante di $10 / 12 = 0.8 \text{ KN}$. Poiché ogni bullone è soggetto ad un taglio di 16 KN, e il suo taglio resistente vale 29 KN, non occorre alcuna verifica.

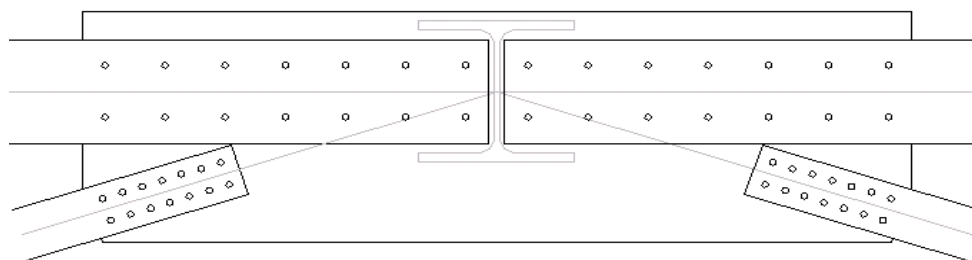
Ecco come si presenta l'unione appena verificata (tutti i bulloni sono M12 di classe 8.8)



9.3 - Arcareccio di bordo del controvento di falda

In questo nodo gli sforzi massimi coincidono con quelli del paragrafo precedente, ed anche le geometrie. Per questo motivo si sceglie una forma simile, con la differenza che stavolta l'arcareccio non è fissato alla capriata, ma direttamente alla colonna:

La piastra si presenta così:



In grigio è ben visibile la posizione della colonna, alla quale la piastra verrà saldata. Le verifiche geometriche e di resistenza della piastra per quanto riguarda diagonale e arcareccio sono le stesse del nodo al paragrafo precedente.

Quello che cambia è che adesso non ci si appoggia alla capriata, ma alla colonna, e lo si fa tramite saldatura.

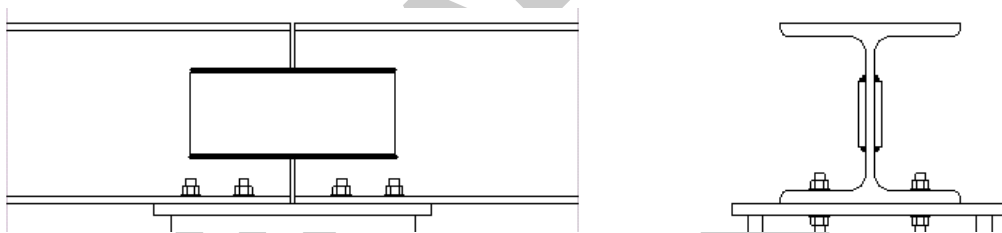
Questa saldatura dovrà trasmettere in testa alla colonna i carichi verticali dovuti ai pesi propri e alla funzione di sostegno della copertura dell'arcareccio, e i carichi orizzontali legati al funzionamento del controvento e alle altre azioni orizzontali.

Si hanno ancora due diagonali nel nodo, perché nella lunghezza del capannone esiste anche il controvento di falda longitudinale, che mantiene gli stessi profili di quello principale.

Va detto infine che lo sforzo normale di compressione che scorrerà entro due arcarecci di bordo successivi, analogamente a quanto accade per gli arcarecci generici, sarà trasmesso per contatto tra gli arcarecci.

9.3.1 - Piastra di collegamento tra gli arcarecci (coprigiunto)

Anche se lo sforzo normale di compressione si trasmette per contatto, è necessario assicurare l'allineamento delle membrature e annullare i giochi tra le parti. Per questo si inserisce un coprigiunto tra i due arcarecci, in grado di resistere ad uno sforzo assiale N e laterale di $N/100$, dove N è la compressione negli elementi da giungere.



Lo sforzo normale di compressione che scorre entro l'arcareccio, vale 387 kN, ed è stato ricavato dallo studio del controvento di falda (Capitolo 3).

Lo sforzo, incrementato del 20%, diventa: $N = 1,2 \times 387 = 460 \text{ kN}$

L'unione tra gli arcarecci deve quindi garantire sia in direzione verticale che orizzontale, una resistenza di $460 / 100 = 6 \text{ kN}$.

Al fine di limitare i giochi tra le parti, e superare il problema del rifollamento dell'anima dell'arcareccio, si usa una piastra saldata.

Saldatura:

$$N = 460 \text{ kN} \quad T = 6 \text{ kN} \quad l^* = 350 \text{ mm} \quad b = 5 \text{ mm} \quad a = 3,53 \text{ mm}$$

$$\tau_{//} = \frac{N/2}{a \cdot l^*} = 186 \text{ N/mm}^2 \quad \tau_{\perp} = \frac{T/2}{a \cdot l^*} = 3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\tau_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} = 186 \text{ N/mm}^2 < 0,85 f_{sd} = 199 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

La lunghezza L del singolo cordone varrà $L = l^* / 2 - 2a = 168 \text{ mm}$.

Essendo 9,5 mm lo spessore dell'anima, è verificata anche $\frac{t_2}{2} \leq b \leq t_2$

Verifica dell'anima dell'arcareccio

La massima ampiezza del cono di diffusione delle tensioni, è pari all'altezza dell'arcareccio:

$$S = 220 \text{ mm} \quad t = 9,5 \text{ mm (spessore anima)} \quad A = t \cdot S = 2090 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = 220 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Verifica delle piastre coprigiunto

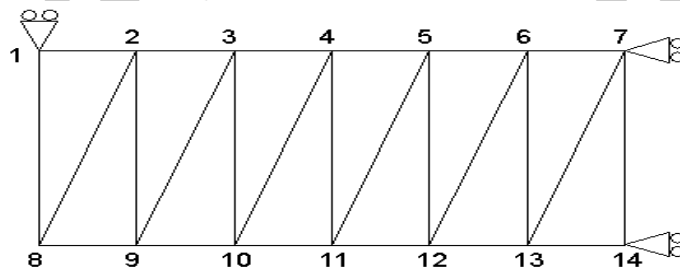
$$h = 100 \text{ mm} \quad t = 10 \text{ mm (spessore anima)} \quad A = t \cdot h = 1000 \text{ mm}^2$$

$$\sigma = \frac{N/2}{A} = 230 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

La piastra di nodo sarà un rettangolo 100 mm x 340 mm x 10 mm saldato all'arcareccio.

9.3.2 - Saldatura tra la piastra di nodo e la colonna

La saldatura deve trasmettere lo sforzo nel piano della capriata, dovuto al funzionamento del controvento di falda (tale sforzo è massimo nell'asta 8-9 della figura) che vale 108 kN:



Allo stesso tempo, deve trasmettere lo sforzo assiale all'arcareccio di bordo, sul controvento di parete. Tale sforzo, come già detto, è depurato dell'azione anti-instabilizzante per la capriata, che risulta equilibrata in copertura. Questo sforzo vale 90 kN.

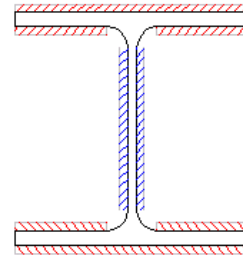
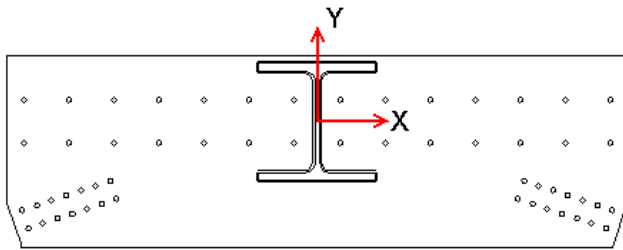
Questi sforzi non si presenteranno tutti e due nel solito campo, ma a vantaggio della sicurezza si preferisce dimensionare l'unione come se fossero entrambi agenti sullo stesso nodo.

Gli sforzi, aumentati del 20% come per le altre unioni, valgono

$$T_y = 108 \times 1,2 = 130 \text{ kN}; \quad T_x = 90 \times 1,2 = 108 \text{ kN}.$$

Si realizza una saldatura a cordone d'angolo, che collega tutto il perimetro della colonna alla piastra di nodo. In questo modo i cordoni paralleli alla capriata assorbiranno T_x , e quelli ortogonali T_y .

Si assume infine che gli sforzi verticali si trasmettano per contatto diretto tra la piastra e la colonna.



Si procede alla verifica della sola saldatura lungo Y, la più sollecitata e contemporaneamente la meno sviluppata. Le saldature lungo X (rosse) verranno realizzate nel solito modo.

Lo spessore della piastra è di 15mm. Lo spessore dell'anima della colonna (HEB 300) vale 11 mm.

Essendo t_2 lo spessore minimo tra i due profilati, deve esser verificato $\frac{t_2}{2} \leq b \leq t_2$

Si sceglie quindi un cordone di lato $b = 5 \text{ mm}$

La sezione saldatura è assimilabile ad un quarto di cerchio, e quindi l'altezza della sezione di gola vale:

$$a = \frac{b\sqrt{2}}{2} = a (b = 5\text{mm}) = 3.54 \text{ mm}$$

La lunghezza lorda del cordone vale $L = 416 \text{ mm}$. Generalmente gli estremi di queste saldature non sono perfette, quindi si ricava la sezione netta togliendo ad ogni estremità del cordone la quantità "a".

$$l^* = L - 4a = 401 \text{ mm} > 15b \quad [\text{VERIFICATO}]$$

$$\tau_{//} = \frac{N}{a \cdot l^*} = 92 \text{ N/mm}^2 < 0,7 f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Le saldature lungo X hanno uno sviluppo maggiore e sono soggette a sforzi minori. Per uniformità e a vantaggio della sicurezza vengono comunque realizzate con lo stesso lato $b = 5\text{mm}$, per l'intero sviluppo delle ali della colonna.

Verifica della piastra di nodo

Supponendo che le tensioni si sviluppino in modo conico con apertura di 60° , alla fine della saldatura (si considera sempre la saldatura più sollecitata, quella lungo Y) l'ampiezza del cono vale:

$$S = 261 \text{ mm.}$$

Da quel punto in poi le tensioni sono del tutto applicate alla piastra:

$$\sigma = \frac{N}{S \cdot t_{piastra}} = 33 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

9.4 - Arcarecci di parete laterale generici

Gli arcarecci di parete sono costituiti da profilati a U 160 (UNI 5680-65), come è possibile leggere nel Capitolo 4 “Baraccatura”.

Gli sforzi sono i medesimi sia per gli arcarecci laterali che frontali, la differenza risiede nel tipo e nella disposizione della colonna, quindi si progetta una unione per gli arcarecci laterali e una per gli arcarecci frontali.

Infine, gli arcarecci di baraccatura laterali che fanno parte del controvento di parete adotteranno un'unione necessariamente più forte.

Le reazioni vincolari dell'arcareccio generico valgono:

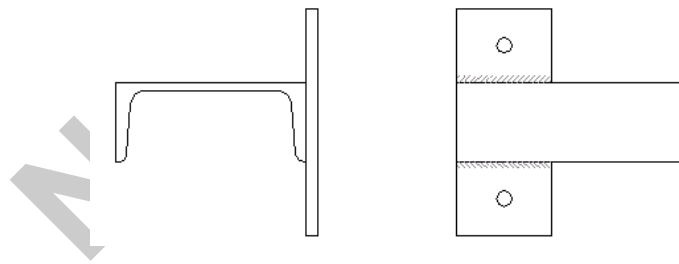
$$\begin{aligned} T_{\text{verticale}} &= q_x L / 2 = 1.7 \text{ KN} \\ T_{\text{orizzontale}} &= q_y L / 2 = 5.4 \text{ KN} \end{aligned}$$

Amplificandole del 20%, come per le altre unioni finora affrontate, si ottiene, approssimando per eccesso:

$$\begin{aligned} T_{\text{verticale}} &= q_x L / 2 = 2 \text{ KN} \\ T_{\text{orizzontale}} &= q_y L / 2 = 7 \text{ KN} \end{aligned}$$

L'unione deve quindi poter trasferire queste forze. In particolare, la forza orizzontale potrà variare di segno, in caso che l'elemento sia sopravento o sottovento.

Poiché la U160 ha i lati interni inclinati, si realizza una piastra che verrà saldata al profilato. A sua volta la piastra sarà imbullonata alla colonna:



9.4.1 - Bullonatura

Per quanto riguarda lo sforzo orizzontale, quando sarà di compressione non impegnerà il bullone, ma la piastra, mentre quando sarà di trazione provocherà su ogni bullone uno sforzo normale di:

$$N_s' = T_{\text{oriz.}} / 2 = 3.5 \text{ KN.}$$

Lo sforzo verticale produrrà taglio e momento. La distanza tra il baricentro della piastra e quello del profilato vale 85mm, quindi:

$$T_s = T_{\text{vertic}} / 2 = 1 \text{ KN}$$

$$M_s = T_{\text{vertic.}} \times b = 2000 \times 0.085 = 1.7 \text{ Nm}$$

Tale momento, diviso per la semidistanza tra i bulloni, fornisce lo sforzo normale aggiuntivo su ogni bullone (un bullone sarà teso e l'altro compresso, ma ai fini del calcolo si considera il valore assoluto)

$$N_s'' = 2 M_s / I = 2 \times 1.7 \text{ Nm} / 0.125 \text{ m} = 0.02 \text{ KN} \quad (\text{trascurabile rispetto a } N_s')$$

Si scelgono bulloni M12 di classe 8.8:

$$\begin{array}{lll} f_{d,N} = 560 \text{ N/mm}^2 & f_{d,V} = 396 \text{ N/mm}^2 & A_{res} = 88 \text{ mm}^2 \\ N_R = 560 \times 88 = 49 \text{ KN} & T_R = 396 \times 88 = 35 \text{ KN} & \end{array}$$

$$\left(\frac{1.25 N_s}{N_r} \right)^2 + \left(\frac{T_s}{T_r} \right)^2 = 0.012 < 1 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Nella formula precedente lo sforzo normale è stato incrementato del 25% perché non si considerano effetti di flessioni parassite nella bullonatura.

9.4.2 - Verifica geometrica e di rifollamento

Lo spessore delle piastre è pari a 10mm.

Verifica geometrica:

- passo dei bulloni: $p \geq 3 d = 3 \times 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
 $p \leq 15 t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
 $p = 125 \text{ mm}$;
- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza
 $a \geq 2 d = 2 \times 12 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$
 $a < 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$
 $a = 30 \text{ mm}$
- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro
 $a_1 \geq 1.5 d = 1.5 \times 12 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$
 $a_1 \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$
 $a_1 = 40 \text{ mm}$

Verifica a rifollamento bullonatura

- verifica a rifollamento della piastra (elemento più sottile)

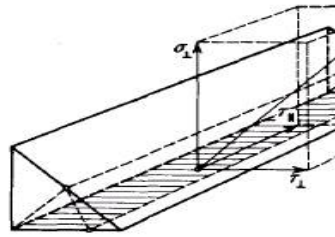
$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{30 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 2.3 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.3 \quad F = T_{i,s} = 1 \text{ KN}$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{corrente} \cdot D \cdot \alpha} = 4 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (13mm); t = spessore della piastra (10mm); α = fattore correttivo

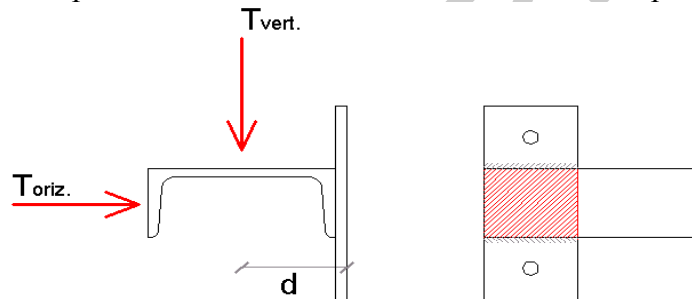
9.4.3 - Saldatura tra l'arcareccio e la piastra di nodo

L'arcareccio viene saldato tramite saldature a cordone d'angolo di lato $b = 5\text{ mm}$ ($a = 3.54\text{ mm}$), di lunghezza totale $L = 160\text{ mm}$, e lunghezza utile $l = 160 - 4 \times 3.54 = 145\text{ mm}$.



Dalla figura, ripresa dalla norma CNR 10011, si vede bene quali tensioni devono essere considerate. In questo caso il taglio è solo perpendicolare alla saldatura, quindi $\tau_{//} = 0$.

Per quanto riguarda le σ , queste sono date dalla spinta del vento (Taglio orizzontale) e dal fatto che il baricentro del profilato non coincide con il baricentro della piastra:



Si considera come sezione reagente, per semplicità, il rettangolo tratteggiato, il quale ha un modulo di resistenza

$$W = bh^2 / 6 = 65 \times 80^2 / 6 = 69333 \text{ mm}^3$$

Il momento è dato da $T_{\text{vert}} \times d = 2000 \text{ N} \times 160\text{ mm} / 2 = 160000 \text{ Nmm}$

$$\sigma^{(M)} = \frac{M}{W} = 2 \text{ N/mm}^2$$

Questa tensione normale va sommata a quella data dal taglio orizzontale, che agisce sulla saldatura:

$$\begin{aligned} A_{\text{saldatura}} &= a \times l = 3.54 \times 145 = 513 \text{ mm}^2 \\ \sigma^{(N)} &= T_{\text{oriz}} / A_{\text{saldatura}} = 7000 / 513 = 14 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{\text{tot}} &= \sigma^{(N)} + \sigma^{(M)} = 14 + 2 = 16 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

La tensione tangenziale, analogamente:

$$\tau = T_{\text{vertic}} / A_{\text{saldatura}} = 2000 / 513 = 4 \text{ N/mm}^2$$

Queste tensioni, bassissime, non superano certo i limiti imposti dalla norma [VERIFICATO]

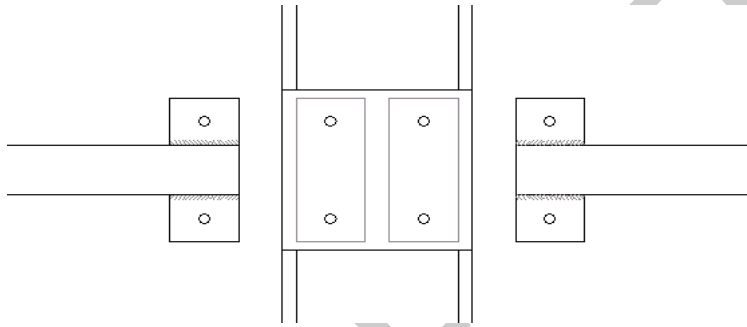
Si omettono ulteriori verifiche dato che gli sforzi in questa unione sono molto piccoli.

9.5 - Arcarecci di parete frontali generici

Gli arcarecci frontali sono appoggiati a colonne HEB 220, disposte con l'asse forte parallelo agli arcarecci stessi.

Come piastre saldate agli arcarecci si adottano le stesse del caso laterale, dato che anche gli sforzi sono gli stessi.

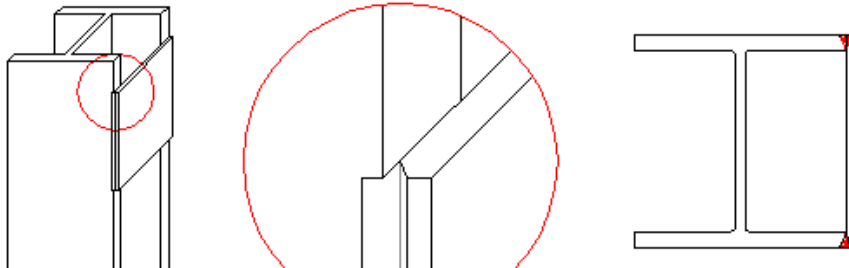
Quello che cambia è come ci si attacca alla colonna: si salda una piastra aggiuntiva alla colonna, e si imbullona l'arcareccio, attraverso la propria piastra calcolata nel paragrafo precedente, alla piastra saldata alla colonna:



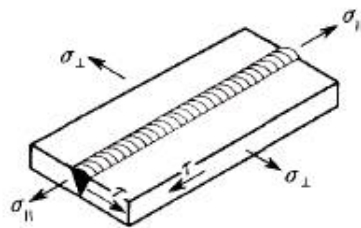
La verifica si riduce al controllo delle saldature e della piastra saldata.

9.5.1 - Saldatura:

La saldatura è del tipo “giunto testa a testa a completa penetrazione di classe II”:



La lunghezza della saldatura è pari all'altezza della piastra, $l = 200\text{mm}$, mentre lo spessore è pari allo spessore della piastra, elemento più sottile (10mm)



$$\sigma_{\parallel} = \frac{T_{\text{verticale}}}{l \cdot t} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau^{(N)} = \frac{T_{\text{oriz}}}{l \cdot t} = 4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau^{(M)} = \frac{M}{W} = 6 \frac{T_{\text{vert}} d}{l^2 \cdot t} = 8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sqrt{\sigma_{\parallel}^2 + 3\tau_{\parallel}^2} = 21 \text{ N/mm}^2 < 0.85 f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

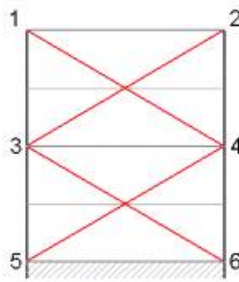
9.5.2 - Altre verifiche

Si omettono ulteriori verifiche dato che gli sforzi in questa unione sono molto piccoli o le verifiche del paragrafo precedente sono identiche (es: verifica a rifollamento).

9.6 - Controvento di parete

Gli arcarecci del controvento di parete sono gli unici arcarecci laterali rinforzati. Questi, oltre ad essere soggetti ai carichi che gravano sull'arcareccio generico, sono anche fortemente compressi, al fine di trasmettere a terra le azioni che arrivano dalla copertura.

Oltre all'arcareccio, nei nodi del controvento di parete dovrà alloggiarsi anche la diagonale, tesa, necessaria per il funzionamento globale.



Dalla figura si vede che nei nodi 1 (2), 5 (6) si incontrerà una diagonale con un arcareccio, mentre nei nodi 3 (e 4) ci saranno due diagonali e l'arcareccio.

Le diagonali in quest'ultimo nodo funzioneranno una sola alla volta, nel rispetto dello schema statico adottato. Questo comporta che si può calcolare l'unione generica nel nodo 1 (o 2,5,6), con i massimi sforzi sul controvento, e ripeterla per tutti gli altri nodi (nei nodi 3 e 4 sarà semplicemente raddoppiata)

9.6.1 - Massimi sforzi sul nodo:

Gli sforzi sono ricavati dai paragrafi precedenti per quanto riguarda il taglio sull'arcareccio, e dal Capitolo 7 “Controventi di parete” per gli sforzi di compressione e trazione su arcarecci e diagonali:

Tipo	N [KN]	T _{oriz.} [KN]	T _{vertic.} [KN]
Arcareccio	95 (comp.)	7	2
Diagonali	110 (traz.)	-	-

Gli sforzi sono già amplificati del 20%, come per tutte le unioni

9.6.2 - Bullonatura tra diagonale e piastra

Resistenza

La diagonale è un piatto 60 x 12, e si scelgono bulloni M12 di classe 8,8 (alta resistenza).

Ogni bullone ha un'area di 84mm², con una resistenza a taglio $f_{d,v} = 396 \text{ N/mm}^2$.

Il taglio resistente per ogni bullone vale $T_{R,I} = 396 \times 84 = 33 \text{ KN}$.

Si adottano quindi 5 bulloni in fila, che resistono ad un taglio

$$T = 5 \times 33 = 165 \text{ KN} > N_{\text{diagonale}} = 110 \text{ KN} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Geometria:

- passo dei bulloni: $p \geq 3 d = 3 \times 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
 $p \leq 15 t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
 $p = 36 \text{ mm}$;

- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza

$$a \geq 2 d = 2 \times 12 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$$

$$a < 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$
 $a = 30 \text{ mm}$

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

$$a_1 \geq 1.5 d = 1.5 \times 12 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$$

$$a_1 \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$$
 $a_1 = 30 \text{ mm}$

Verifica a rifollamento bullonatura

Si verifica la piastra, elemento più sottile ($t = 10 \text{ mm}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{30 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 2.3 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.3 \quad F = T_{i,S} = 110 / 5 = 22 \text{ KN}$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{piastra} \cdot D \cdot \alpha} = 73 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con $D = \text{diametro del foro (13mm)}$; $t = \text{spessore della piastra (10mm)}$; $\alpha = \text{fattore correttivo}$

9.6.3 - Bullonatura tra arcareccio e piastra

L'arcareccio e la piastra hanno i baricentri distanti. Si ignora questo fatto, in linea con quanto detto a riguardo dell'arcareccio del controvento di falda, perché le tensioni nell'arcareccio sono basse (122 N/mm²) e perché l'eccentricità è limitata (80mm).

Resistenza

Si scelgono bulloni M12 di classe 8,8 (alta resistenza). Ogni bullone ha un'area di 84mm², con una resistenza a taglio $f_{d,v} = 396 \text{ N/mm}^2$.

Il taglio resistente per ogni bullone vale $T_{R,I} = 396 \times 84 = 33 \text{ KN}$.

Si adottano quindi 4 bulloni su due file (2 per fila), che resistono ad un taglio

$$T = 4 \times 33 = 132 \text{ KN} > N_{\text{arcareccio}} = 95 \text{ KN} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Geometria:

- passo dei bulloni: $p \geq 3 d = 3 \times 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
 $p \leq 15 t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
 $p_{\text{longitudinale}} = \mathbf{138 \text{ mm}}; p_{\text{trasversale}} = \mathbf{80 \text{ mm}};$
- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza
 $a \geq 2 d = 2 \times 12 \text{ mm} = 24 \text{ mm}$
 $a < 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$
 $a = \mathbf{40 \text{ mm}}$
- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro
 $a_1 \geq 1.5 d = 1.5 \times 12 \text{ mm} = 18 \text{ mm}$
 $a_1 \leq 6 t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm}$
 $a_1 = \mathbf{40 \text{ mm}}$

Verifica a rifollamento bullonatura

Si verifica la piastra, l'elemento più sottile ($t = 10 \text{ mm}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{36 \text{ mm}}{13 \text{ mm}} = 2.8 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = T_{i,S} = 95 / 6 = 16 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{rif}} = \frac{F}{t_{\text{piastra}} \cdot D \cdot \alpha} = 73 \text{ N/mm}^2 < f_{\text{sd}} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con $D = \text{diametro del foro (13 mm)}$; $t = \text{spessore della piastra (10 mm)}$; $\alpha = \text{fattore correttivo}$

9.6.4 - Bullonatura tra piastra e colonna

Lo sforzo da trasferire deriva dal funzionamento del controvento, ma anche dal funzionamento dell'arcareccio.

Dal Capitolo 7 “Controvento di parete” si vede che il massimo sforzo che viene trasferito alla colonna vale 92 KN, che amplificato del 20% diventa

$$T_{\text{vertic, controvent}} = 110 \text{ KN}.$$

Dal Capitolo 4 “Baraccatura laterale” (e dai paragrafi precedenti) si vede che le reazioni vincolari dell'arcareccio valgono (già amplificati):

$$\begin{aligned} T_{\text{verticale}} &= q_x L / 2 = 2 \text{ KN} \\ T_{\text{orizzontale}} &= q_y L / 2 = 7 \text{ KN} \end{aligned}$$

In definitiva, in direzione verticale l'unione dovrà trasmettere la somma dei due tagli verticali, e lo stesso per la direzione orizzontale:

$$\begin{aligned} T_{\text{verticale}} &= 110 + 2 \cdot 112 \quad \text{KN} \\ T_{\text{orizzontale}} &= 0 + 7 \cdot 7 \quad \text{KN} \end{aligned}$$

Resistenza

Si scelgono bulloni M12 di classe 8,8 (alta resistenza). Ogni bullone ha un'area di 84mm^2 , con una resistenza a taglio $f_{d,v} = 396 \text{ N/mm}^2$.

Il taglio resistente per ogni bullone vale $T_{R,I} = 396 \times 84 = 33 \text{ KN}$.

Si adottano quindi 6 bulloni, che resistono ad un taglio

$$T = 6 \times 33 = 198 \text{ KN} > T_{\text{verticale}} = 112 \text{ KN} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

La resistenza residua di questi bulloni viene utilizzata per trasmettere il taglio orizzontale (molto modesto). Non si esegue questa verifica perché, come visto nei paragrafi precedenti, è sicuramente superata.

Nel caso dell'unione con due diagonali, la piastra è la solita, ma specchiata rispetto l'asse baricentrico dell'arcareccio. Questo comporta che nella bullonatura piastra – colonna ci saranno 12 bulloni. Questi sono tutti necessari non per la resistenza, ma per la verifica geometrica.

Geometria:

- passo dei bulloni: $p \geq 3d = 3 \times 12 \text{ mm} = 36 \text{ mm}$
 $p \leq 15t_{\min} = 15 \times 10 \text{ mm} = 150 \text{ mm}$
 $p_{\text{orizzontale}} = 45 \text{ mm}; p_{\text{verticale}} = 80 \text{ mm}$

- distanza dal bordo al centro foro lungo la forza

$$\begin{aligned} a &\geq 2d = 2 \times 12 \text{ mm} = 24 \text{ mm} \\ a &\leq 6t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \\ \mathbf{a} &= \mathbf{42 \text{ mm}} \end{aligned}$$

- distanza dal bordo ortogonale alla forza al centro foro

$$\begin{aligned} a_1 &\geq 1.5d = 1.5 \times 12 \text{ mm} = 18 \text{ mm} \\ a_1 &\leq 6t_{\min} = 6 \times 10 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \\ \mathbf{a_1} &= \mathbf{40 \text{ mm}} \end{aligned}$$

Verifica a rifollamento bullonatura

Si verifica la piastra, elemento più sottile ($t = 10 \text{ mm}$)

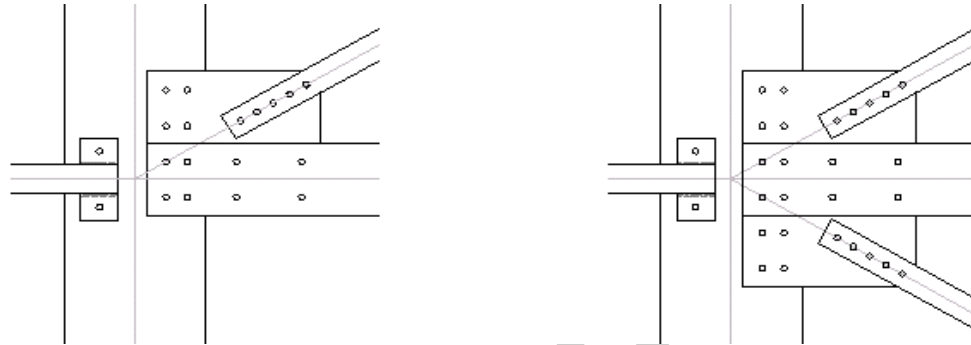
$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{a}{D} = \frac{42\text{mm}}{13\text{mm}} = 3.2 \\ 2 \leq \alpha \leq 2.5 \end{array} \right\} \alpha = 2.5 \quad F = T_{i,S} = 112 / 8 = 14 \text{ KN}$$

$$\sigma_{rif} = \frac{F}{t_{piastra} \cdot D \cdot \alpha} = 43 \text{ N/mm}^2 < f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

con D = diametro del foro (13mm); t = spessore della piastra (10mm); α = fattore correttivo

9.6.5 - Verifica di resistenza della piastra

La forma della piastra, nel caso con la singola diagonale e nel caso con due diagonali, è:



Resta da verificare che la piastra resista gli sforzi di trazione e compressione trasmessi dalle aste. L'instabilità a sforzo normale della piastra è scongiurata dal fatto che l'arcareccio viene prolungato fino alla colonna, e fa da irrigidente per la piastra stessa.

Come già accennato, nella seconda figura, sulla bullonatura piastra – colonna, ci sono 4 bulloni in più (tale unione ne prevedeva solo 8, come nella figura di destra). Questi bulloni sono necessari solo per soddisfare la verifica geometrica, che protegge da imbozzamento e degrado chimico (infiltrazioni d'acqua) quindi non possono essere omessi.

Lo spessore della piastra è di 10mm, quindi l'area resistente è il prodotto tra l'estensione S del cono di diffusione e tale valore. Le aree resistenti sono depurate dalle aree dei fori:

Tipo	Estensione cono [mm]	Area resistente [mm ²]	Forza [KN]	σ [N/mm ²]
Diagonale	184	1840	110	60
Arcareccio	233	2330	95	41
Colonna	99	990	110	111

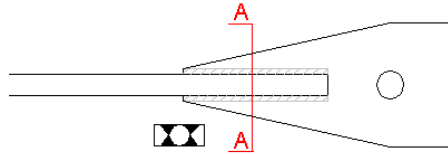
[VERIFICATO]

9.7 - Tiranti del corrente inferiore della capriata

Nella condizione di vento forte il corrente inferiore della capriata entra in una leggera compressione. Al fine di diminuirne la snellezza sono stati inseriti dei tiranti, agganciati ai montanti di facciata, i quali trasmettono le lievi azioni al controvento di falda.

Lo sforzo nel tirante è di 1,2 kN, e richiede un'area resistente di 3 mm². Come elemento si è scelto un tondo di diametro 10 mm.

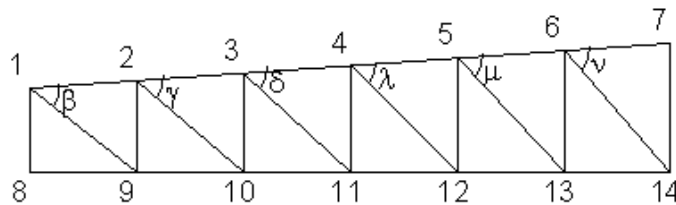
Si sceglie di saldare alle estremità del tondo, con angolo dolce come da normativa, un piatto di spessore $t = 10$ mm atto ad essere imbullonato al corrente inferiore della trave di copertura:



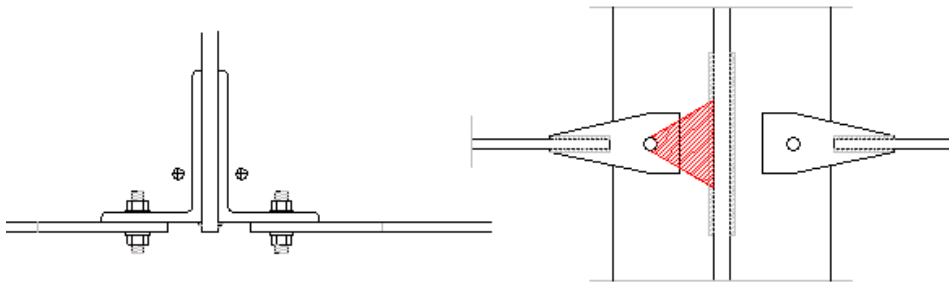
Dato che la saldatura è a completa penetrazione e il profilato più sottile è già stato verificato, non si effettua alcuna verifica aggiuntiva.

Si sceglie un bullone M12 ad alta resistenza (classe 8,8) più che sufficiente a questo scopo. La distanza del foro dal bordo lungo la forza e ortogonalmente (30 mm) rispetta la verifica geometrica.

Il corrente inferiore della capriata, in corrispondenza dei nodi 8, 11 e 14 deve essere forato con fori di diametro 13 mm. Tale elemento è stato verificato per fori maggiori in punti diversi, quindi questa foratura non rappresenta un problema di indebolimento.



L'unica verifica da compiere riguarda la saldatura tra il corrente inferiore e la piastra di nodo, che adesso è sollecitata anche a taglio ortogonale e rischia di aprirsi:



Nella prima figura è visibile la sezione verticale dell'unione, nella seconda l'unione vista da sotto.

L'ampiezza del cono di diffusione delle tensioni, in corrispondenza della saldatura vale $S = 86$ mm.

L'incremento di tensione tangenziale perpendicolare alla saldatura vale

$$\tau_{\perp} = \frac{N}{a \cdot S} = \frac{N}{b \cdot S} \frac{2}{\sqrt{2}} = 4 \text{ N/mm}^2$$

Con N = sforzo nel tirante; b = lato del cordone di saldatura

La tensione tangenziale parallela alla saldatura, calcolata nel Capitolo 8 “Nodi della Capriata” valeva:

$$\tau_{//} = \frac{F/2}{a \cdot l^*} = \frac{F/2}{b \cdot l^* \sqrt{2}} = 164 \text{ N/mm}^2$$

Con F = variazione di sforzo normale nel corrente inferiore sul nodo.

Deve risultare

$$\sqrt{\tau_{//}^2 + \tau_{\perp}^2} = 164 \text{ N/mm}^2 < 0,85 f_{sd} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

L'aggiunta dei tiranti non rappresenta un problema per la saldatura.

9.7.1 - Aggancio dei tiranti ai montanti di facciata

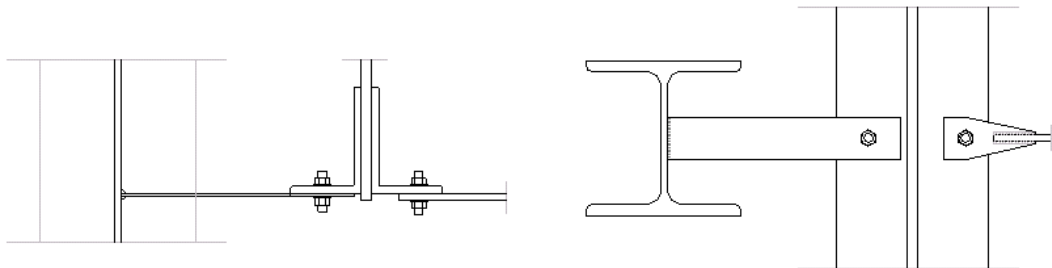
I tiranti scaricano sui montanti di facciata, i quali a loro volta scaricano sul controvento di falda, che attraverso i modi già visti riporta a terra queste azioni.

Si trascura la verifica dei montanti, in quanto gli sforzi sono molto piccoli. Va tuttavia dimensionata e progettata l'unione tra tirante e colonna.

Data la scarsità di spazio tra il montante di facciata e il corrente inferiore della prima capriata, la piastra verrà saldata alla colonna e imbullonata, con un M12, alla capriata.

Questa piastra deve comunque permettere che la capriata possa muoversi verticalmente rispetto alla colonna, secondo lo schema statico adottato.

Si dispone la piastra in modo orizzontale, in modo da permettere questo movimento. La piastra dovrà essere abbastanza sottile da potersi deformare.



Verifica della piastra:

$$A = b \times h = 60 \times 5 = 300 \text{ mm}^2 \quad A_{\text{foro}} = 12 \times 5 = 60 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{res}} = A - A_{\text{foro}} = 240 \text{ mm}^2 \quad A_{\text{res}} > A_{\text{richiesta}} = 3 \text{ mm}^2$$

Verifica della saldatura:

La saldatura è del tipo a cordone d'angolo con lato $b = 5 \text{ mm} \rightarrow a = 3,53 \text{ mm}$

$$l = L - 2a = 60 \times 2 - 3,53 \times 2 = 112 \text{ mm}$$

$$\tau_{\perp} = \frac{N}{a \cdot S} = 3 \text{ N/mm}^2 \quad L = 120 \text{ mm} > 15b = 75 \text{ mm} \quad b \in \left[\frac{t_{\min}}{2}; t_{\min} \right]$$

[VERIFICATO]

Capitolo 10 - Nodi di fondazione

10.1 - Nodo colonne laterali

Le colonne di sostegno, assorbite le azioni esterne che gravano sul capannone, le trasferiscono ai plinti di fondazione che vengono realizzati in calcestruzzo armato. Affinché le tensioni di contatto conseguenti alle sollecitazioni trasmesse dal pilastro metallico siano tollerabili per la fondazione in conglomerato occorre estendere in modo adeguato la superficie di contatto, corredando la base del pilastro con una piastra in acciaio, sufficientemente rigida da poter ritenere lineare la distribuzione delle pressioni di contatto (ipotesi necessaria a risolvere il problema in modo semplice).

10.1.1 - Azioni

Le azioni di sforzo normale N , taglio T e momento M alla base della colonna dipendono dalla situazione limite considerata.

Prima condizione limite:

Considera il peso della neve, i pesi propri di copertura (comprese le capriate) e colonne, e i pesi propri dei controventi di parete. Ogni quantità è incrementata secondo le regole per gli stati limite:

Seconda condizione limite:

Considera il minimo sforzo normale (assenza di neve e controventi di parete) e l'azione del vento.

Terza condizione limite:

E' una condizione impropria, in quanto considera contemporaneamente la massima azione di vento e neve, che secondo la regola degli stati limite non è supportata dal resto della struttura (neve e vento con coeff. pari a 1,5 contemporaneamente).

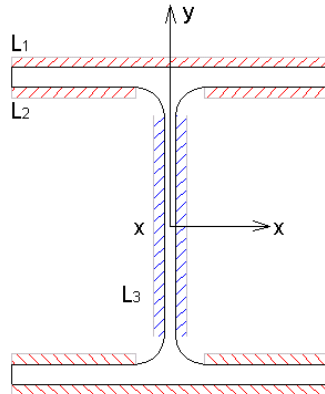
Si riporta comunque per avere un'idea grafica di una via di mezzo tra le due condizioni limite sopra descritte, nel grafico del dominio di resistenza, nella verifica del c.a. del plinto.

Inoltre, questa condizione verrà utilizzata (in questo caso senza amplificare gli sforzi del 20% come si era fatto per le altre unioni, visto che considerare allo stesso tempo neve e vento massimi è già una sovrastima) per dimensionare i cordoni di saldatura tra la piastra di nodo e la colonna.

C.d.S	1° situazione	2° situazione	3° situazione
N	525 KN	15 KN	525 KN
Ty	0	37 KN	37 KN
Mx	0	106 KNm	106 KNm

10.1.2 - Saldatura tra piastra e colonna

Per dimensionare la saldatura ci si riferisce agli sforzi della terza condizione limite.



Il lato b della saldatura vale 10 mm.

$$a = b \frac{\sqrt{2}}{2} = 7,07 \text{ mm} \quad L1 = 300 \text{ mm} \quad L2 = 117 \text{ mm} \quad L3 = 208 \text{ mm}$$

mm

$$l1^* = 2 (L1 - 2a) = 572 \text{ mm} \quad l2^* = 4 (L2 - 2a) = 411 \text{ mm} \quad l3^* = 2 (L3 - 2a) = 318 \text{ mm}$$

Aree resistenti: $A_x = (l1^* + l2^*)a = 6952 \text{ mm}^2$ $A_y = l3^* a = 2742 \text{ mm}^2$

Momento di inerzia $J_x = 143352240 \text{ mm}^4$

Il momento di inerzia è stato calcolato sommando ai momenti di inerzia dei singoli cordoni anche il momento di trasporto, dato dall'area del cordone per il quadrato della sua distanza dal baricentro della sezione.

Tensione normale

$$\sigma^{(N)} = \frac{N}{A_x + A_y} = 54 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma^{(M)} = \frac{M}{J} (y_1 + \frac{a}{2}) = 117 \text{ N/mm}^2$$

mm²

$$\sigma = \sigma^{(N)} + \sigma^{(M)}$$

Tensione tangenziale

$$\tau = \frac{T_y}{A_y} = 13 \text{ N/mm}^2$$

Verifica $\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 172 \text{ N/mm}^2 < 0,85 f_{sd} = 200 \text{ N/mm}^2$
[VERIFICATO]

Inoltre deve essere verificato:

$$\frac{t_{\min}}{2} \leq b \leq t_{\min} \quad t_{\min} = t_{\text{colonna}} = 11 \text{ mm} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

$$l_{\min}^* \geq 15 b \quad l_{\min}^* = 318 \text{ mm} \quad [\text{VERIFICATO}]$$

10.1.3 -Interfaccia acciaio – cls

La resistenza del calcestruzzo è minore di quella dell'acciaio. Per distribuire le tensioni su una zona più ampia, si fa uso della piastra di fondazione.

Riferendosi alla verifica per lo stato limite ultimo del cemento armato a pressoflessione, si costruisce il dominio resistente (delimitato dalle coppie N_{RU} ; M_{RU}) e si verifica che le coppie di sforzo normale e momento della tabella siano nel dominio.

Le proprietà della sezione da verificare sono le seguenti:

Acciaio					
tipo	f_{yk} [N/mm2]	γ_s	f_{yd} [N/mm2]	E_s [N/mm2]	ϵ_{yd}
FeB38K	375	1,15	326	206000	0,00158
Cls					
tipo	f_{yk} [N/mm2]	γ_c	f_{cd} [N/mm2]		
Rck25	25	1,6	12,97		
Sezione					
tipo	simbolo	valore [cm]			
Base	b	55			
Altezze	h	55			
	d'	5			
	d	50			
Ferri					
tipo	numero	ϕ [mm]	Area [mm2]		
Inferiori	2	24	904,32		
Superiori	2	24	904,32		

Calcolo del dominio resistente:

a)sezione tesa - rottura lato acciaio

x	- infinito	cm
ϵ_s	-10,00	per mille
$\epsilon_{s'}$	-10,00	per mille
ϵ_c	-10,00	per mille
fs	326	N/mm ²
fs'	326	N/mm ²
fc	0	N/mm ²
Fs	-295	KN
Fs'	-295	KN
Fc	0	
Nr	-590	KN
Mr	0	KNm

b) limite sezione tesa - rottura lato acciaio

x	0,00	cm
ε_s	-10,00	per mille
$\varepsilon_{s'}$	1,00	per mille
ε_c	0,00	per mille

f _s	326	N/mm ²
f _{s'}	206	N/mm ²
f _c	0	N/mm ²

F _s	-295	KN
F _{s'}	-186	KN
F _c	0	KN

N _r	-481	
M _r	24	KNm

c) rottura bilanciata

x	12,95	cm
ε_s	-10,00	per mille
$\varepsilon_{s'}$	2,15	per mille
ε_c	3,50	per mille

f _s	326	N/mm ²
f _{s'}	326	N/mm ²
f _c	12,97	N/mm ²

F _s	-295	KN
F _{s'}	295	KN
F _c	628	KN

N _r	628	
M _r	273	KNm

d) acciaio teso a limite elastico - rottura lato cls

x	34,43	cm
ε_s	1,58	per mille
$\varepsilon_{s'}$	2,99	per mille
ε_c	3,50	per mille

f _s	326	N/mm ²
f _{s'}	326	N/mm ²
f _c	12,97	N/mm ²

F _s	-295	KN
F _{s'}	295	KN
F _c	1670	KN

N _r	1670	
M _r	362	KNm

e)acciaio teso scarico - rottura lato cls

x	50,00	cm
ε_s	0,00	per mille
$\varepsilon_{s'}$	3,15	per mille
ε_c	3,50	per mille

fs	0	N/mm ²
fs'	326	N/mm ²
fc	12,97	N/mm ²

Fs	0	KN
Fs'	295	KN
Fc	2425	KN

Nr	2720	
Mr	248	KNm

f)limite sezione compressa - rottura lato cls

x	55,00	cm
ε_s	0,32	per mille
$\varepsilon_{s'}$	3,18	per mille
ε_c	3,50	per mille

fs	66	N/mm ²
fs'	326	N/mm ²
fc	12,97	N/mm ²

Fs	59	KN
Fs'	295	KN
Fc	2668	KN

Nr	3022	
Mr	200	KNm

g)limite sezione compressa - rottura lato cls

x	infinito	cm
ε_s	2,00	per mille
$\varepsilon_{s'}$	2,00	per mille
ε_c	2,00	per mille

fs	326	N/mm ²
fs'	326	N/mm ²
fc	12,97	N/mm ²

Fs	295	KN
Fs'	295	KN
Fc	3335	KN

Nr	3924	
Mr	0	KNm

h) limitazione sul massimo N da normativa

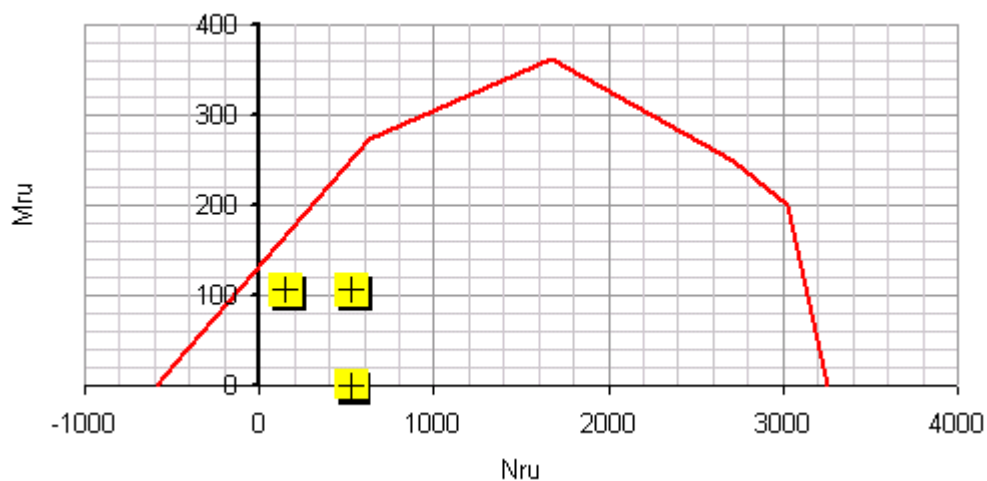
x	infinito	cm
ε_s	2,00	per mille
$\varepsilon_{s'}$	2,00	per mille
ε_c	2,00	per mille

f_s	326	N/mm ²
$f_{s'}$	326	N/mm ²
f_c	10,38	N/mm ²

F_s	295	KN
$F_{s'}$	295	KN
F_c	2668	KN

N_r	3257	
M_r	0	KNm

Riepilogo	N_{rdu} [KN]	M_{rdu} [KNm]	N_s [KN]	M_s [KNm]
a)	-590	0	1) 525	0
b)	-481	24	2) 15	106
c)	628	273	3) 525	106
d)	1670	362		
e)	2720	248		
f)	3022	200		
h)	3257	0		



Come si può vedere dal grafico tutte e tre le situazioni limite sono all'interno del dominio resistente, quindi la sezione in c.a. è verificata.

10.1.4 -Verifica della piastra

La verifica della piastra si effettua considerando lineare sia l'andamento delle tensioni che quello delle deformazioni.

Prima situazione limite ($N = 525 \text{ KN}$; $M=0$)

La sezione è compressa. $N = 525000 \text{ N}$ $A = b \times h = 302500 \text{ mm}^2$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} = 2 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = m \sigma_c = 30 \text{ N/mm}^2$$

Seconda situazione limite ($N = 15 \text{ KN}$; $M = 106 \text{ KNm}$)

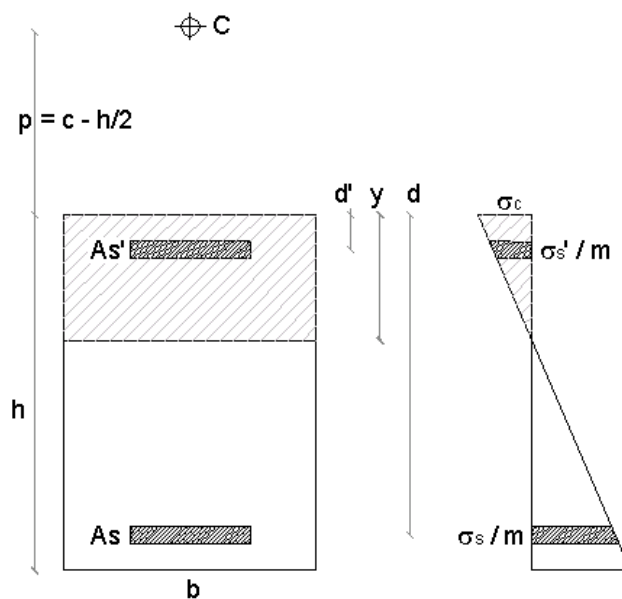
La sezione è pressoinflessa. Occorre controllare se è o meno parzializzata:

centro di pressione: $C = \frac{M}{N} = 7060 \text{ mm}$

essendo il centro di pressione più lontano dal baricentro di quanto non lo sia il contorno della sezione ($h/2 = b/2 = 250 \text{ mm}$) c'è la certezza che cada anche al di fuori del terzo medio. Questo comporta che la sezione è parzializzata. Data la grande eccentricità, si potrebbe trascurare il contributo dello sforzo normale e analizzare il caso di solo momento flettente, ma avendo già impostato il calcolo si segue la via più precisa:

Occorre trovare la quota y dell'asse neutro. La sua ricerca non è immediata come nel caso della sola flessione: lo sforzo normale incide sulla quota. Per poter usare la formula di Navier, occorre infatti conoscere sia l'area resistente che il momento di inerzia di questa area, quantità che dipendono entrambe dalla quota cercata.

Si indicano i simboli usati in seguito come da figura:



Nella figura si è indicato con C il centro di pressione, e con m il coeff. di omogeneizzazione tra acciaio e calcestruzzo, fissato dalla norma a 15.

Per l'equilibrio dovrà risultare:

$$\frac{\sigma_c \cdot b \cdot y}{2} \left(\frac{y}{3} + p \right) + \sigma'_s A'_s (d' + p) - \sigma_s A_s (d + p) = 0$$

ed essendo

$$\sigma'_s = m \sigma_c \left(1 - \frac{d'}{y} \right) \quad \sigma_s = m \sigma_c \left(\frac{d}{y} - 1 \right)$$

si ottiene l'equazione di terzo grado in y

$$y^3 \frac{b}{6} + y^2 \frac{p \cdot b}{2} + y \cdot m (A'_s (d' + p) + A_s (d + p)) - m (A'_s d' (d' + p) + A_s d (d + p)) = 0$$

una volta nota la profondità dell'asse neutro y (risolvendo l'equazione per via approssimata), è possibile, considerando l'equilibrio alla traslazione verticale, ricavare le tensioni su acciaio e cls:

$$\sigma_c \frac{by}{2} + \sigma_c m \left(1 - \frac{d'}{y} \right) A'_s + \sigma_c m \left(1 - \frac{d}{y} \right) A_s = N$$

$$\sigma_c = \frac{N}{\frac{by}{2} + m \left[A'_s \left(1 - \frac{d'}{y} \right) + A_s \left(1 - \frac{d}{y} \right) \right]}; \quad \sigma'_s = m \sigma_c \left(1 - \frac{d'}{y} \right); \quad \sigma_s = m \sigma_c \left(\frac{d}{y} - 1 \right)$$

In questo caso si ottiene:

y	126	mm
σ_c	5	N/mm ²
σ'_s	49	N/mm ²
σ_s	239	N/mm ²

Le tensioni ricavate servono solamente a verificare i tirafondi e a dimensionare la piastra, per quanto riguarda la verifica della sezione in cemento armato, questa è già stata affrontata secondo il metodo agli stati limite ultimi.

Terza situazione limite ($N = 525 \text{ kN}$; $M = 106 \text{ kNm}$)

La sezione è pressoinflessa. Occorre controllare se è o meno parzializzata:

centro di pressione:
$$C = \frac{M}{N} = 205 \text{ mm}$$

anche in questo caso il centro di pressione cade fuori dal nocciolo centrale di inerzia, ($h / 6 = 92 \text{ mm}$) quindi la sezione è ancora parzializzata

seguendo lo stesso metodo del punto precedente si ricava:

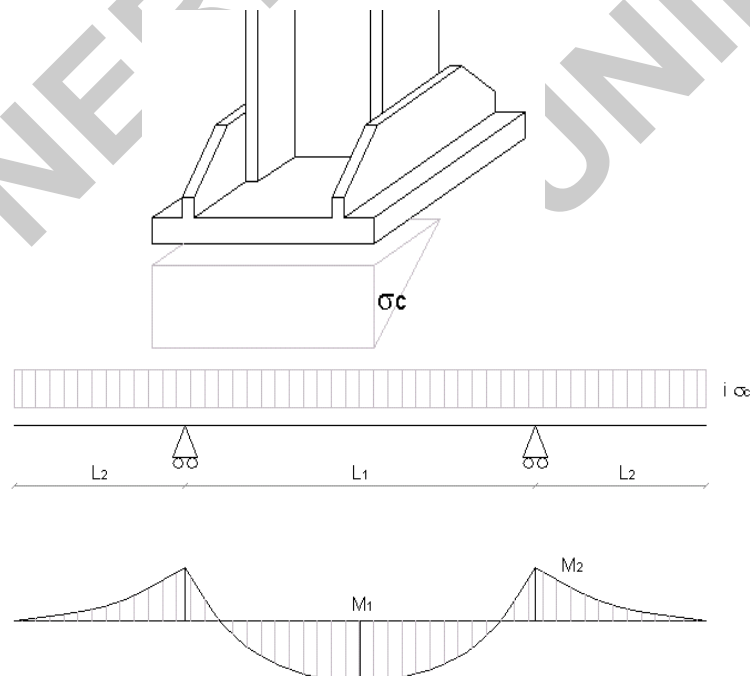
y	329	mm
σ_c	6	N/mm ²
σ_s'	70	N/mm ²
σ_s	43	N/mm ²

Riepilogo:

Le massime tensioni su cemento (per dimensionare la piastra) e su acciaio (per i tirafondi) valgono:

$$\sigma_c = 7 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_s = 239 \text{ N/mm}^2$$

Si ricerca ora lo spessore minimo che dovrà avere la piastra in acciaio. Per diminuire tale spessore, si fa uso di fazzoletti di irrigidimento. Queste nervature forniscono la presenza di due zone d'appoggio per la piastra, quindi lo schema statico è il seguente:



Il carico distribuito vale i volte σ_c in quanto si moltiplica il carico per unità di superficie (la tensione σ_c) per la larghezza di una striscioline di piastra larga “ i ”.

In questo caso, $L1 + L2 + L3 = B = 500 \text{ mm}$, e poiché il profilato sulla piastra è una HEB 300, si ha (a meno dello spessore dei fazzoletti)

$$L1 = 300 \text{ mm} \quad L2 = (550 - 300) / 2 = 125 \text{ mm}$$

$$M_1 = \frac{i \cdot \sigma_c}{8} (L1^2 - 4L2^2); \quad M_2 = \frac{i \cdot \sigma_c L2^2}{2}$$

Il modulo di resistenza della strisciolina di piastra considerata vale:

$$W = \frac{i \cdot t^2}{6}$$

quindi le tensioni sulla piastra, relative al M1 e al M2 varranno:

$$\sigma_1 = \frac{M_1}{W} = \frac{3 \cdot \sigma_c}{4t^2} (L1^2 - 4L2^2) = \frac{1}{t^2} \sigma_c \cdot \alpha_1 \quad \sigma_2 = \frac{M_2}{W} = 3 \cdot \frac{1}{t^2} \sigma_c \cdot L2^2 = \frac{1}{t^2} \sigma_c \cdot \alpha_2$$

la massima tensione sarà quella relativa alla massima α :

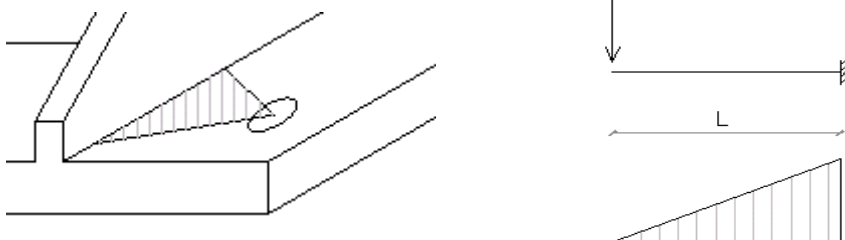
$$\alpha_1 = \frac{3(L1^2 - 4L2^2)}{4} = 37500 \text{ mm}^2 \quad \alpha_2 = 3 \cdot L2^2 = 30000 \text{ mm}^2$$

lo spessore della piastra (t) verrà determinato in base ad α_1 , il coeff. maggiore, eguagliando la tensione risultante a f_{sd} :

$$\sigma_1 = \frac{1}{t^2} \sigma_c \cdot \alpha_1 = f_{sd} \quad t = \sqrt{\frac{1}{f_{sd}} \sigma_c \cdot \alpha_1} = 33 \text{ mm}$$

Dato che la sezione è parzializzata, occorre verificare la piastra anche dal lato dei tirafondi tesi, che trasmettono una forza concentrata alla piastra.

Si assume che lo schema statico, in questo caso, sia del tipo a mensola, per massimizzare i momenti. La mensola avrà una base pari all'intercetta tra le rette a 45° uscenti dal centro del tirafondo e l'irrigidente:



Nota $L = 55 \text{ mm}$ (distanza tra il centro foro e l'irrigidente) sarà nota la larghezza della mensola, pari a $2L + \phi$.

$$W = \frac{(2L + \phi) \cdot t^2}{6} \quad M = \sigma_s \cdot A_s \cdot (L - \phi / 2)$$

$$\sigma_p = \frac{M}{W} = \frac{6 \cdot \sigma_s \cdot A_s \cdot (L - \phi / 2)}{(2L + \phi) \cdot t^2} \quad t = \sqrt{\frac{6 \cdot \sigma_s \cdot A_s \cdot (L - \phi / 2)}{(2L + \phi) \cdot f_{sd}}} = 42 \text{ mm}$$

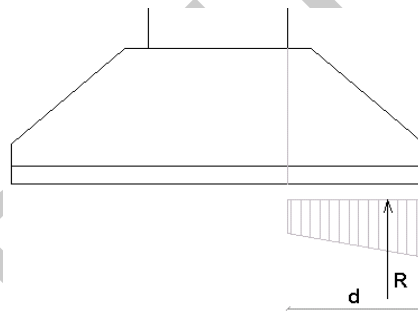
Si sceglie quindi una piastra di spessore 45 mm, che rispetta sia la verifica dalla parte compressa che da quella tesa.

10.1.5 -Irrigidenti della piastra

Nella verifica della piastra si è supposto l'aiuto di fazzoletti di irrigidimento, al fine di limitarne lo spessore. Questi elementi sono troppo tozzi per essere studiati con la teoria delle travi, quindi si fa riferimento ad un metodo approssimato (Pozzati).

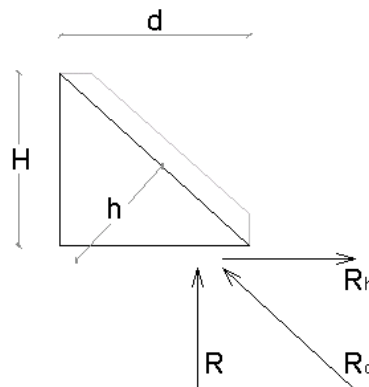
Parte compressa

Si assume che sull'elemento in figura agisca una forza $R = \frac{\sigma_c \cdot d \cdot b}{2}$



nella formula precedente, b è pari alla base della piastra. Il 2 al denominatore indica che la risultante totale viene assorbita in parte dall'irrigidente di destra, e in parte da quello di sinistra (sovrapposti in figura).

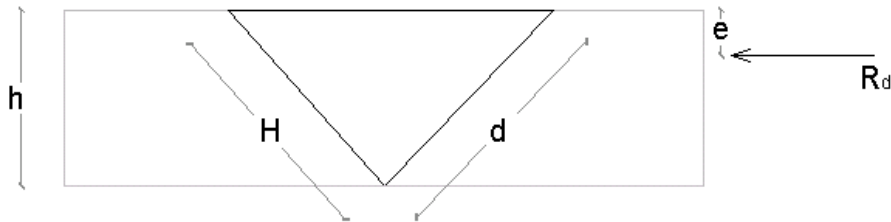
Considerando solo la parte di irrigidente reagente, e scomponendo R in una parte parallela alla piastra, e ad una parallela al bordo dell'elemento:



$$R_d = R \frac{L}{H} \quad h = d \frac{L}{H}$$

si ottiene che la parte con cui verificare l'irrigidente è la sola R_d , in quanto R_h viene assorbita direttamente dalla piastra di nodo, in pratica infinitamente rigida nel proprio piano.

Si può quindi pensare di risolvere la trave pressoinflessa in figura:



Per quanto riguarda la quota “e” del centro di pressione, coerentemente sarebbe da valutare in modo da rispettare la posizione di R.

Al fine di semplificare i calcoli, commettendo una sovrastima, si fissa $e = h / 3$, in modo da far capitare l'asse neutro sul bordo della sezione, ottenendo così una situazione al limite della parzializzazione, che è quella con le massime tensioni.

In queste condizioni (diagramma delle tensioni triangolare) si ha, per l'equilibrio alla traslazione verticale:

$$\sigma_s = \frac{2R_d}{h \cdot t'}$$

dove si è indicato con t' lo spessore dell'irrigidente.

La verifica di resistenza appena vista non basta: l'elemento è pressoinflesso, e c'è il rischio di una instabilità.

Si divide l'irrigidente in striscioline di altezza h' , e si ne ricava il coeff. ω (dipendente dalla snellezza λ) per quella più lunga:

$$J_{\max} = \frac{h_i t'^3}{12} \quad \rho = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{t'^2}{12}} \quad \lambda = \frac{L}{\rho} = \frac{3.46L}{t'}$$

In questo caso si fissano le seguenti dimensioni: $d = 125 \text{ mm}$ $H = 200 \text{ mm}$

che portano a:

$$L = 236 \text{ mm} \quad h = 147 \text{ mm}$$

$$R_d = \frac{\sigma_c \cdot d \cdot b}{2} \frac{L}{H} = 196000 \text{ N} \quad \sigma_s = \frac{2R_d}{h \cdot t'} \rightarrow t' = \frac{2R_d}{h \cdot 0.85 f_{sd}} = 17,5 \rightarrow \mathbf{20 \text{ mm}}$$

$$\lambda = \frac{L}{\rho} = \frac{3.46L}{t'} = 43 \quad \omega(\lambda) = 1,16 \rightarrow \sigma_s = \omega \frac{2R_d}{h \cdot t'} = 225 \text{ N/mm}^2 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

nota: lo 0,85 al denominatore della formula per trovare t' serve a ripetersi dal caso di coeff. ω diversi da 1, come avviene qui ($\omega = 1,16$)

Parte tesa

La verifica dalla parte tesa è analoga, ma stavolta non c'è rischio di instabilità.

Come forza R si prende direttamente l'azione sul tirafondo:

$$R_d = \sigma_t \cdot A_t \frac{L}{H} = 127 \text{ KN}$$

essendo Rd circa due terzi che nel caso precedente, si ritiene la verifica soddisfatta.

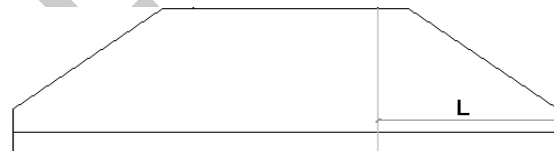
Saldature degli irrigidenti con la piastra

L'irrigidente ha il compito di mantenere piana la piastra. Come visto, la forza R che lo interessa viene scissa in una forza parallela alla piastra Rh e in una forza parallela al lato obliquo dell'irrigidente Rd.

Solamente la parte Rh interessa le saldature tra l'irrigidente e la piastra.

Per motivi esecutivi, il cordone sarà solo sulla faccia esterna dell'irrigidente

$$l = L - 2a = 110 \text{ mm}$$



dove, fissato il lato del cordone $b = 10 \text{ mm}$, $a = \frac{b\sqrt{2}}{2} = 7,07 \text{ mm}$

La forza che interessa la saldatura vale $R_h = \sqrt{R_d^2 - R^2} = 88266 \text{ N}$

$$\tau_{//} = \frac{R_h}{0.7a \cdot l} = 150 \text{ N/mm}^2 < f_{sd}$$

Resta da verificare, con $t = 20 \text{ mm}$ (spessore minimo tra i profilati da unire)

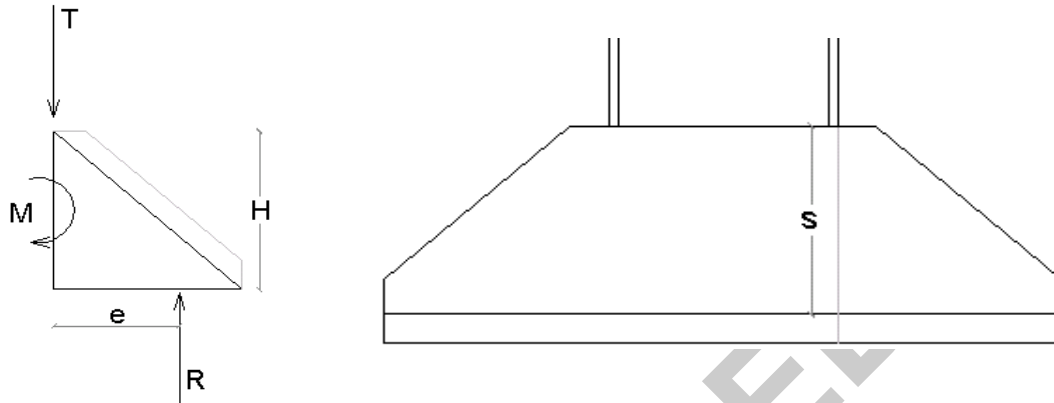
$$10 = \frac{t}{2} \leq b = 10 \leq t = 20 \text{ [mm]}$$

$$200 = 2L > 15b = 150 \text{ [mm]}$$

Le saldature tra irrigidente e piastra avranno lato $b = 10 \text{ mm}$

Saldature degli irrigidenti con la colonna

Una volta verificato l'irrigidente, è possibile studiarne l'equilibrio come se fosse molto rigido:



Sulla saldatura agiranno quindi tensioni normali dovute al momento e tensioni tangenziali dovute al taglio.

Il valore dell'eccentricità “e”, è assunto come la proiezione dell'eccentricità sul lato obliquo, dato usato nella verifica dell'irrigidente:

$$e_{obl} = h / 3 \rightarrow e = d / 3 = 83 \text{ mm}$$

$$T = R = 175000 \text{ N} \quad M = R \cdot e = 11725000 \text{ Nmm}$$

Caratteristiche del cordone di saldatura:

$$b = 9 \text{ mm} \quad a = \frac{b\sqrt{2}}{2} = 6,36 \text{ mm} \quad l = 2(s - 2a) = 374 \text{ mm}$$

$$W = 2 \frac{a \cdot (s - 2a)^2}{6} = 74356 \text{ mm}^3 \quad A = a l = 2378 \text{ mm}^2$$

Tensioni sulla saldatura:

$$\sigma_{\perp}(M) = \frac{M}{W} = 158 \text{ N/mm}^2 \quad \tau_{\parallel}(T) = \frac{T}{A} = 74 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2}}{0.85} = 206 < f_{sd}; \quad b \in \left[\frac{t_{\min}}{2}; t_{\min} \right]; \quad 2s = 400 \text{ mm} > 15b = 135 \text{ mm}$$

Le saldature tra irrigidente e colonna avranno lato $b = 9 \text{ mm}$

10.1.6 -Verifica dei tirafondi

Verifica di resistenza

I tirafondi sono soggetti a taglio e a sforzo normale. Le tensioni si calcolano in base all'area resistente, dato che la parte filettata ha un'area minore:

$$A_{res} = 353 \text{ mm}^2$$

Per il taglio si assume che venga diviso equamente tra i tirafondi:

$$T_i = T / 4 = 9250 \text{ N} \rightarrow \tau = \frac{T}{A_{res}} = 26 \text{ N/mm}^2$$

Per quanto riguarda lo sforzo normale, si considera il tirafondo più sollecitato, di cui si conosce già la tensione normale dalla verifica della piastra:

$$\sigma = 239 \text{ N/mm}^2$$

La verifica è analoga a quella per un bullone:

$$\left(\frac{\sigma}{f_{d,N}} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_{d,V}} \right)^2 = 0,75 < 1 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

I tirafondi saranno costituiti da barre ad aderenza migliorata FeB38 K ϕ 24 filettate alle estremità, con filetto M24.

Verifica allo sfilamento

Se si considerano costanti per tutta la lunghezza del tirafondo le tensioni tangenziali (tra acciaio e cemento) si ottiene, equilibrandole con lo sforzo normale di trazione:

$$N = \pi \cdot \left(\frac{\phi}{2} \right)^2 \cdot f_{sd} = \pi \cdot \phi \cdot L \cdot f_{bd} \rightarrow \frac{\phi}{4} \cdot f_{sd} = L \cdot f_{bd} \rightarrow L = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{bd}}$$

$$f_{bd} = \frac{2.25 f_{ck}}{\gamma_c} = 29 \text{ N/mm}^2 \quad \text{con } R_{CK} = 25 \text{ N/mm}^2; \gamma_c = 1,6 \quad f_{sd} = 326 \text{ N/mm}^2$$

$$L = \left\{ \begin{array}{l} \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{sd}}{0.5 * f_{bd}} = 136 \\ > 20\phi = 48 \end{array} \right\} = 136 \text{ cm}$$

* Lo 0,5 al denominatore sta a significare che non è noto se le barre sono o meno in zona compressa

Capitolo 11 - Relazione sulle fondazioni

Per trasmettere le azioni dalla colonna al terreno si fa uso di plinti isolati, che provvedono a distribuire i carichi su superfici maggiori, diminuendo così le tensioni tra terreno e struttura.

Come nel Capitolo 10 (nodo di base delle colonne) si farà riferimento a tre situazioni limite qui riassunte:

C.d.S	1° situazione	2° situazione	3° situazione
N	525 KN	15 KN	525 KN
Ty	0	37 KN	37 KN
Mx	0	106 KNm	106 KNm

Il terreno di posa delle fondazioni sarà costituito da sabbia con un carico ammissibile di 0,2 N/mm².

$$\sigma_{t,ad} = 0,2 \text{ N/mm}^2$$

Al fine di stabilire le dimensioni del plinto, si ricerca un'area di base tale da non far superare al terreno la massima tensione, per uno sforzo pari al massimo di compressione incrementato:

$$A = 2 \times 525000 / 0,2 = 52500 \text{ cm}^2$$

Che corrisponde ad un quadrato di lato 230 cm. Si decide di realizzare una fondazione a base quadrata.

$$a = 230 \text{ cm} \quad b = 230 \text{ cm} \quad A = 52900 \text{ cm}^2$$

Si sceglie la tipologia di plinto snello, con:

H = 140 cm	(altezza totale del plinto)
h = 40 cm	(altezza delle ali)
l = 60 cm	(lato del pilastro)
a = 256 cm	(lato corto della base)
b = 300 cm	(lato lungo della base)
V = 3,36 m ³	(volume del plinto)
P = 84 KN	(peso del plinto, con p = 25 KN/m ³ , peso cls armato)
c = 5,5 cm	(ricoprimento armature)

Per ripararsi dalla verifica al ribaltamento, si considera anche il peso del terreno gravante sul plinto.

Ipotizzando che questo terreno sia sabbioso e poco pressato, a vantaggio della sicurezza se ne assume un peso di volume di 10 KN/m³.

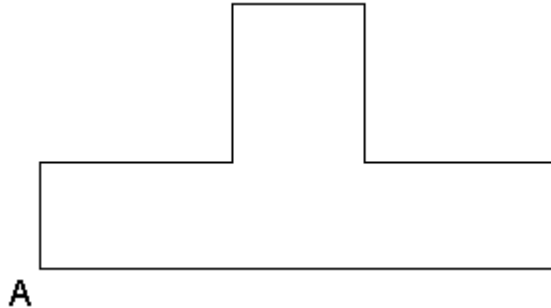
Questo comporta che il peso (stabilizzante) del terreno sopra il plinto (che dovrà essere necessariamente interrato) vale:

$$P_t = 71 \text{ KN}$$

11.1 - Verifiche interfaccia terreno - plinto

11.1.1 - Verifica a ribaltamento

Si ipotizza che il plinto ruoti attorno il punto A:



Si studia solo la seconda situazione limite, perché è quella con sforzi normali minori e momenti massimi:

$$M_{stab} = \frac{b}{2}(N + P + Pt) = 256 \text{ KNm}$$

$$M_{rib} = TH + M = 158 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_{stab}}{M_{rib}} = 1,62 > 1,5 \quad [\text{VERIFICATO}]$$

11.1.2 - Verifica a schiacciamento del terreno

Prima condizione $\sigma_t = \frac{N + P}{A} = 0,091 \text{ N/mm}^2 < f_{T,d} = 0,136 \text{ N/mm}^2$

Seconda condizione

In questo caso oltre allo sforzo verticale agisce anche del momento.

$$M_{sol} = TH + M = 158 \text{ KNm}$$

Occorre verificare se la sezione è completamente reagente o meno:

$$e = \frac{M_{sol}}{N + P} = 62 \text{ cm} > b / 6 = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{la sezione è parzializzata}$$

Il terreno non resiste a trazione, quindi la distribuzione di tensioni è triangolare e la sua risultante deve coincidere con lo sforzo normale agente sul centro di pressione (distante “e” dal baricentro della base dell'intera fondazione).

In queste ipotesi, è facile ricavare la tensione normale:

$$\sigma_t = 0,052 \text{ N/mm}^2 < f_{T,d} = 0,2 \text{ N/mm}^2$$

Terza condizione

La terza condizione, che vede in contemporanea il massimo sforzo normale e il massimo momento flettente, proprio a causa dell'utilizzo di uno sforzo normale maggiore ha un'eccentricità più piccola, quindi la sezione è del tutto compressa:

$$e = \frac{M_{sol}}{N + P} = 16 \text{ cm} < b / 6 = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{la sezione è interamente reagente}$$

Applicando la formula di Navier, con i valori della tabella a inizio capitolo, si ottiene:

$$\sigma_T = \frac{(N + P)}{A} + \frac{M_{sol}}{W} = 0,133 \text{ N/mm}^2 < f_{T,d} = 0,2 \text{ N/mm}^2$$

La verifica a schiacciamento è quindi superata per tutte e tre le condizioni considerate.

11.1.3 -Verifica a slittamento

Si omette tale verifica in quanto il taglio orizzontale è modesto e la fondazione è interrata. Questo significa che per spostarsi dovrebbe vincere la spinta passiva del terreno.

11.2 -Verifiche di resistenza**11.2.1 -Verifica delle ali**

La fondazione è a base rettangolare. Per motivi semplificativi le armature nell'ala corta e nell'ala lunga sono le stesse. Anche le tensioni massime sul terreno sono le stesse. Si verifica quindi l'ala più lunga, con le massime tensioni ricavate fin'ora dal terreno.

La rottura avverrà lato acciaio. Lo schema statico è quello di una mensola di luce $L = (b - l)/2$, con b = lato lungo della base del plinto, e l = lato del pilastro.

Dalla tensione massima sul terreno si ricava un carico distribuito costante che agisce sulla mensola:

$$L = \frac{b - l}{2} = 1200 \text{ mm} \quad \sigma_T = 0,133 \text{ N/mm}^2 \quad q = \sigma_T a = 332 \text{ N/mm}$$

$$M_{s,d} = q \frac{L^2}{2} = 239 \text{ KNm} \quad T_{s,d} = qL = 398 \text{ KN}$$

Verifica a flessione semplice

La mensola è solamente inflessa. Si tratta quindi di trovare il momento resistente di una sezione in c.a. a flessione retta.

Una volta nota la posizione dell'asse neutro, si conoscono le deformazioni ed è quindi possibile ricavare le tensioni. Tali tensioni devono avere risultante nulla (altrimenti ci sarebbe anche sforzo normale) e devono equilibrare la coppia esterna. Serve quindi un diagramma di deformazioni che soddisfi l'equilibrio.

Come già detto si preferisce una rottura lato acciaio, “più duttile” di una rottura sul cls.

Si fissa quindi la deformazione che dovrà avere l'acciaio teso: 0,01 (10 per mille).

Variando la deformazione sul cemento (linearmente collegata a quella sull'acciaio compresso) si trova un valore della profondità dell'asse neutro che rispetta l'equilibrio. Questo valore fornisce il momento resistente della sezione, da confrontare con il momento sollecitante.

Purtroppo per ragioni di equilibrio, non è possibile, a meno dell'uso di grosse armature, far entrare il calcestruzzo in campo plastico. Questo significa che al momento della rottura dell'acciaio (che in realtà corrisponde alla rottura dell'interfaccia acciaio – cls, l'acciaio di per se si rompe più tardi) il calcestruzzo compresso non è ancora entrato in campo plastico, infatti la sua deformazione vale 1,88 per mille (comunque molto vicina alla fase plastica).

Questo problema, come già detto, poteva esser risolto abbassando l'altezza della mensola (e quindi il peso del plinto, vincolato dalla verifica a ribaltamento) o aumentando l'armatura inferiore, che però risulta già abbastanza generosa:

e s'	-0,013072	per mille	ϕ'	20	diametro ferri sup.
e s	10	per mille	n'	14	numero di ferri sup.
e yd	1,582946	per mille	As'	4396	mm ²
y	54,6204	mm	ϕ	20	diametro ferri inf.
e c	1,881	per mille	n	14	numero di ferri inf.
s' snervato	NO		As	4396	mm ²
s snervato	SI		c		cm ricoprimento
Rc	1445,05	KN	Rck	25	N/mm ² res. cls
Rs'	-11,84	KN	fyk	375	N/mm ² res. acciaio
Rs	-1433,48	KN	fck	20,75	N/mm ²
N	0,00	KN	fcd	12,97	N/mm ²
Mrdu	400,00	KNm	fyd	326,09	N/mm ²

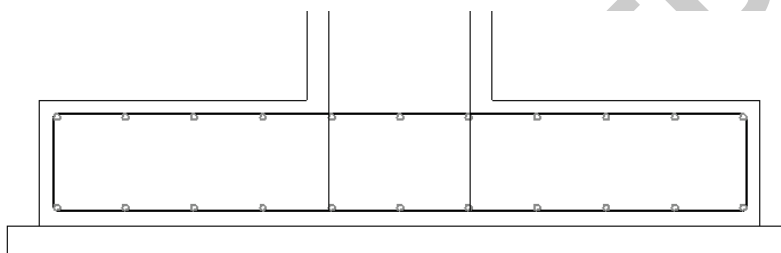
Il momento resistente è quindi maggiore del momento sollecitante, e la verifica è superata.

Verifica a taglio

Il taglio sollecitante su un'ala vale $T_{s,d} = qL = 398$ KN. Se si esegue una verifica senza armatura resistente a taglio, ci si accorge che il taglio resistente è insufficiente.

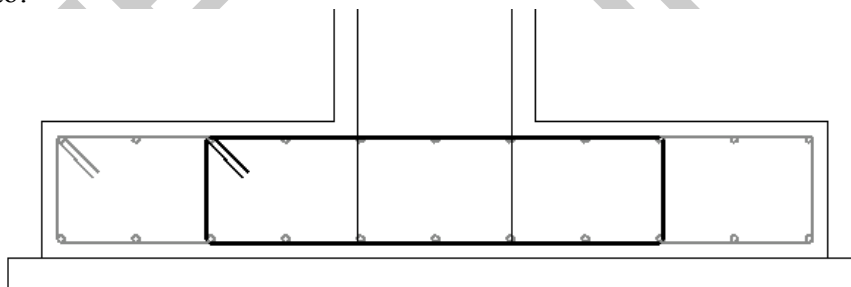
Non è poi del tutto corretto far lavorare l'armatura ortogonale (progettata per la flessione nell'altro verso) anche a taglio, dato che taglio e momento massimi sono concomitanti, e che l'interasse tra le barre sarebbe troppo grande.

Oltre a questo, l'unica azione di confinamento del cls è data appunto dall'armatura a flessione ortogonale alla sezione considerata. Questa armatura, che fa anche da staffatura di base, è però larga come l'intera sezione, quindi i ferri intermedi non sono ben confinati:



Per risolvere questi problemi si inseriscono delle staffe nella zona intermedia. L'interasse delle staffe sarà il medesimo di quello dell'armatura a flessione trasversale, che nel disegno è rappresentata come una staffa che abbraccia le armature longitudinali per tutta la larghezza del plinto.

Le staffe inserite saranno, come già detto, solo nella zona intermedia, zona nella quale il taglio è massimo, ed è bene avere una buona armatura per evitare il fenomeno del punzonamento:



Le staffe a taglio saranno legate a quelle a flessione trasversale, in modo da non interferire con il getto. L'interfero tra le staffe è il medesimo delle armature longitudinali: 220 mm.

Le staffe, come le armature longitudinali, andranno disposte in entrambe le direzioni orizzontali, in modo che siano tra loro ortogonali. L'uguaglianza tra i lati della base del plinto eviterà errori nella fase di montaggio. Il diametro delle staffe è 20 mm.

Taglio resistente lato cemento:

$$V_{C,R} = 0.30 f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,30 \times 12,97 \times 3000 \times 350 = 4085 \text{ KN}$$

$$f_{cd} = 12,97 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{Tensione di calcolo a compressione del cls})$$

Taglio resistente lato acciaio

$$V_{A,R}' = 0.9 A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \frac{d}{s} = 293 \text{ KN} < \frac{T_{s,d}}{2} = 199 \text{ KN}.$$

dove: $A_{sw} = 628 \text{ mm}^2$ (Area della staffatura in un campo)
 $s = 220 \text{ mm}$ (interasse tra le staffe; larghezza di un campo)
 $f_{yd} = 326 \text{ N/mm}^2$ (Tensione di calcolo delle staffe)

$$V_{A,R}'' = 0.6 f_{ctd} \cdot b \cdot d \cdot \delta = 630 \text{ KN}$$

dove: $b = 3200 \text{ mm}$ (Lato della base del plinto)
 $d = 345 \text{ mm}$ (Altezza utile della sezione del plinto)
 $f_{ctd} = 1 \text{ N/mm}^2$ (Tensione di calcolo a trazione del cls)
 $\delta = 1$ (Asse neutro interno alla sezione)

$$V_{A,R} = V_{A,R}' + V_{A,R}'' = 923 \text{ KN}$$

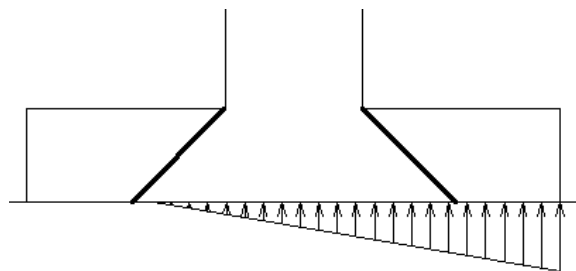
Tra questi due tagli resistenti il minimo è quello lato acciaio:

$$V_{A,R} = 923 \text{ KN} > T_{s,d} = 398 \text{ KN}. \quad [\text{VERIFICATO}]$$

Si noti che nel calcolo del taglio resistente lato acciaio si è tenuto conto di staffe di diametro 20 mm, ma senza considerare le già presenti armature longitudinali, che nella zona verticale lavorano poco, e potrebbero essere almeno in parte sfruttate.

11.2.2 -Verifica a punzonamento

Il taglio, oltre a tranciare le ali del plinto (cosa verificata poco fa) potrebbe far sì che il pilastro “sfondi” le ali, in quanto molto più concentrato di quest'ultime.



Nella figura sono indicate le tensioni sul terreno e, in neretto, le linee di rottura del plinto.

Essendo N lo sforzo normale gravante sul pilastro, questo verrà in parte assorbito dal terreno, e in parte dalle tensioni tangenziali sulla linea di rottura.

Al fine di compiere una valutazione più precisa, si considera la prima e la seconda condizione (sezione interamente reagente con sforzo normale massimo e sezione parzializzata con sforzi normali minimi)

In tutti e due i casi l'area della zona a contatto con il terreno vale:

$$A_t = (l + 2h)^2 = 1960000 \text{ mm}^2$$

mentre l'area del tronco di piramide lungo il quale avviene la rottura vale

$$A_{lat} = (l + h) h = 400000 \text{ mm}^2$$

Prima condizione

La sezione è tutta compressa, e le tensioni sul terreno sono costanti, e valgono

$$\sigma_t = 0,14 \text{ N/mm}^2$$

La parte di sforzo normale assorbita direttamente dal terreno vale

$$N_t = A_t \cdot \sigma_t = 274 \text{ KN}$$

Lo sforzo normale che dovrà assorbire la zona critica vale

$$N_{S,lat} = N - N_t = 525 - 274 = 251 \text{ KN}$$

Lo sforzo resistente vale al meno (senza considerare le armature)

$$N_{R,lat} = f_{ctd} \cdot A_{lat} = 1 \times 400000 = 400 \text{ KN} > N_{S,lat}$$

Seconda condizione

La sezione è parzializzata. Considerando l'equilibrio (risultante delle tensioni sul terreno passante per lo sforzo normale applicato con la sua eccentricità) e semplici passaggi geometrici si ricava la profondità dell'asse neutro rispetto al centro del pilastro:

$$y = \frac{b + e}{3} = 897 \text{ mm} > (l + 2h) / 2 = 700 \text{ mm}$$

L'asse neutro è quindi esterno alla base della zona di rottura. Da altre semplici proporzioni geometriche si ricava:

$$\sigma_t = \frac{y}{y + b/2} \sigma_{t,max} = 0,029 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{con } \sigma_{t,max} = 0,094 \text{ N/mm}^2)$$

$$N_t = A_t \cdot \sigma_t = 57 \text{ KN} \quad N_{S,lat} = N - N_t = 148 - 57 = 91 \text{ KN}$$

Lo sforzo resistente vale al meno (senza considerare le armature)

$$N_{R,lat} = f_{ctd} \cdot A_{lat} = 1 \times 400000 = 400 \text{ KN} > N_{S,lat}$$

Tutti i controlli sulle fondazioni sono superati.

Indice generale

Introduzione.....	1
Capitolo 1 -Copertura.....	2
1.1 -Azioni che sollecitano la copertura.....	2
1.1.1 -Carichi accidentali.....	2
1.2 -Arcareccio di copertura.....	6
Capitolo 2 - Capriata.....	12
2.1 -Sforzi sulle aste:	17
2.2 -Dimensionamento dei profili delle aste della capriata.....	19
2.2.1 - Corrente superiore	19
2.2.2 - Montanti.....	22
2.2.3 - Corrente inferiore.....	23
2.2.4 -Diagonali.....	24
2.3 -Controllo sul peso proprio.....	24
2.4 -Verifica al vento ascensionale.....	25
2.4.1 -Analisi dei carichi (noti).....	25
2.4.2 -Verifica del corrente inferiore della capriata:.....	26
Capitolo 3 - Controvento di falda.....	28
3.1 - Introduzione.....	28
3.2 -Azioni sul controvento.....	29
3.2.1 -Azione di trascinamento longitudinale.....	29
3.2.2 -Azione del vento sui frontali.....	30
3.2.3 -Azione per instabilità della capriata.....	32
3.3 -Geometria e sforzi.....	33
3.4 -Verifiche.....	34
3.4.1 - Capriata di facciata.....	34
3.4.2 -Capriata interna.....	36
3.4.3 -Diagonali.....	36
3.4.4 -Arcarecci (montanti del controvento di falda).....	36
3.5 -incremento dei pesi propri.....	42
3.6 - instabilizzazione dell'arcareccio di bordo.....	43
Capitolo 4 - Baraccatura.....	44
4.1 - Arcareccio di parete.....	45
4.2 -Schema statico.....	45
4.2.1 -Scelta del profilato.....	47
4.2.2 -Verifica di resistenza.....	47
4.2.3 -Verifica di deformabilità.....	48
4.2.4 -Controllo sui pesi propri.....	49
4.2.5 -Verifica flessotorsionale dell'arcareccio.....	49
Capitolo 5 - Montanti di facciata.....	50
5.1 -Analisi dei carichi	51
5.2 -Schema statico.....	52
5.3 -Profilo e verifiche del montante di facciata.....	52
5.4 -Controllo sul peso proprio.....	54

Capitolo 6 - Colonne laterali.....	55
6.1 -Il vento laterale.....	55
6.2 -Condizioni di carico sulla colonna generica.....	57
6.2.1 -Carichi verticali sulla colonna generica.....	57
6.2.2 -Carichi orizzontali sulla colonna generica.....	58
6.3 -Condizioni di carico sulla colonna d'angolo.....	58
6.3.1 -Carichi verticali sulla colonna d'angolo.....	59
6.3.2 -Carichi orizzontali che impegnano l'asse forte della colonna d'angolo.....	59
6.3.3 -Carichi orizzontali che impegnano l'asse debole della colonna d'angolo.....	59
6.3.4 -Riepilogo condizioni di carico	60
6.4 -Scelta del profilo.....	60
6.5 -Verifica della colonna generica, condizione di carico a).....	61
6.5.1 -Verifica di resistenza.....	61
6.5.2 -Verifica di instabilità flessotorsionale.....	61
6.6 -Verifica della colonna generica, condizione di carico b).....	63
6.6.1 -Verifica di resistenza.....	63
6.6.2 -Verifica di instabilità flessotorsionale.....	64
6.7 -Verifica della colonna d'angolo, condizione di carico a).....	64
6.7.1 -Verifica di resistenza.....	64
6.7.2 -Verifica di instabilità flessotorsionale.....	65
6.8 -Verifica della colonna d'angolo, condizione di carico b).....	65
6.8.1 -Verifica di resistenza.....	65
6.8.2 -Verifica di instabilità flessotorsionale.....	66
6.9 -Reazioni vincolari al piede delle colonne.....	66
6.10 -Controllo sul peso proprio.....	66
 Capitolo 7 - Controvento di parete.....	 67
7.1 -Geometria.....	67
7.2 -Analisi dei carichi.....	68
7.3 -Sforzi sulle aste.....	69
7.4 -Verifiche.....	70
7.4.1 -Montanti (arcarecci di baraccatura).....	70
7.4.2 -Diagonali.....	72
7.4.3 -Corrente sinistro.....	73
7.4.4 -Corrente destro.....	73
 Capitolo 8 - Nodi della capriata.....	 74
8.1.1 -Aste che compongono la capriata.....	74
8.1.2 -Sforzi sulle aste.....	75
8.2 -Studio nel nodo superiore intermedio.....	76
8.2.1 -Verifica del nodo generico.....	76
8.2.2 -Verifica di tutti i nodi superiori intermedi.....	80
8.3 -Studio del nodo inferiore intermedio.....	81
8.4 -Nodo centrale superiore della capriata.....	82
8.4.1 -Saldatura tra montante e piastra.....	82
8.4.2 -Saldatura tra corrente superiore e piastra.....	83
8.4.3 -Piastra di nodo saldata per il montante.....	85
8.4.4 -Piastra di nodo saldata per il corrente superiore.....	85
8.4.5 -Bullonatura tra corrente superiore e piastra.....	85
8.4.6 -Verifica di resistenza della piastra bullonata.....	89
8.5 -Nodo centrale inferiore della capriata.....	90

8.5.1 -Saldatura tra montante e piastra.....	90
8.5.2 -Saldatura tra diagonale e piastra.....	90
8.5.3 -Saldatura tra corrente inferiore e piastra.....	91
8.5.4 -Piastra di nodo saldata per il montante e per la diagonale.....	92
8.5.5 -Piastra di nodo saldata per il corrente inferiore.....	93
8.5.6 -Bullonatura tra corrente inferiore e piastra:.....	93
8.5.7 -Bullonatura tra diagonale e piastra.....	95
8.5.8 -Verifica di resistenza della piastra bullonata per l'unione centrale inferiore.....	98
8.6 -Nodo superiore trave – colonna	98
8.6.1 -Saldatura corrente superiore – piastra //.....	99
8.6.2 -Saldatura diagonale – piastra //.....	100
8.6.3 -Saldatura piastra // - piastra	100
8.6.4 -Bullonatura piastra // - colonna.....	102
8.6.5 -Verifica geometrica della piastra.....	103
8.6.6 -Verifica a rifollamento della piastra.....	104
8.6.7 -Verifica di resistenza della piastra bullonata.....	104
8.7 -Nodo inferiore trave – colonna.....	106
Capitolo 9 - Unioni degli arcarecci e dei controventi.....	107
9.1 -Arcarecci di falda generici.....	107
9.1.1 -Verifica della piastra di unione arcarecci – corrente superiore.....	108
9.1.2 -Bullonatura tra arcarecci e corrente superiore.....	110
9.1.3 -Bullonatura di collegamento tra gli arcarecci.....	112
9.2 -Arcarecci del controvento di falda.....	113
9.2.1 -Nodo diagonale – montante.....	114
9.2.2 -Nodo piastra – corrente superiore.....	117
9.3 -Arcareccio di bordo del controvento di falda.....	121
9.3.1 -Piastra di collegamento tra gli arcarecci (coprigiunto).....	122
9.3.2 -Saldatura tra la piastra di nodo e la colonna.....	123
9.4 -Arcarecci di parete laterale generici.....	125
9.4.1 -Bullonatura.....	125
9.4.2 -Verifica geometrica e di rifollamento.....	126
9.4.3 -Saldatura tra l'arcareccio e la piastra di nodo.....	127
9.5 -Arcarecci di parete frontali generici.....	128
9.5.1 -Saldatura:.....	128
9.5.2 -Altre verifiche.....	129
9.6 -Controvento di parete.....	129
9.6.1 -Massimi sforzi sul nodo:.....	129
9.6.2 -Bullonatura tra diagonale e piastra.....	130
9.6.3 -Bullonatura tra arcareccio e piastra.....	131
9.6.4 -Bullonatura tra piastra e colonna.....	131
9.6.5 -Verifica di resistenza della piastra.....	133
9.7 -Tiranti del corrente inferiore della capriata.....	133
9.7.1 -Aggancio dei tiranti ai montanti di facciata.....	135
Capitolo 10 - Nodi di fondazione.....	136
10.1 - Nodo colonne laterali.....	136
10.1.1 - Azioni.....	136
10.1.2 - Saldatura tra piastra e colonna.....	137
10.1.3 -Interfaccia acciaio – cls.....	138
10.1.4 -Verifica della piastra.....	142
10.1.5 -Irrigidenti della piastra.....	146

10.1.6 -Verifica dei tirafondi.....	150
Capitolo 11 - Relazione sulle fondazioni.....	151
11.1 -Verifiche interfaccia terreno - plinto.....	152
11.1.1 -Verifica a ribaltamento.....	152
11.1.2 -Verifica a schiacciamento del terreno.....	152
11.1.3 -Verifica a slittamento.....	153
11.2 -Verifiche di resistenza.....	153
11.2.1 -Verifica delle ali	153
11.2.2 -Verifica a punzonamento.....	156

NERI ALFREDO
UNIFI

Università degli studi di Firenze

Facoltà di Ingegneria

Corso di laurea in Ingegneria Civile

A.A. 2007 – 2008



Corso di Tecnica delle Costruzioni

Progetto di un capannone in acciaio ad Aosta

Relazione di calcolo

Docenti: Prof. Ing. Paolo Spinelli
Prof. Ing. Giacomo Morano

Revisori: Ing. Galileo Pacini
Ing. Patrizio Puggelli

Studente: Alfredo Neri