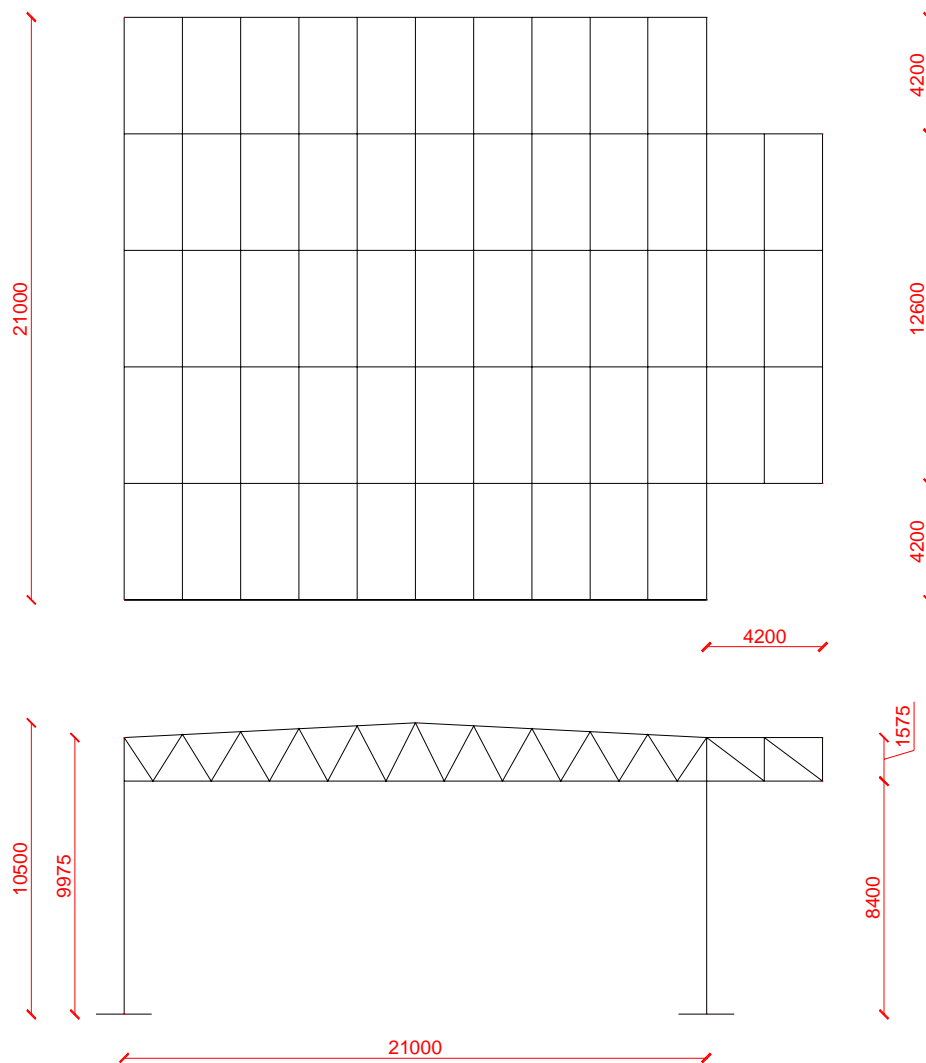


## Definizione dimensioni

In dipendenza del numero di matricola lo schema risulta:

$$u = 2000 + 100 \cdot (M_1) \text{mm} = 2100 \text{mm}$$



## Determinazione carichi accidentali

### Carico da neve

Per la valutazione del carico da neve la normativa<sup>1</sup> prevede la determinazione della zona geografica di appartenenza (nel caso zona 3) e dell'altitudine sul livello del mare (nel caso 100 m s.l.m.). Questi parametri occorrono alla determinazione del valore  $q_{sk}$  che racchiude le considerazioni geografiche: essendo l'altitudine in questione inferiore a quella minima (200 m per la zona 3) il valore del carico sarà da questa indipendente e risulterà  $q_{sk}=0,75 \text{ kN/m}^2$ .

Per calcolare il valore effettivo  $q_s$  bisogna poi tener conto del tipo di copertura e della inclinazione delle falde: per inclinazione inferiore a  $15^\circ$  i coefficienti  $m_i$  sono tutti uguali, così che la situazione più gravosa risulta semplicemente quella di carico uniformemente distribuito sull'intera copertura con  $m=0,8$ .

$$q_s = 0,8 \cdot 0,75 = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

### Carico da vento

Il carico da vento è dato come una pressione sulle superfici dell'edificio funzione di una certa sollecitazione di riferimento ( $q_{ref}$ ) deducibile dalla normativa in ragione di alcuni parametri:

zona geografica: zona 3

Zona	$V_{ref,0}$ (m/s)	$a_0$ (m)	$k_a$ (1/s)
3	27	500	0,030

C'è poi da individuare il coefficiente di esposizione  $c_e$ :

- data la classe di rugosità D
- data la zona 3

<sup>1</sup>Il riferimento per i carichi delle azioni naturali è il D.M. 16/01/1996

risulta una categoria di esposizione II caratterizzata da  $z_{\min}=4\text{m}$ : essendo il nostro fabbricato di altezza maggiore dobbiamo opportunamente valutare il coefficiente di esposizione mediante i parametri  $k_r=0,19$  e  $z_0=0,05\text{ m}$   $c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z / z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z / z_0)] \cong 2,4$

Il coefficiente di forma<sup>2</sup>  $c_p$  dall'inclinazione delle superfici rispetto alla direzione del vento e risulta:

- 0,8 per la parete verticale sopravvento
- 0,4 per la falda sopravvento
- 0,4 per la falda sottovento
- 0,4 per la parete sottovento

Risulta:

$$p_{(0,8)} = V_{ref}^2 / 1,6 \cdot c_e \cdot c_p = 875 \text{ N} / \text{m}^2$$

$$p_{(-0,4)} = V_{ref}^2 / 1,6 \cdot c_e \cdot c_p = -440 \text{ N} / \text{m}^2$$

## Predimensionamento

### Pannelli di copertura

Si dispongono per la copertura pannelli coibentati prodotti dalla "Mercegaglia", 'Brollo PGB TD5', di spessore 30 mm (spessore lamiera 0,5 mm) che garantiscono una freccia inferiore al 1/200 per carichi pari a 170 kg/m<sup>2</sup> (1,7 kN/m<sup>2</sup>) su luci di 2,5 m in appoggio semplice. Peso del pannello, da considerare per la verifica delle struttura, 0,10 kN/m<sup>2</sup>.

---

<sup>2</sup> C.M. 156 4/7/96 - i coefficienti sono da intendersi come azione sulle superfici esterne essendo l'edificio stagno

## Arcarecci

Si dimensiona l'arcareccio schematizzandolo come trave semplicemente appoggiata su luce di 4200 mm, soggetta al carico da neve più quello derivante dal peso dei pannelli coibentanti, il tutto maggiorato del 10% per tenere conto del peso proprio dell'arcareccio stesso.

$$q = 2,1m \cdot (0,60 kN / m^2 + 0,10 kN / m^2) \cdot 1,1 = 1,6 kN / m$$

La scelta dell'altezza del profilo la svolgiamo in termini di SLS per garantire una freccia inferiore a 1/200: pur considerata l'esiguità della pendenza analizzeremo la flessione composta calcolando l'aliquota di carico agente nel piano forte del profilo ed in quello ortogonale.

$$f_{\max} = 4200mm \cdot (1 / 200) = 21mm$$

$$f_n = q \cdot \cos \alpha \cdot (4200)^4 \cdot (5 / 384) / (210000 \cdot I_n) = 30831500 / I_n$$

$$f_p = q \cdot \sin \alpha \cdot (4200)^4 \cdot (5 / 384) / (210000 \cdot I_p) = 1541277 / I_p$$

$$I_p \cong 0,10 I_n$$

$$f_{\text{tot}} = 34469331 / I_n \Rightarrow I_n \geq 1641397 \text{ mm}^4 \rightarrow \text{IPE100}$$

---

dove con  $n$  e  $p$   
si intendono  
le direzioni  
normale e  
parallela alla  
falda

Si consideri però che sulle facciate del capannone gli arcarecci saranno anche soggetti alla sollecitazione assiale dei pilastri portabaraccatura e che faranno parte di una travatura reticolare di falda: sarà necessario disporre in queste zone di un profilo di inerzia maggiore per scongiurare fenomeni di instabilità, opteremo per un HE-A 100, profilo alto 96 mm con momenti di inerzia, debole e forte, rispettivamente 1340000 mm<sup>4</sup> e 3490000 mm<sup>4</sup>, pesante 0,25 kN/m. Per l'analisi dei carichi sulle strutture sottostanti si farà riferimento a questo elemento più pesante.

## Elementi capriata

Assimiliamo la capriata ad una struttura reticolare più semplice (vedi figura) che analizzeremo con un procedimento affine a quello della sezione di Ritter: per calcolare le sollecitazioni nei correnti riterremo che questi, in mezzeria, assorbono il momento flettente dovuto allo scarico degli arcarecci; per le diagonali, in prossimità degli appoggi, riterremo che queste devono assorbire la sollecitazione tagliante agente sulla struttura. Lo scarico degli arcarecci verrà amplificato del

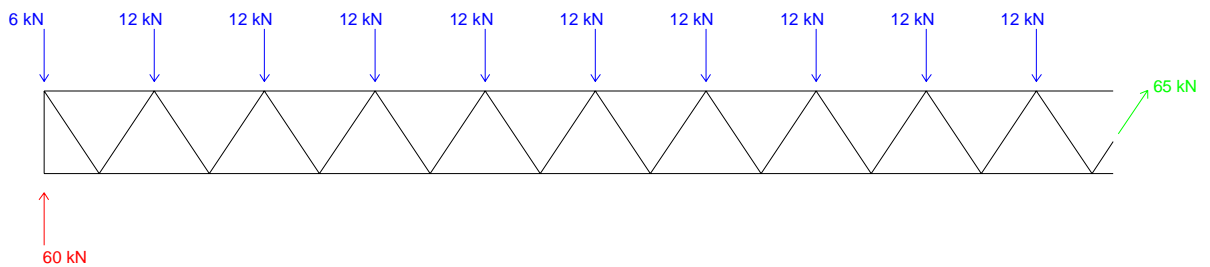
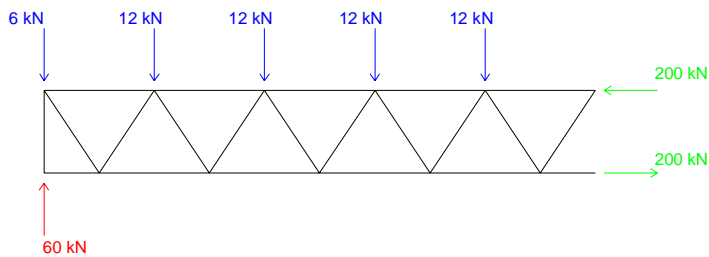
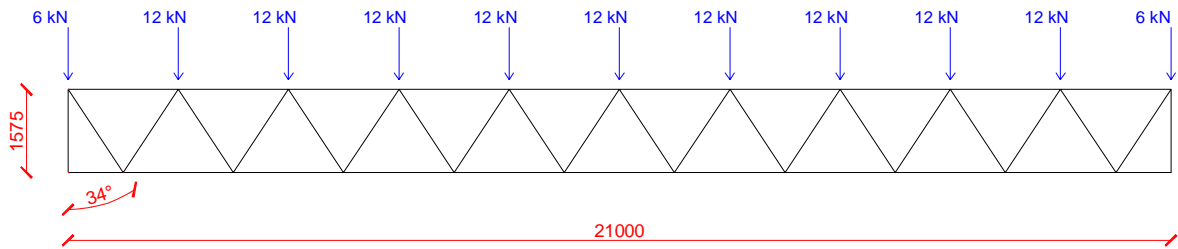
10% per tenere conto del peso proprio della capriata, ed ancora moltiplicato per 1,5 per il calcolo allo SLU (a vantaggio di sicurezza, poichè per i pesi propri andrebbe utilizzato 1,4).

$q$  su arcarecci  $1,45kN / m$

$g$  arcarecci  $0,25kN / m$

$1,70kN/m$

$1,70kN / m \cdot 1,10 \cdot 1,50 \cdot 4,20m = 11,78kN \cong 12kN$



Considerando acciaio Fe360 ( $f_{sd} = 235N/mm^2$ ) risultano le seguenti scelte:

Tipo	Sforzo (N)	Area min (mmq)	Profilo	Area effettiva (mmq)
Corrente sup	200000	851	2 UPN 65	1806
Corrente inf	200000	851	2 L 60x5	1150
Diagonali	65000	277	2 L 50x5	960

Il corrente superiore, compresso, viene sovradimensionato per il problema dell'instabilità; parimenti le diagonali ed il corrente inferiore che entra in compressione sotto l'azione del vento.

Si è trascurato in questa fase lo sbalzo perchè ininfluente ai fini della determinazione delle sollecitazioni sulla travata principale.

## Sbalzo

Per i profili dello sbalzo, per semplicità, adotteremo gli stessi della capriata: in particolare, per i correnti inferiore e superiore i profili UPN affiancati, per le diagonali ed i montanti 2L50x5/10.

## Colonne

Per il dimensionamento delle colonne, elementi snelli per i quali il problema fondamentale è quello dell'instabilità, muovo dalla prescrizione normativa che vuole la snellezza  $\lambda$  minore di

$$200: \lambda^* = \beta \cdot l / \rho < 200 \rightarrow \rho > \beta \cdot l / 200 = 2 \cdot 997 / 200 = 10 \text{ cm} \Rightarrow HE260 B$$

## Arcarecci portabaraccatura

Questi elementi saranno soggetti alla pressione del vento: posti ad interasse di 2100 mm avranno un carico di  $0,875 \text{ kN/m}^2 \cdot 2,1 \text{ m} \cdot 1,5 = 2,8 \text{ kN/m}$  su luci di 4200 mm. Ne discende un momento in mezzera\*\* di:

$$2,8 \text{ kN/m} \cdot (4,2 \text{ m})^2 / 8 = 6,2 \text{ kNm} \rightarrow f_{sd} \geq \frac{6,2 \text{ kNm}}{W} \rightarrow W \geq 26383 \text{ mm}^3 \Rightarrow HE100 - A$$

## Pilastrini portabaraccatura

Sulla facciata del capannone, in assenza di colonne, si rende necessaria la disposizione di pilastrini che reggano arcarecci dello stesso tipo di quelli previsti per le fiancate. I pilastrini saranno membrature incastrate-appoggiate di luce massima 10500 mm soggette ad un carico

---

\* si fa qui riferimento alla flessione nel piano della capriata per il quale la colonna si presenta come una mensola ( $b=2$ ); nel piano longitudinale del capannone le controventature fanno sì che lo schema sia di trave incastrata-appoggiata, con lunghezza libera di inflessione minore.

\*\* nell'ipotesi cautelativa di trave semplicemente appoggiata.