



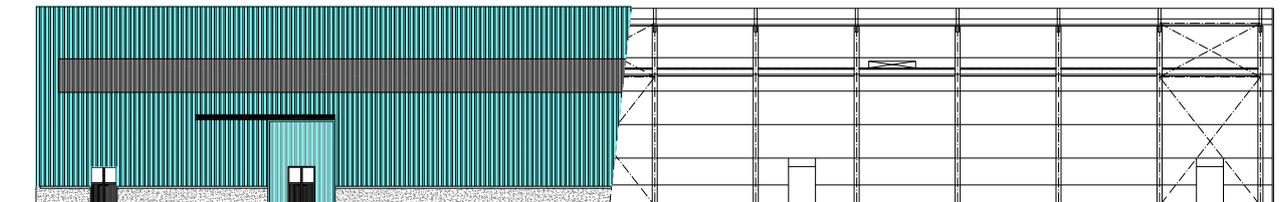
UNIVERSITÀ  
DEGLI STUDI  
DI PADOVA



**Corso di Tecnica delle Costruzioni**

# **PROGETTO DI UN CAPANNONE INDUSTRIALE CON STRUTTURA METALLICA PORTANTE**

**Progetto e verifica agli Stati Limite**



**CORSO DI TECNICA DELLE COSTRUZIONI**

**Laurea Triennale In Ingegneria Civile**

## **Introduzione:**

I capannoni industriali sono generalmente edifici monopiano che ricoprono un'area (solitamente rettangolare) sulla quale vengono svolte attività manifatturiere o di stoccaggio. Le principali esigenze della progettazione di tali edifici sono:

- Necessità architettoniche: viene richiesta la funzionalità dell'edificio evitando soluzioni banali;
- Necessità costruttive e imprenditoriali: riduzione di costi e tempi di costruzione.

L'acciaio risulta un materiale adatto a raggiungere tali obiettivi, poiché permette di avere:

- Elevata libertà espressiva;
- Facile integrazione con elementi costruttivi e materiali diversi (es.: legno e vetro);
- Flessibilità: è facile effettuare ampliamenti o trasformazioni dell'edificio;
- Risparmi economici (es.: fondazioni ridotte grazie ai minori carichi gravanti e volumi di scavo);
- Riduzione dei tempi di costruzione e montaggio.



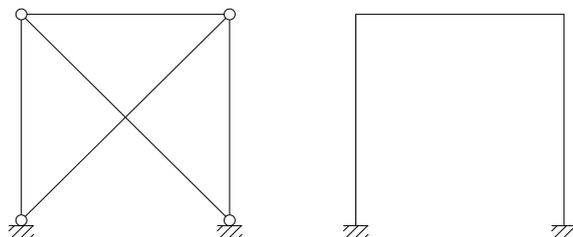
**Figura 1: Capannone Euroglass, Cologna Veneta (VR)**

Logicamente gli aspetti progettuali dell'edificio in acciaio saranno determinati in particolar modo dalla destinazione d'uso dell'edificio:

- Interasse tra le colonne;
- Distanza tra il piano di lavoro e l'intradosso della copertura (altezza libera sotto catena);
- Il numero delle navate affiancate;
- La conformazione delle chiusure orizzontali e verticali in relazione all'illuminazione ed aerazione necessari.

Le strutture in acciaio sono generalmente realizzate con schemi statici in cui nei nodi strutturali si modellano delle cerniere. Questo, però, rende necessaria l'introduzione di controventi per bloccare gli spostamenti orizzontali (altrimenti il sistema risulterebbe labile).

In alcuni casi è possibile realizzare una struttura con nodi bloccati, in grado di trasferire tagli e momenti, ma in questo caso è necessario dimensionare in modo corretto la struttura, in particolare i nodi.



**Figura 2: Telaio con nodi a cerniera e con nodi fissi**

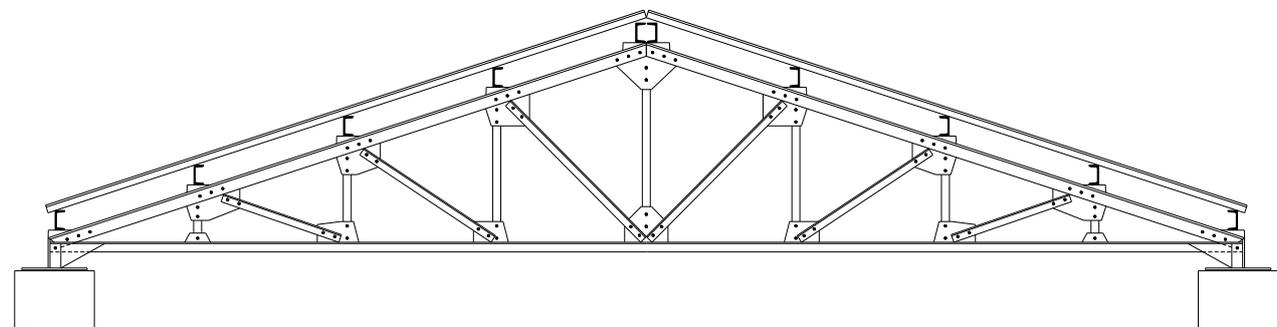
Da un punto di vista statico le strutture dei capannoni possono essere catalogate in base al tipo di copertura, al modello statico delle colonne e dell'insieme colonna-copertura.

Per quanto riguarda le travi di copertura, disposte solitamente ad un interasse non superiore a 6-7 m (solitamente 5), si possono avere:

- Travi reticolari (capriate);
- Coperture a shed;
- Travi a parete piena.

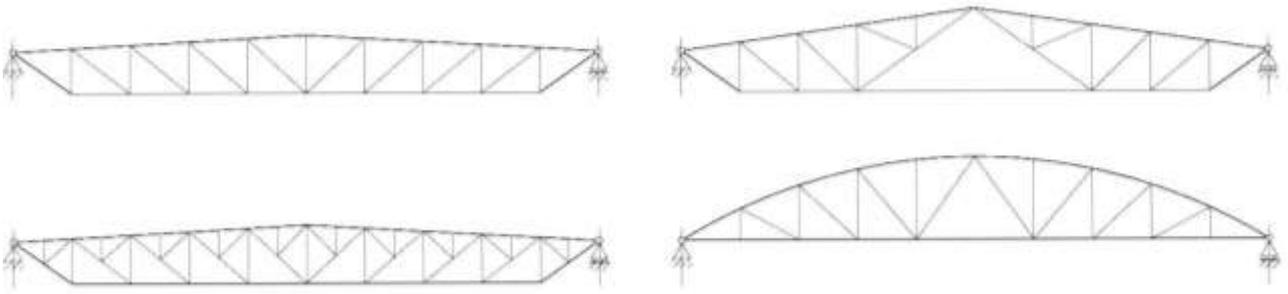
#### Coperture a capriate

Costituite nel caso più semplice da una serie di capriate disposte trasversalmente, appoggiate alla sommità delle colonne.

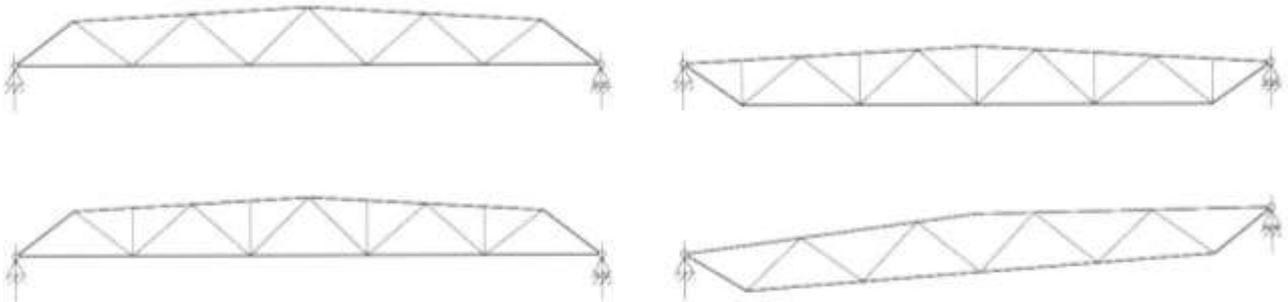


**Figura 3: Esempio di copertura a capriate**

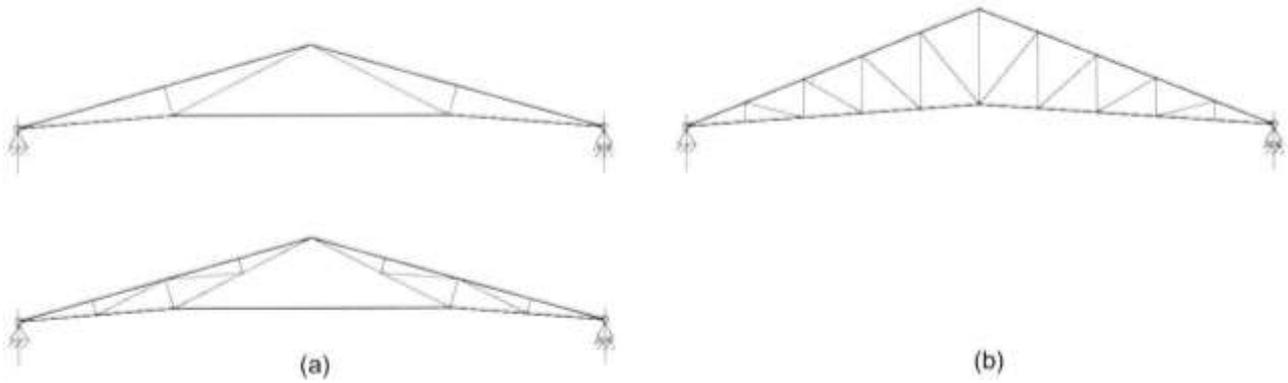
All'estradosso della trave reticolare vi sono i correnti longitudinali (terzere o arcarecci) o direttamente una copertura in lamiera grecata per disporre materiale coibente e impermeabilizzazione (sandwich).



**Figura 4: Capriate di tipo Mohniè a diagonali tese**



**Figura 5: Capriate tipo Warren a diagonali tese e compresse**



**Figura 6: Capriate (a) Polonceau (b) tipo inglese**



**Figura 7: Esempio di copertura a capriate**

## Coperture a shed

Costituite da ampie vetrature orientate nella medesima direzione, richiedono un maggior numero di elementi strutturali. Necessitano, infatti, di travi porta shed, puntoni di falda, di arcarecci e di correnti porta vetrata. Le travi porta shed sono disposte trasversalmente o direttamente appoggiate alle colonne. Si crea sostanzialmente una struttura reticolare bidirezionale. Essi sono utili per coperture di altezza ridotte.

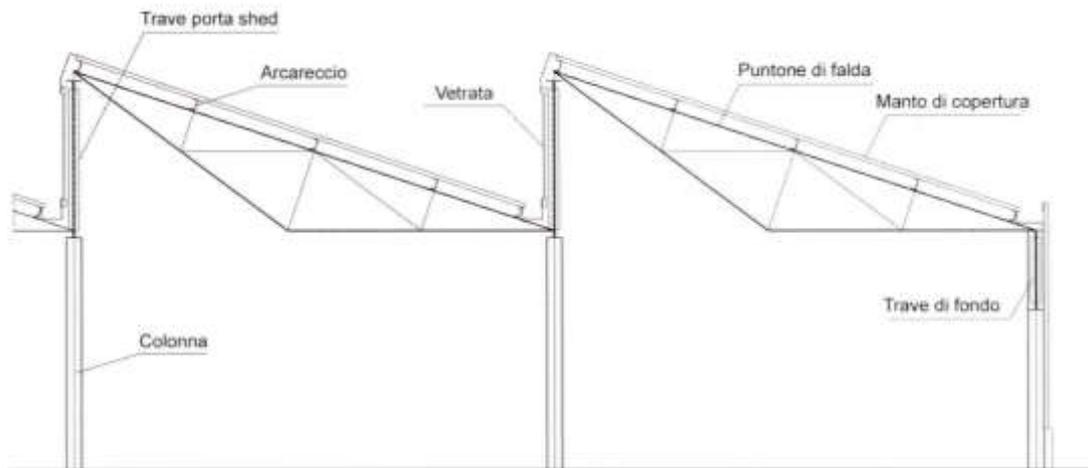


Figura 8: Copertura a shed

## Travi a parete piena

Realizzate con travi laminate o composte saldate. Sono adatte per ambienti polverosi o chimicamente aggressivi oppure per funzioni architettoniche particolari.

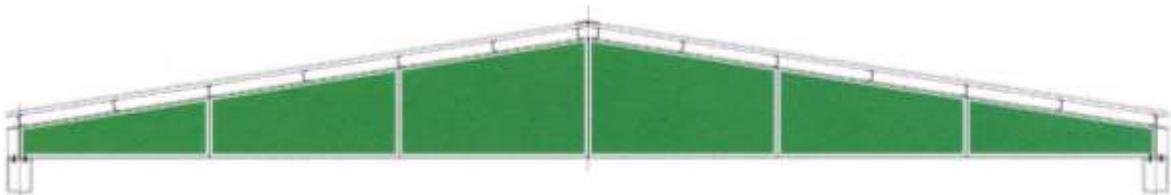


Figura 9: Trave di copertura a parete piena



Figura 10: Trave di copertura a parete piena

Per quanto riguarda i modelli statici delle colonne, quelli fondamentali sono:

- Colonne incastrate alla base e trave incernierata in sommità;
- Portale incastrato alla base;
- Portale a due cerniere.

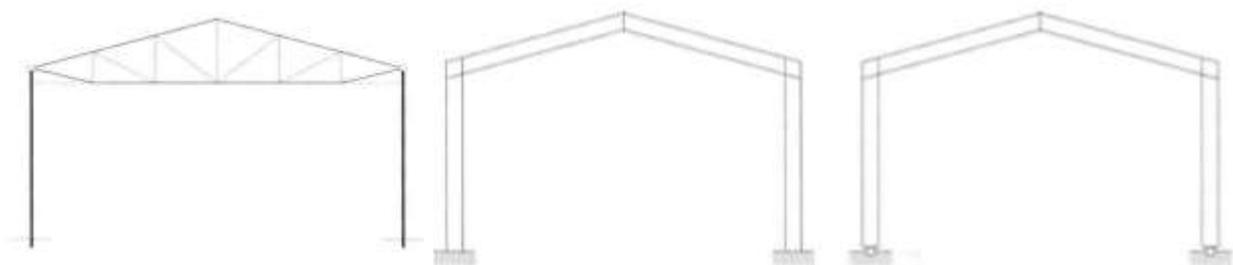


Figura 11: Modelli statici

Lo schema statico più diffuso è il primo, poiché è caratterizzato da una certa semplicità di calcolo, di fabbricazione e realizzazione.

Passando alla descrizione degli elementi che costituiscono un capannone industriale, in generale si hanno:

- **Arcarecci:** realizzati con profili laminati a caldo (IPE, NP, ecc..) o a freddo ( $\Omega$ , C, Z, ecc.). Possono essere semplicemente appoggiati alle estremità o continuare su più luci.
- **Capriate:** realizzate con profili laminati a caldo (L, C, NP, HE, ecc.). Sono strutture reticolari saldate o bullonate, solitamente semplicemente appoggiate alle estremità, che sopportano i carichi trasmessi dagli arcarecci in corrispondenza dei nodi del corrente superiore;
- **Colonne:** il loro schema è funzione della tipologia della copertura, dei controventi e dei carichi agenti. Per edifici industriali privi di carroponte o altre apparecchiature che trasmettono carichi alle strutture sottostanti, vengono impiegate colonne a sezione costante, generalmente profili HE. Se, invece, sono presenti carroponti di notevole portata, le colonne avranno una sezione variabile. Nella zona che va dalla fondazione all'attacco del carroponte saranno necessarie resistenza e rigidità maggiori, per cui la sezione può essere composta saldata o composta con profili trafilati a caldo. La parte superiore che deve sostenere la copertura potrà essere realizzata con un unico profilo.
- **Orditura di parete:** realizzata con arcarecci strutturalmente simili a quelli di copertura che poggiano direttamente sulle colonne o, nel caso di passo tra esse troppo elevato, su elementi verticali di parete detti “false colonne”, perché reggono sostanzialmente i carichi orizzontali, e non quelli verticali della copertura.
- **Manto di copertura e di parete:** realizzato sostanzialmente con lamiera di acciaio nervato semplici o doppie, con interposto materiale isolante. Sia sulle pareti che sulla copertura possono essere richieste superfici trasparenti, realizzate di solito con vetrate, laminato plastico traslucido, ecc.

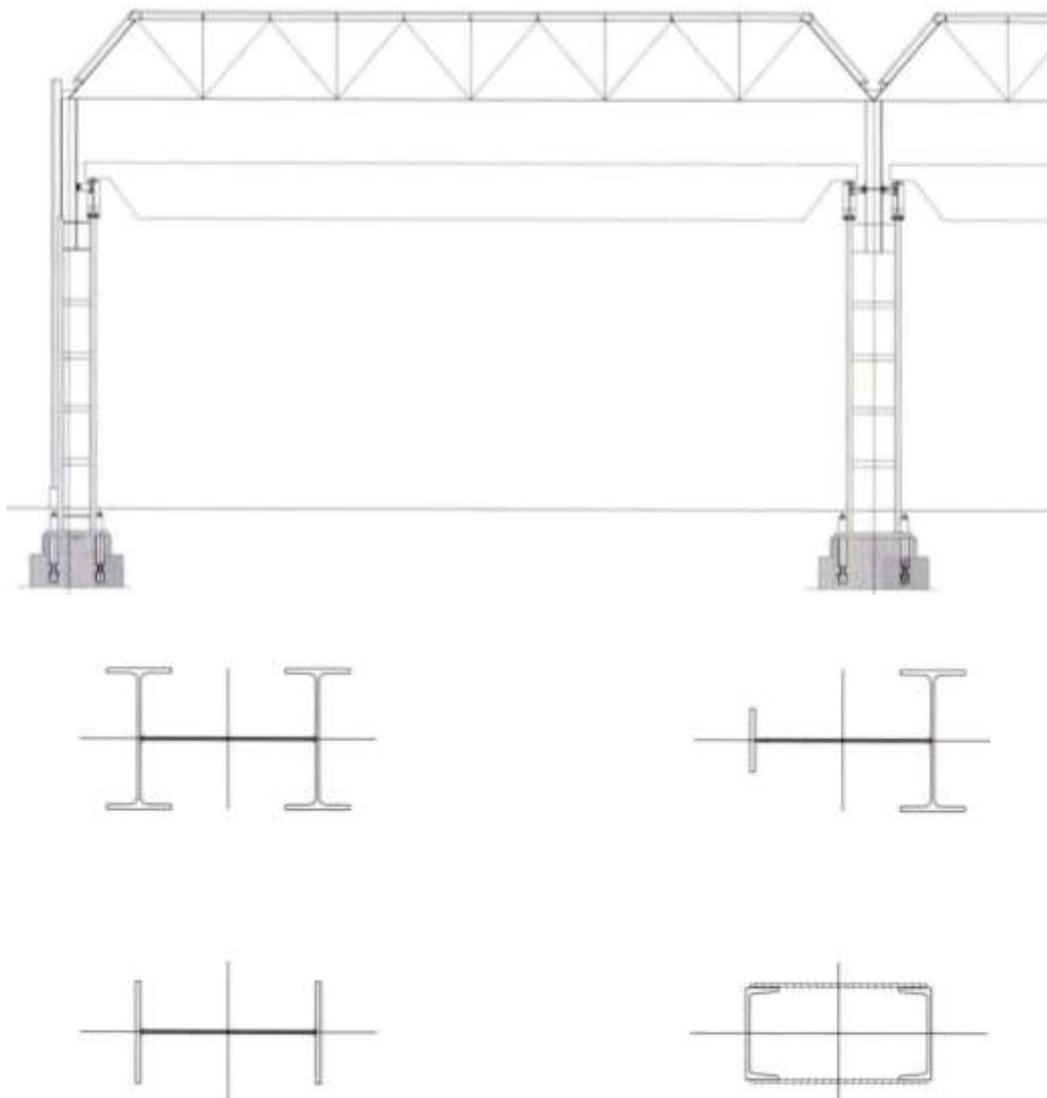
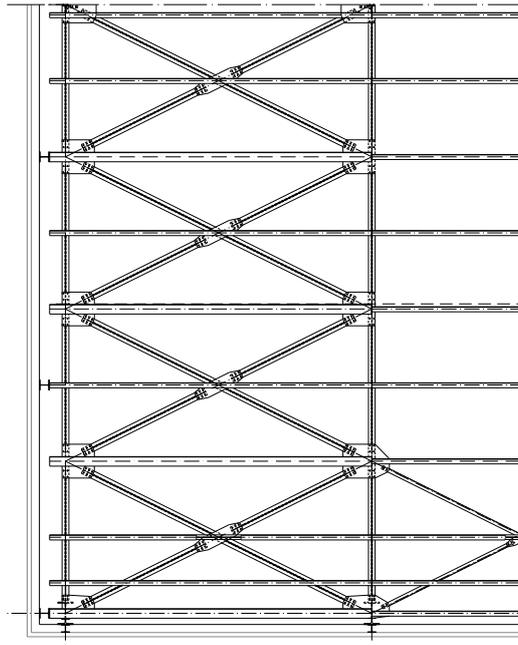


Figura 12: Colonne a sezione variabile e possibili sezioni per il “fusto” delle colonne

- **I controventi** (controventi verticali e controventi di falda): strutture leggere realizzate solitamente con angolari o tiranti in tondo, che hanno la funzione di trasmettere i carichi orizzontali (vento e sisma) dalla copertura alle fondazioni.

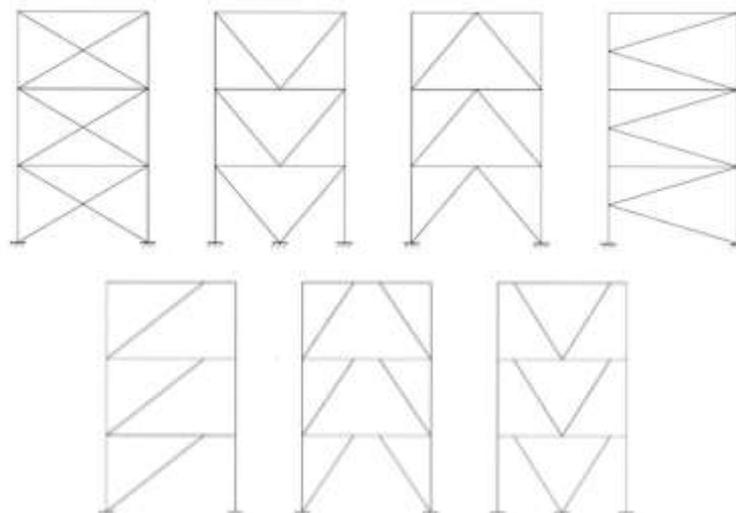
I controventi di falda hanno anche l’ulteriore funzione di stabilizzazione delle travi di copertura e delle colonne in direzione longitudinale. Sono disposti al livello della copertura e realizzano delle travi reticolari che utilizzano come correnti le briglie superiori di due capriate adiacenti e come montanti gli arcarecci. Essi sono solitamente a croce di Sant’Andrea.



**Figura 13: Controventi di falda**

I controventi verticali devono assorbire i carichi orizzontali trasmessi dalla copertura e dal carroponente, se presente, e trasferirli alle fondazioni. Vi sono due tipi di controventi:

- Controventi concentrici:
  - A croce di Sant'Andrea (forze orizzontali assorbite dalle sole diagonali tese);
  - A V o a V rovescia (forze orizzontali assorbite dalle diagonali tese e compresse);
  - A K (con punto di intersezione delle diagonali su una colonna).
- Controventi eccentrici: diagonali e pilastri sono principalmente soggetti a sollecitazioni assiali, mentre la trave anche a flessione e taglio a causa dell'eccentricità delle diagonali.



**Figura 14: Controventi concentrici ed eccentrici**

- **Le vie di corsa:** esse rappresentano il piano di appoggio delle rotaie su cui scorrono le gru a ponte. Esse devono sopportare, oltre al peso proprio:
  - Massime reazioni verticali trasmesse dalle ruote alle gru nelle condizioni di esercizio più gravose;
  - Azioni orizzontali trasversali trasmesse dalle vie di corsa (dovute a fenomeni come il serpeggiamento delle gru) e longitudinali (dovute all'accelerazione e frenatura del carroponete).



Figura 15: Vie di corsa del carroponete

Le vie di corsa sono in generale costituite da una trave principale che deve assorbire i carichi verticali e orizzontali: se questi ultimi sono rilevanti si predispone anche un elemento orizzontale di controvento.

Nel caso di sollecitazioni modeste si possono adottare delle soluzioni costruttive semplici, come travi realizzate con profili IPE o HE. All'aumentare delle sollecitazioni è possibile incrementare la resistenza e la rigidezza della sezione incrementando le dimensioni della flangia superiore. Infine può essere conveniente combinare una trave saldata a doppio T ad anima verticale con una trave reticolare orizzontale disposta alla quota della flangia superiore. In questo caso i due elementi strutturali hanno due funzioni diverse: la trave ad anima verticale viene progettata per sopportare le azioni verticali mentre le azioni orizzontali sono affidate alla trave reticolare.

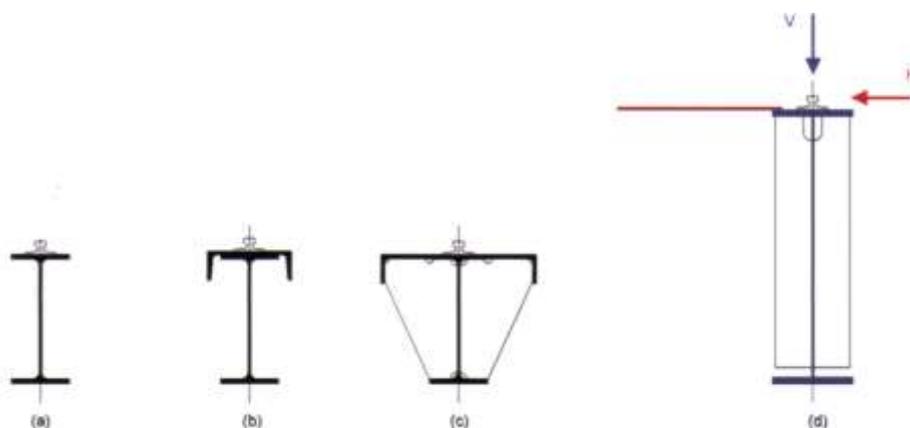


Figura 16: Tipologie di sezione per la via di corsa

## ESEMPIO DI VERIFICA DI UN EDIFICIO INDUSTRIALE IN ACCIAIO

### Descrizione dell'edificio e della tipologia strutturale

Il capannone oggetto di studio presenta dimensioni planimetriche (riferite agli assi dei pilastri) di 40x20m. L'altezza massima è di 8.50m in gronda e di 10m al colmo della copertura, con una pendenza della stessa pari al 15%. Il sistema costruttivo è costituito da una successione di sei portali paralleli tra loro, posti ad un interasse pari a 8m. Ciascun portale è formato da due colonne su cui poggia la trave reticolare di copertura. La luce tra le colonne è uguale al lato minore dell'edificio, cioè 20 m. Su ogni colonna è presente una mensola per il sostegno della via di corsa per il carro ponte: l'estradosso della via di corsa è a quota +6.50m. Il carro ponte ha una portata nominale di 5t (50kN).

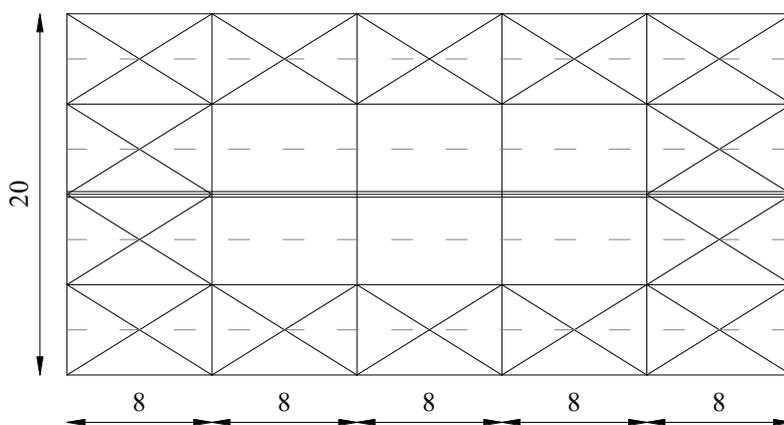


Figura 17: Pianta della copertura

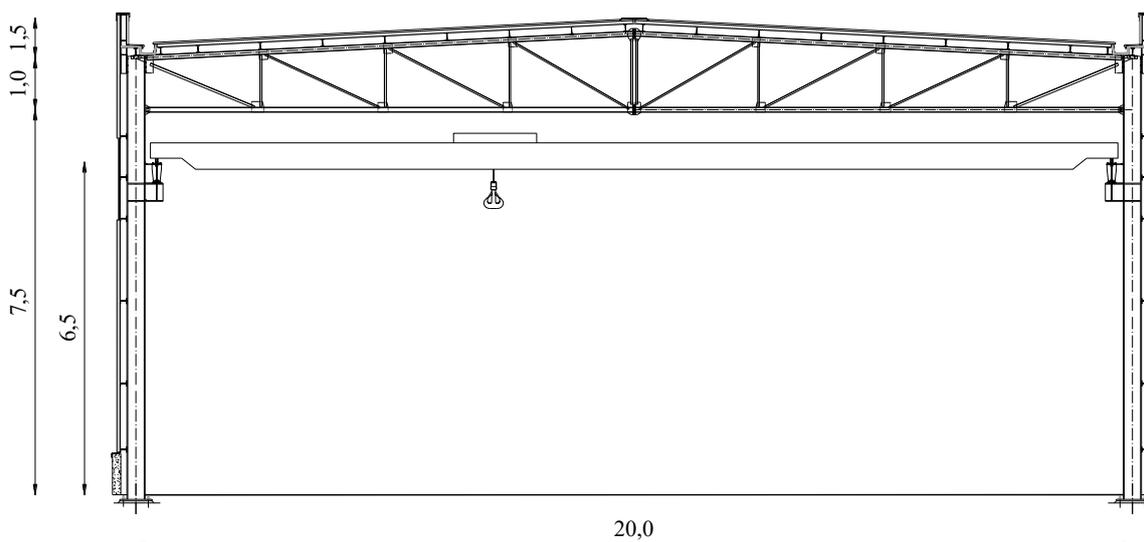
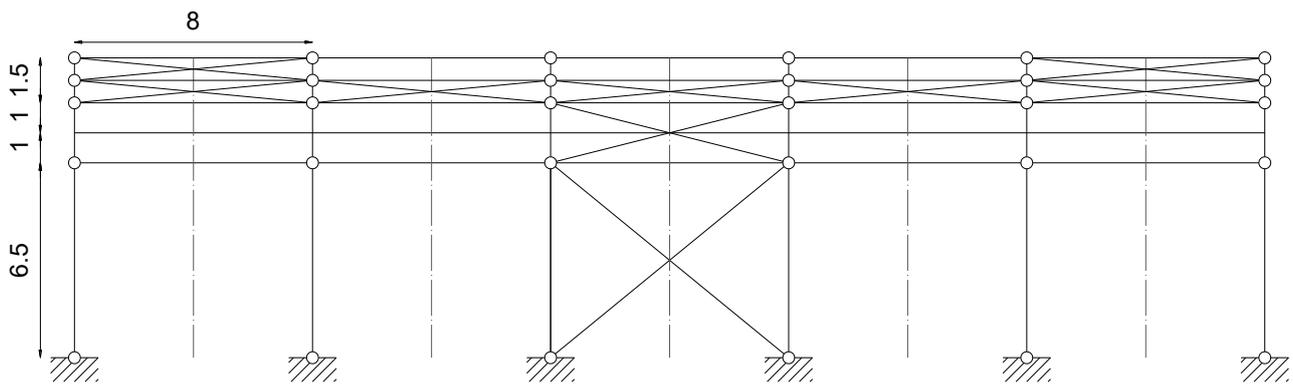


Figura 18: Sezione



**Figura 19: Prospetto**

I passi da seguire sono:

- 1) Definizione dello schema strutturale: esso deve garantire il trasferimento al suolo delle azioni applicate;
- 2) Definizione delle norme di riferimento: forniscono il quadro generale entro cui muoversi per quantificare le azioni ed effettuare la verifica;
- 3) Definizione delle azioni: le caratteristiche e le dimensioni della struttura devono garantire la stabilità nei confronti delle azioni applicate. Esse sono di due tipi:
  - Azioni permanenti;
  - Azioni variabili (statiche e dinamiche).

Per quanto riguarda la direzione lungo la quale agiscono possono essere distinte in:

- Azioni verticali (peso proprio, carichi gravitazionali, sovraccarichi, neve);
  - Azioni orizzontali (vento e sisma).
- 4) Predimensionamento: bisogna ipotizzare le dimensioni degli elementi. Questa fase serve innanzitutto per definire i carichi da utilizzare nella verifica. La scelta può essere effettuata per analogia (esperienza) o con un calcolo semplificato.
  - 5) Verifiche: bisogna controllare che le sollecitazioni nei singoli elementi siano minori delle resistenze.

$$S_d < R_d \quad \text{ovvero} \quad \gamma_F F_k < \frac{R_k}{\gamma_m}$$

### 1) Definizione dello schema strutturale

Le azioni orizzontali che agiscono sull'edificio in direzione longitudinale e trasversale vengono equilibrate attraverso due diversi schemi statici. In direzione trasversale sono presenti i portali costituiti dalla trave reticolare collegata ai pilastri attraverso un collegamento a cerniera. Per tale motivo l'equilibrio nei confronti delle forze orizzontali richiede la disposizione di un vincolo a incastro in corrispondenza della base dei pilastri. Quindi in tale direzione la rigidezza e resistenza nei confronti delle azioni orizzontali sarà affidata

completamente ai pilastri che presentano uno schema a mensola. In direzione longitudinale, invece, la controventatura assicura l'equilibrio nei confronti delle azioni orizzontali, per cui i pilastri saranno collegati con un vincolo a cerniera alla fondazione.

## 2) Definizione delle norme di riferimento

ITALIANE: "Norme tecniche per le costruzioni" D.M. 17 Gennaio 2018 e Circolare 21 gennaio 2018, n. 7, "Istruzioni per l'applicazione delle "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

EUROPEE: Eurocodice 3, "Progettazione delle strutture di acciaio", Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici (in italiano), UNI ENV 1993-1-1.

## 3) Definizione delle azioni (NTC)

Ubicazione: Trento

Quota: 800m s.l.m.

Zona industriale

### AZIONE DELLE NEVE

$$q_s = \mu_i q_{sk} c_E c_t$$

Dove:

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

$c_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

$c_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

$$\text{Trento: zona I (zona alpina), } a_s = 800 \text{ m} > 200 \text{ m} \rightarrow q_{sk} = 1.39 \left[ 1 + \left( \frac{a_s}{728} \right)^2 \right] = 3.1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Angolo inclinazione falda } \alpha = 8,53^\circ \rightarrow 0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu_i = 0.8$$

$$\text{Classe di topografia normale} \rightarrow c_E = 1$$

$$c_t = 1$$

$$q_s = \mu_i q_{sk} c_E c_t = 2.45 \text{ kN/m}^2$$

### AZIONE DEL VENTO:

#### Pressione del vento § 3.3.4

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

Dove:

$q_F$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

$c_p$  è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

$c_d$  è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9.

### Pressione cinetica di riferimento § 3.3.6

La pressione cinetica di riferimento  $q_r$  è data dall'espressione:

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

dove

$v_r$  è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

### Velocità di riferimento § 3.3.2

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Ove non specificato diversamente, si assumerà  $T_R = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$  § 3.3.2.

$$c_r = 1 \rightarrow v_r = v_b$$

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

$v_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$c_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

Trentino Alto Adige (zona 1)  $\rightarrow v_{b,0} = 25$  m/s,  $a_0 = 1000$  m,  $k_s = 0.40$ /s.

$a_s = 800$  m <  $a_0 = 1000$  m  $\rightarrow c_a = 1 \rightarrow v_b = v_{b,0} = 25$  m/s

$v_b = 25$  m/s  $\rightarrow v_r = 25$  m/s

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 \rightarrow q_r = 390.625 \text{ N/m}^2$$

Tab. 3.3.I -Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Coefficiente di esposizione § 3.3.7

Area industriale (classe di rugosità del terreno B) Tab. 3.3.III

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

zona 1, classe di rugosità B,  $a_s = 800$  m s.l. m., distanza > 30 km → categoria di esposizione del sito IV

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [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

$k_r = 0.22$ ,  $z_0 = 0.30$  m,  $z_{min} = 8$  m.

Per  $z = 10$  m  $>$   $z_{min}$   $\rightarrow C_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = 1.78$

$C_e$  può essere determinato anche dal diagramma di figura 3.3.3 delle NTC:

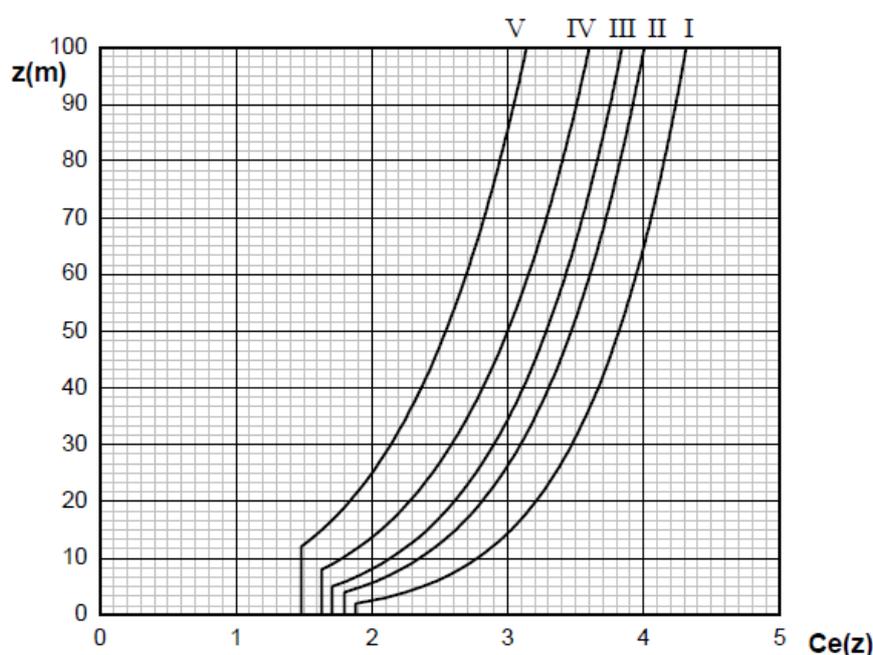


Figura 20: Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  in funzione dell'altezza sul suolo (NTC § 3.3.7)

### Coefficiente dinamico § 3.3.9

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Il coefficiente dinamico  $c_d$  può essere assunto di valore unitario nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali.

### Coefficiente di pressione § 3.3.8

Il coefficiente di pressione  $c_p$  dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Nel seguito, in riferimento alle costruzioni di forma regolare indicate ai paragrafi da C3.3.3.8.1 a C3.3.8.4, si forniscono, tre distinte serie di coefficienti di pressione esterna: Nel ambiente di questo esercizio, si considera solo i coefficienti globali di pressione.

- Coefficienti globali  $c_{pe}$ , che possono essere utilizzati in tutti i casi in cui la rappresentazione delle azioni aerodinamiche del vento possa essere effettuata in maniera semplificata, rivolta alla valutazione delle azioni globali su porzioni estese di costruzioni o delle risultanti delle azioni indotte dal vento sugli elementi principali della struttura;
- Poiché il capannone industriale è considerato chiuso limitando la presenza di pressione interna del vento, il coefficiente di pressione interna  $c_{pi}$  sarà considerato pari a zero per tutto il resto dell'esercizio.

## EDIFICI A PIANTA RETTANGOLARE CON COPERTURE PIANE, A FALDE, INCLINATE E CURVILINEE (C3.3.8.1)

### Pareti verticali (C3.3.8.1.1)

I coefficienti globali  $c_{pe}$  da assumere sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare sono riportati in Figura C3.3.2 e in Tabella C3.3.I delle NTC 2018.

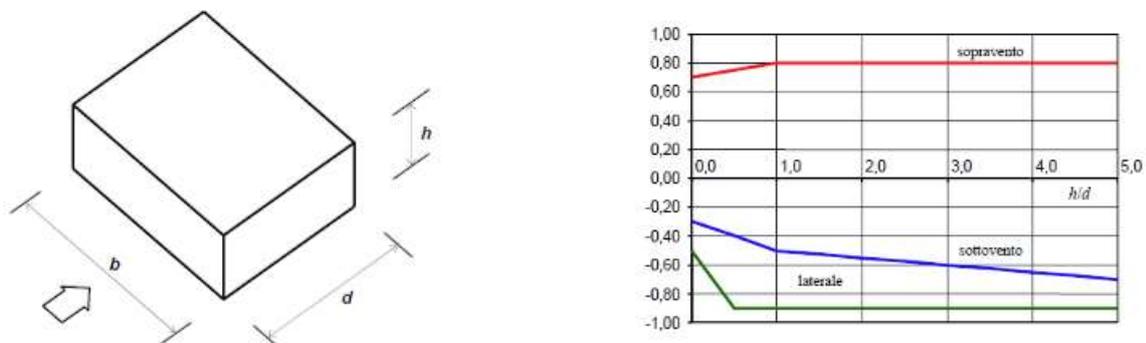


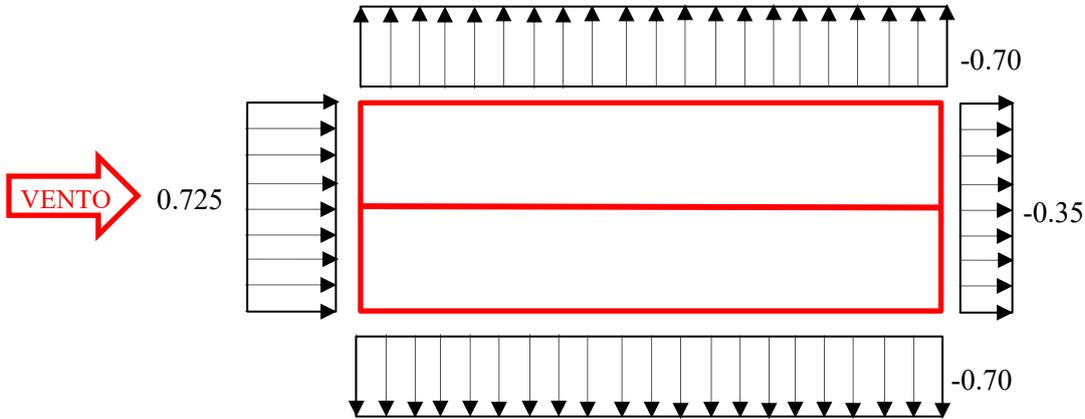
Figura 21: a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare, b) Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali

Tabella 1: Coefficienti di pressione sulle pareti di un edificio a pianta rettangolare

Faccia sopravvento	Faccia laterale	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0.7 + 0.1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0.5 - 0.8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1: c_{pe} = 0.8$	$h/d > 0.5: c_{pe} = -0.9$	$1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0.5 - 0.05 \cdot (h/d - 1)$

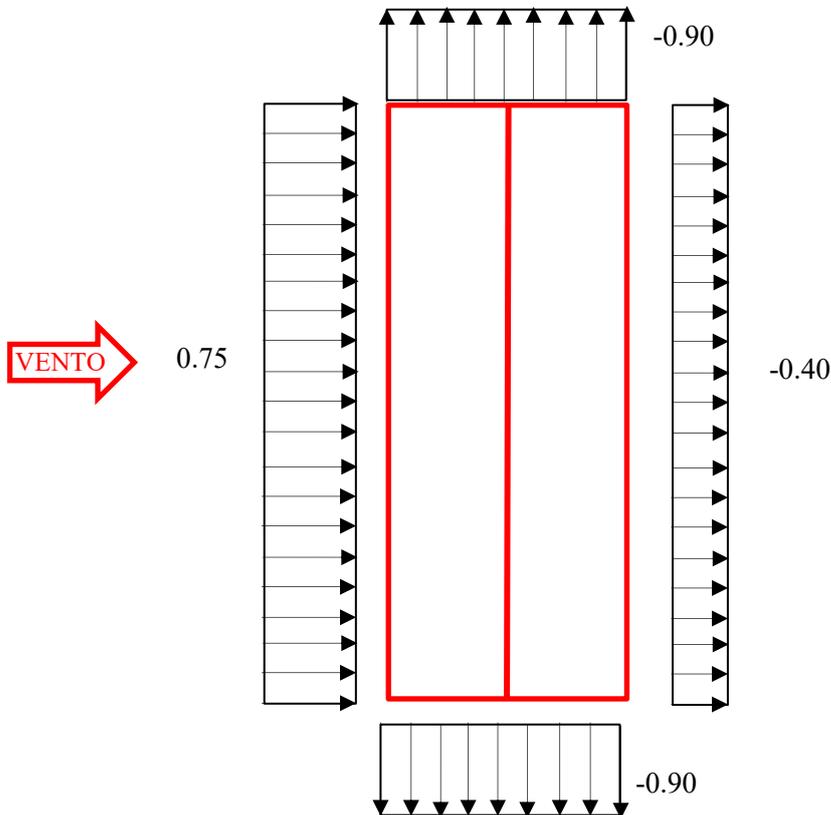
**Tabella 2: Pressioni del vento sulle differenti facce (VENTO PERPENDICOLARE PARETE CORTA)**

Faccia sopravvento	Faccia laterale	Faccia sottovento
$h/d = 10/40 = 0.25$	$h/d = 0.25$	$h/d = 0.25$
$c_{pe} = 0.725$	$c_{pe} = -0.7$	$c_{pe} = -0.35$
$p = +504.1 \text{ N/m}^2$	$p = -486.7 \text{ N/m}^2$	$p = -243.4 \text{ N/m}^2$



**Tabella 3: Pressioni del vento sulle differenti facce (VENTO PERPENDICOLARE PARETE LUNGA)**

Faccia sopravvento	Faccia laterale	Faccia sottovento
$h/d = 10/20 = 0.50$	$h/d = 0.50$	$h/d = 0.50$
$c_{pe} = 0.75$	$c_{pe} = -0.9$	$c_{pe} = -0.40$
$p = +521.4 \text{ N/m}^2$	$p = -625.7 \text{ N/m}^2$	$p = -278.125 \text{ N/m}^2$



#### Coperture a falda doppia (C3.3.8.1.4)

L'altezza di riferimento  $\bar{z}_e$  per le coperture inclinate a doppia falda (Figura C3.3.11) è pari alla quota massima della copertura stessa. I coefficienti globali da assumere sulla falda sopravvento di coperture a falda doppia di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento perpendicolare alla direzione del colmo, sono quelli per le coperture a falda singola.

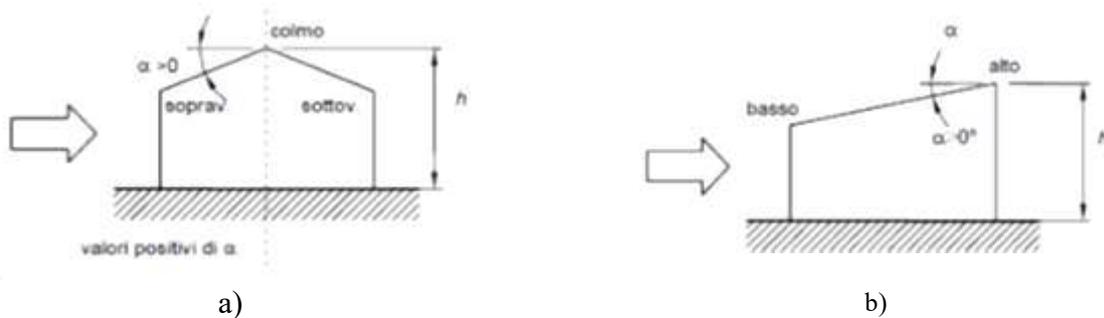


Figura 22: Schema di riferimento per coperture: a) copertura a falda doppia (Figura C3.3.11); b) copertura a semplice falda (Figura C3.3.7)

### VENTO PERPENDICOLARE ALLA DIREZIONE DEL COLMO

#### Falda sopravvento

Per la falda sopravvento, si fa riferimento alla copertura a falda singola (C3.3.8.1.3)

I coefficienti globali da assumere sulle coperture a singola falda di un edificio a pianta rettangolare, nel caso di vento ortogonale alla direzione del colmo sono riportati in Figura C3.3.8 e in Tabella C3.3.V. Nella zona  $5^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$  la pressione può variare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui vengono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni

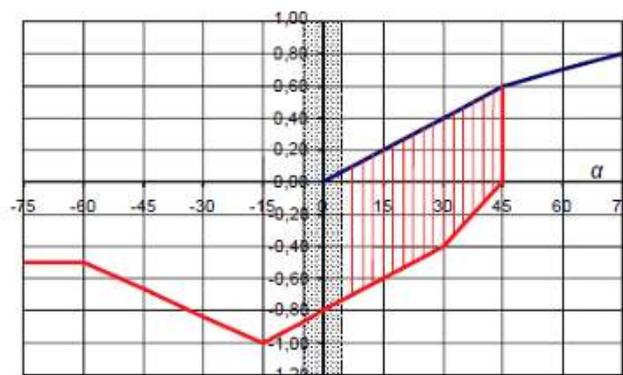


Figura 23: Coperture a semplice falda: valori del coefficiente  $c_{pe}$ : vento perpendicolare alla direzione del colmo (Figura C3.3.8)

Tabella 4: Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento perpendicolare alla direzione del colmo (Tabella C3.3.V)

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^\circ$	$c_{pe} = -0,5$		
$-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha + 60)/90$	$0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = +\alpha/75$
$-15^\circ < \alpha < 30^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha + 15)/75$	$45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$	$c_{pe} = +0,6 + (\alpha - 45)/150$
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha - 30)/37,5$		

### Falda sottovento

Per la falda sottovento, si fa riferimento ai valori riportati in Tabella C3.3.IX e Figura C3.3.12.

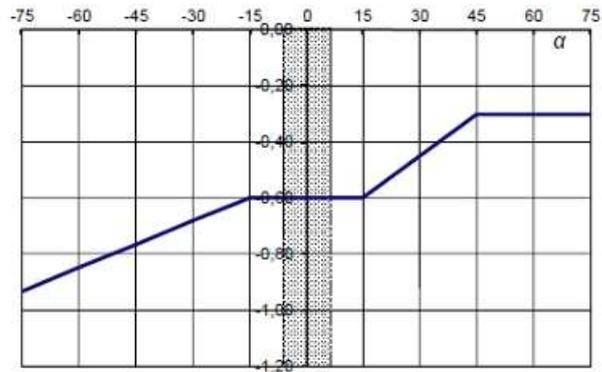


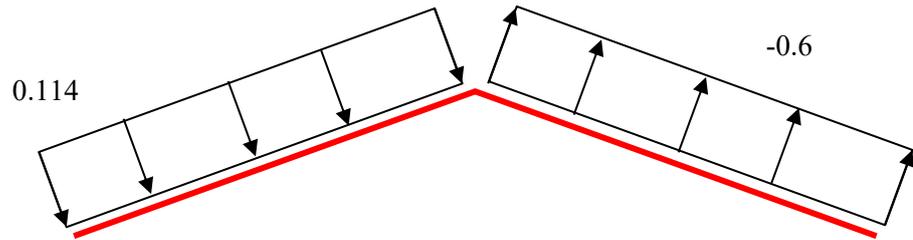
Figura 24: Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: falda sottovento con vento in direzione perpendicolare al colmo (Figura C3.3.12)

➤ Azione del vento perpendicolare alla direzione di colmo

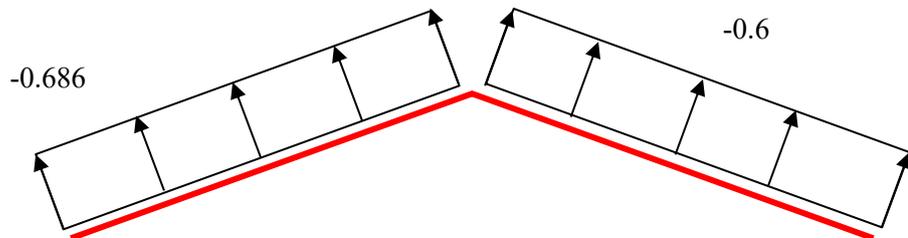
**Tabella 5:** Coefficienti di pressione e pressione del vento derivata per coperture a doppia falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento perpendicolare alla direzione del colmo

Faccia sopravvento		Faccia sottovento
Valore negativo	Valore positivo	
$\alpha = 8.53^\circ$	$\alpha = 8.53^\circ$	$\alpha = 8.53^\circ$
$c_{pe} = -0.686$	$c_{pe} = 0.114$	$c_{pe} = -0.6$
$p = -477.0 \text{ N/m}^2$	$p = 79.3 \text{ N/m}^2$	$p = -417.2 \text{ N/m}^2$

Caso 1



Caso 1b



## VENTO PARALLELO ALLA DIREZIONE DEL COLMO

Tabella 6: Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda ( $\alpha$  in  $^\circ$ ): vento direzione parallela al colmo (Tabella C3.3.X)

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed $h$	$\alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,A} = -1,0$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 0^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 + \alpha/150$
	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe,A} = -0,8 - \alpha/150$
	$30^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,A} = -1,0$
Restanti zone:	$-45^\circ \leq \alpha \leq -30^\circ$	$c_{pe,B} = -0,9$
	$-30^\circ \leq \alpha \leq 10^\circ$	$c_{pe,B} = -0,9 + (\alpha+30)/100$
	$10^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0,5$

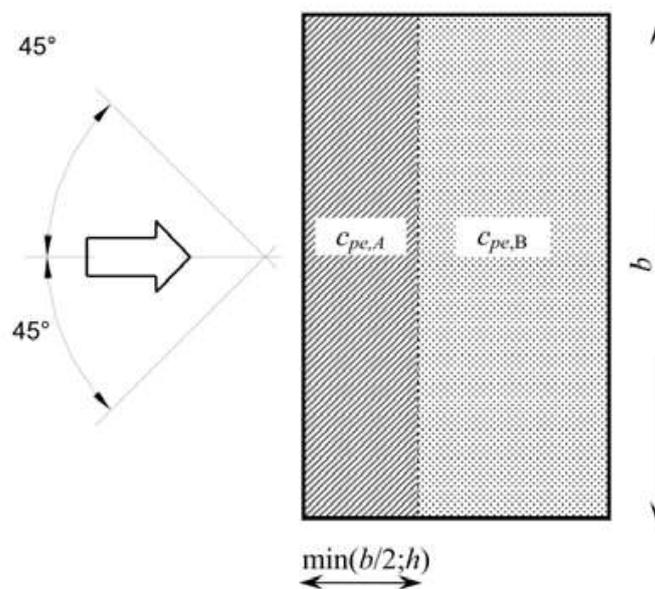


Figura 25: Immagine illustrativa della zona A e della zona B.

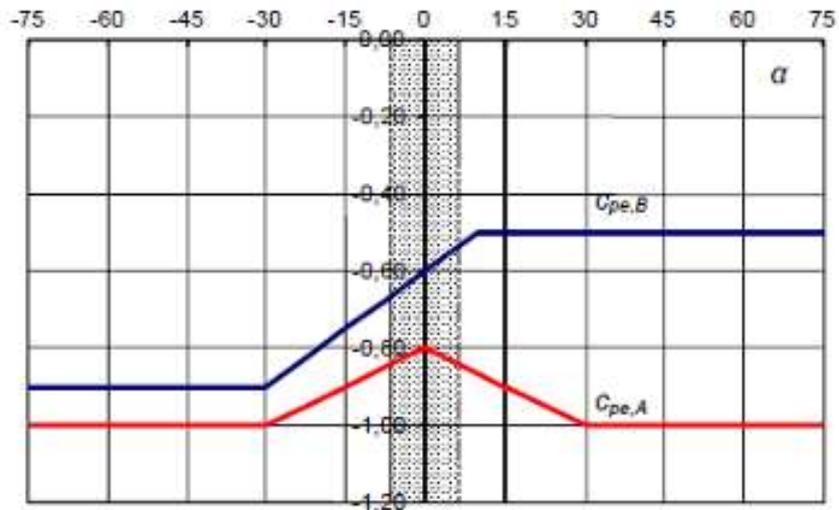
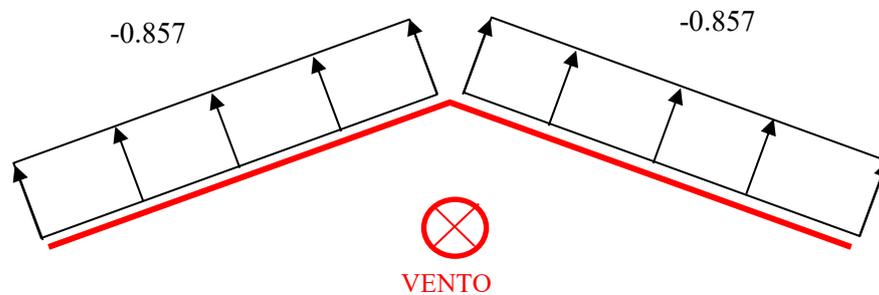


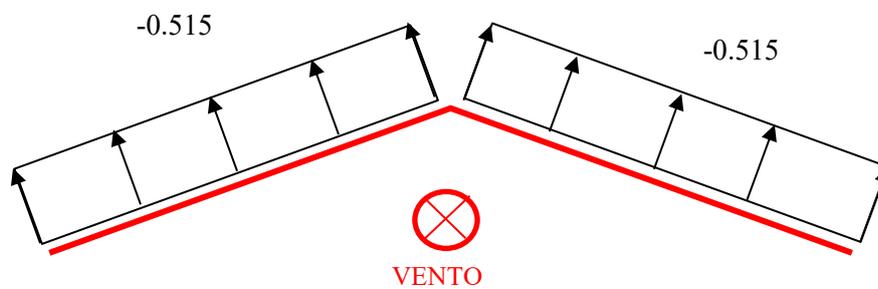
Figura 26: Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda: vento in direzione parallela al colmo (Figura C3.3.13)

Zona A	Zona B
Valore negativo	
$\alpha = 8.53^\circ$	$\alpha = 8.53^\circ$
$c_{pe} = -0.857$	$c_{pe} = -0.515$
$p = -595.8 \text{ N/m}^2$	$p = -358.0 \text{ N/m}^2$

Caso 1 (Zona A)

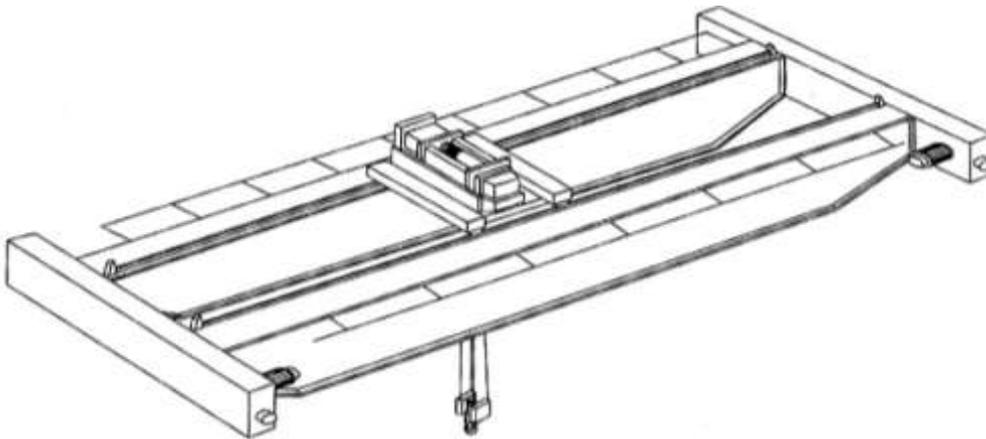


Caso 1b (Zona B)



AZIONI DOVUTE AL CARROPONTE (UNI EN 1991-3: 2006).

Carico utile:	5t = 50kN
Peso trave ponte:	55kN
Peso carrello:	7kN
Luce carroponte:	19.5m
Classe dispositivo di carico:	HC4 (Appendice B).
Classe di carico spettrale:	Q5
Classe del numero totale di cicli:	U6
Velocità nominale del carroponte:	0.667m/s
Avvicinamento massimo gancio carrello ad una sponda:	0.7m
Numero binari:	2
Numero ruote per testata:	2



**Figura 27: Distribuzione dei carichi sulle vie di corsa**

Carichi verticali

I carichi verticali trasmessi da ciascuna ruota sono i seguenti:

carroponte carico

$$Q_{r,max} = \left(\frac{55}{4}\right) + \frac{1}{2} \frac{(7+50)(19.5-0.7)}{19.5} = 41.23 \text{ kN} \quad \text{carico massimo per ruota}$$

$$Q_r^{max} = \left(\frac{55}{4}\right) + \frac{1}{2} \frac{(7+50)0.7}{19.5} = 14.77 \text{ kN} \quad \text{carico minimo per ruota}$$

carroponte scarico

$$Q_r^{min} = \left(\frac{55}{4}\right) + \frac{1}{2} \frac{7*(19.5-0.7)}{19.5} = 17.12 \text{ kN} \quad \text{carico massimo per ruota}$$

$$Q_{r,min} = \left(\frac{55}{4}\right) + \frac{1}{2} \frac{7*0.7}{19.5} = 13.88 \text{ kN} \quad \text{carico minimo per ruota}$$

È necessario prevedere un'eccentricità  $e_y$  tra l'asse della reazione verticale delle ruote e l'asse della trave sottostante pari ad un quarto della larghezza del binario  $b_r = 50\text{mm}$ :

$$e_y = b_r/4 = 12.5\text{mm}$$

### Carichi orizzontali longitudinali indotti dal moto del ponte

Tali azioni sono dovute al frenamento e all'accelerazione del ponte in movimento. La formula relativa a ciascun binario è la seguente:

$$H_L = \frac{K}{n_r} = \frac{\mu m_w Q_{r,min}}{n_r}$$

indicando con K la forza di avanzamento,  $n_r$  il numero di binari,  $\mu$  il coefficiente di attrito (pari a 0.2 per il contatto acciaio-acciaio) e  $m_w$  il numero totale di ruote motrici (in questo caso pari a 2). La forza risultante è  $H_L = 2.78kN$

### Carichi orizzontali trasversali indotti dal moto del ponte

Queste forze  $H_T$  sono dovute al fatto che esiste un'eccentricità tra la forza di avanzamento, posta sull'asse di simmetria, e la forza d'inerzia, posta sul centro di massa, determinando così un momento M che viene equilibrato da reazioni trasversali sulle ruote. Se rilevanti tali forze devono essere prese in considerazione.

In questa esercitazione tali forze verranno trascurate.

### Carichi orizzontali causati dallo sghembo

Generalmente la via di corsa e la direzione del movimento del ponte non risultano perfettamente allineate causa imperfezioni geometriche; queste imperfezioni generano delle forze orizzontali sia longitudinali sia trasversali in corrispondenza delle ruote.

Per ricavare il valore di queste forze o ci si riconduce alle formule presenti nella normativa (UNI EN 1991-3: 2006) che dipendono dalla geometria del carro ponte e dall'angolo di inclinazione in pianta  $\alpha$ , o vengono fornite direttamente dal produttore:

$$H_{S,L} = 0.0kN$$

$$H_{S,1,T} = 8.5kN$$

$$H_{S,2,T} = 3.1kN$$

queste forze agiscono longitudinalmente (L) e trasversalmente (T) in corrispondenza delle 2 ruote motrici.

### Azioni orizzontali longitudinali dovute all'urto dei respingenti

L'urto dei respingenti  $H_B$  produce delle forze orizzontali longitudinali classificate come azioni eccezionali. dalla formula in normativa e dai dati del produttore si ottiene la seguente forza di progetto per ciascuno dei due binari:

$$H_{B1} = H_{B2} = 15.2kN$$

### Azioni orizzontali trasversali indotte dal movimento del carrello

Queste forze orizzontali trasversali  $H_{T3}$  si assumono pari al 10% della somma del carico sollevato e del peso del carrello; la forza deve poi essere ripartita per il numero delle ruote giacenti su un binario. La forza su ciascuna ruota vale:

$$H_{T3} = \frac{0.1(7 + 50)}{2} = 2.85kN$$

Azioni indotte dal carico di prova

Si utilizza un carico statico di prova pari al carico verticale di progetto incrementato del 25%. La reazione massima su ogni ruota vale:

$$Q_T = 1.25 * (Q_{r,max} - Q_r^{min}) = 30.13kN$$

Tutte le azioni precedenti sono riferite a situazioni statiche, mentre le azioni effettivamente trasferite alle vie di corsa possono risultare incrementate da effetti dinamici: tali effetti possono essere tenuti in conto con dei coefficienti di amplificazione  $\varphi$  (Tab. 2.1 UNI EN 1993-6:2006). Il valore caratteristico della generica azione si ottiene moltiplicando il coefficiente dinamico per il valore nominale dell'azione.

Dynamic factors	Effects to be considered	To be applied to
$\varphi_1$	– excitation of the crane structure due to lifting the hoist load off the ground	self-weight of the crane
$\varphi_2$ or $\varphi_3$	–dynamic effects of transferring the hoist load from the ground to the crane  –dynamic effects of sudden release of the payload if for example grabs or magnets are used	hoist load
$\varphi_4$	–dynamic effects induced when the crane is travelling on rail tracks or runways	self-weight of the crane and hoist load
$\varphi_5$	–dynamic effects caused by drive forces	drive forces
$\varphi_6$	–dynamic effects of a test load moved by the drives in the way the crane is used	test load
$\varphi_7$	–dynamic elastic effects of impact on buffers	buffer loads

**Figura 28: Coefficienti di amplificazione dinamica**

Seguendo le formule della normativa si ottengono i seguenti valori dei coefficienti di amplificazione dinamica:

$$\varphi_1 = 1.10$$

$$\varphi_2 = 1.34$$

$$\varphi_3 = -0.50$$

$$\varphi_4 = 1.10$$

$$\varphi_5 = 1.50$$

$$\varphi_6 = 1.10$$

$$\varphi_7 = 1.50$$

Nella progettazione della via di corsa si considerano un certo numero di situazioni di progetto, o gruppi di carico, in cui carichi verticali e orizzontali sono simultaneamente presenti: questi gruppi di carico devono essere considerati come una singola azione variabile nelle combinazioni con le altre azioni. Nella figura di seguito (Tab.2.2 UNI EN 1993-6:2006) si riportano i gruppi di carico che devono essere presi in considerazione per le verifiche agli Stati Limite Ultimi, Stati Limite di Servizio e Stati Limite per situazioni Eccezionali. Facendo una sintesi, si può osservare che nei primi 4 gruppi le forze orizzontali sono le stesse e ai fini del dimensionamento è rilevante il gruppo 1. I gruppi 5 e 6 devono essere presi in considerazione perché le forze orizzontali sono distribuite diversamente rispetto ai casi precedenti. Quindi i gruppi 1, 5 e 6 si possono considerare per le verifiche di resistenza agli SLU e il gruppo 9 per le verifiche agli SLE, mentre il gruppo 8 si considera per le verifiche SLS.

		Symbol	Section	Groups of loads									
				Ultimate Limit State							Test load	Accidental	
				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	Self-weight of crane	$Q_c$	2.6	$\varphi_1$	$\varphi_1$	1	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	1	$\varphi_1$	1	1
2	Hoist load	$Q_h$	2.6	$\varphi_2$	$\varphi_3$	-	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\varphi_4$	$\eta^{(1)}$	-	1	1
3	Acceleration of crane bridge	$H_L, H_T$	2.7	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	$\varphi_5$	-	-	-	$\varphi_5$	-	-
4	Skewing of crane bridge	$H_S$	2.7	-	-	-	-	1	-	-	-	-	-
5	Acceleration or braking of crab or hoist block	$H_{T3}$	2.7	-	-	-	-	-	1	-	-	-	-
6	In-service wind	$F_W^*$	Annex A	1	1	1	1	1	-	-	1	-	-
7	Test load	$Q_T$	2.10	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi_6$	-	-
8	Buffer force	$H_B$	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	$\varphi_7$	-
9	Tilting force	$H_{TA}$	2.11	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1

NOTE: For out of service wind, see Annex A.

<sup>1</sup>  $\eta$  is the proportion of the hoist load that remains when the payload is removed, but is not included in the self-weight of the crane.

Figura 29: Gruppi di carico

Tabella 7: Valori caratteristici delle azioni per ciascun gruppo di carico

		kN							
		$Q_{c1k}$	$Q_{c2k}$	$Q_{h1k}$	$Q_{h2k}$	$H_{t1k}$	$H_{t2k}$	$H_{l1k}$	$H_{l2k}$
SLU	gruppo 1	18.84	18.84	32.37	32.37	0	0	4.16	0
	gruppo 5	18.84	18.84	26.51	26.51	8.50	0	0	0
	gruppo 6	18.84	18.84	26.51	26.51	2.85	2.85	0	0
SLS	gruppo 8	18.84	18.84	33.14	33.14	0	0	4.16	0
SLE	gruppo 9	17.12	17.12	24.10	24.10	0	0	22.80	0

Nella tabella qui sopra riportata  $Q_c$  indica le forze verticali dovute al peso proprio del carro ponte,  $Q_h$  le forze verticali dovute al carico,  $H_t$  le forze orizzontali in direzione trasversale e  $H_l$  le forze orizzontali in direzione longitudinale.

### Carico da fatica

Il carico da fatica è espresso tramite il carico equivalente di danneggiamento a fatica  $Q_e$ . Per la determinazione di questo carico si individua la classe di azione da fatica, in questo caso S6 (Tab. 2.11 UNI EN 1993-6:2006), in funzione della classe dei numeri totali di cicli U6 e della classe di carico spettrale Q5 (dati del produttore). Il carico da fatica si ottiene dalla seguente formula:

$$Q_e = \varphi_{fat} \lambda_1 Q_{r,max}$$

In questa esercitazione tale carico verrà trascurato.

### SCelta DEI MATERIALI:

- Acciaio: S275 (FeB430):  $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$ ,  $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
- Bulloni: M 8.8 (ad alta resistenza)  $f_{yb} = 640 \text{ MPa}$ ,  $f_{ub} = 800 \text{ MPa}$

Proprietà meccaniche nominali dell'acciaio:

- Modulo elastico:  $E = 210 \text{ GPa}$
- Modulo di elasticità tangenziale:  $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$  con  $\nu = 0.3$
- Coeff. di espansione termica lineare:  $\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$
- Densità di massa:  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
  
- Pannelli di tamponamento: ipotizziamo di utilizzare pannelli costituiti da un doppio strato di lamiera coibentata internamente.
  - Peso pannelli di copertura:  $pp = 11.7 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.117 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
  - Peso pannelli delle pareti laterali:  $pp = 11.9 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 0.119 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

### COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI:

- Resistenza della sezione:  $\gamma_{M0} = 1.05$
- Resistenza dell'elemento nei confronti dell'instabilità:  $\gamma_{M1} = 1.05$
- Resistenza delle giunzioni:  $\gamma_{M2} = 1.25$

### Valutazione degli effetti dovuti ad imperfezioni degli elementi verticali (C4.2.3.5)

Nell'analisi strutturale le autotensioni, le tensioni residue ed i difetti geometrici, quali errori di verticalità, errori di rettilineità, disallineamenti, eccentricità accidentali dei giunti, possono essere considerati introducendo imperfezioni geometriche equivalenti globali o locali.

$$\Phi = \alpha_h \alpha_m \Phi_0$$

$$\text{con } \Phi_0 = \frac{1}{200} = 0.005$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} \text{ con limitazione } \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1.0$$

$$h=8.5 \text{ m} \rightarrow \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{h}} = 0.69$$

$$\alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

$$m = 6 \rightarrow \alpha_m = \sqrt{0.5 \left(1 + \frac{1}{6}\right)} = 0.764$$

$\rightarrow \Phi = 3.0 \cdot 10^{-3} \rightarrow$  trascurabile rispetto alle forze in gioco

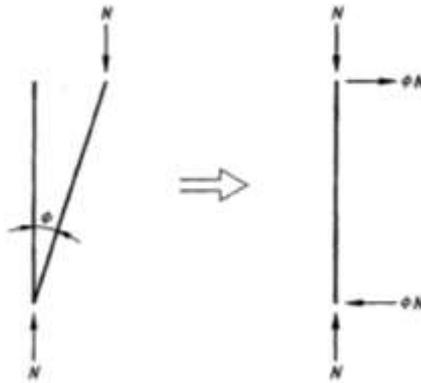
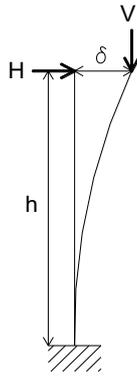


Figura 30: Sostituzione delle imperfezioni laterali iniziali con forze orizzontali equivalenti

### Verifica della rigidità agli spostamenti laterali (EC3 5.2.1)

Un telaio può essere considerato a nodi fissi se la sua risposta a forze orizzontali nel piano è sufficientemente rigida da poter trascurare con accettabile approssimazione le forze o i momenti addizionali interni provenienti dagli spostamenti orizzontali dei suoi nodi. In caso contrario sarà un telaio a nodi mobili e bisognerà considerare gli effetti degli spostamenti orizzontali dei suoi nodi. Per poter effettuare l'analisi del I ordine deve essere soddisfatta la condizione:

$$\left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}}\right) \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}}\right) \geq 10$$



**Figura 31: Azioni agenti sulle colonne**

essendo  $V_{Ed}$  e  $H_{Ed}$  i valori di progetto derivanti dalla combinazione SLU considerata.

Si sono considerati per i carichi verticali le azioni di neve, vento, carroponete e peso proprio della copertura (pari a  $0.5\text{kN/m}^2$ ) e per i carichi orizzontali le azioni del vento e del carroponete. Tali azioni si sono combinate rispetto alla combinazione fondamentale agli SLU (coefficienti in Tab.2.5.I e Tab.2.6.I  $\rightarrow$  A1STR del D.M. 14 gennaio 2008) per ottenere i valori di progetto.

Ipotizzando di utilizzare una colonna con sezione HEB320 ( $J = 30820\text{ cm}^4$ ) e ricordando che per una colonna incastrata alla base  $\delta = \frac{1}{3} \frac{Hl^3}{EJ}$ , si ottiene:

$$\left( \frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right) \left( \frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \approx 10 \rightarrow \text{possiamo applicare la teoria del primo ordine!}$$

#### 4) e 5) Predimensionamento e verifiche

### LE STRUTTURE DI COPERTURA

#### Azioni trasferite dall'arcareccio alla capriata.

#### Analisi dei carichi

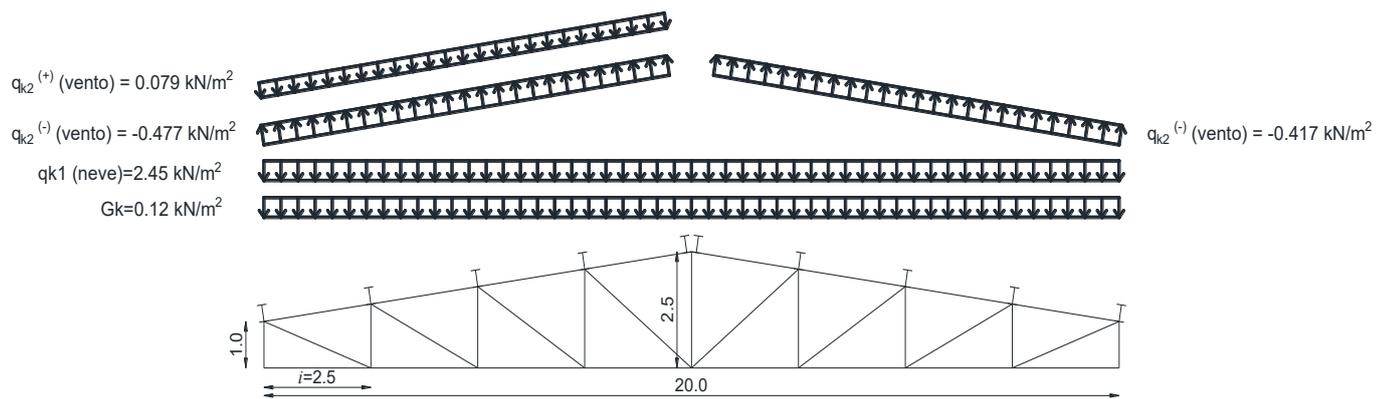


Figura 32: Carichi agenti sulla copertura (N.B. Vento perpendicolare al colmo)

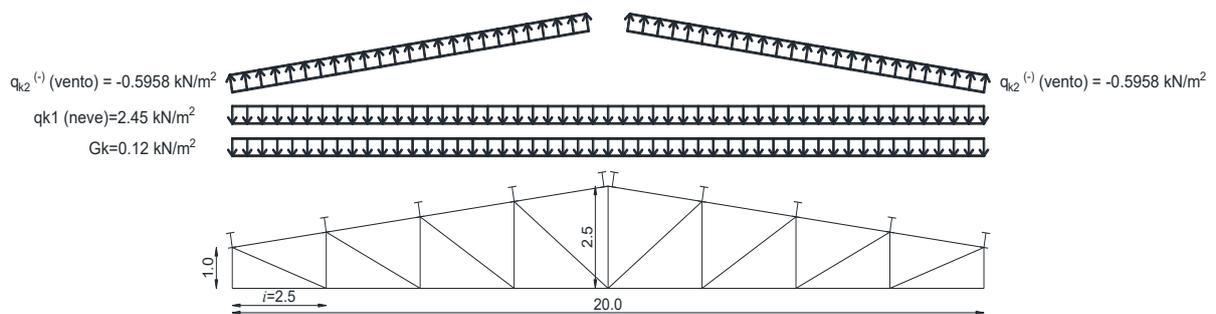
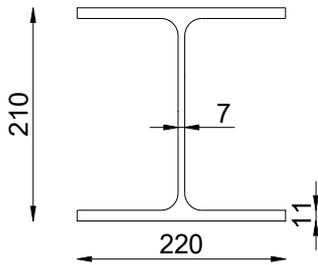
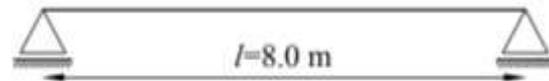


Figura 33: Carichi agenti sulla copertura (N.B. Vento parallelo al colmo)

## Gli arcarecci



( $i = 2.5 \text{ m}$ ,  $l = 8 \text{ m}$ )



pp pannelli di copertura:  $\sim 0.12 \text{ kN/m}^2$   
 pp arcareccio (HEA220):  $0.51 \text{ kN/m}$   
 neve:  $2.45 \text{ kN/m}^2$   
 vento:  $-477 \text{ N/m}^2$  (depressione)  
 $+79.3 \text{ N/m}^2$  (sovrappressione)

Carico permanente: (data la modesta inclinazione della falda non si considera la proiezione del carico dei pannelli)

$$G_{k,1} = 0.51 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$G_{k,2} = 0.12 \cdot 2.5 = 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Carico variabile:

$$\text{neve: } Q_{k1} = 2.45 \cdot 2.5 = 6.13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{vento: } Q_{k2}^{(\text{depressione})} = -0.477 \cdot \frac{2.5}{\cos \alpha} = -1.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Q_{k2}^{(\text{sovrappressione})} = 0.079 \cdot \frac{2.5}{\cos \alpha} = 0.2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

I valori dei coefficienti  $\gamma_{0j}$ ,  $\gamma_{1j}$  e  $\gamma_{2j}$  sono dati nella Tab. 2.5.I e I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$ , e  $\gamma_{Qi}$  sono dati nel § 2.6.1.

Tabella 8: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

### Combinazioni di carico (§ 2.5.3 – NTC 2018)

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

$$- \text{SLU: } \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Nel caso della depressione della falda sopravvento, l'effetto del vento è favorevole alla verifica dell'arcareccio e quindi se verrà cancellato in quanto il coefficiente parziale dell'azione è 0.

$$= 1.3 \cdot 0.51 + 0.12 \cdot 2.5 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot 6.13 + 0 \cdot 0.6 \cdot (-1.2) = 10.31 \text{ kN/m}$$

Nel caso in cui l'azione del vento esercitata sulla falda crei una sovrappressione, è necessario considerare il coefficiente parziale diverso da 0. L'equazione di combinazione di carichi diventa così:

$$= 1.3 \cdot 0.51 + 0.12 \cdot 2.5 \cdot 1.5 + 1.5 \cdot 6.13 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot (0.2) = 10.49 \text{ kN/m}$$

In questo caso, l'effetto del vento può essere anche trascurato visto che non cambia di tanto il valore della combinazione dei carichi.

$$- \text{SLE (rara): } G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

$$\text{Vento in depressione: } 0.51 + 0.12 \cdot 2.5 + 6.13 + 0 \cdot 0.6 \cdot (-1.2) = 6,94 \text{ kN/m}$$

$$\text{Vento in sovrappressione: } 0.51 + 0.12 \cdot 2.5 + 6.13 + 0.6 \cdot (0.2) = 7.06 \text{ kN/m}$$

Nel resto dell'esercizio, considereremo solo il caso della sovrappressione del vento, poiché è la situazione più sfavorevole. Inoltre, per semplicità di calcolo, consideriamo pressioni del vento di uguale valore su ogni falda, cioè  $P = 10.49 \text{ kN/m}$  per la fase SLU e  $P = 7.06 \text{ kN/m}$  per la fase SLE.

### Verifiche agli SLU

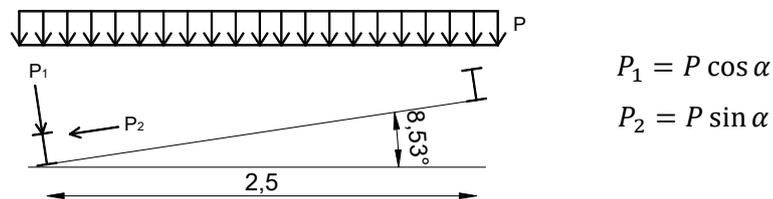


Figura 34: Distribuzione delle forze sugli arcarecci

componente perpendicolare alla falda:  $F_{\perp} = 10.49 \cos \alpha = 10,37 \text{ kN/m}$

componente parallela alla falda:  $F_{\parallel} = 10.49 \sin \alpha = 1,56 \text{ kN/m}$

### Sollecitazioni sugli arcarecci:

Momento flettente:  $M_{\perp} = \frac{1}{8} F_{\perp} l^2 = 82.96 \text{ kNm}$

$$M_{\parallel} = \frac{1}{8} F_{\parallel} l^2 = 12.48 \text{ kNm}$$

Taglio:  $V_{\perp} = \frac{1}{2} F_{\perp} l = 41.48 \text{ kN}$

$$V_{\parallel} = \frac{1}{2} F_{\parallel} l = 6.24 \text{ kN}$$

L'arcareccio è soggetto anche a sforzo di compressione (HEA220\_classe 1 anche in compressione) che è pari alla reazione vincolare della reticolare considerata per il dimensionamento dei controventi di falda, quindi pari a  $N_{Ed} = 42.8 \text{ kN}$  (come sarà illustrato in seguito).

### a) Verifica dell'arcareccio

#### CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE (EC3 5.5.2, NTC 4.2.3.1)

Ricordiamo che esistono quattro classi di sezioni:

- Sezioni di classe 1 (*a plasticità completa*): le deformazioni plastiche possono arrivare a valori molto elevati senza che si manifestino fenomeni di instabilità locali. Sono in grado di sviluppare completamente una cerniera plastica ed hanno la capacità rotazionale richiesta per l'analisi plastica.
- Sezioni di classe 2 (*sezioni compatte*): sono in grado di sviluppare completamente il loro momento plastico, però la loro capacità rotazionale è limitata in seguito all'insorgere di fenomeni di instabilità locali che comportano la perdita di resistenza.
- Sezioni di classe 3 (*sezioni semi-compatte*): raggiunta ai lembi della sezione la deformazione di snervamento, l'instabilità locale è pressoché immediata, quindi non si può sviluppare il momento plastico e la trave deve lavorare ovunque in regime di momento elastico.
- Sezioni di classe 4 (*sezioni snelle*): sono, per esempio, quelle ottenute per piegatura a freddo di lamiere sottili. In tal caso le sezioni non sono in grado di fornire nemmeno il momento elastico, a seguito di premature instabilità locali.

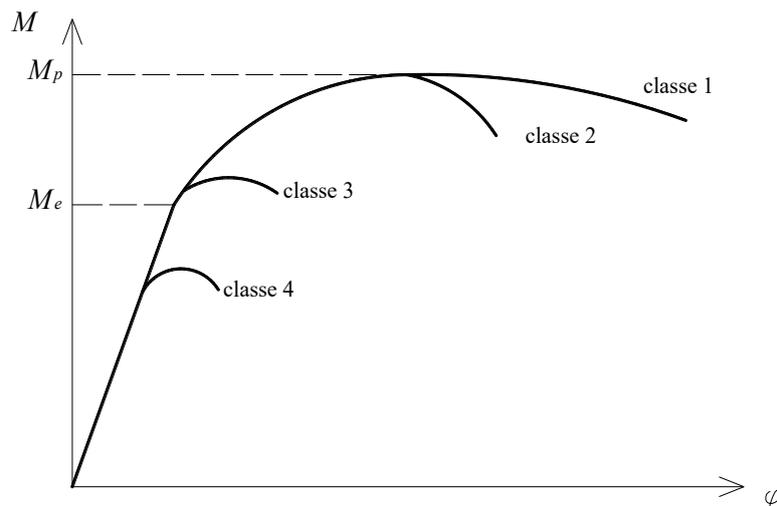


Figura 35: Classi di sezione

Tabella 9: dimensione della sezione HEA220

b [mm]	220	
--------	-----	--

h [mm]	210	
$t_w$ [mm]	7	
$t_f$ [mm]	11	
d [mm]	188	
f [mm]	152	
r [mm]	18	

– Anima inflessa

$$c=f=152 \text{ mm}$$

$$t = 7 \text{ mm}$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 0.924$$

$$\frac{c}{t} = 21.7 \leq 72\varepsilon = 66.53 \rightarrow \text{classe 1}$$

– Ala compressa

$$c = b/2 - t_w/2 - r = 88.5 \text{ mm}$$

$$t = 11 \text{ mm}$$

$$\frac{c}{t} = 8.04 \leq 9\varepsilon = 8.32 \rightarrow \text{classe 1}$$

→ sezione complessivamente di classe 1!

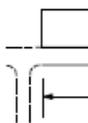
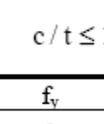
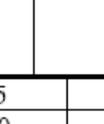
La Tabella 4.2.III della normativa riporta i rapporti massimi larghezza-spessore degli elementi.

Tabella 10: Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse - Tabella 4.2.III (NTC 2018)

Internal compression parts						
				Axis of bending		
				Axis of bending		
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
1				when $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$		
				when $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$		
2				when $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$		
				when $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$		
3				when $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$		
				when $\psi \leq -1$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$		
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  applies where either the compression stress  $\sigma \leq f_y$  or the tensile strain  $\varepsilon_y > f_y/E$

Tabella 11: Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse - Tabella 4.2.V (NTC 2018)

Outstand flanges						
		Rolled sections		Welded sections		
Class	Part subject to compression	Part subject to bending and compression				
		Tip in compression		Tip in tension		
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
2	$c/t \leq 10\varepsilon$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$			
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$	$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ For $k_\sigma$ see EN 1993-1-5				
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

## VERIFICA DELLA SEZIONE

Peso: 50.5 kg/m

Sezione: 64.34 cm<sup>2</sup>

Raggio di raccordo: 18 mm

Momenti d'inerzia:  $I_y = 5410 \text{ cm}^4$        $I_z = 1955 \text{ cm}^4$

Moduli di resistenza:  $W_y = 515.2 \text{ cm}^3$        $W_z = 177.7 \text{ cm}^3$

Raggi d'inerzia:  $I_y = 9.17 \text{ cm}$        $I_z = 5.51 \text{ cm}$

Modulo di resistenza plastico:  $Wpl_y = 569 \text{ cm}^3$        $Wpl_z = 271 \text{ cm}^3$

Momento d'inerzia torsionale:  $J_T = 28.5 \text{ cm}^4$

Momento d'inerzia settoriale:  $J_w = 193266 \text{ cm}^6$

Ricordiamo che il momento d'inerzia torsionale e il momento d'inerzia settoriale possono essere ottenuti nel caso dei profili ad I e H usando queste formule:

$$J_T = \frac{2}{3}(b - 0.63 \cdot t_f) \cdot t_f^3 + \frac{1}{3}(h - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3 + 2 \left( \frac{t_w}{t_f} \right) \left( 0.145 + 0.1 \frac{r}{t_f} \right) \left[ \frac{\left( r + \frac{t_w}{2} \right)^2 + (r + t_f)^2 - r^2}{2 \cdot r + t_f} \right]^4$$

$$J_w = \frac{t_f \cdot b^3}{24} (h - t_f)^2$$

### 1) Verifica a taglio (§4.2.4.1.2.4 NTC2018)

Il valore di progetto dell'azione tagliante  $V_{sd}$  deve soddisfare la relazione  $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$ , dove  $V_{c,Rd}$  è la resistenza a taglio di progetto. Per la progettazione plastica  $V_{c,Rd}$  è pari alla resistenza a taglio plastica di progetto:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_{c\perp,Rd} = \frac{A_{rea\ anima} (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{152 \cdot 7 (275 / \sqrt{3})}{1.05} 160.9 \text{ kN} > V_{Ed\perp} = 41.48 \text{ kN}$$

$$V_{c\parallel,Rd} = \frac{A_{rea\ ali} (f_{yk} / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{2 \cdot 220 \cdot 11 (275 / \sqrt{3})}{1.05} 731.86 \text{ kN} > V_{Ed\parallel} = 6.24 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{OK!}$$

Deve essere, inoltre, verificata la resistenza all'instabilità per taglio quando  $\frac{h_w}{t_w} > 72\varepsilon$ .

$\frac{h_w}{t_w} = 21.7 < 72\varepsilon = 66.5 \rightarrow$  non è necessario di fare questa verifica!

### 2) Verifica a flessione deviata (§4.2.4.1.2.8 NTC2018)

$$\begin{cases} V_{Ed\perp} \leq 0.5 \cdot V_{c\perp,Rd} \\ V_{Ed\parallel} \leq 0.5 \cdot V_{c\parallel,Rd} \end{cases}$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^2 + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^{5n} \leq 1 \text{ nel caso in cui } n \geq 0.2$$

$$\text{Con } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}}$$

Nel caso in cui  $n < 0,2$ , e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right] + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right] \leq 1$$

$$N_{Ed} = 42.8 \text{ kN e } N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1685.1 \rightarrow n = 0.03$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right] \leq M_{pl,y,Rd}$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a \text{ o}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a$$

$$\text{Con } n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0.03 \text{ e } a = \frac{A-2b \cdot t_f}{A} \leq 0.25$$

I momenti resistenti nelle direzioni principali saranno:

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 149.02 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 71 \text{ kNm}$$

$$n = 0.03 \text{ e } a = \frac{6434 - 2 \cdot 220 \cdot 11}{6434} = 0.25$$

Quindi:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right] = 149.02 \cdot \left[ \frac{1-0.03}{1-0.5 \cdot 0.25} \right] = 165.2 \text{ kNm} > M_{pl,y,Rd}$$

$$\rightarrow M_{N,y,Rd} = 149.02 \text{ kN}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} = 71 \text{ kNm}$$

$$\left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \right]^1 + \left[ \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,Rd,z}} \right]^1 = 0.73 < 1 \rightarrow \text{OK!}$$

- 1) Verifica della stabilità flessio-torsionale delle travi (§ 4.2.4.1.3.2 NTC 2018, C.4.2.4.1.3.2 e C.4.2.4.1.3.3)

Oltre alle verifiche di resistenza, per elementi pressoinflessi devono essere eseguite, quando rilevanti, anche verifiche di instabilità a pressoflessione. Si ipotizza, come solitamente risulta, che i pannelli di copertura non costituiscano vincolo per la stabilità flessio-torsionale.

In assenza di più accurate valutazioni, si possono impiegare, in alternativa, i metodi A e B riportati nel seguito, o anche altri metodi ricavati da normative di comprovata validità.

In questa relazione, verrà utilizzato il metodo A (C4.2.4.1.3.3.1)

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione  $N_{Ed}$  e a momenti flettenti  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  agenti nei due piani principali di inerzia (y,z) e in presenza di fenomeni di instabilità flessio-torsionali bisogna verificare che sia:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_z \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

Dove:

$\chi_{min} = \text{Min}(\chi_z, \chi_y)$  è il minimo fattore  $\chi$  relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$W_y, W_z$  sono i moduli resistenti elastici per le sezioni di classe 3 e i moduli resistenti plastici per le sezioni di classe 1 e 2;

$N_{cr,y}, N_{cr,z}$  sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

$M_{eq,Ed} = 1.3 M_{m,Ed}$  ( $M_{m,Ed}$  momento medio lungo l'elemento);

$0.75 M_{max,Ed} < M_{eq,Ed} < M_{max,Ed}$  ( $M_{MAX,Ed}$  momento massimo lungo l'elemento)

dove  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale, definito al § 4.2.4.1.3.2 delle NTC e z è l'asse debole.

Il fattore  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessio-torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato e può essere determinato dalla formula.

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

Dove  $\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$

Il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.IX (a) in base alle curve di stabilità definita nella tabella Tab. 4.2.IX (b) (NTC 2018).

Il coefficiente di snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}_{LT}$  è dato dalla formula

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_Y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr}} \sqrt{EI_z \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_\omega}{GJ_T}} = 238.26 \text{ kNm}$$

dove

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2 = 1.75$$

$L_{cr} = 8 \text{ m}$  è la lunghezza di libera inflessione laterale, misurata tra due ritegni torsionali successivi;

$E = 210000 \text{ Mpa}$  è il modulo di elasticità dell'acciaio;

$G = E/(2(1 + \nu)) = 80769.23 \text{ MPa}$  è il modulo di elasticità tangenziale dell'acciaio;

$EI_z$  è rigidezza flessionale laterale del profilo;

$EJ_t$  è la rigidezza torsionale del profilo;

$EJ_\omega$  è la rigidezza torsionale secondaria del profilo;

$\nu = 0.3$  è il coefficiente di Poisson dell'acciaio

$$I_z = 199550000 \text{ mm}^4,$$

$$J_t = 285000 \text{ mm}^4,$$

$$J_\omega = 1.93266 \cdot 10^6 \text{ mm}^6,$$

**Tabella 12: Valori raccomandati di  $\alpha_{LT}$  per le differenti curve di stabilità (Tab. 4.2.IX (a) NTC 2018)**

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

**Tabella 13: Definizione delle curve di stabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi (Tab. 4.2.IX (b) NTC 2018)**

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0.74 < 1$$

→ La verifica è soddisfatta

Dove:

Instabilità assiale relative all'inflessione attorno asse y-y

$\lambda_y$	0.9069	
$\alpha_y$	0.34	(curva b)
$l_{0,y}$	8m	
$\Phi_y$	1.0314	
$\chi_y$	0.657	
$N_{cr,y}$	<b>1752.01</b>	<b>kN</b>

Instabilità assiale relative all'inflessione attorno asse z-z

$\lambda_z$	1.511	
$\alpha_z$	0.49	(curva c)
$l_{0,z}$	8m	
$\Phi_z$	1.96	
$\chi_z$	<b>0.311</b>	= $\chi_{min}$
$N_{cr,z}$	<b>633.12</b>	<b>kN</b>

Nel caso generale, si può assumere  $f=1$ ,  $\beta=1$ ,  $K\chi=1$  e  $\bar{\lambda}_{LT,0}=0,2$ .

$\lambda_{LT}$	<b>0.56</b>
$\Phi_{LT}$	<b>0.72</b>
$\chi_{LT}$	<b>0.86</b>

$$M_{y,eq,Ed} = 1.3 \frac{2}{3} 82.96 = 71.90 \text{ kN m}$$

$$M_{z,eq,Ed} = 1.3 \frac{2}{3} 12.48 = 10.82 \text{ kN m}$$

$$\gamma_{M1}=1.05$$

Verifiche agli SLE (§ 4.2.4.2 NTC 2018)

Per la verifica agli SLE bisogna considerare la combinazione dei carichi rara:

$$G_{k\perp} = 0.80 \cos \alpha = 0.79 \text{ kN/m}$$

$$G_{k\parallel} = 0.80 \sin \alpha = 0.12 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k\perp} = (6.13 + 0.6 \cdot 0.2) \cos \alpha = 6.18 \text{ kN/m}$$

$$Q_{k\parallel} = (6.13 + 0.6 \cdot 0.2) \sin \alpha = 0.93 \text{ kN/m}$$

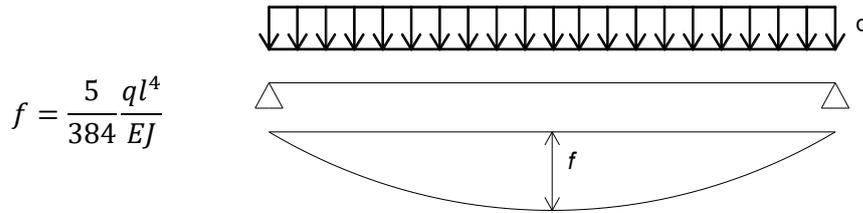


Figura 36: Freccia nel caso di carico uniformemente distribuito

Il valore dello spostamento verticale sarà dato dalla somma di tre componenti:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 - \delta_c$$

essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{max}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale.

Si ipotizza che la contromonta della trave in condizioni scariche  $\delta_c$  sia nulla.

- Deformazioni dovute ai carichi permanenti:

$$\delta_{G\perp} = 3.73 \text{ mm}$$

$$\delta_{G\parallel} = 1.55 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \delta_1 = \sqrt{\delta_{G\perp}^2 + \delta_{G\parallel}^2} = 4.03 \text{ mm}$$

- Deformazioni dovute ai carichi accidentali:

$$\delta_{Q\perp} = 29.01 \text{ mm}$$

$$\delta_{Q\parallel} = 12.08 \text{ mm}$$

$$\rightarrow \delta_2 = \sqrt{\delta_{Q\perp}^2 + \delta_{Q\parallel}^2} = 31.43 \text{ mm}$$

$$\delta_2 < \frac{l}{250} = 32 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

$$\delta_{max} = 35.45 \text{ mm}$$

$$\delta_{max} < \frac{l}{200} = 40 \text{ mm} \rightarrow \text{OK!}$$

## Verifica della capriata

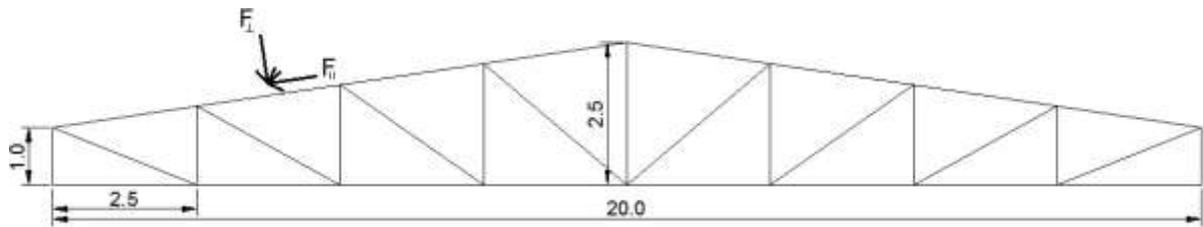


Figura 37: Schema della capriata

### **Carichi Trasmessi Dagli Arcarecci**

Indicando con  $l$  la lunghezza di un arcareccio, pari a  $l = 8.0$  m, e ricordando che ai nodi di una capriata (che non sia di estremità) arrivano le estremità di 2 arcarecci, si ottiene:

Carichi permanenti (Arcareccio + Panelli):

$$G_{\perp} = G_k l \cos \alpha = (G_{k,1} + G_{k,2}) l \cos \alpha = 6.35 \text{ kN}$$

$$G_{\parallel} = G_k l \sin \alpha = (G_{k,1} + G_{k,2}) l \sin \alpha = 0.95 \text{ kN}$$

Carichi variabili (Neve):

$$Q_{\perp}^{Neve} = Q_k l \cos \alpha = 48.6 \text{ kN}$$

$$Q_{\parallel}^{Neve} = Q_k l \sin \alpha = 7.28 \text{ kN}$$

### **PESO PROPRIO DELLE CAPRIATE**

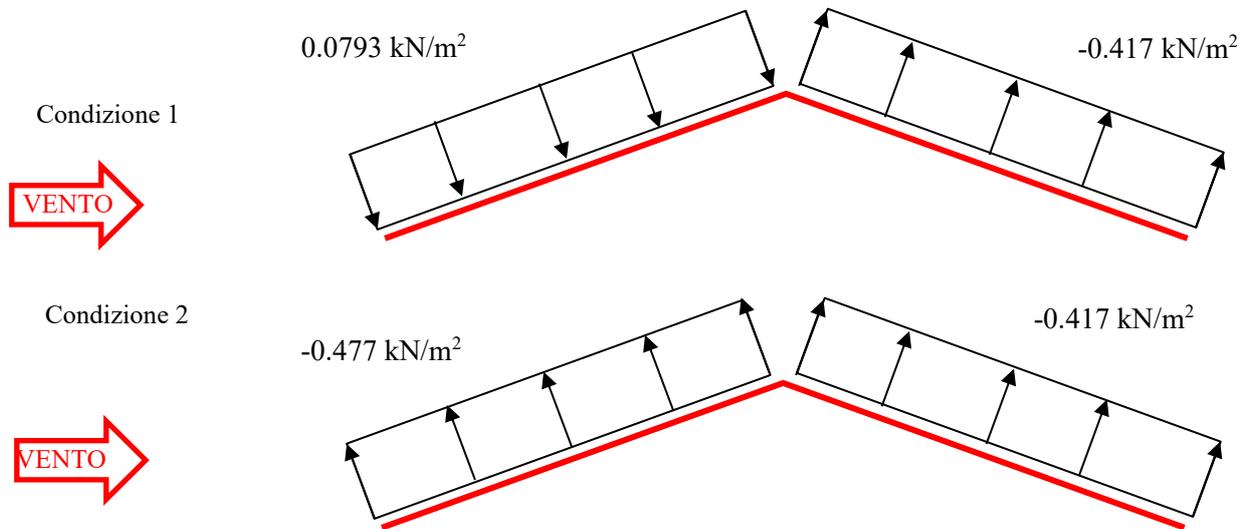
Si considera un peso proprio della capriata di  $1.20$  kN/m, da verificare a posteriori. Ricordando che l'interasse  $i$  tra due arcarecci consecutivi è pari a  $i = 2.50$  m, si ottiene:

$$G_{pp\perp} = 2.97 \text{ kN}$$

$$G_{pp\parallel} = 0.44 \text{ kN}$$

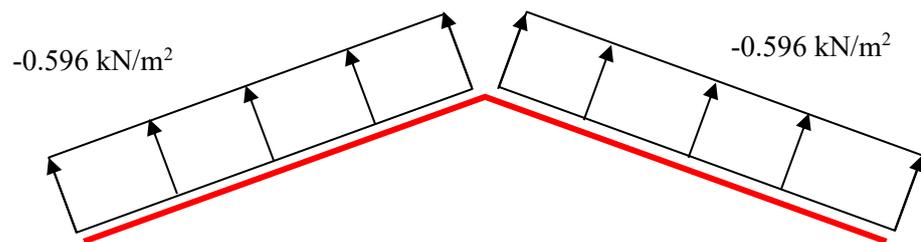
## VENTO

Azione del vento perpendicolare al colmo:



Azione del vento parallela al colmo:

Condizione 3



AZIONE DEL VENTO TRASMESSA AI NODI DELLA CAPRIATA TRAMITE GLI ARCARECCI:

Azione del vento perpendicolare al colmo:

falda sopravvento:

$$Q_{vento}^{(-)} = -0.477 \cdot 8 \cdot 2.5 = -9.5 \text{ kN (Depressione)}$$

$$Q_{vento}^{(+)} = 0.0793 \cdot 8 \cdot 2.5 = 1.6 \text{ kN (Sovrappressione)}$$

Falda sottovento:

$$Q_{vento}^{(-)} = -0.417 \cdot 8 \cdot 2.5 = -8.3 \text{ kN (Depressione)}$$

Azione del vento parallela al colmo:

Falda sopravvento e falda sottovento

$$Q_{vento}^{(-)} = -0.5958 \cdot 8 \cdot 2.5 = -11.92 \text{ kN (Depressione)}$$

A rigore, in relazione all'azione del vento, nelle analisi di calcolo devono tenersi in considerazione le condizioni 1 e 3 ( la condizione 2 è superflua rispetto alla condizione 3). In particolare, la condizione 1 massimizza il valore del carico nodale verticale nella capriata mentre la condizione 3 lo minimizza:

### COMBINAZIONI DI CARICO

Combinazione **Massimi carichi verticali** (condizione 1 dell'azione del vento):

Nodi falda sopravvento:

$$\begin{aligned} F_{\perp} &= 1.3G_{pp\perp} + 1.5G_{\perp} + 1.5Q_{\perp}^{Neve} + 1.5 \cdot 0.6 \cdot Q_{vento}^{(+)} = \\ &= 1.3 \cdot 2.97 + 1.5 \cdot 6.35 + 1.5 \cdot 48.6 + 1.5 \cdot 0.6 \cdot 1.6 = 87.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\parallel} &= 1.3G_{pp\parallel} + 1.5G_{\parallel} + 1.5Q_{\parallel}^{Neve} \\ &= 1.3 \cdot 0.44 + 1.5 \cdot 0.95 + 1.5 \cdot 7.28 = 12.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nodi falda sottovento:

$$\begin{aligned} F_{\perp} &= 1.3G_{pp\perp} + 1.5G_{\perp} + 1.5Q_{\perp}^{Neve} + 0 \cdot 0.6 \cdot Q_{vento}^{(-)} = \\ &= 1.3 \cdot 2.97 + 1.5 \cdot 6.35 + 1.5 \cdot 48.6 + 0 = 86.28 \text{ kN} \end{aligned}$$

(poiché 86.28 kN differisce poco da 87.7 kN cautelativamente si assumerà un valore pari a 87.7kN per entrambe le falde)

$$\begin{aligned} F_{\parallel} &= 1.3G_{pp\parallel} + 1.5G_{\parallel} + 1.5Q_{\parallel}^{Neve} \\ &= 1.3 \cdot 0.44 + 1.5 \cdot 0.95 + 1.5 \cdot 7.28 = 12.9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Combinazione **Minimi carichi verticali** (condizione 3 dell'azione del vento):

Nodi falda sopravvento e sottovento:

$$F_{\perp} = 1.0(G_{\perp} + G_{pp\perp}) + 1.5Q_{vento}^{(-)} = -8.56 \text{ kN}$$

$$F_{\parallel} = 1.0(G_{\parallel} + G_{pp\parallel}) = 1.4 \text{ kN}$$

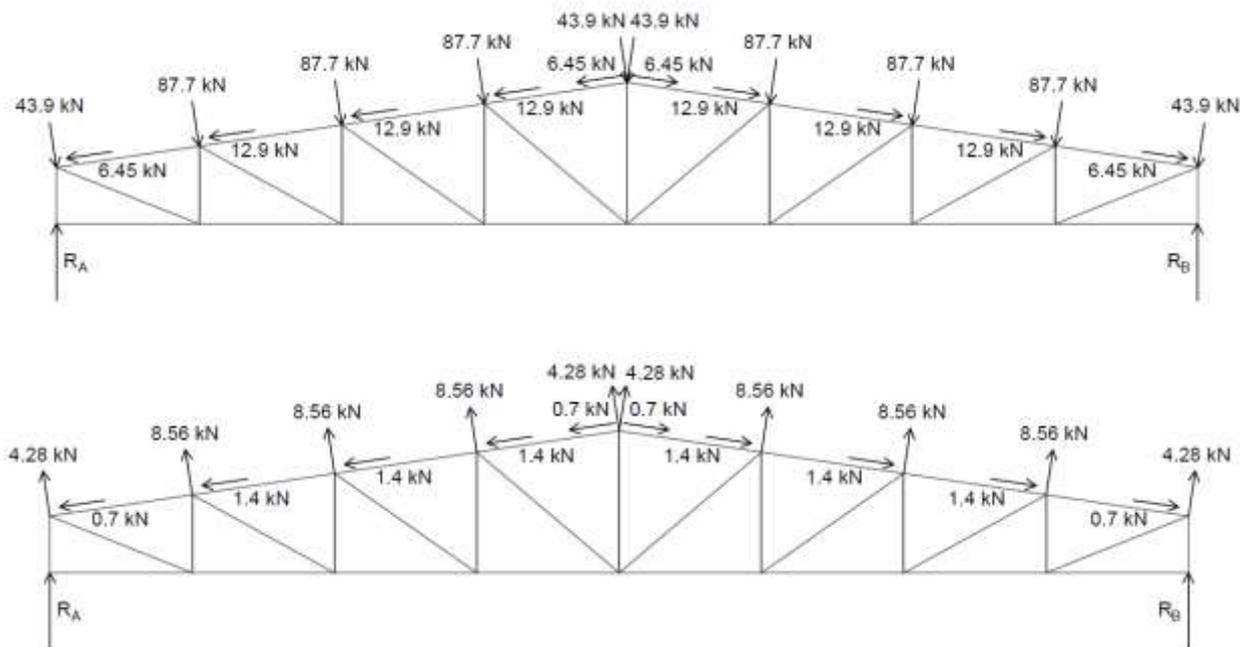


Figura 38: Schema di calcolo della capriata. A) Combinazione massimi carichi verticali. B) combinazione minimi carichi verticali

Nel seguito sono riportati i calcoli per la combinazione che massimizza i carichi verticali essendo quella più gravosa per le verifiche di resistenza e stabilità degli elementi e delle connessioni. In generale, la combinazione che minimizza i carichi verticali non può essere scartata a priori.

#### SOLLECITAZIONI NELLE ASTE – COMBINAZIONE MASSIMI CARICHI VERITICALI

$$R_A = R_B = 354.6 \text{ kN}$$

Utilizziamo il metodo delle sezioni di Ritter (seziona A-A) della Figura 39 per trovare gli sforzi nelle aste:

$$\sum M_9 = -R_A \cdot 7.5 + S_m \cdot 2.125 + 43.9 \cdot 7.584 + 87.7 \cdot (5.06 + 2.53) = 0$$

$$\rightarrow S_m = 782.1 \text{ kN}$$

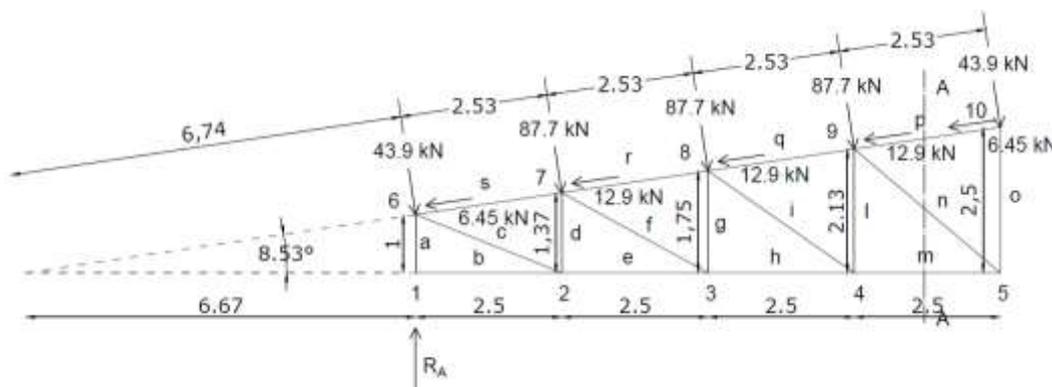


Figura 39: Schema di mezza capriata

**Tabella 14: Sforzi nelle aste**

ASTE	SFORZI NELLE ASTE [kN]	i	
		i	+27.28
a	-354.56	l	-15.64
b	0.00	m	+782.12
c	+607.52	n	-95.81
d	-225.63	o	+124.10
e	+564.07	p	-717.05
f	+223.35	q	-790.87
g	-107.63	r	-768.27
h	+759.77	s	-570.38

**a) Verifica del corrente compresso superiore ( $N_{Ed,max} = S_q = -790.9$  kN)**

Ipotizziamo di utilizzare due profili ad L accoppiati (80x120x14 mm).

SINGOLO ANGOLARE:

$$A = 26.2 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 368 \text{ cm}^4$$

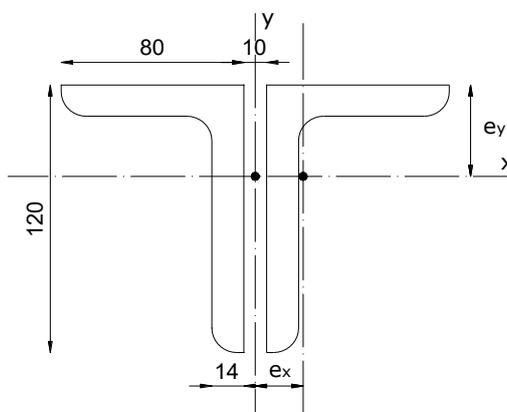
$$J_y = 130 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 3.75 \text{ cm}$$

$$i_y = 2.23 \text{ cm}$$

$$e_x = 21 \text{ mm}$$

$$e_y = 41 \text{ mm}$$



**Figura 40: Sezione del corrente compresso**

1) Classificazione della sezione (NTC 2018 Tabelle 4.2.V)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{t} = 8.57 < 15\varepsilon = 13.86 \\ \frac{b+h}{2t} = 7.14 < 11.5\varepsilon = 10.63 \end{array} \right. \rightarrow \text{classe 3!}$$

In realtà gli angolari si considerano collegati con calastrelli o con bullonature. La verifica di aste composte costituite da due o quattro profilati, posti ad un intervallo pari allo spessore delle piastre di attacco ai nodi e comunque ad una distanza non superiore a 3 volte il loro spessore e collegati con calastrelli o imbottiture, può essere condotta come per un'asta semplice, trascurando la deformabilità a taglio del collegamento, se gli interassi dei collegamenti soddisfano le limitazioni della Tabella 4.2.III della normativa (NTC 2018). Nel caso di angolari a lati disuguali, tipo (6) di Figura C4.2.10, l'instabilità dell'asta con inflessione intorno all'asse y di Figura C4.2.10 può essere verificata considerando un raggio d'inerzia  $i_y = \frac{i_0}{1,15}$ .

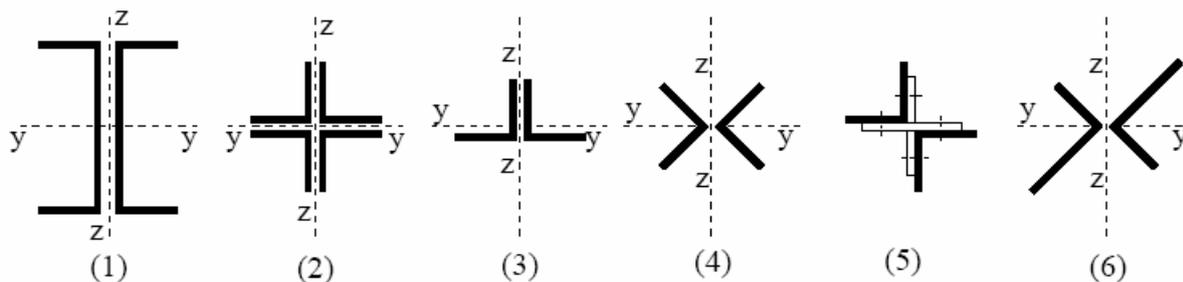


Figura 41: Tipologie di aste composte costituite da elementi ravvicinati – Figura C4.2.10 della circolare

Tabella 15: Tabella 6.9 dell'EC3

Tipo di asta composta (Figura C4.2.10)	Spaziatura massima tra i collegamenti <sup>(*)</sup>
Tipo (1), (2), (3) o (4) collegati con imbottiture bullonate o saldate	$15 i_{\min}$
Tipi (5) o (6) collegati con coppie di calastrelli	$70 i_{\min}$

(\*) La distanza è misurata tra i centri di due collegamenti successivi e  $i_{\min}$  è il raggio di inerzia minimo del singolo profilo costituente l'asta.

L'interasse  $i$  tra i collegamenti è di circa 30cm ( $i \leq 15I_{\min} = 15I_y$ ) in modo da formare un unico profilo avente le seguenti caratteristiche:

$$A = 52.4 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 736 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 614 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 3.7 \text{ cm}$$

$$i_y = 3.4 \text{ cm}$$

La lunghezza libera di inflessione del corrente compresso è pari a  $l_0 = \frac{2.5}{\cos\alpha} = 2.53 \text{ m}$ , sia nel piano della capriata sia nel piano ortogonale a questo perché ci sono i controventi di falda.

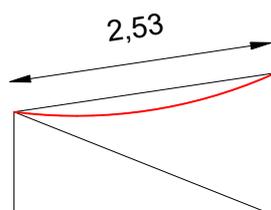
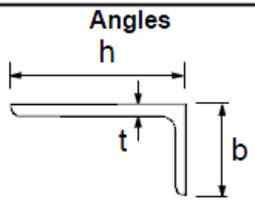
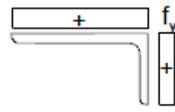


Figura 42: Lunghezza libera di inflessione del corrente compresso

Tabella 16: Massimi rapporti larghezza spessore per parti compresse Tabella 4.2.V del NTC2018

Class		Section in compression				
Refer also to "Outstand flanges" (see sheet 2 of 3)		 <p>Angles h t b</p> <p>Does not apply to angles in continuous contact with other components</p>				
Stress distribution across section (compression positive)		 <p>+</p> <p><math>f_y</math></p>				
3		$h/t \leq 15\epsilon$ ; $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$				
Class		Section in bending and/or compression				
1		$d/t \leq 50\epsilon^2$				
2		$d/t \leq 70\epsilon^2$				
3		$d/t \leq 90\epsilon^2$				
<b>NOTE</b> For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

### 1) Verifica di resistenza (§4.2.4.1.2.2 NTC2018)

Per le membrature soggette a compressione assiale, La forza di compressione di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione  $\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$ , dove  $N_{c,Rd}$  è la resistenza di progetto a compressione della sezione trasversale. Per le sezioni di classe 3 è pari a:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1372.4 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 790.9 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 1372.4 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

### 2) Verifica della stabilità delle Aste compresse (§4.2.4.1.3.1 NTC2018)

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1.0$$

La resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa va assunta pari a:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{sezioni di classe 1, 2 o 3})$$

Il coefficiente di riduzione per instabilità è:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Il rapporto di snellezza adimensionale per le classi 1,2 e 3 è dato da:  $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$

Dove il carico critico è pari a:  $N_{cr} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_0^2} = \pi^2 \frac{210000 \cdot 614 \cdot 10^4}{2530^2} = 1988,14 \text{ kN} \rightarrow \bar{\lambda} = 0.85$

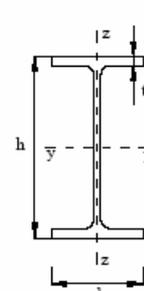
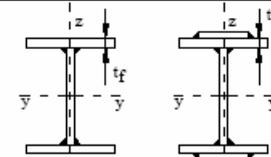
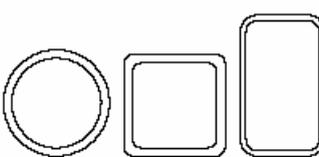
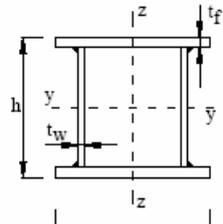
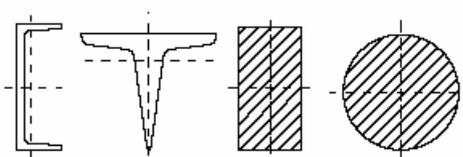
$\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tabella. 4.2.VIII della normativa NTC 2018.

Dai conti utilizzando le formule della normativa (NTC2018), se ottengono i seguenti risultati:

$\alpha=0.34$ (curva b),  $\phi = 0.97$ ,  $\chi = 0.69$  e  $N_{b,Rd} = 997.6 \text{ kN}$

$N_{Ed} = 790.9 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 997.6 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$

Tabella 17: Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi Tabella 4.2.VIII del NTC 2018

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminare		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	a a <sub>0</sub>	a <sub>0</sub> a <sub>0</sub>
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			$t_f > 100$ mm	y-y z-z	d d	c c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
		$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a <sub>0</sub>	
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b	
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c	
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c	
Sezioni ad L			qualunque	b	b	
Curva di instabilità	a <sub>0</sub>	a	b	c	d	
Fattore di imperfezione $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	

**b) Verifica del corrente teso inferiore** ( $N_{Ed,max} = S_m = 782.1$  kN) Ipotizziamo di utilizzare due profili ad L (60x120x10 mm) accoppiati mediante bullonatura ( $\Phi 18$ ).

SINGOLO ANGOLARE:

$$A = 17.1 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 250 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 42.1 \text{ cm}^4$$

$$i_x = 3.82 \text{ cm}$$

$$i_y = 1.57 \text{ cm}$$

$$peso = 13.4 \text{ kg/m}$$

$$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$$

$$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

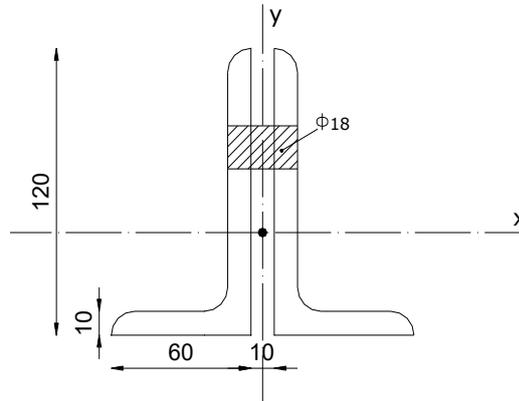


Figura 43: Sezione del corrente teso

La sezione composta avrà le seguenti caratteristiche:

$$A_{tot} = 34.2 \text{ cm}^2$$

$A_{net} = 30.4 \text{ cm}^2$  (Seguendo la normativa §4.2.8.1.1 I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5 mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm.

$$J_x = 500 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 203.8 \text{ cm}^4$$

### 1) Verifica a trazione (§4.2.4.1.2.1 NTC2018)

Per le membrature soggette a trazione assiale il valore di progetto della forza di trazione  $N_{Ed}$  in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale deve soddisfare la relazione:

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

dove  $N_{t,Rd}$  è la resistenza di progetto a trazione della sezione trasversale, pari al valore minimo tra:

- La Resistenza plastica di progetto della sezione lorda A:  $N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 895.71 \text{ kN}$
- La resistenza di progetto a rottura della sezione netta,  $A_{net}$ , in corrispondenza dei fori per i collegamenti per i dispositivi di giunzione:  $N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 941.2 \text{ kN}$

$$\rightarrow N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = 895.71 \text{ kN} > N_{Ed} = 782.1 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

**c) Verifica delle diagonali e delle aste verticali**

Massima sollecitazione di trazione:  $N_{Ed}^+ = S_c = 607.5 \text{ kN}$

Massima sollecitazione di compressione:  $N_{Ed}^- = S_d = -225.6 \text{ kN}$

Ipotizziamo di utilizzare due profili ad L accoppiati (80x120x14 mm).

SINGOLO ANGOLARE:

$$A = 26.2 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 368 \text{ cm}^4$$

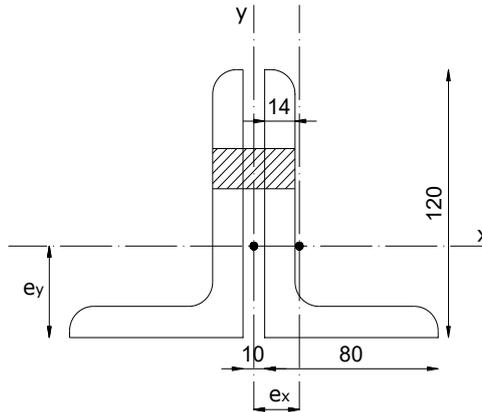
$$J_y = 130 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 3.75 \text{ cm}$$

$$I_y = 2.23 \text{ cm}$$

$$e_x = 21 \text{ mm}$$

$$e_y = 41 \text{ mm}$$



**Figura 44: Sezione**

**1) Classificazione della sezione (NTC 2018 Tabelle 4.2.V)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{t} = 8.57 < 15\varepsilon = 13.86 \\ \frac{b+h}{2t} = 7.14 < 11.5\varepsilon = 10.62 \end{array} \right. \rightarrow \text{classe 3!}$$

In realtà gli angolari si considerano collegati con calastrelli o con bullonature ad interasse di circa 30cm in modo da formare un unico profilo. La verifica di aste composte costituite da due o quattro profilati, posti ad un intervallo pari allo spessore delle piastre di attacco ai nodi e comunque ad una distanza non superiore a 3 volte il loro spessore e collegati con calastrelli o imbottiture, può essere condotta come per un'asta semplice, trascurando la deformabilità a taglio del collegamento, se gli interassi dei collegamenti soddisfano le limitazioni della Tabella 4.2.III della normativa (NTC 2018).

$$A = 52.4 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 736 \text{ cm}^4$$

$$J_y = 614 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 3.75 \text{ cm}$$

$$I_y = 3.42 \text{ cm}$$

2) **Verifica della resistenza a compressione** ( $N_{Ed} = 225.6 \text{ kN}$ ) (§4.2.4.1.2.2)

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad \text{Per le sezioni di classe 3 è pari a:} \quad N_{c,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1372.38 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 227.9 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 1372.38 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

3) **Verifica della stabilità** (§4.2.4.1.3.1 NTC2018)

Consideriamo l'elemento compresso più lungo (asta  $n$ )  $\rightarrow l = 3.28 \text{ m}$ ,  $l_0 = 3.28 \text{ m}$ . Questa lunghezza libera di inflessione è da considerare sia per l'instabilità nel piano della capriata sia nel piano ortogonale a quest'ultimo.

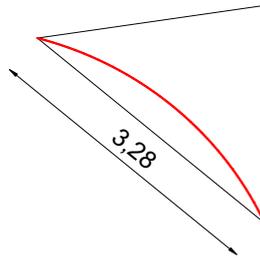


Figura 45: Lunghezza libera di inflessione dell'elemento compresso più lungo

La resistenza di progetto di una membratura compressa va assunta pari a:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{sezioni di classe 1, 2 o 3})$$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}}$$

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{E J_{min}}{l_0^2} = 1182,9 \text{ kN} \rightarrow \bar{\lambda} = 1,1$$

$\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tabella. 4.2.VIII della normativa NTC 2018.

$\alpha=0.34$  (curva b),  $\phi = 1.26$ ,  $\chi = 0.53$  e  $N_{b,Rd} = 768 \text{ kN}$

$N_{Ed} = 225.6 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 768 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$

4) **Verifica a trazione** ( $N_{Ed} = 607.5 \text{ kN}$ ) (§4.2.4.1.2.1 NTC2018)

L'azione assiale di progetto  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

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

dove  $N_{t,Rd}$  è la resistenza di progetto a trazione della sezione trasversale, pari al valore minimo tra:

- Resistenza plastica di progetto della sezione lorda:  $N_{pl,Rd} = \frac{A_f y_k}{\gamma_{M0}} = 1372.38 \text{ kN}$
- Resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di giunzione:  $N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 1457.9 \text{ kN}$

→  $N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = 1372.38 \text{ kN} > N_{Ed} = 607.5 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$

## Verifica dei controventi di falda

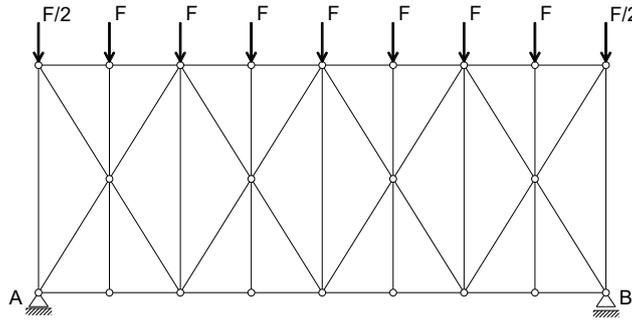


Figura 46: Controventi di falda

La forza orizzontale sul controvento è:  $F = F_v + F_q$

Dove  $F_v$  è l'azione dovuta alla pressione del vento in combinazione agli SLU con coefficiente  $\gamma_{Q1} = 1.5$ , mentre  $F_q$  deriva dall'effetto delle imperfezioni del controvento.

Per calcolare l'azione del vento si è considerata la direzione longitudinale (direzione del vento parallelo alla direzione di colmo) e la parete sopravvento. La superficie interessata misura 20m (larghezza capannone) \* 10m (altezza capannone): considerando che metà azione del vento è assorbita dalle fondazioni e metà dal controvento di falda, la superficie interessata per il calcolo dell'azione del vento sui controventi di falda è pari a 20m \* 5m (metà altezza capannone).

$$\sum F_v = \gamma_Q(P_v A) = 1.5 \cdot \left[ \frac{504.1 \cdot 20 \cdot 5}{1000} \right] = 75.61 \text{ kN}$$

$$F_v = \frac{75.61 \text{ kN}}{8} \approx 9.5 \text{ kN} \rightarrow \text{forza agente sul singolo nodo della reticolare}$$

Inoltre è stata trascurata l'azione tangenziale del vento sulla copertura: questa forza pari a  $p_f = q_c c_e c_f$  (§3.3.5 NTC2018). Considerando un coefficiente di attrito per superfici lisce  $c_f = 0.01$  (Tab. C3.3.I), tale forza dà un contributo aggiuntivo alla forza  $F_v$  di circa 0.5 kN.

### 1) Imperfezioni per l'analisi di sistemi di controvento (§C4.2.3.5)

Si considera un'imperfezione geometrica equivalente delle membrature da vincolare, con una freccia iniziale:

$$e_0 = \frac{\alpha_m L}{500} = 0.03 \text{ m} \quad \text{dove} \quad \alpha_m = \sqrt{0.5 \left( 1 + \frac{1}{m} \right)} = 0.82, \quad \text{con } m = 3 \text{ elementi controventati da un controvento di falda e } L = 20 \text{ m (larghezza del capannone)}.$$

Carico distribuito equivalente:  $q_d = N_{Ed} 8 \frac{(e_0 + \delta_q)}{L^2} = 0.5 \text{ kN/m}$ , trascurando la deformazione  $\delta_q$  dovuta al vento (stimabile in meno di 1mm) e considerando come  $N_{Ed}$  lo sforzo massimo di compressione delle aste del corrente superiore (compresso) della capriata (a favore di sicurezza si prende il valore alla combinazione SLU considerata precedentemente), pari a -790.9 kN.

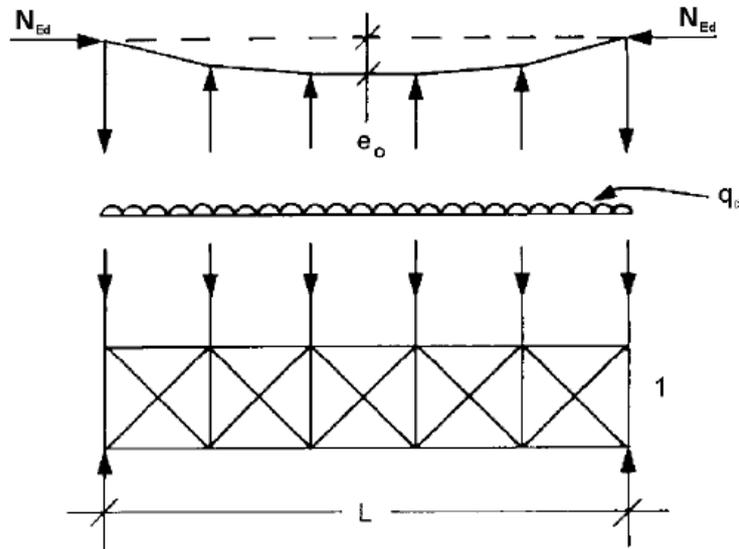


Figura 47: Forza stabilizzante equivalente

$$F_q = 1.25 \text{ kN}$$

$$F = F_v + F_q = 10.7 \text{ kN}$$

$$R_A = R_B = 42.8 \text{ kN}$$

Lo sforzo normale massimo sull'arcareccio (più sollecitato) è pari alla reazione vincolare.

Nell'analisi strutturale si trascura la resistenza a compressione degli elementi diagonali.

– Sforzo sull'asta diagonale più sollecitata (1)

$$S_1 = 44.2 \text{ kN (Teso)}$$

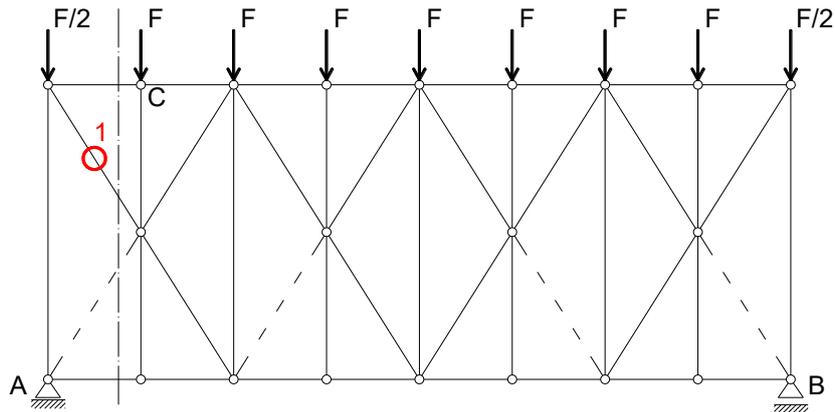


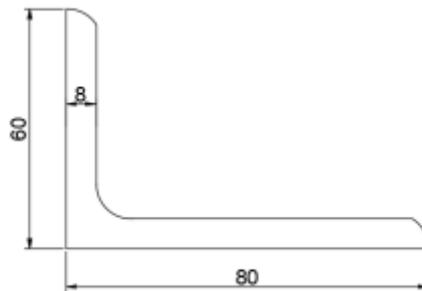
Figura 48: Schema statico per l'analisi strutturale

2) **Verifica a trazione della diagonale** ( $N_{Ed} = 44.2 \text{ kN}$ )

Ipotizzo di utilizzare un profilo a L (60x80x8 mm).

$$A = 9.36 \text{ cm}^2$$

$$P = 7.35 \text{ kg/m}$$



$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 245.1 \text{ kN}$$

Ipotizzando che l'angolare sia fissato con un  $\phi 18 \rightarrow A_{net} = 784 \text{ mm}^2$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 242.7 \text{ kN}$$

$\rightarrow N_{t,Rd} = \min(N_{pl,Rd}; N_{u,Rd}) = 242.7 \text{ kN} > N_{Ed} = 44.2 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$

A causa dello schema statico assunto per il dimensionamento dei controventi di falda, è necessario verificare sia il corrente compresso della capriata sia l'arcareccio.

**b) Verifica del corrente compresso della capriata**

Poiché si è considerata la combinazione agli SLU con il coefficiente moltiplicativo dell'azione del vento pari a  $\gamma_{Q1} = 1.5$ , si dovrebbero ricalcolare gli sforzi sulle aste della capriata per questa

combinazione di carico. Ma, anche considerando la condizione più gravosa per le aste compresse del corrente superiore della capriata (cioè considerando la combinazione di carico utilizzata per il dimensionamento della capriata stessa), le verifiche risultano comunque soddisfatte: quindi risultano soddisfatte anche per la combinazione SLU coerente con questo dimensionamento dei controventi di falda.

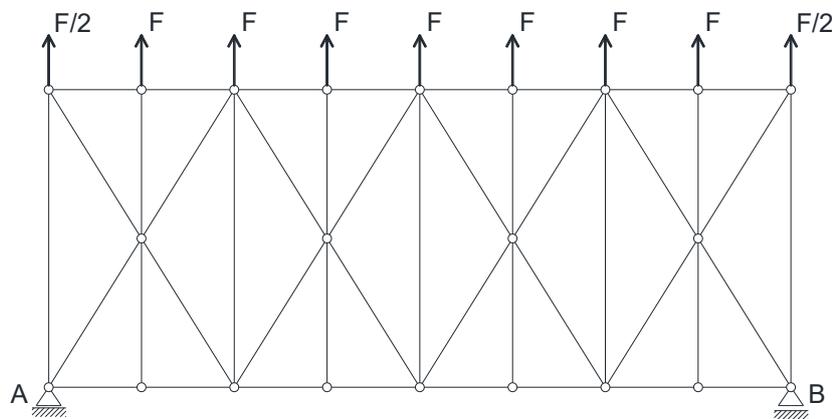
$S_q = 790.9 \text{ kN} \rightarrow$  sforzo massimo di compressione sul corrente superiore della capriata (q)

$S_{q,v} = 30.1 \text{ kN} \rightarrow$  sforzo di compressione sul corrente superiore della capriata dovuto al vento e imp. (q)

$S_{max,compr.} = 821.0 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 1372.4 \text{ kN} \rightarrow$  OK verifica a compressione!

$S_{max,compr.} = 821.0 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 997.6 \text{ kN} \rightarrow$  OK verifica stabilità!

Per completezza andrebbe considerata una combinazione di carico che considera l'azione del vento uscente dal lato corto dell'edificio. Tale combinazione produce dei valori di forza normale negli elementi (dello schema statico considerato) confrontabili con quelli considerati nelle verifiche pertanto viene omessa.



**Figura 49: Controventi di falda**

## LE VIE DI CORSA DEL CARROPONTE

Le azioni dovute al carroponte sono state calcolate precedentemente e si riportano qui di seguito:

		kN							
		$Q_{c1k}$	$Q_{c2k}$	$Q_{h1k}$	$Q_{h2k}$	$H_{t1k}$	$H_{t2k}$	$H_{l1k}$	$H_{l2k}$
SLU	gruppo 1	18.84	18.84	32.37	32.37	0	0	4.16	0
	gruppo 5	18.84	18.84	26.51	26.51	8.50	0	0	0
	gruppo 6	18.84	18.84	26.51	26.51	2.85	2.85	0	0
SLS	gruppo 8	18.84	18.84	33.14	33.14	0	0	4.16	0
SLE	gruppo 9	17.12	17.12	24.10	24.10	0	0	22.80	0

$Q_c$  indica le forze verticali dovute al peso proprio del carroponte,  $Q_h$  le forze verticali dovute al carico,  $H_t$  le forze orizzontali in direzione trasversale e  $H_l$  le forze orizzontali in direzione longitudinale.

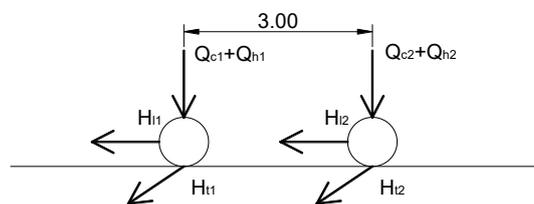


Figura 50: Schema dei carichi trasmessi dalle ruote alle vie di corsa

Il peso proprio della rotaia e della via di corsa uniformemente distribuito è:  $q_{SLU} = 1.8 \cdot 1.3 = 2.34 \text{ kN/m}$

In figura viene rappresentata la posizione dei carichi mobili che produce il momento massimo.

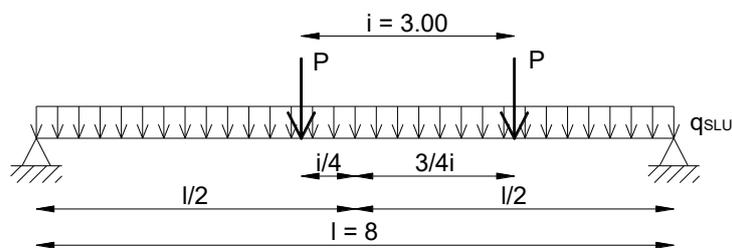


Figura 51: Carichi che producono la massima sollecitazione flettente

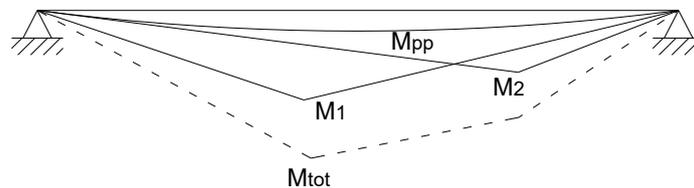


Figura 52: Sovrapposizione semplice degli effetti

A titolo esemplificativo si considera il gruppo di carico 1 (SLU).

Ciascun gruppo è considerato come unica azione (variabile principale),  $\gamma_{Q1} = 1.5$ ; i risultati che si ottengono sono i seguenti:

$$M_1 = 148.23 \text{ kNm}$$

$$M_2 = 105.02 \text{ kNm}$$

$$M_{pp} = 18.72 \text{ kNm}$$

$$M_{tot,x} = 220.90 \text{ kNm}$$

In direzione orizzontale longitudinale su parte della trave c'è uno sforzo di compressione pari a

$$N_{Ed} = 4.16 \cdot 1.5 = 6.24 \text{ kN}$$

che ha un'eccentricità rispetto al baricentro della trave via di corsa di circa 350mm (considerando una HEB500\_vedere paragrafo successivo); tale eccentricità genera un momento di 2.18kNm che andrebbe sommato a  $M_{tot,x}$  calcolato precedentemente. Data la modesta entità, in questa esercitazione tale momento aggiuntivo viene trascurato.

In direzione orizzontale trasversale (alla via di corsa) in questo gruppo di carico non ci sono azioni; se presenti (es. gruppi 5 e 6) è necessario tenerle in considerazione calcolando i rispettivi parametri di sollecitazione.

#### a) Verifica della sezione della via di corsa

Ipotizzo di utilizzare un profilo HEB500.

$$A = 238.6 \text{ cm}^2$$

$$P = 187 \text{ kg/m}$$

$$J_x = 107200 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 4287 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 21.19 \text{ cm}$$

$$W_{pl,x} = 4815 \text{ cm}^3$$

$$J_t = 467,221 \text{ cm}^4$$

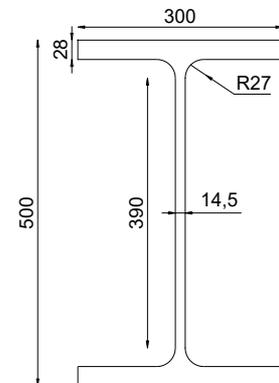
$$J_y = 12620 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 841.6 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 7.27 \text{ cm}$$

$$W_{pl,y} = 1292 \text{ cm}^3$$

$$J_w = 7031063 \text{ cm}^6$$



##### 1) Classificazione della sezione (EC3 5.5, Tabella 5.2)

– Anima inflessa

$$\frac{c}{t} = 26.89 \leq 72\varepsilon = 66.53 \rightarrow \text{classe 1}$$

– Ala compressa

$$\frac{c}{t} = 4.13 \leq 9\varepsilon = 8.316 \rightarrow \text{classe 1} \rightarrow \text{sezione complessivamente di classe 1!}$$

2) Verifica a pressoflessione biassiale (EC3 6.2.9.1)

$$\left[ \frac{M_{x,Ed}}{M_{N,x,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Per profili a I e H:  $\alpha = 2, \beta = 5n \geq 1$  con  $n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = 0.002 \rightarrow \beta = 1$ .

Per la normativa italiana (T.U. 4.2.4.1.2), essendo  $n = 0 < 0.2$ , cautelativamente per le sezioni di classe 1 e 2 si può imporre  $\alpha = \beta = 1$ .

Il momento resistente di progetto è dato da:

$$M_{N,Rd} = M_{pl,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]$$

Nel nostro caso la forza assiale  $N_{Ed}$  che riduce il momento plastico è molto ridotta e soddisfa le disequazioni 6.33-35 dell'EC3, quindi lo sforzo normale si può trascurare.  $\rightarrow M_{N,Rd} = M_{pl,Rd}$

I momenti resistenti nelle direzioni principali saranno:

$$M_{pl,Rd,x} = \frac{W_{pl,x} f_y}{\gamma_{m0}} = 1261.07 \text{ kNm}$$

$$M_{pl,Rd,y} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{m0}} = 338.38 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow \left[ \frac{M_{x,Ed}}{M_{pl,Rd,x}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,Rd,y}} \right]^\beta = 0.18 < 1 \rightarrow \text{OK!}$$

1) Verifica della stabilità flessio-torsionale (EC3 6.3.2)

Ai fini di questa esercitazione, poiché lo sforzo normale è ridotto, in questa verifica viene trascurato. Per considerarlo è necessario procedere a partire dalle formule generali 6.61-62 dell'EC3, come visto nei paragrafi precedenti.

Considerando sempre il caso generale si ha:

$$M_{b,Rd} = \frac{\chi_{LT} W_x f_y}{\gamma_{m1}} \quad \text{Per le sezioni di classe 1 e 2 } W_x = W_{pl,x}.$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \left( \phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{0.5}}$$

$$\phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad \text{con } \alpha_{LT} = 0.21 \text{ per le sezioni laminate (vedi Tabella 6.2 EC3).}$$

Tabella 18: Tabella 6.3 dell'EC3

Buckling curve	a	b	c	d
Imperfection factor $\alpha_{LT}$	0.21	0.34	0.49	0.76

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr}} \sqrt{EJ_y \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ_\omega}{GJ_T}} = 2751.95 \text{ kNm} \rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = 0.29$$

$$\text{dove } \psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2 = 1.75$$

Dalla figura 6.4, in curva di stabilità a, determiniamo il valore del coefficiente di riduzione per instabilità:

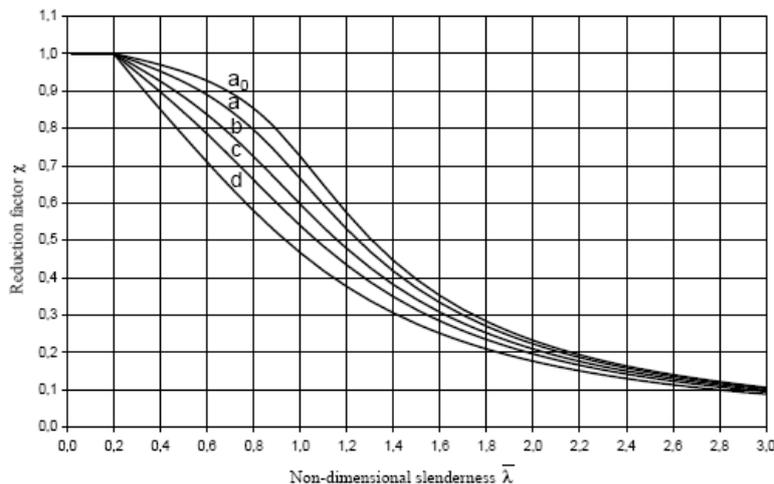


Figura 53: Figura 6.4 dell'EC3

$$\chi_{LT} = 0.98$$

$$M_{b,Rd} = 1100.13 \text{ kNm} > M_{Ed} = 220.90 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK!}$$

Verifiche agli SLE (UNI ENV 1993-6:2007 par.7)

Il controllo delle deformazioni prevede solitamente limiti particolarmente restrittivi perché deve essere assicurato il corretto movimento del ponte e del dispositivo di sollevamento. I limiti di deformazione orizzontali e verticali che possono essere considerati sono quelli nelle tabelle qui di seguito. In questa esercitazione verranno valutate le deformazioni della sola via di corsa, anche se alcuni limiti di deformazione devono essere valutati considerando anche le strutture alle quali le vie di corsa sono collegate.

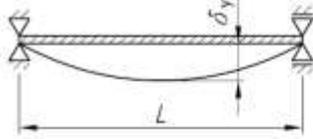
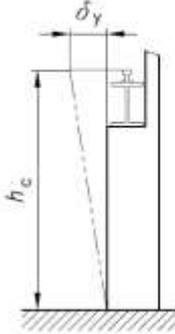
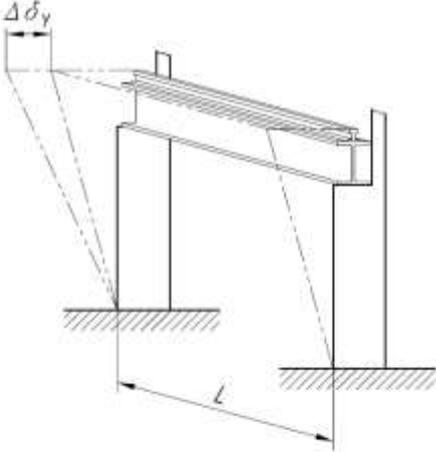
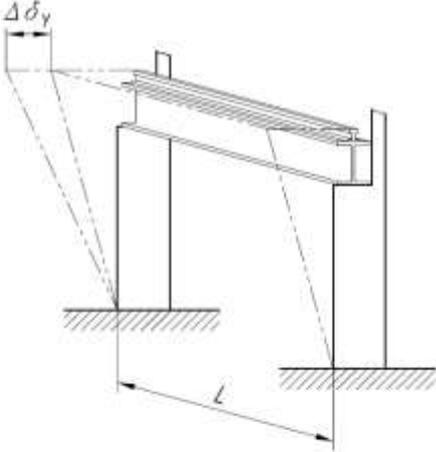
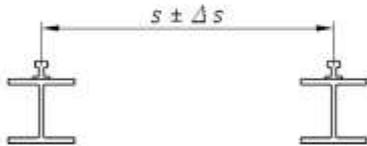
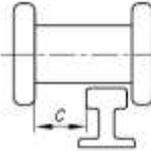
Descrizione dello spostamento (spostamenti assoluti o deformazioni)	Diagramma
<p>a) Spostamento orizzontale <math>\delta_y</math> di una trave via di corsa di una gru a ponte, misurato al livello della sommità della rotaia del ponte della gru:  <math>\delta_y \leq L/600</math></p>	
<p>b) Spostamento orizzontale <math>\delta_y</math> di un telaio (o di una colonna) al livello dell'appoggio dell'apparecchio:  <math>\delta_y \leq h_c/400</math>  dove <math>h_c</math> è l'altezza sul suolo del livello al quale l'apparecchio è poggiato (su una rotaia o su una flangia).</p>	
<p>c) Differenza <math>\Delta\delta_y</math> tra gli spostamenti orizzontali di telai (o colonne) adiacenti che sostengono le travi di una via di corsa di una gru a ponte interna:  <math>\Delta\delta_y \leq L/600</math>.</p>	
<p>d) Differenza <math>\Delta\delta_y</math> tra gli spostamenti orizzontali di colonne (o telai) adiacenti che sostengono le travi di una via di corsa di una gru a ponte esterna:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- sotto la combinazione delle forze laterali trasmesse dalla gru e il carico da vento in servizio:  <math>\Delta\delta_y \leq L/600</math></li> <li>- sotto il carico da vento massimo:  <math>\Delta\delta_y \leq L/400</math></li> </ul>	
<p>e) Cambiamento della spaziatura <math>\Delta s</math> tra gli assi delle rotaie del ponte della gru, inclusi gli effetti delle variazioni di temperatura:  <math>\Delta s \leq 10 \text{ mm}</math> (vedere nota)</p>	
<p>Nota Gli spostamenti orizzontali e le deviazioni delle vie di corsa delle gru a ponte sono considerate insieme nel progetto della gru. Spostamenti e tolleranze accettabili dipendono dai dettagli costruttivi e dalle tolleranze nei dispositivi di guida. Ammesso che la tolleranza <math>c</math> tra le flange della ruota dell'apparecchio e la corrispondente rotaia (oppure tra il dispositivo alternativo di guida e la trave per l'apparecchio) sia anche sufficiente per accomodare le tolleranze necessarie, si potrebbero dare limiti agli spostamenti più grandi nella specifica di progetto, previo accordo del cliente, del progettista e del produttore dell'apparecchio.</p>	

Figura 54: Valori limite spostamenti orizzontali.

Descrizione dello spostamento (spostamenti assoluti o deformazioni)	Diagramma
<p>a) Spostamento verticale <math>\delta_z</math>, relativo agli appoggi, di una trave via di corsa per gru a ponte:  <math>\delta_z \leq L/600</math> e <math>\delta_z \leq 25</math> mm            Lo spostamento verticale <math>\delta_z</math> dovrebbe essere preso come lo spostamento totale dovuto ai carichi verticali, meno la possibile pre-monta, come per <math>\delta_{max}</math> nella figura 4.1 della ENV 1993-1-1.</p>	
<p>b) Differenza <math>\Delta h_c</math> tra gli spostamenti verticali di due travi formanti una via di corsa per la gru a ponte:  <math>\Delta h_c \leq s/600</math></p>	
<p>c) Spostamento verticale, relativo agli appoggi, <math>\delta_{pay}</math> di una trave via di corsa per un carrello porta paranco monorotaia, dovuto al solo carico utile, senza alcun coefficiente di amplificazione dinamica:  <math>\delta_{pay} \leq L/500</math></p>	

Figura 55: Valori limite spostamenti verticali.

$$f = \frac{1}{3} \frac{Pa^2b^2}{EJl}$$

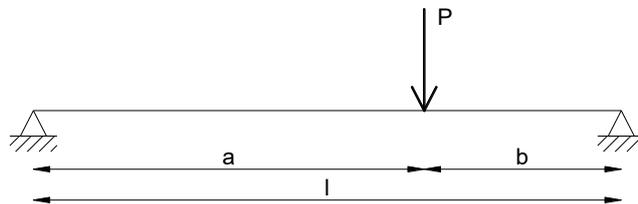


Figura 56: Freccia nel caso di carico concentrato

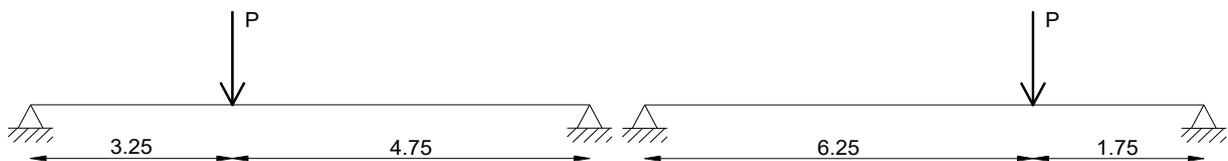


Figura 57: Sovrapposizione degli effetti

- 1) Azioni verticali: ipotizzando che la via di corsa abbia una pre-monta iniziale in modo tale che con il peso proprio e della rotaia la deformata verticale sia nulla, si ottengono i seguenti risultati:

gruppo 8 (SLS)  $\rightarrow P = Q_{c1} + Q_{h1} = Q_{c2} + Q_{h2} = 51.98$  kN

$f_1 = 2.29$  mm

$f_2 = 1.15$  mm

$f_{max} = 2.89$  mm  $< \frac{l}{600} = 13.33$  mm  $< 25$  mm  $\rightarrow$  OK!

2) Azioni orizzontali trasversali: non sono presenti nel gruppo di carico considerato.

*Verifiche di resistenza dell'anima alle forze trasversali (5.7 EC3 del 1994)*

La resistenza di un'anima non irrigidita alle forze trasversali, applicate attraverso una piattabanda, è governata da una delle seguenti modalità di collasso:

- Schiacciamento dell'anima in vicinanza della piattabanda, accompagnato dalla deformazione plastica della piattabanda;
- Imbozzamento dell'anima sottoforma di una instabilità localizzata e schiacciamento dell'anima in prossimità della piattabanda, accompagnato dalla deformazione plastica della piattabanda;
- Instabilità dell'anima estesa a gran parte dell'altezza della membratura.

Per effettuare queste verifiche si ipotizza che il carico sia applicato nella mezzeria della trave.

Si nota che considerando la normativa italiana (par. C.4.2.4.1.3.4.1), il rapporto tra altezza e spessore dell'anima risulta:

$$\frac{h_w}{t_w} = 30.62 \leq \frac{72}{\eta} \sqrt{\varepsilon} = \frac{72}{1.20} \sqrt{\varepsilon} = 55.46$$

quindi non è necessario verificare la stabilità dell'anima della trave soggetta a taglio.

Qui di seguito si riportano alcune verifiche secondo l'EC3 del 1994. Verifiche analoghe possono essere effettuate considerando la UNI EN 1993-6:2007, UNI EN 1993-1-5:2007 e normativa italiana al par. C.4.2.4.1.3.4.

1) Verifica allo schiacciamento (EC3 del'94, p. 5.7.3)

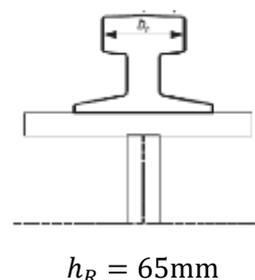
Per i carichi delle ruote degli apparecchi di sollevamento si usa la formula seguente (simile alla formula presente in UNI EN 1993-6:2007):

$$R_{y,Rd} = \frac{s_y t_w f_{yw}}{\gamma_{M1}} \quad \text{con} \quad s_y = 2(h_R + t_f) \left[ 1 - \left( \frac{\gamma_{M0} \sigma_{f,Ed}}{f_{yf}} \right)^2 \right]^{0.5} = 180.9 \text{ mm} \quad (\text{formula approssimata})$$

dove  $\sigma_{f,Ed} = \frac{M_{tot}}{W_{el}} = 51.53 \text{ N/mm}^2$

$$\rightarrow R_{y,Rd} = 661.07 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} = P_{max} \cdot 1.5 = 76.8 \text{ kN} < R_{y,Rd} \rightarrow \text{OK!}$$



$h_R = 65 \text{ mm}$

2) Verifica all'imbozzamento (EC3 del'94, p. 5.7.4)

$$R_{a,Rd} = \frac{0.5t_w^2(Ef_{yw})^{0.5} \left[ \left( \frac{t_f}{t_w} \right)^{0.5} + 3 \left( \frac{t_f}{t_w} \right) \left( \frac{s_s}{d} \right) \right]}{\gamma_{M1}} = 1293.7 \text{ kN}$$

$$\frac{s_s}{d} = 0,33 \rightarrow \frac{s_s}{d} = 0.2 \text{ (limitazione)}$$

$$R_{a,Rd} > F_{Ed} = 76.8 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Siccome la membratura è soggetta anche a momenti flettenti, bisogna verificare anche la seguente relazione:

$$\frac{F_{Ed}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1.5 \rightarrow \frac{F_{Ed}}{R_{a,Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} = 0.23 < 1.5 \rightarrow \text{OK!}$$

3) Verifica all'instabilità (EC3 del'94, p. 5.7.5)

Si considera l'anima come una membratura virtuale compressa avente una lunghezza efficace:

$$b_{eff} = (h^2 + s_s^2)^{0.5} = 516.6 \text{ mm} \rightarrow A_{eff} = 7491 \text{ mm}^2$$

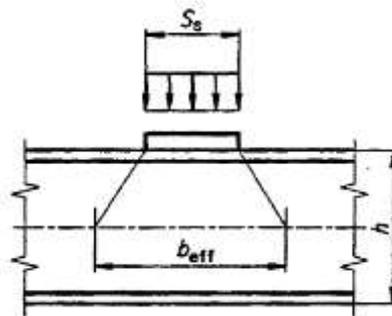


Figura 58: Fig. 5.7.3 dell'EC3 del 1994

$$l_0 = 780 \text{ mm}$$

$$J = \frac{1}{12} b_{eff} t_w^3 = 131249.32 \text{ mm}^3 \rightarrow N_{cr} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_0^2} = 447.12 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 2.15$$

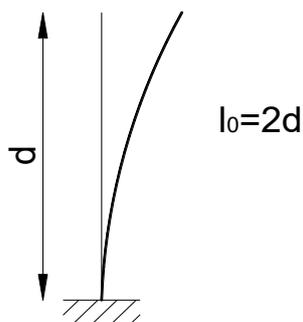


Figura 59: Lunghezza libera d'inflexione dell'anima compressa

$$\alpha = 0.49$$

Tabella 19: Tabella 6.1 dell'EC3

Buckling curve	a <sub>0</sub>	a	b	c	d
Imperfection factor $\alpha$	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Dalla figura 6.4 dell'Eurocodice 3:  $\chi = 0.17$

$$N_{Ed} = 76.8 \text{ kN} < N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} = 340.53 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

## I CONTROVENTI DI PARETE

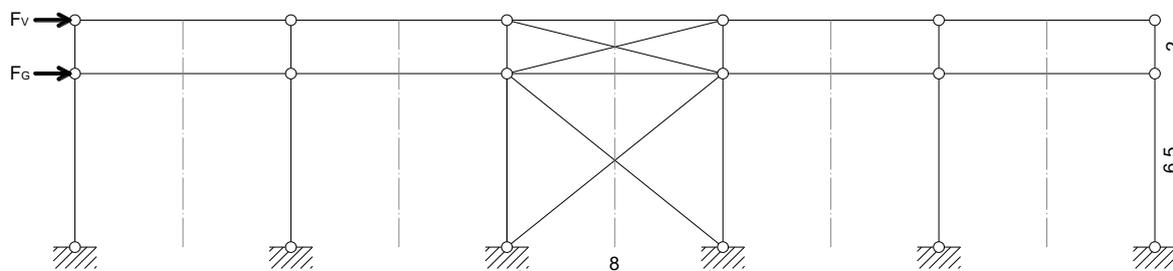


Figura 60: Controventi di parete

L'azione del vento sui controventi di parete è creata dalla reazione al controvento della falda.

Carico dovuto al vento (si trascurano le imperfezioni del corrente. compresso della capriata):

$$F_V = \gamma_Q [(P_V^+ + |P_V^-|)A] = R_A^+ + R_A^- = 55.4 \text{ kN}$$

Con

$$P_{Vento}^+ = 504.1 \text{ N/m}^2 \text{ e}$$

$$P_{Vento}^- = 234.4 \text{ N/m}^2$$

Carico orizzontale dovuto al carroponte (gruppo 1):  $F_G = \gamma_Q Q_{11k} = 6.24 \text{ kN}$

A titolo esemplificativo si è considerato il gruppo di carico 1 e a favore di sicurezza anche il coefficiente moltiplicativo del carico del carroponete pari a 1.5.

Vengono considerati solo gli elementi tesi del controvento:

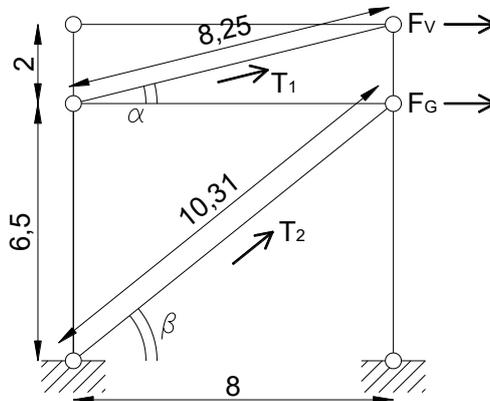


Figura 61: Schema statico del controvento verticale

$$T_1 = \frac{F_v}{\cos \alpha} = 57.1 \text{ kN}$$

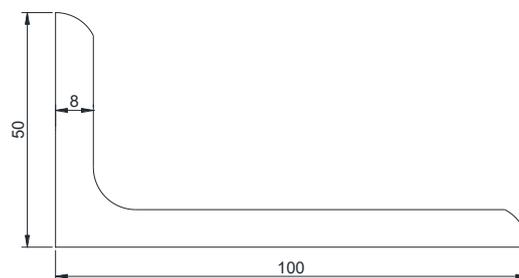
$$T_2 = \frac{F_v + F_G}{\cos \beta} = 79.4 \text{ kN}$$

- 1) Verifica a trazione delle diagonali ( $N_{Ed,max} = T_2 = 79.4 \text{ kN}$ )

Ipotizzo di utilizzare un profilo a L (50x100x8 mm).

$$A = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$P = 9.00 \text{ kg/m}$$



$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 301.19 \text{ kN}$$

Ipotizzando che l'angolare sia fissato con un  $\phi 18 \rightarrow A_{net} = 9.98 \text{ cm}^2$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \frac{A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}} = 308.98 \text{ kN}$$

$$\rightarrow N_{t,Rd} = N_{pl,Rd} = 301.19 \text{ kN} > N_{Ed} = 79.4 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

2) Verifica del puntone compresso ( $N_{Ed} = F_v = 55.4 \text{ kN}$ )

Ipotizzo di utilizzare un doppio profilo a C, UPN 140:

SINGOLO PROFILO:

$$A = 20.4 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 605 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 86.4 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 5.45 \text{ cm}$$

$$J_y = 62,5 \text{ cm}^4$$

$$W_y = 14.7 \text{ cm}^3$$

$$I_y = 1.75 \text{ cm}$$

PROFILI ACCOPPIATI:

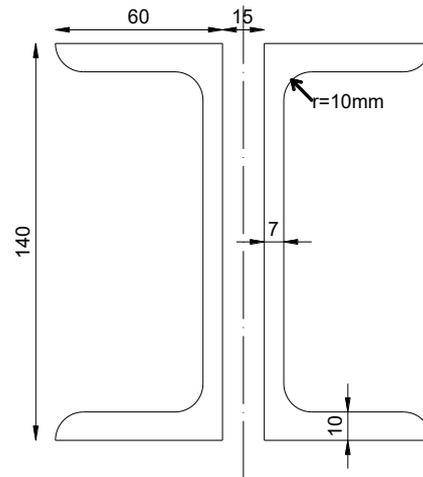
$$A = 40.8 \text{ cm}^2$$

$$J_x = 1210 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 5.45 \text{ cm}$$

$$J_y = 382 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 3.06 \text{ cm}$$



– Classificazione della sezione (EC3 5.5, Tabella 5.2)

$$\frac{c}{t} = 4.3 < 9\epsilon = 8.32 \rightarrow \text{CLASSE 1!}$$

Ipotizzando di inserire calastrelli con passo  $i = 250 \text{ mm} < 15i_{\min} = 262.6 \text{ mm}$ , l'elemento può essere considerato come un'asta semplice (vedere paragrafi C4.2.4.1.3.1.5).

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad \text{Per le sezioni di classe 1,2 e 3:}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 1068.57 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 55.4 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 1068.57 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

3) Verifica della stabilità (§4.2.4.1.3 NTC 2018)

$$l_0 = 8.00 \text{ m.}$$

La resistenza di progetto di una membratura compressa va assunta pari a:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad (\text{sezioni di classe 1, 2 o 3})$$

Il carico critico è pari a:  $N_{cr} = \pi^2 \frac{EJ_{min}}{l_0^2} = 123.71 \text{ kN} \rightarrow \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} = 3,01$

Per la sezione U considerata nell'esercizio, se trova  $\alpha=0.49$

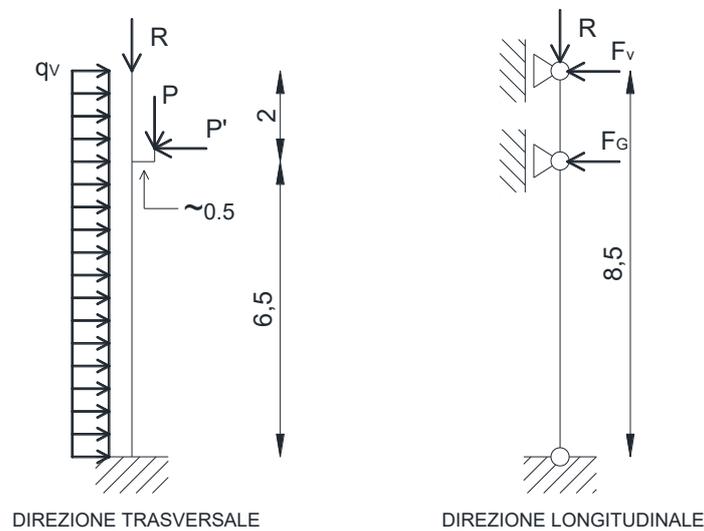
Dalle formule analitiche:  $\Phi=5.7 \rightarrow \chi = 0.09$

$N_{Ed} = 55.4 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 100.89 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$

Nell'EC3 del 1994 si raccomanda che tali bulloni di interconnessione siano calcolati per trasmettere il taglio fra i componenti principali, derivante dall'azione tagliante interna  $V_s$ . Essa può essere presa pari al 2.5% della forza assiale nella membratura:  $V_s = 2.5\% N_{Ed} = 1.61 \text{ kN}$

Il taglio longitudinale per ciascun collegamento può essere preso pari a:  $T = 0.25 V_s \frac{a}{l_{min}} = 1.15 \text{ kN}$

## LE COLONNE



**Figura 62: Schemi statici delle colonne nelle due direzioni**

Nella Figura 62, abbiamo:

$qv$  è la sovrappressione del vento agente sulla colonna in N/m;

$R$  è la reazione della capriata soggetta ai carichi permanenti e accidentali;

$P$  e  $P'$  sono i carichi verticali dovuto al carroponete

$F_G$  è il Carico orizzontale dovuto al carroponete

$F_v$  è l'effetto combinato della sovrappressione e sottopressione del vento

**Determinazione delle azioni:**

Ipotizzo di utilizzare un profilo HEB320 ( $P = 127 \text{ kg/m}$ )

$N_{max,SLU} = 364.8 \text{ kN} \rightarrow$  Reazione d'appoggio della capriata + p.p colonna

$N_{min,SLU} = 17.82 \text{ kN} \rightarrow$  Reazione d'appoggio della capriata (vento in depressione e senza neve) +  
+ p.p colonna

**PESO DOVUTO AL CARROPONTE**

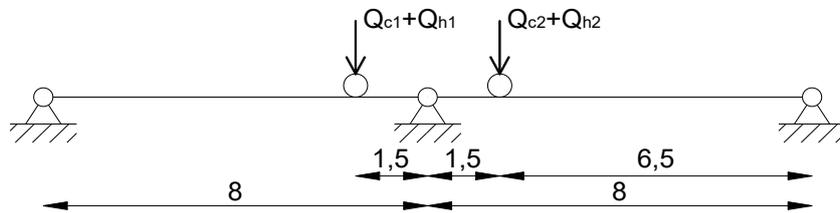


Figura 63: Schema statico del carroponte

$P_{max,SLU} = \gamma_Q \cdot \left( 2 \cdot \frac{Q_{ck} + Q_{hk}}{8} \cdot 6.5 \right) = 124.82 \text{ kN} \rightarrow$  come esempio si considera il gruppo di carico 1

$PP_{vie di corsa,SLU} = \gamma_G \cdot (1.87 \cdot 8) = 19.45 \text{ kN}$

$P = P_{max,SLU} + PP_{vie di corsa,SLU} = 144.26 \text{ kN}$

$P' = H_{tk} = 0 \text{ kN} \rightarrow$  gruppo di carico 1

**a) Verifica della sezione della colonna**

1) Classificazione della sezione (EC3 5.5.2, NTC 4.2.3.1)

Ipotizzo di utilizzare un profilo HEB320.

$A = 161.3 \text{ cm}^2$

$J_y = 30820 \text{ cm}^4$

$W_y = 1926 \text{ cm}^3$

$I_y = 13.82 \text{ cm}$

$W_{pl,y} = 2149 \text{ cm}^3$

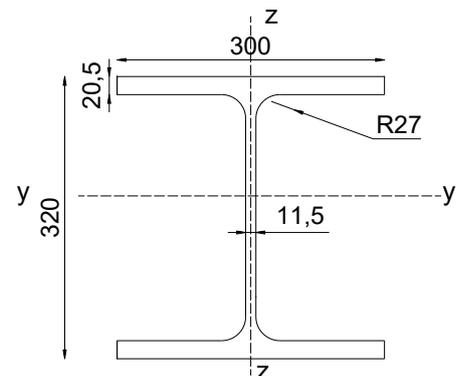
$J_t = 225.070 \text{ cm}^4$

$J_z = 9239 \text{ cm}^4$

$W_z = 615.9 \text{ cm}^3$

$I_z = 7.57 \text{ cm}$

$J_w = 2068712 \text{ cm}^6$



– Anima inflessa

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} = 0.924$$

$$\frac{c}{t} = 19.56 \leq 72\varepsilon = 66.53 \rightarrow \text{classe 1}$$

– Ala compressa

$$\frac{c}{t} = 5.7 \leq 9\varepsilon = 8.316 \rightarrow \text{classe 1}$$

→ sezione complessivamente di classe 1!

2) Verifica a taglio ( $V_{Ed} = 56.74 \text{ kN}$ )

Essendo un profilo di classe 1 la verifica è:

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left( \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = \frac{h_w t_w \left( \frac{f_{yk}}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m0}} = 485.16 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

Inoltre si ha:

$$\frac{h_w}{t_w} = 24.26 < 72\varepsilon = 66.5$$

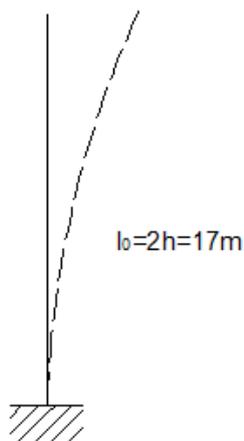
quindi non è necessario verificare l'instabilità per taglio.

3) Verifica della resistenza a compressione ( $N_{Ed} = 509.06 \text{ kN}$ )

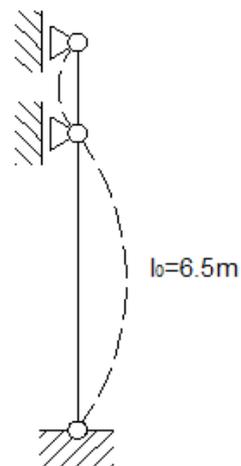
$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} \quad \text{Per le sezioni di classe 1,2 e 3 è pari a: } N_{c,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 4224.52 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 509.06 \text{ kN} < N_{c,Rd} = 4224.52 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

4) Verifica della stabilità ((§4.2.4.1.3.1 NTC2018))



Flessione al torno dell'asse forte y-y



Flessione al torno dell'asse debole z-z

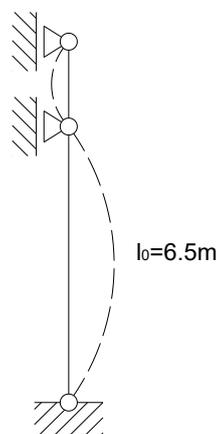
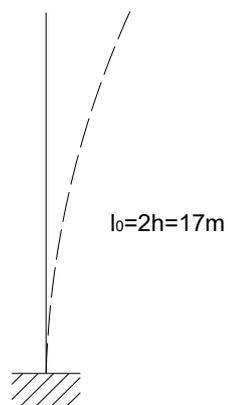


Figura 64: Lunghezza libera di inflessione nelle due direzioni

$$N_{cr,transv} = \pi^2 \frac{EJ_{transv}}{l_0^2_{transv}} = 2210.3 \text{ kN}$$

$$N_{cr,long} = \pi^2 \frac{EJ_{long}}{l_0^2_{long}} = 4532.3 \text{ kN}$$

$$N_{cr} = \min(N_{cr,transv}; N_{cr,long}) = 2210.3 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = 1.42$$

Il coefficiente di riduzione per instabilità è:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{con} \quad \phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha$  è il fattore di imperfezione ricavato dalla Tabella. 4.2.VIII della normativa NTC 2018.

Dai conti utilizzando le formule della normativa (NTC2018), se ottengono i seguenti risultati:

$\alpha=0.34$  (curva b),  $\phi = 1.71$ ,  $\chi = 0.37$  e  $N_{b,Rd} = 1583.2 \text{ kN}$

$N_{Ed} = 509.06 \text{ kN} < N_{b,Rd} = 1583.2 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$

**N.B.** Queste verifiche di resistenza e stabilità per compressione in questa combinazione di carico possono essere evitate in quanto la sezione è soggetta a pressoflessione (vedere di seguito).

#### 5) Verifica a pressoflessione (§ 4.2.4.1.2.7)

La presso- o tenso-flessione retta può essere trattata con riferimento a metodi di comprovata validità. Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso-flessione nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di progetto a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right] \leq M_{pl,y,Rd}$$

Dove  $M_{N,Rd}$  è il momento resistente plastico di progetto ridotto. Il momento massimo in corrispondenza della base della colonna sarà:

$$q_v = 0.5214 \cdot 8 = 4.17 \text{ N/m} \text{ sovrappressione del vento sulla parete}$$

$$M_{Ed} = M_{max} = P \cdot 1.5 + q_v \cdot \frac{8.5^2}{2} + P' \cdot 6.5 = 440.1 \text{ kNm} \rightarrow \text{a favore di sicurezza il } \gamma_{Q_{vento}} = 1.5$$

$$N_{Ed} = 509.06 \text{ kN}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 562.8 \text{ kNm}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{509.1}{4224.5} = 0.12 \text{ e } a = \frac{A-2b \cdot t_f}{A} = 0.23 < 0.5$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[ \frac{1-n}{1-0.5a} \right] = 562.8 \left[ \frac{1-0.12}{1-0.5 \cdot 0.23} \right] = 559.6 \text{ kNm}$$

$$\rightarrow M_{Ed} \leq M_{N,y,Rd} \rightarrow \text{OK!}$$

**N.B.** Non occorre ridurre il momento resistente a causa del taglio in quanto  $V_{Ed} < 50\% V_{c,Rd}$  (§4.2.4.1.2.6)

6) Verifica della stabilità flessio-torsionale delle travi (§ 4.2.4.1.3.2 NTC 2018, C.4.2.4.1.3.2 e C.4.2.4.1.3.3)

Oltre alle verifiche di resistenza, per elementi pressoinflessi devono essere eseguite, quando rilevanti, anche verifiche di instabilità a pressoflessione. Si ipotizza, come solitamente risulta, che i pannelli di copertura non costituiscano vincolo per la stabilità flessotorsionale.

In assenza di più accurate valutazioni, si possono impiegare, in alternativa, i metodi A e B riportati nel seguito, o anche altre metodi ricavati da normative di comprovata validità.

In questa relazione, se verrà utilizzato il metodo A (C4.2.4.1.3.3.1)

Nel caso di aste prismatiche soggette a compressione  $N_{Ed}$  e a momenti flettenti  $M_{y,Ed}$  e  $M_{z,Ed}$  agenti nei due piani principali di inerzia e in presenza di fenomeni di instabilità flessotorsionali bisogna verificare che sia:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

$M_{zeq,Ed} = 0$  la verifica diventa:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} \leq 1$$

dove  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, definito al § 4.2.4.1.3.2 delle NTC e  $z$  è l'asse debole.

Il fattore  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato e può essere determinato dalla formula.

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

Dove  $\Phi_{LT} = 0.5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$

Il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.IX (a) in base alle curve di stabilità definite nella tabella Tab. 4.2.IX (b) (NTC 2018).

Il coefficiente di snellezza normalizzata  $\bar{\lambda}_{LT}$  è dato dalla formula

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = \psi \frac{\pi}{L_{cr}} \sqrt{EJ_z \cdot GJ_T} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{EJ\omega}{GJ_T}} = 1399 \text{ kNm}$$

dove

$$\psi = 1.75 - 1.05 \cdot \frac{M_B}{M_A} + 0.3 \left(\frac{M_B}{M_A}\right)^2 = 1.75$$

**Tabella 20: Valori raccomandati di  $\alpha_{LT}$  per le differenti curve di stabilità (Tab. 4.2.IX (a) NTC 2018)**

Curva di stabilità	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha_{LT}$	0,21	0,34	0,49	0,76

**Tabella 21: Definizione delle curve di stabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi (Tab. 4.2.IX (b) NTC 2018)**

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VIII
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversali	-	d

Nel caso generale, si può assumere  $f=1$ ,  $\beta=1$ ,  $K\chi=1$  e  $\bar{\lambda}_{LT,0}=0,2$ .

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0,35, \Phi_{LT} = 0,59 \text{ e } \chi_{LT} = 0,95$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot A \cdot f_{yk}} + \frac{M_{yEd} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} = 0,69 < 1 \rightarrow \text{OK!}$$

*Verifica agli SLE*

**Verifica della deformabilità sotto l'azione del vento**

**Spostamenti laterali (§4.2.4.2.2)**

$q_v = 4.1712 \text{ kN/m}$  (l'altezza dei pannelli sul perimetro del capannone è stata considerata uguale all'altezza della colonna, l'azione del vento sulla copertura, in questa struttura, non ha effetti per questa verifica)

$$f_{max} = 42.05 \text{ mm}$$

$$f_{max} = \frac{ql^4}{8EI_y}$$

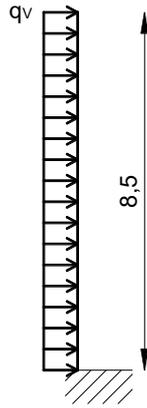


Figura 65: Schema statico della colonna sotto la sola azione del vento

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XIII ( $\Delta$  spostamento in sommità;  $\delta$  spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.4).

Tabella 22: Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali (Tab. 4.2.XIII, NTC2018)

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carro-ponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

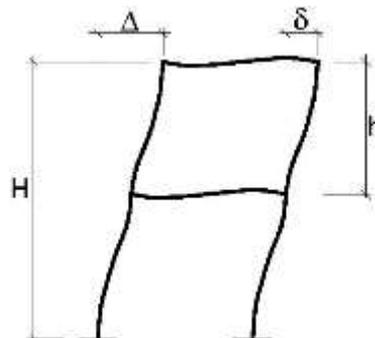


Figura 66: Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio ( Fig. 4.2.4, NTC 2018)

→  $f_{max} = 44.8 \text{ mm} > \frac{l}{300} = 28.3 \text{ mm}$  → VERIFICA NON SODDISFATTA!

→ utilizzo un profilo HEM 360 ( $J_y = 84867 \text{ cm}^4$ ) →  $f_{max} = 15.27 \text{ mm}$  → OK!

Anche se è cambiata la sezione della colonna non occorre effettuare nuovamente tutte le verifiche perché la nuova sezione ha caratteristiche inerziali migliori rispetto alla precedente e l'incremento dello sforzo normale dovuto all'incremento del peso proprio incide solamente del 2% rispetto al carico totale agente.

## I COLLEGAMENTI (§4.2.8. NTC2018)

### a) Diagonali del controvento di parete

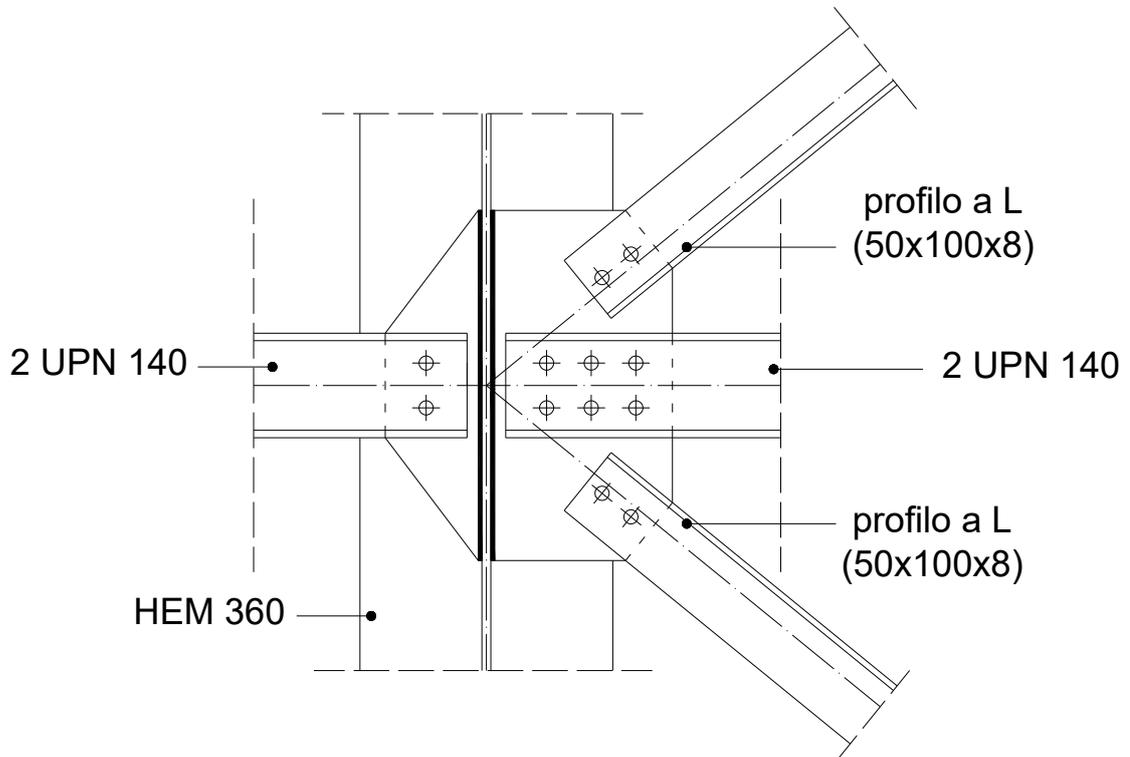


Figura 67: Particolare del collegamento

Ipotizziamo di utilizzare dei bulloni  $\Phi 18$  di classe 8.8 (ad alta resistenza).

Viti, dadi e rondelle, in acciaio, devono essere associate come in tabella 11.3.XIII.a della normativa italiana.

Tabella 23: Viti, dadi e rondelle in acciaio (11.3.XIII.a NTC2018)

Viti	Dadi	Rondelle	Riferimento
Classe di resistenza UNI EN ISO 898-1:2013	Classe di resistenza UNI EN ISO 898-2:2012	Durezza	
4.6	4; 5; 6 oppure 8	100 HV min.	UNI EN 15048-1
4.8			
5.6	5; 6 oppure 8		
5.8			
6.8	6 oppure 8	100 HV min oppure 300 HV min.	
8.8	8 oppure 10		
10.9	10 oppure 12		

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti appartenenti alle classi indicate nella Tabella 23 sono riportate nella Tabella 24:

Tabella 24: tensioni di snervamento e di rottura delle viti (11.3.XIII.b NTC2018)

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	320	300	400	480	640	900
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	400	500	500	600	800	1000

$$\Phi 18 \rightarrow A = 254 \text{ mm}^2 \quad A_{res} = 192 \text{ mm}^2$$

Per quanto riguarda la posizione in cui posizionare i bulloni, nella Tabella 4.2.XVIII della normativa NTC2018, vengono riportati i valori limite da utilizzare in riferimento alla figura 4.2.5 (NTC 2018).

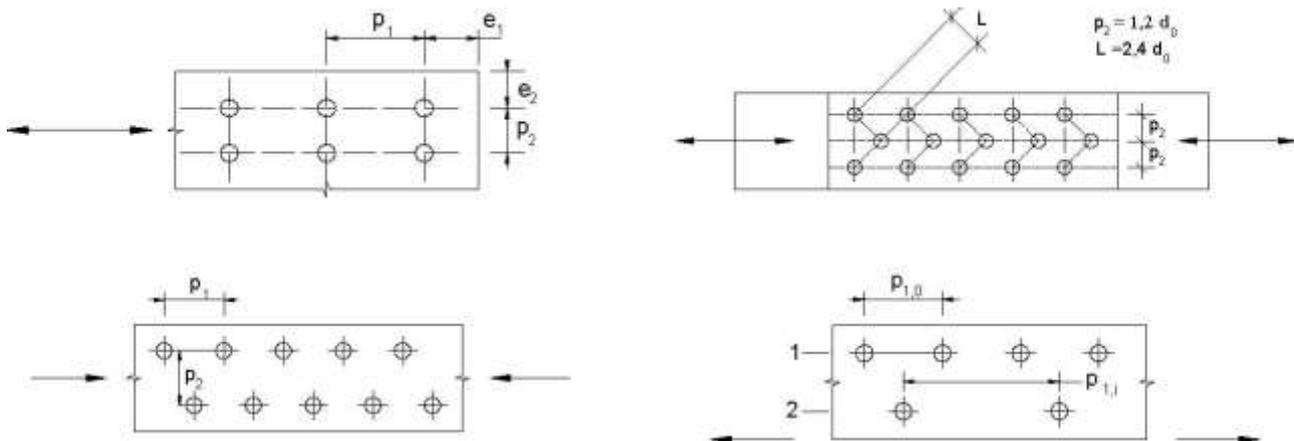


Figura 68: Disposizione dei fori per le realizzazioni di unioni bullonate o chiodate

$$d_0 = 19 \text{ mm}$$

$$e_1 \geq 1.2d_0 \rightarrow e_1 = 25 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.2d_0 \rightarrow e_2 = 50 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 \rightarrow p_1 = 50 \text{ mm}$$

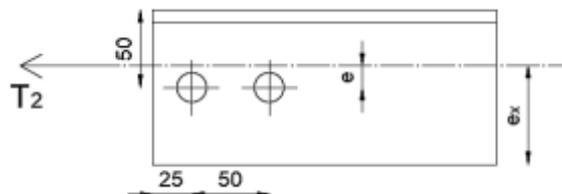


Figura 69: Schema dell'unione

$$e = e_x - 50 = 64.1 - 50 = 14.1 \text{ mm}$$

$$M = T_2 e = 79.4 \cdot \frac{14.1}{1000} = 1.12 \text{ kNm}$$

$$H_b = \frac{M}{p_1 n_s} = 22.4 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{T_2}{n_b n_s} = 39.7 \text{ kN} \rightarrow R_b = \sqrt{T_b^2 + H_b^2} = 45.6 \text{ kN}$$

Dove  $n_b$  è il numero di bulloni e  $n_s$  è la superficie di contatto.

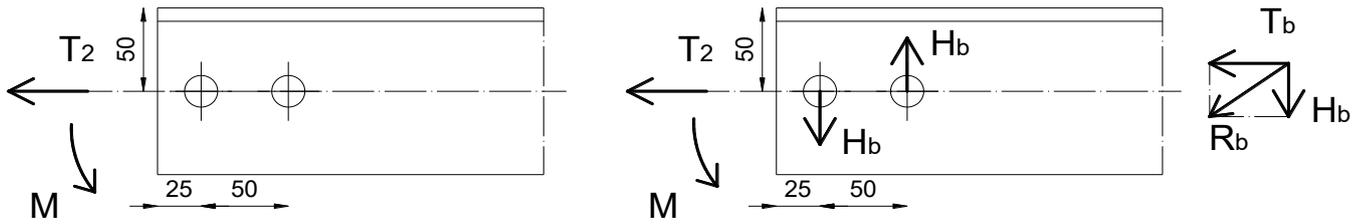


Figura 70: Azioni agenti sui bulloni

Tabella 25: Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate (Tab. 4.2.XVIII)

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40 \text{ mm}$	-	$\max(8t;12 \text{ mm})$
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40 \text{ mm}$	-	$\max(8t;125 \text{ mm})$
$p_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;175 \text{ mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200 \text{ mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400 \text{ mm})$	-	-
$p_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;200 \text{ mm})$	$\min(14t;175 \text{ mm})$

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

1) Verifica della resistenza dei bulloni (§4.2.8.1.1 NTC 2018)

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 73,73 \text{ kN con } f_{tbk} = 800 \text{ MPa} \quad (\text{per bulloni di classe 4,6, 5,6 e 8,8})$$

$$F_{v,Rd} > R_b = 45,6 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

2) Verifica a rifollamento (§4.2.8.1.1 NTC 2018)

La resistenza di progetto a rifollamento  $F_{b,Rd}$  del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$1) F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \text{ dove:}$$

$d$  è il diametro nominale del gambo del bullone,

$t$  è lo spessore della piastra collegata,

$f_{tk}$  è la resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra collegata,

in nostro esercizio, visto che abbiamo solo 2 bulloni, sono tutti due bulloni di bordo. Quindi la verifica verrà fatta solo per i bulloni di bordo.

- Bulloni di bordo

$$\alpha = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e_1}{3d_0} = 0.44 \\ \frac{f_{tbk}}{f_{tk}} = 1.86 = 0.44 \\ 1 \end{array} \right.$$

$$f_{tbk} = 800 \text{ MPa} \text{ e } f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 5.7 \\ 2.5 \end{array} \right. = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot 0.44 \cdot 430 \cdot 18 \cdot 8}{1.25} = 54.5$$

$$F_{b,Rd} = 54.5 \text{ kN} \rightarrow F_{b,Rd} > R_b \rightarrow \text{verifica soddisfatta!}$$

1) Verifica di resistenza del piatto di collegamento (EC3, parte 8, punto 3.10.3)

Un angolare singolo, collegato da un'unica fila di bulloni in una singola ala, può essere studiato come se fosse caricato concentricamente su una sezione netta effettiva. Se sono presenti due bulloni la resistenza ultima di progetto può essere determinata come:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_2 A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Tabella 26: Tabella 3.8 dell'EC3 – Parte 8

Pitch	$p_1$	$\leq 2.5 d_0$	$\geq 5.0 d_0$
2 bolts	$\beta_2$	0.4	0.7
3 bolts or more	$\beta_3$	0.5	0.7

$$p_1 = 50 \text{ mm}$$

$$2.5d_0 = 47.5 \text{ mm}$$

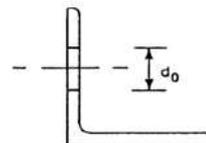
$$5.0d_0 = 95 \text{ mm}$$

$$\rightarrow 2.5d_0 \leq p_1 \leq 5.0d_0$$

Per i valori intermedi  $\beta_2$  può essere determinato mediante interpolazione lineare.  $\rightarrow \beta_2 = 0.42$

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t = 1150 - 19 \cdot 8 = 998 \text{ mm}$$

$$N_{u,Rd} = 144.2 \text{ kN} > T_2 = 79.4 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$



La verifica, poi, si effettua anche per la saldatura del piatto all'anima della colonna in modo analogo a quanto presentato nei paragrafi successivi.

## b) Nodo di attacco della capriata alla colonna

Il collegamento della capriata con la colonna avviene attraverso un collegamento a cerniera; lo schema di collegamento in corrispondenza del corrente inferiore, invece, sarà un carrello.

Il nodo a cerniera è realizzato attraverso una flangia bullonata all'ala della colonna.

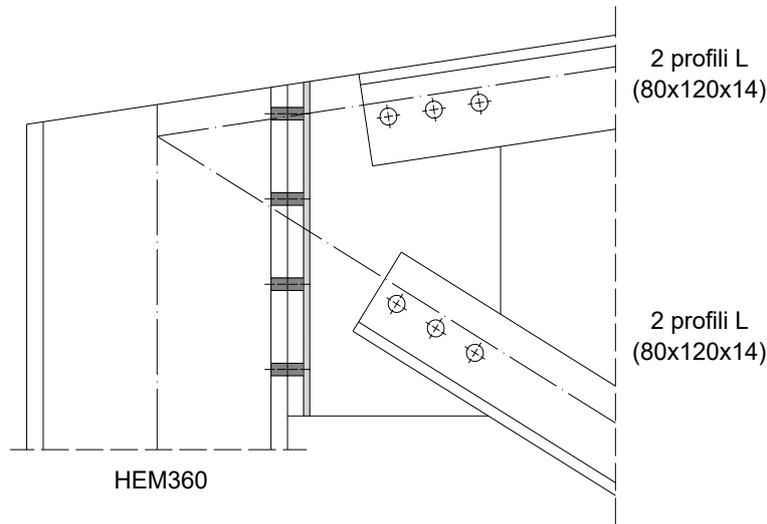


Figura 71: Attacco della capriata alla colonna

### a. Collegamento del corrente superiore compresso ( $T_s = 570.4 \text{ kN}$ )

Suppongo di utilizzare  $3\Phi 22$  di classe 8.8 ( $A_{res} = 303 \text{ mm}^2$ ).

$$e_1 \geq 1.2d_0 \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$$

$$e_2 \geq 1.2d_0 \rightarrow e_2 = 60 \text{ mm}$$

$$p_1 \geq 2.2d_0 \rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$$

Anche in questo caso l'asse dei bulloni non coincide con l'asse baricentrico della diagonale ( $e \sim 19.2 \text{ mm}$ ).

$$M = T_s e = 11.0 \text{ kNm}$$

$$H_b = \frac{M}{2p_1 n_s} = 45.8 \text{ kN}$$

$$T_b = \frac{T_s}{n_b n_s} = 95.10 \text{ kN} \rightarrow R_b = \sqrt{T_b^2 + H_b^2} = 105.5 \text{ kN}$$

Dove  $n_b$  è il numero di bulloni e  $n_s$  è la superficie di contatto.

#### 1) Verifica della resistenza dei bulloni (§4.2.8.1.1 NTC 2018)

$$F_{v,Rd} = \frac{0.6 f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 116.35 \text{ kN} \quad \text{con } f_{tbk} = 800 \text{ MPa} \quad (\text{per bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8})$$

$$F_{v,Rd} > R_b = 105.5 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

2) Verifica a rifollamento (§4.2.8.1.1 NTC 2018)

- Bulloni di bordo

$$\alpha = \min \begin{cases} \frac{e_1}{3d_0} = 0.43 \\ \frac{f_{tbk}}{f_{tk}} = 1.86 = 0.43 \\ 1 \end{cases}$$

$$f_{tbk} = 800 \text{ MPa e } f_{tk} = 430 \text{ MPa}$$

$$k = \min \begin{cases} 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 5.7 = 2.5 \\ 2.5 \end{cases}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot 0.43 \cdot 430 \cdot 22 \cdot 14}{1.25} = 113.9$$

$$F_{b,Rd} = 113.9 \text{ kN} \rightarrow F_{b,Rd} > R_b \rightarrow \text{verifica soddisfatta!}$$

3) Verifica di resistenza del piatto di collegamento (EC3, parte 8, punto 3.10.3)

Se sono presenti tre bulloni la resistenza ultima di progetto può essere determinata come:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

$\beta_3$  dipende dal passo tra i bulloni e può essere calcolato secondo quanto previsto dalla Tabella 3.8 dell'EC3.

$$p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$2.5d_0 = 58.75 \text{ mm}$$

$$5.0d_0 = 117.5 \text{ mm}$$

$$\rightarrow 2.5d_0 \leq p_1 \leq 5.0d_0$$

Per i valori intermedi  $\beta_3$  può essere determinato mediante interpolazione lineare.  $\rightarrow \beta_3 = 0.51$

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t = 2291 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dove } d_0 = 23.5 \text{ mm}$$

$$N_{u,Rd} = 401.9 \text{ kN} \text{ essendo due angolari} \rightarrow N_{u,Rd} = 803.8 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 803.8 > T_s = 570.4 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

## b. Piatto di collegamento

Sui bulloni del piatto di collegamento agiranno il taglio verticale e un momento derivante dall'eccentricità presente tra l'asse in cui agisce tale forza (ovvero l'asse in cui è localizzata la cerniera) e l'asse dei bulloni. Trascurando la componente verticale del corrente compresso si ha:

$$e = 197.5 \text{ mm}$$

$$V = 354.56 \text{ kN}$$

$$M = V \cdot e = 70.0 \text{ kNm}$$

Bisogna, innanzitutto, determinare la posizione dell'asse neutro. Suppongo di utilizzare dei bulloni M20 ( $A_{res} = 245 \text{ mm}^2$ ).

$$x = \frac{1}{2B} \left[ - \sum_{i=1}^n A_{bi} + \sqrt{\left( \sum_{i=1}^n A_{bi} \right)^2 + (4B) \sum_{i2=1}^n (A_{bi}y_i)} \right] = 59.9 \text{ mm}$$

$$J = \frac{2By_c^3}{3} + \sum_{i=1}^n A_{bi}(y_i - x)^2 = 5491.30 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = \frac{M \cdot x}{J} = 76.4 \text{ N/mm}^2$$

$$N_{b,max} = \frac{M}{J} A_{bi}(y_{max} - x) = 81.8 \text{ kN}$$

$$F_{t,Rd} = \frac{0.9 f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 141.12 \text{ kN}$$

Su ogni bullone agirà anche una forza di taglio:

$$V_{bi} = \frac{V}{n_b n_s} = 44.3 \text{ kN}$$

La resistenza taglio del singolo bullone è:

$$F_{V,Rd} = \frac{0.6 f_{tbk} A_{res}}{\gamma_{M2}} = 94.08 \text{ kN} \quad \text{per bulloni classe}$$

4.6, 5.6 e 8.8;

Dove  $n_b$  è il numero di bulloni e  $n_s$  è la superficie di contatto.

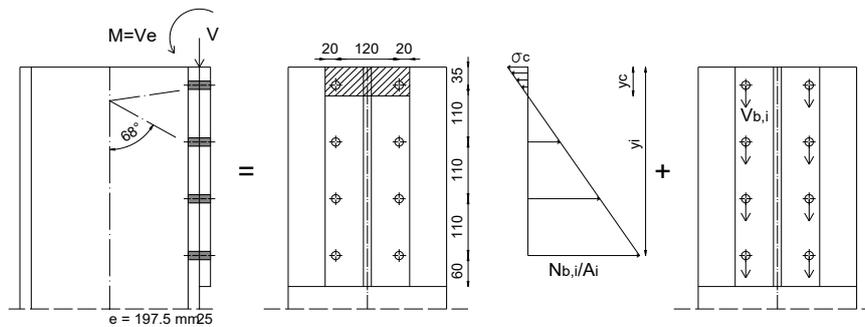


Figura 72: Sollecitazioni agenti sui bulloni del piatto di collegamento.

Verifica a taglio-trazione:  $\frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1$

$\rightarrow \frac{F_{V,Ed}}{F_{V,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} = 0.88 < 1 \rightarrow \text{OK!}$

**c. Diagonale** ( $T_c = 607.5 \text{ kN}$ )

Suppongo di utilizzare  $3\Phi 22$  di classe 8.8 ( $A_S = 303 \text{ mm}^2$ ).

$e_1 \geq 1.2d_0 = 28.2 \text{ mm} \rightarrow e_1 = 30 \text{ mm}$

$e_2 \geq 1.2d_0 = 28.2 \text{ mm} \rightarrow e_2 = 60 \text{ mm}$

$p_1 \geq 2.2d_0 = 51.7 \text{ mm} \rightarrow p_1 = 60 \text{ mm}$

$e \sim 19.2 \text{ mm} \rightarrow$

$M = T_c e = 11.7 \text{ kNm}$

$H_b = \frac{M}{2p_1 n_s} = 48.75 \text{ kN}$

$T_b = \frac{T_c}{n_b n_s} = 101.3 \text{ kN} \rightarrow R_b = \sqrt{T_b^2 + H_b^2} = 112.4 \text{ kN}$

Dove  $n_b$  è il numero di bulloni e  $n_s$  è la superficie di contatto.

1) Verifica della resistenza dei bulloni (§4.2.8.1.1 NTC 2018)

$F_{v,Rd} = \frac{0.6f_{tbk}A_{res}}{\gamma_{M2}} = 116.35 \text{ kN}$  con  $f_{tbk} = 800 \text{ MPa}$  (per bulloni di classe 4.6, 5.6 e 8.8)

$F_{v,Rd} > R_b = 112.4 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$

2) Verifica a rifollamento

- Bulloni di bordo

$$\alpha = \min \begin{cases} \frac{e_1}{3d_0} = 0.43 \\ \frac{f_{tbk}}{f_{tk}} = 1.86 = 0.43 \\ 1 \end{cases}$$

$f_{tbk} = 800 \text{ MPa}$  e  $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$

$$k = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.8 \frac{e_2}{d_0} - 1.7 = 5.7 \\ 2.5 \end{array} \right. = 2.5$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot 0.43 \cdot 430 \cdot 22 \cdot 14}{1.25} = 113.9$$

$$F_{b,Rd} = 113.9 \text{ kN} \rightarrow F_{b,Rd} > R_b \rightarrow \text{verifica soddisfatta!}$$

3) Verifica di resistenza del piatto di collegamento (EC3, parte 8, punto 3.10.3)

Se sono presenti tre bulloni la resistenza ultima di progetto può essere determinata come:

$$N_{u,Rd} = \frac{\beta_3 A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

$\beta_3$  dipende dal passo tra i bulloni e può essere calcolato secondo quanto previsto dalla Tabella 3.8 dell'EC3.

$$p_1 = 60 \text{ mm}$$

$$2.5d_0 = 58.75 \text{ mm}$$

$$5.0d_0 = 117.5 \text{ mm}$$

$$\rightarrow 2.5d_0 \leq p_1 \leq 5.0d_0$$

Per i valori intermedi  $\beta_3$  può essere determinato mediante interpolazione lineare.  $\rightarrow \beta_3 = 0.51$

$$A_{net} = A - d_0 \cdot t = 2291 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dove } d_0 = 23.5 \text{ mm}$$

$$N_{u,Rd} = 401.9 \text{ kN} \text{ essendo due angolari} \rightarrow N_{u,Rd} = 803.8 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 803.8 > T_s = 607.5 \text{ kN} \rightarrow \text{OK!}$$

### c) Nodo di attacco della capriata alla colonna – Verifica del collegamento saldato

Collegamento con due saldature a cordone d'angolo 13mm x 13mm ( $l=8\text{mm}$ ). La *sezione di gola*, avrà:  $a =$

$$l \frac{\sqrt{2}}{2} = 9.19 \text{ mm} .$$

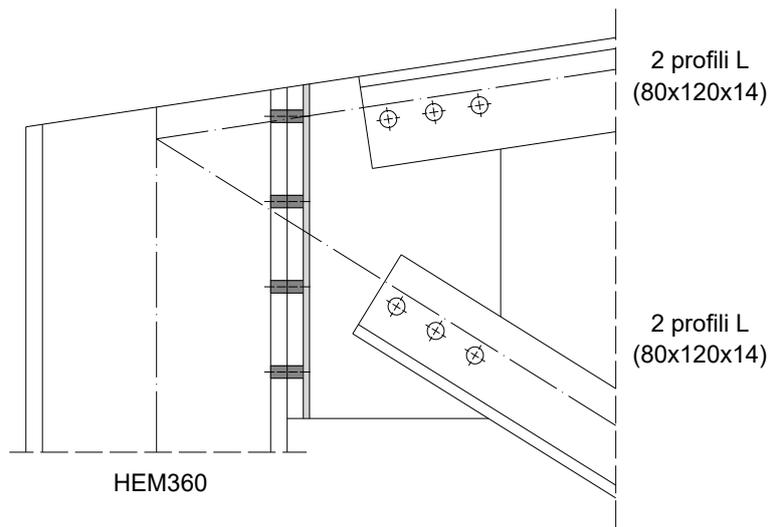


Figura 73: Attacco della capriata alla colonna – Collegamento saldato

Le tensioni che possono agire sulla sezione di gola sono:

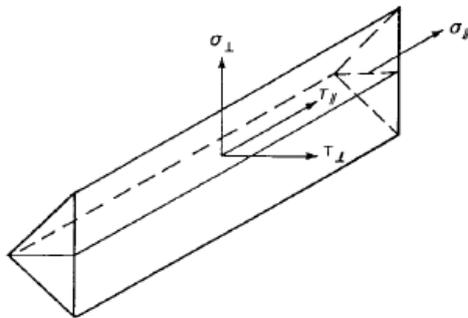


Figura 74: Tensioni sulla sezione di gola di un giunto a cordone d'angolo

- $\tau_{\parallel}$  → tensione che agisce nella sezione di gola in direzione parallela all'asse del cordone;
- $\tau_{\perp}$  → tensione che agisce nella sezione di gola in direzione perpendicolare all'asse del cordone;
- $\sigma_{\parallel}$  → tensione che agisce in direzione parallela all'asse del cordone sulla sezione trasversale;
- $\sigma_{\perp}$  → tensione che agisce in direzione normale alla sezione di gola.

Nel nostro caso l'unione saldata sarà soggetta a flessione e taglio:

$$V = 354.6 \text{ kN}$$

$$e = 222.5 \text{ mm}$$

$$M = Ve = 78.9 \text{ kNm}$$

$$\tau_{\parallel} = \frac{V}{2al} = 45.4 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{\perp \text{ max}} = \frac{M}{W} = \frac{3M}{al^2} = 142.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Considerata la sezione di gola ribaltata, per la normativa italiana (§ 4.2.8.2.4) la verifica risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 f_{yk} \quad \text{e} \quad |\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| \leq \beta_2 f_{yk}$$

Indicando con  $n^{\perp}$  e  $t^{\perp}$  la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

Dalla tab. 4.2.XIV, per acciaio S275, si ricavano i coefficienti  $\beta_1 = 0.70$  e  $\beta_2 = 0.85$ , ottenendo:

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 149.7 \text{ MPa} \leq 192.5 \text{ MPa} = \beta_1 f_{yk} \rightarrow \text{OK!}$$

$$|\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| = 188 \text{ MPa} \leq 233.75 \text{ MPa} = \beta_2 f_{yk} \rightarrow \text{OK!}$$

**Tabella 27: Tabella 4.2.XIV della NTC2018.**

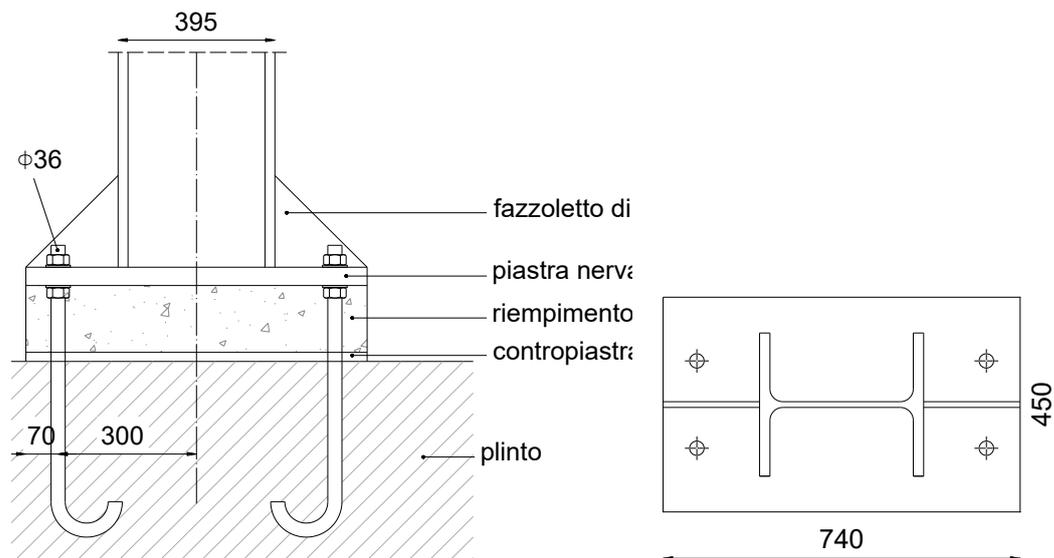
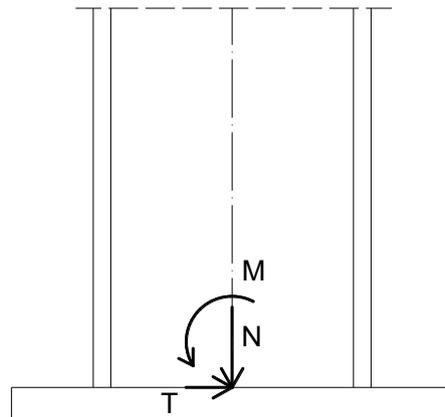
	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

**d) Collegamento alla base della colonna**

$$M_{Ed} = 440.1 \text{ kNm}$$

$$N_{Ed} = 509.1 \text{ kN}$$

$$T_{Ed} = 56.74 \text{ kN}$$



**Figura 75: Attacco colonna - fondazione**

Ipotizziamo di utilizzare come tirafondi delle barre di diametro pari a 36 mm in acciaio S355 e un calcestruzzo C20/25 ( $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ ).

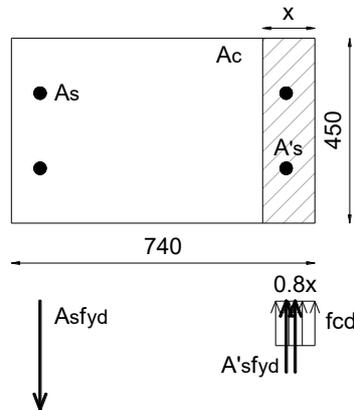
$$\gamma_{M2} = 1.25$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\rightarrow f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{1.5} = 11.3 \text{ MPa} \quad f_{yd} = \frac{f_y}{1.25} = 284 \text{ MPa}$$

### 1) Verifica dei tirafondi

Si effettua una verifica semplificata dei tirafondi, studiando il sistema come una sezione in cemento armato presso-inflessa.



Ipotizzando entrambi gli acciai snervati e imponendo l'equilibrio alla traslazione:

$$b \cdot 0.8x \cdot f_{cd} + A'_s f_{yd} - A_s f_{yd} = N_{Ed} \rightarrow x = \frac{N_{Ed}}{b \cdot 0.8 f_{cd}} = 125.1 \text{ mm}$$

Dall'equilibrio alla rotazione attorno al baricentro geometrico della sezione si determina il suo momento resistente:

$$M_{Rd} = 0.8x b f_{cd} \left( \frac{h - 0.8x}{2} \right) + f_{yd} (A_s + A'_s) \left( \frac{h}{2} - c \right) = 509.8 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} > M_{Ed} = 440.1 \text{ kNm} \rightarrow \text{OK!}$$

I tirafondi possono essere soggetti anche a taglio: come svolto nei paragrafi precedenti si esegue la verifica a taglio e poi la verifica combinata di taglio-trazione.

Altrimenti l'azione di taglio può essere trasmessa in fondazione mediante opportuni dispositivi posti al di sotto della piastra dove è saldata la colonna: per esempio si può saldare uno "spezzone" di trave (IPE o HE) al di sotto della suddetta piastra e poi effettuare tutte le verifiche necessarie.

### 2) Verifica dei collegamenti saldati alla base della colonna

Ipotizziamo di utilizzare cordoni d'angolo di dimensioni 20x20 per le ali e 10x10 per l'anima:

$$a_f = \frac{20}{\sqrt{2}} = 14.1 \text{ mm}$$

$$a_w = \frac{10}{\sqrt{2}} = 7.1 \text{ mm}$$

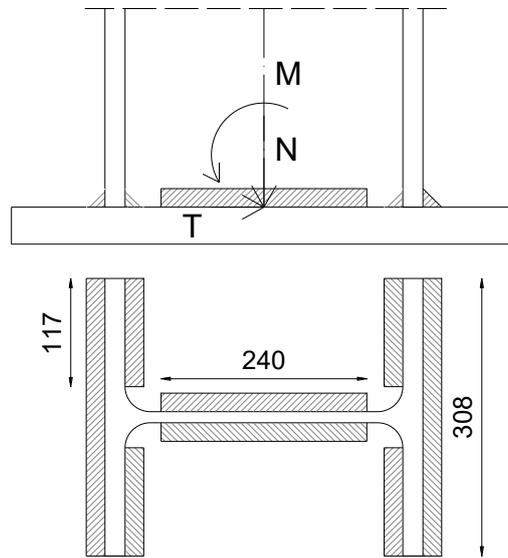


Figura 76: Attacco colonna - piastra

Si assume che l'azione di taglio sia assorbita dai cordoni d'anima, l'azione del momento flettente dai cordoni delle ali, mentre lo sforzo normale da tutti i cordoni. Seguendo la normativa italiana NTC 2018 al paragrafo 4.2.8.2.4 e considerando la posizione ribaltata della sezione di gola, si ottiene:

#### saldature d'anima

$$\tau^{\parallel} = \frac{T}{2a_w l_w} = 16.7 \text{ MPa}$$

$$A_{sald} = 2 \cdot A_1 + 4 \cdot A_2 + 2 \cdot A_3$$

$$A_1 = a_f l_f = 4342.8 \text{ mm}^2, A_2 = a_f l_2 = 1649.7 \text{ mm}^2 \text{ e } A_3 = a_w l_w = 1704 \text{ mm}^2$$

$$A_{sald} = 18724.2 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sald}} = 27.2 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 31.9 \text{ MPa} \leq 192.5 \text{ MPa} = \beta_1 f_{yk} \rightarrow \text{OK!}$$

$$|\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| = 27.2 \text{ MPa} \leq 233.75 \text{ MPa} = \beta_2 f_{yk} \rightarrow \text{OK!}$$

saldature delle ali

$$A_{sald} = 18735.8 \text{ mm}^2$$

$$n^{\perp} = \frac{N_{Ed}}{A_{sald}} \pm \frac{M_{Ed}}{W_{sald}}$$

$$J_{sald} = 511.07 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$W_{sald} = 2.88 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \quad \rightarrow \quad \sigma_{\perp} = 179.85 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} = 179.85 \text{ MPa} \leq 192.5 \text{ MPa} = \beta_1 f_{yk} \rightarrow \text{OK!}$$

$$|\sigma_{\perp}| + |\tau_{\perp}| = 179.85 \text{ MPa} \leq 233.75 \text{ MPa} = \beta_2 f_{yk} \rightarrow \text{OK!}$$