

L'esercitazione prevede l'inserimento in SAP2000 delle strutture precedentemente dimensionate e la verifica delle sezioni prendendo in considerazione il peso della neve, la spinta del vento e quella del sisma.

CALCESTRUZZO

Dopo aver impostato una griglia di partenza secondo i disegni di carpenteria, sono stati innanzitutto disegnati gli elementi del telaio del piano terra, assicurando che ogni frame fosse separato, in modo da ottenere dei nodi rigidi. La struttura è stata in seguito elevata per gli altri tre restanti piani e i pilastri sono stati vincolati al suolo con un incastro. Successivamente è stato assegnato il materiale (**C45/55**) e le relative sezioni per ciascun elemento, sulla base del predimensionamento dell'esercitazione precedente:

- **trave principale** 20cm x 45cm
- **travi secondarie** 20cm x 30cm*
- **mensola** 20cm x 45cm
- **pilastro** 30cm x 35cm

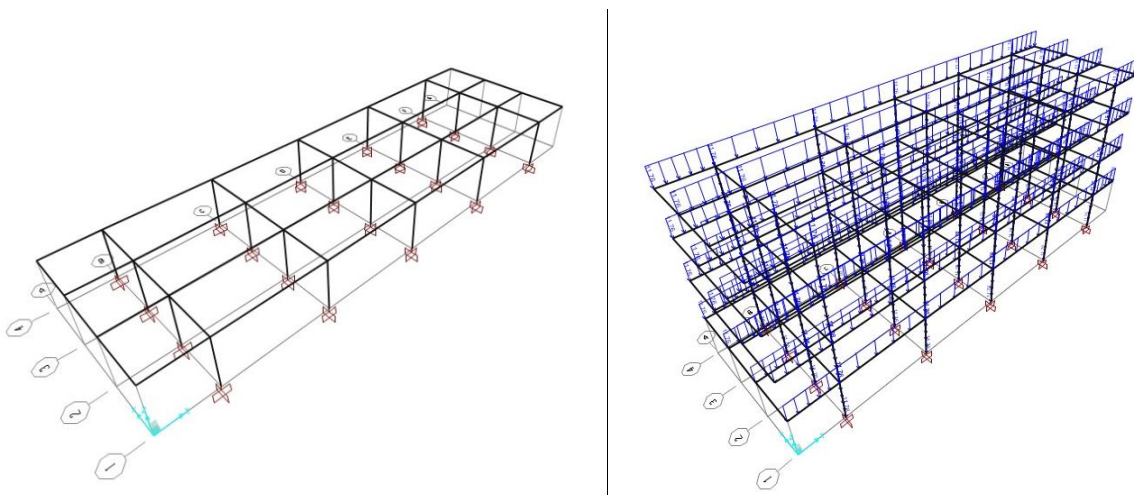
* (Per quanto riguarda le travi secondarie, considerando che la loro funzione è per lo più quella di controventamento, si è ipotizzata una sezione meno snella delle principali, ma che mantenesse costante il valore della base).

Affinché l'impalcato potesse risultare rigido, selezionando tutti i punti delle travi, sono stati assegnati dei vincoli interni (tipologia **diaphragm**), diversi per ogni piano e aventi l'asse z come asse delle rotazioni.

Di conseguenza sono stati definiti e assegnati alle travi principali i carichi distribuiti lineari q_s , q_p e q_a moltiplicati per l'interasse:

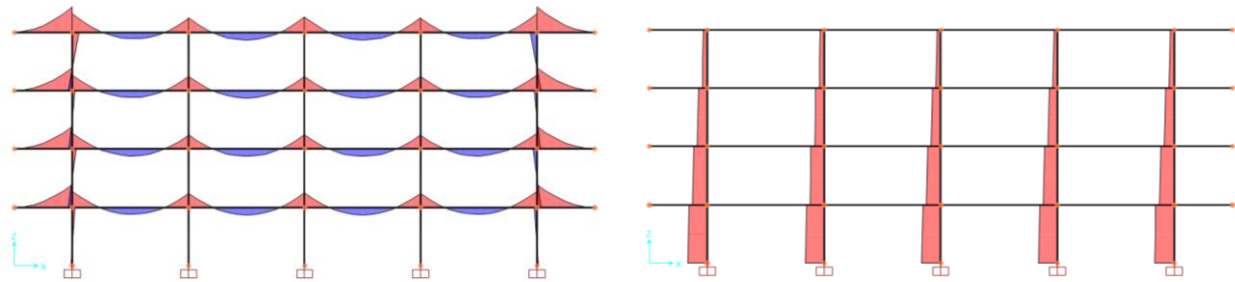
$$q_s = 11,76 \text{ kN/m} \quad q_p = 3,06 \text{ kN/m} \quad q_a = 6 \text{ kN/m}$$

Si è passati, quindi, alla definizione della combinazione allo Stato Limite Ultimo, nella quale tali valori vengono considerati con il corrispondente coefficiente di sicurezza e nella quale viene incluso il peso proprio della struttura.



CARICO DELLA NEVE

Il passo seguente è stato verificare gli elementi nel caso del sovraccarico apportato dalla neve. Ipotizzando che l'edificio si collochi a Roma, è stato considerato un peso di 0,5 kN/mq il quale, moltiplicato per l'interasse di 3 m, è stato poi assegnato al solaio di copertura. Successivamente è stata definita una combinazione di carico SLU+neve, è stata avviata l'analisi e sono state esportate su Excel le tabelle in modo da individuare gli elementi più sollecitati e verificare l'attuabilità delle sezioni per loro progettate.



I valori ricavati indicano che la trave più sollecitata è soggetta ad un momento pari a 123,60 kNm, minore rispetto a quello del predimensionamento; la sezione pertanto è verificata.

M_{max} (kN*m)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H	H/I	area (m ²)	peso unitario (kN/m)
129.95	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	20.00	35.13	5.00	40.13	45.00	0.07	0.09	2.25
143.11	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	20.00	36.87	5.00	41.87	verificata			
#VALORE! 0.00														
M_{max} (kN*m)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H	H/I	area (m ²)	peso unitario (kN/m)
123.60	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	20.00	34.26	5.00	39.26	45.00	0.07	0.09	2.25
123.60	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	20.00	34.26	5.00	39.26	verificata			

Invece, per gli aggetti del solaio di copertura, il momento risultante si dimostra maggiore rispetto alla scorsa esercitazione; nonostante ciò la sezione è verificata.

M_{max} (kN*m)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H (cm)
129.95	450	391.30	45	25.50	0.49	2.20	20	35.13	5	40.13	45
143.11	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	20.00	36.87	5.00	41.87	verificata
M_{max} (kN*m)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{yd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H (cm)
162.30	450	391.30	45	25.50	0.49	2.20	20	39.26	5	44.26	45
162.30	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	20.00	39.26	5.00	44.26	verificata

area (m ²)	peso (kN/m)	q_b	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	v_{max} (cm)	Iv_{max}	
0.09	2.25	20.07	21000	151875	0.64	470.85	Si
area (m ²)	peso (kN/m)	q_b	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	v_{max} (cm)	Iv_{max}	
0.09	2.25	20.07	21000	151875	0.64	470.85	Si

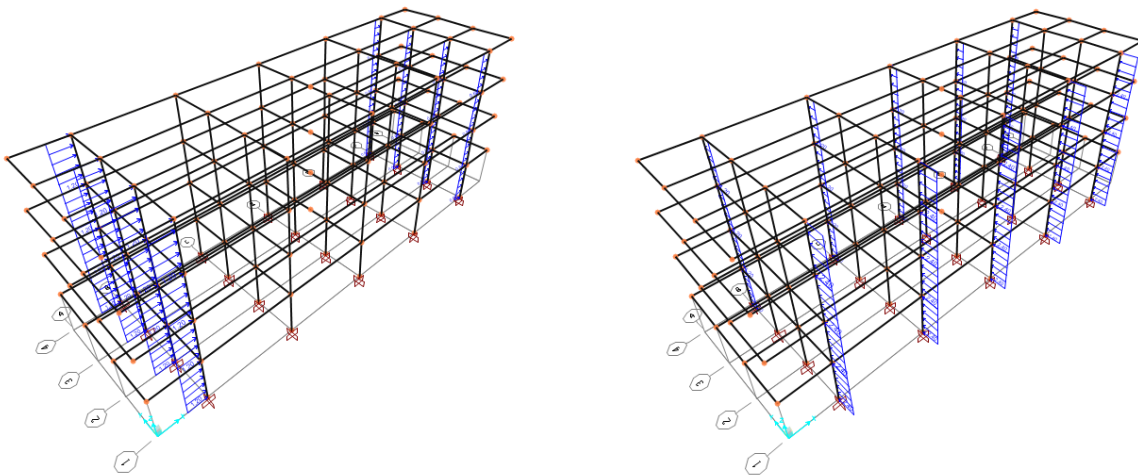
I pilastri più sollecitati, infine, sono sottoposti ad uno sforzo normale maggiore di quello del primo predimensionamento, ma la sezione risulta comunque verificata.

N	f_{ck}	f_{cd}	A_{min}	b_{min}	E	β	l	λ^*	ρ_{min}	b_{min}	b	h_{min}	h	A_{design}	I_{design}	I_{max}	W_{max}	q_t	M_t	σ_{max}	
kN	Mpa	Mpa	cm ²	cm	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	kN/m	kN*m	Mpa	
798	45.0	25.5	313.1	17.7	21000	2.00	3.00	90.15	6.66	23.05	30.00	10.44	35.00	1050	78750	107188	6125.00	28.88	86.63	21.75	Si
N	f_{ck}	f_{cd}	A_{min}	b_{min}	E	β	l	λ^*	ρ_{min}	b_{min}	b	h_{min}	h	A_{design}	I_{design}	I_{max}	W_{max}	q_t	M_t	σ_{max}	
kN	Mpa	Mpa	cm ²	cm	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	kN/m	kN*m	Mpa	
1029	45.0	25.5	403.5	20.1	21000	2.00	3.00	90.15	6.66	23.05	30.00	13.45	35.00	1050	78750	107188	6125.00	0.00	0.00	9.80	Si

In seguito sono stati analizzati i pilastri soggetti alle spinte orizzontali del vento e del sisma. Non potendo conoscere l'origine della direzione secondo cui queste spinte avvengono, sono stati analizzati due casi che prendono in considerazione le due tipiche direzioni ortogonali, x e y. Infine verrà svolto il dimensionamento in funzione della spinta che risulterà più influente.

SPINTA DEL VENTO

Nonostante il vento sia un agente dinamico e variabile, in questo caso è stata operata una semplificazione per il calcolo ed è considerato come statico. Sul programma SAP è stato perciò assegnato un carico distribuito dato dal prodotto della forza del vento per l'interasse dei pilastri di facciata; in particolare la forza ha un valore 0,4 kN/mq per i pilastri in sopravvento e 0,2 kN/mq per quelli sottovento.



Avviando l'analisi delle due combinazioni (SLU+ventox e SLU+ventoy), sono state esportate le tabelle Excel ed è stata creata un'apposita casella che considerasse il rapporto tra il momento e lo sforzo normale a cui sono sottoposti gli elementi. In questo modo si è potuto notare che la direzione più influente è quella in x, in quanto il pilastro più sollecitato (posto in copertura) presenta un rapporto M/N con valore pari a 0,215 m, maggiore di quello in y.

SPINTA DEL SISMA

L'azione sismica è un'azione dinamica, che si manifesta attraverso lo scorrimento orizzontale del terreno. Le vibrazioni, che si scaturiscono nella struttura dell'edificio, generano forze inerziali, che creano a loro volta dei sovraccarichi. Nel calcolo della forza sismica, i fattori più incisivi sono l'accelerazione di scorrimento e la massa dell'edificio e in particolare è espresso dalla relazione:

$$F_s = c \times W \qquad W = P + 20\% N + 30\% Q$$

in cui **c** il coefficiente di intensità sismica e **W** è uguale alla somma del peso dell'edificio P, del 20% del carico della neve N e del 30% del sovraccarico accidentale Q.

$$P = (q_s + q_p) \times A = (3,92 + 1,02) \text{ kN/mq} \times (30 \times 9) \text{ mq} = 1333,8 \text{ kN}$$

$$N = 0,5 \text{ kN/mq} \times A = 135 \text{ kN}$$

$$Q = 2 \text{ kN/mq} * A = 540 \text{ kN}$$

$$W = 1333,8 + 20\% 135 + 30\% 540 = 1333,8 + 27 + 162 = 1522,8 \text{ kN}$$

$$F_s = 0,3 \times 1522,8 = 456,84 \text{ kN}$$

La forza sismica non si distribuisce in modo costante in alzata, ma linearmente nel centro d'area del solaio, pertanto la forza è direttamente proporzionale all'altezza del solaio a cui arriva:

$$F_i = \frac{F_s \times z_i \times W_i}{\sum z_i \times W_i}$$

Considerando che i piani hanno la stessa destinazione d'uso (W costante) e lo stesso interpiano, la formula si semplifica divenendo:

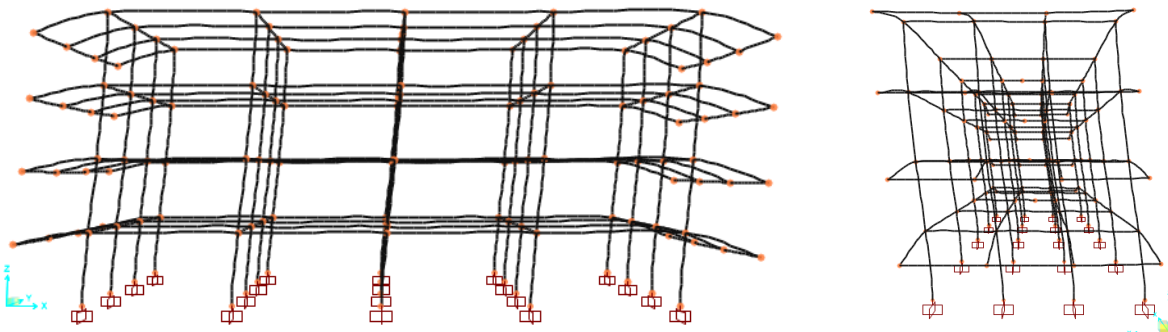
$$F_1 = F_s \times 1/10 = 45,70 \text{ kN}$$

$$F_2 = F_s \times 2/10 = 91,40 \text{ kN}$$

$$F_3 = F_s \times 3/10 = 137,05 \text{ kN}$$

$$F_4 = F_s \times 4/10 = 182,73 \text{ kN}$$

Tali valori vengono applicati nel centro di massa di ogni rispettivo piano e per entrambe le direzioni ortogonali x e y.



Dopo aver avviato l'analisi ed analizzato le tabelle Excel seguendo gli stessi procedimenti svolti per l'azione del vento, si è potuto vedere che, tra le varie combinazioni, il pilastro che presenta il valore maggiore del rapporto M/N è quello soggetto ad un'azione sismica in direzione x; in particolare tale rapporto coincide con il valore dell'eccentricità, che utilizziamo per verificare a pressoflessione il pilastro:

$$M = 59,21 \text{ kNm} \quad N = 216,03 \text{ kN} \quad e = 0,27$$

$$H/6 = 0,35 / 6 = 0,06 \text{ m} \quad H/2 = 0,35 / 2 = 0,17 \text{ m}$$

In questo caso $M/N > H/2$, ovvero la flessione è talmente grande che l'eccentricità porta la compressione fuori dalla sezione del pilastro; pertanto sarà necessario verificare solo la flessione (stessa verifica adottata per la trave nella prima esecuzione). Il pilastro con sezione 30x35 cm è verificato a pressoflessione.

M_{max} (KN*m)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{cd} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{ctd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H	H/l	area (m ²)	peso unitario (KN/m)
35.21	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	30.00	14.93	5.00	19.93	35.00	0.03	0.11	2.63
35.21	450.00	391.30	45.00	25.50	0.49	2.20	30.00	14.93	5.00	19.93	verificata			

ACCIAIO

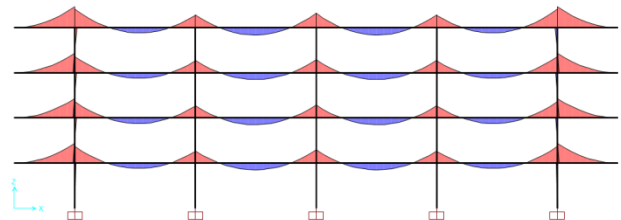
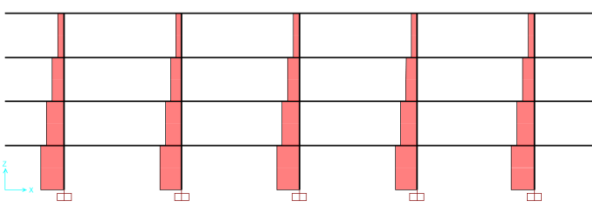
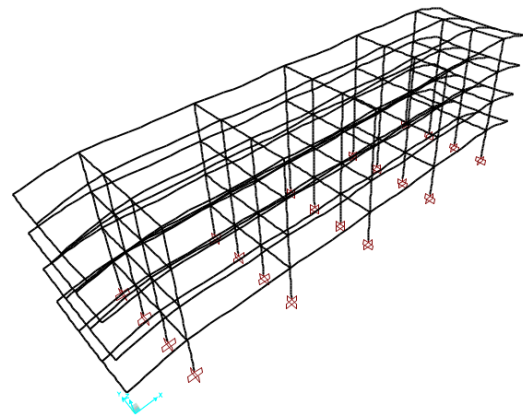
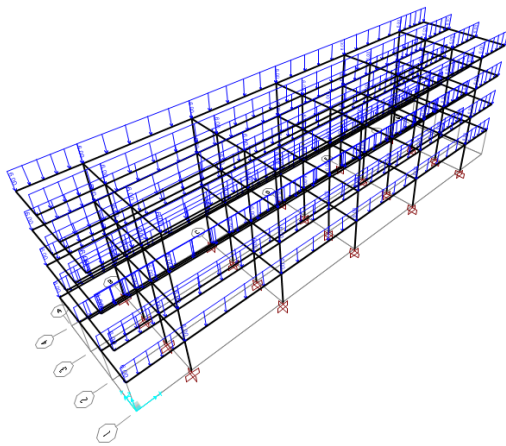
Come nel caso del calcestruzzo, è stato inserito su SAP il telaio in acciaio in base ai disegni di carpenteria e sono state assegnate le sezioni ipotizzate nel primo dimensionamento.

Successivamente sono stati distribuiti sulle travi principali i carichi del solaio e della destinazione d'uso, moltiplicati per l'interasse di 3 m. In questo modo è stata definita la combinazione di carico allo SLU.

- $q_s = 6,42 \text{ kN/m}$
 - $q_p = 3,54 \text{ kN/m}$
 - $q_a = 6 \text{ kN/m}$
- **trave principale IPE400**
 - **travi secondarie IPE140**
 - **mensola IPE400**
 - **pilastro HEA180**

CARICO DELLA NEVE

Di conseguenza gli elementi sono stati posti sotto verifica nel caso del sovraccarico apportato dalla neve. Il peso della neve è stato distribuito sul solaio di copertura ed è stata avviata l'analisi, esportando i dati su Excel considerando la combinazione dei carichi verticali SLU+neve.



Ordinando i dati delle tabelle Excel, è stato possibile individuare lo sforzo assiale massimo a cui sono sottoposti i pilastri più sollecitati (posti al piano terra), ovvero $N_{max} = 788 \text{ kN}$. Tale valore risulta minore rispetto a quello trovato nel primo dimensionamento, pertanto la sezione può essere ridimensionata: si sceglie un profilato HEA140.

N	f_{yk}	γ_m	f_{yd}	A_{min}	E	β	I	λ^*	ρ_{min}	I_{min}	A_{design}	I_{design}	ρ_{min}	λ	profilo
kN	Mpa		Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴	cm ²	cm ⁴	cm		
788	275.00	1.05	261.90	30.1	210000	2.00	3.00	88.96	6.74	1369	31.4	1033	5.73	104.71	HEA140

Per quanto riguarda lo sbalzo, nonostante il momento risultante $M_{max} = 199,79$ kNm si dimostra inferiore rispetto a quello trovato in precedenza, non è possibile ridimensionare il profilato a causa di restrizioni date dalla normativa.

M_{max} (kN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{x,min}$ (cm ³)	I_x (cm ⁴)	peso (kN/m)	q_e (kN/m)	E (N/mm ²)	v_{max} (cm)	I/v_{max}	
199.79	275	261.90	922.72	23130	0.663	17.943	210000	1.182	338.384	Si

Infine la sezione della trave principale è risultata sovradimensionata, poiché il momento dell'elemento più sollecitato ($M_{max} = 179,51$ kNm) è inferiore a quello del predimensionamento.

E' stato scelto un profilato IPE330.

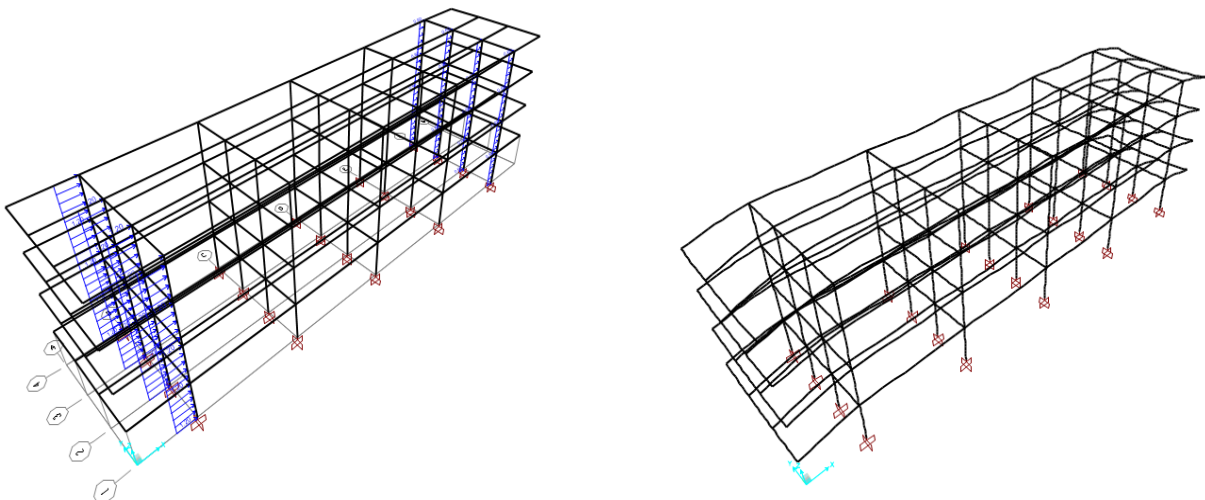
interasse (m)	q_s (kN/m ²)	q_p (kN/m ²)	q_a (kN/m ²)	q_u (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)	$f_{y,k}$ (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{x,min}$ (cm ³)	W_x (cm ³)	
4.00	2.14	1.18	2.00	30.21	8.00	179.51	275.00	261.90	685.40	713.10	ipe330

Sono state adottate le nuove sezioni:

- **trave principale** IPE330
- **travi secondarie** IPE140
- **mensola** IPE400
- **pilastro** HEA140

SPINTA DEL VENTO

Una volta assegnate alla struttura le nuove sezioni, essa è stata sottoposta alla spinta orizzontale del vento. Ancora una volta è risultato che la direzione più influente fosse quella in x; in particolare il pilastro più sollecitato era sottoposto ad uno sforzo normale pari a $N_{max} = 775,56$ kN.



SPINTA SISMICA

Infine si è passati alla verifica della struttura sotto la spinta sismica. Una volta ricavati i dati dalle analisi eseguite per entrambe le direzioni, si è constatato che nella direzione y la N_{max} risultasse anche maggiore rispetto a quella del vento: $N_{max} = 845,27$ kN. Il pilastro è stato verificato a pressoflessione secondo questo ultimo risultato, in modo da soddisfare tutte le combinazioni possibili. Si è calcolato:

$$\sigma = N/A \pm M/W$$

e verificato che risulti inferiore alla resistenza di progetto del materiale.

$$N = 845,27 \text{ kN}$$

$$A = 31,42 \text{ cm}^2 = 3142 \text{ mm}^2$$

$$M = 5,56 \text{ kNm} = 5560 \text{ kNmm}$$

$$W = 155,4 \text{ cm}^3 = 155400 \text{ mm}^3$$

$$\sigma = (845,27 \text{ kN} / 3142 \text{ mm}^2) + (5560 \text{ kNmm} / 155400 \text{ mm}^3) =$$

$$= 0,27 \text{ kN/mm}^2 + 0,0358 \text{ kN/mm}^2 = 0,30 \text{ kN/mm}^2$$

$$\sigma = 0,30 \text{ kN/mm}^2 = 300 \text{ N/mm}^2 = 300 \text{ MPa} > 275 \text{ MPa} = f_{yk}$$

La sezione non è verificata, pertanto viene considerato un profilato maggiore, **HEA160**.

LEGNO

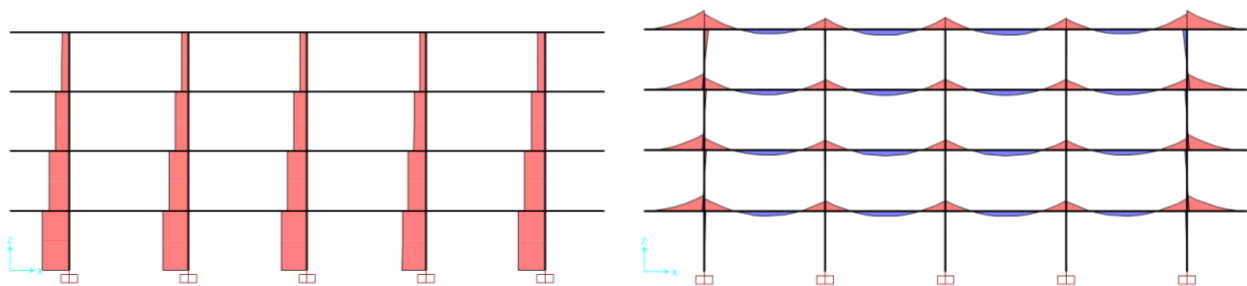
Analogamente al procedimento adottato per le due precedenti tipologie, è stato disegnato il telaio su SAP, definendo un nuovo materiale secondo le caratteristiche del legno adottato (lamellare C24) e sono state assegnate le sezioni corrispondenti per ogni elemento della struttura.

Successivamente sono stati distribuiti sulle travi principali i carichi del solaio e della destinazione d'uso, moltiplicati per l'interasse di 3 m.

- **qs** = 1,26 kN/m
- **qp** = 4,26 kN/m
- **qa** = 6 kN/m
- **trave principale** 24cm x 40cm
- **travi secondarie** 24cm x 30cm
- **mensola** 24cm x 40cm
- **pilastro** 25cm x 30cm

CARICO DELLA NEVE

Il passo seguente è stato verificare gli elementi nel caso del sovraccarico apportato dalla neve. Una volta distribuito il peso della neve sulla copertura, sono stati estrapolati i dati su Excel considerando la combinazione di carico SLU+neve.



Ordinando le tabelle, è risultato un $N_{max} = 610$ kN per i pilastri più sollecitati, maggiore rispetto al precedente: la sezione è comunque verificata.

N	$f_{c0,k}$	k_{mod}	γ_m	f_{c0d}	A_{min}	E_{005}	β	l	λ_{max}	ρ_{min}	b_{min}	b	h_{min}	h	A_{design}	I_{design}
kN	Mpa			Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴
610	21.00	0.80	1.45	11.59	526.5	8800	2.0	3.00	86.54	6.93	24.02	25.00	21.06	30.00	750	39063

Le mensole sono soggette ad un $M_{max} = 114,7$ kNm, la sezione è verificata.

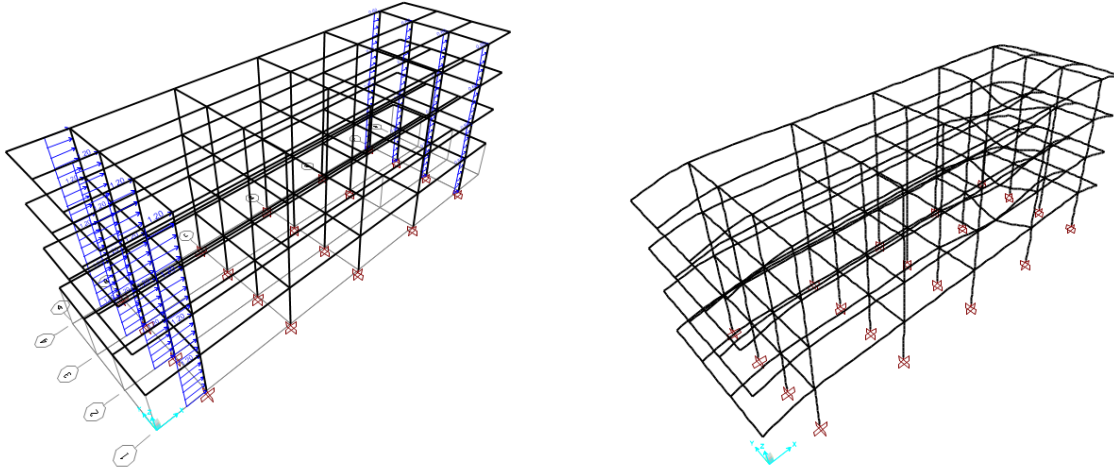
M_{max} (kN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d	b (cm)	h_{min} (cm)	H (cm)	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	q_s (kN/m)	v_{max} (cm)	W_{max}	
114.7	24	0.8	1.45	13.24	24	46.54	40	8000	128000	9	0.84	356.11	Si

Le travi principali più sollecitate sono soggette ad un $M_{max} = 99,32$ kNm, l'altezza diventa di 45 cm.

M_{max} (KN*m)	$f_{m,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	f_d (N/mm ²)	b (cm)	h_{min} (cm)	H (cm)
99.32	24.00	0.80	1.45	13.24	24.00	43.30	45.00

SPINTA DEL VENTO

Una volta assegnata la nuova sezione, la struttura viene sottoposta alla spinta orizzontale del vento. Com'è stato evidente anche negli altri casi, la direzione più influente è dimostrata essere quella in x.



SPINTA SISMICA

Si è passati alla verifica della struttura sotto la spinta sismica. Una volta ricavati i dati dalle analisi eseguite per entrambe le direzioni, si è constatato che nella direzione x la N_{max} risultasse anche maggiore rispetto a quella del vento: $N_{max} = 587,67 \text{ kN}$. Il pilastro è stato verificato a pressoflessione secondo questo ultimo risultato, in modo da soddisfare tutte le combinazioni possibili. Considero le sollecitazioni massime:

$$N = 587,67 \text{ kN}$$

$$M = 20,59 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = N/A = 587670 \text{ N} / 72000 \text{ mm}^2 = 8,16 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_f = M/W = 20590000 \text{ Nmm} / 2880000 \text{ mm}^3 = 4,14 \text{ N/mm}^2$$

Verifico a pressoflessione il pilastro assicurando la relazione:

$$\sigma_c/f_{cd} + \sigma_f/f_{fd} < 1$$

$$f_{cd} = 11,59 \text{ MPa}$$

$$f_{fd} = 13,24 \text{ N/mm}^2$$

$$8,16/11,59 + 4,14/13,24 = 0,7 + 0,24 = 0,94 < 1 \quad \text{Il pilastro è verificato.}$$