

ESERCITAZIONE 3

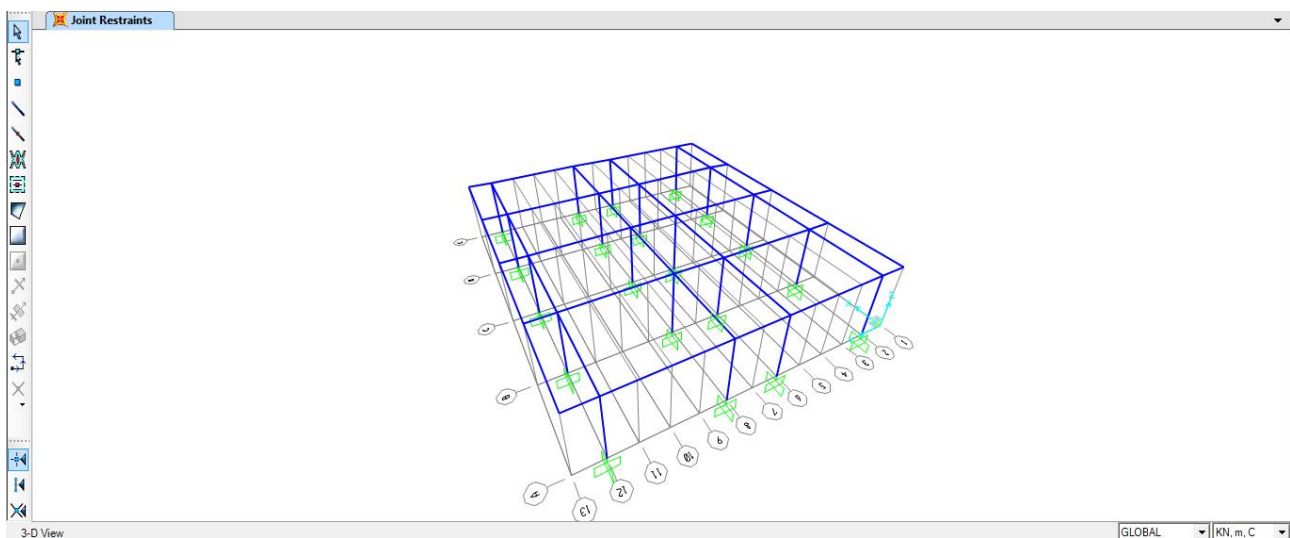
VERIFICA DI UN TELAIO IN CALCESTRUZZO, LEGNO E ACCIAIO CON AGGIUNTA DI CARICHI ORIZZONTALI

Francesca Rossetti

(svolta con Luca Alessandri e Martina Moreno)

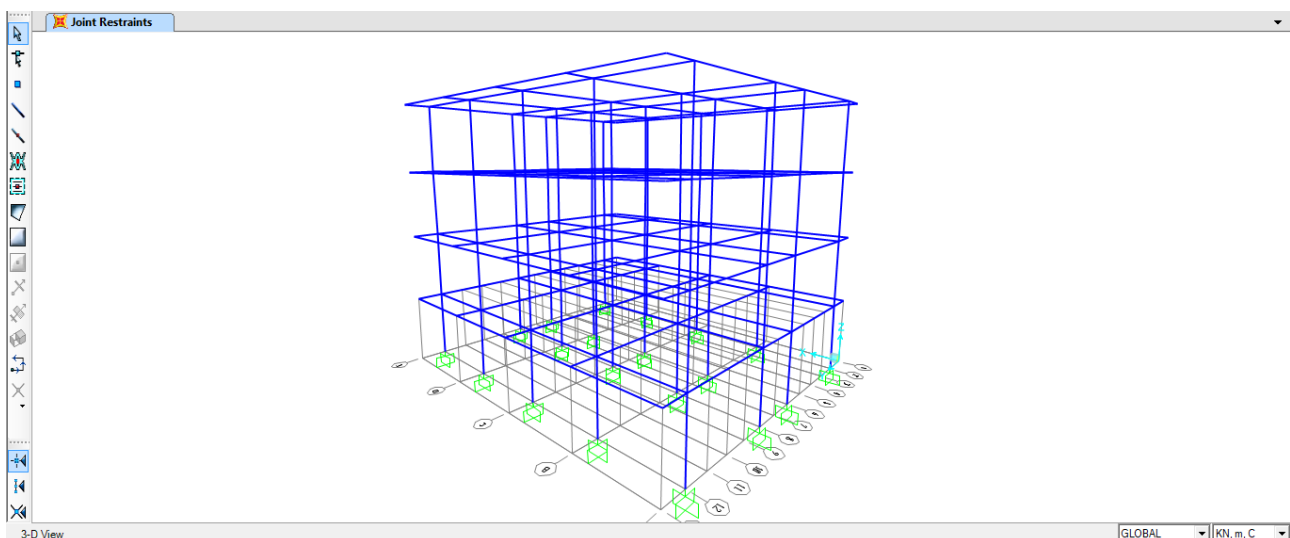
L'esercitazione, che è il proseguimento della seconda esercitazione, prevede la verifica dei telai dimensionati nella fase precedente. È stato utilizzato SAP 2000 per effettuare le analisi dei telai, funzionali alle verifiche, e per valutare anche i carichi orizzontali di vento e sisma non considerati in fase di dimensionamento.

Il primo passo dunque è stato quello di modellare su SAP 2000 ciascuna delle tre strutture progettate, assegnando poi le informazioni relative al materiale, alle sezioni degli elementi e ai carichi verticali e orizzontali. Di seguito sono illustrati i passaggi principali della modellazione dei telai su SAP, validi per tutte e tre le tecnologie esaminate.



Innanzitutto è stata disegnata la struttura del primo livello e poi copiata in altezza fino ad ottenere il numero di piani progettato.

La struttura è stata poi divisa (*Edit/Edit Lines/Divide Frames*) in modo tale che ogni elemento costituisca un frame separato. In questo modo SAP riconosce automaticamente nodi rigidi tra gli elementi dei telai. Ai pilastri del piano terra, invece, bisogna assegnare il vincolo di incastro al terreno.

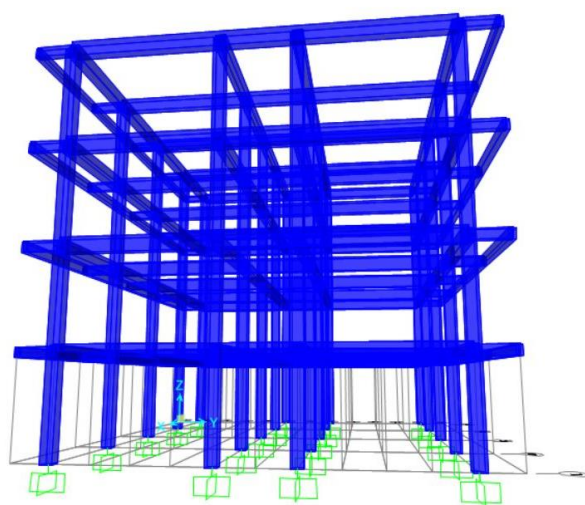
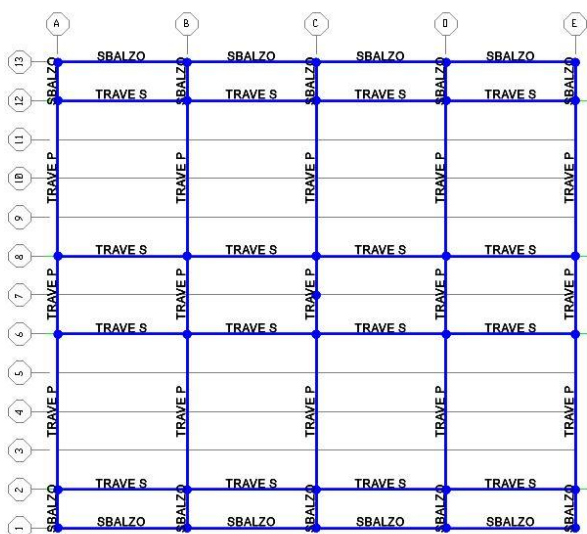


Un altro passaggio importante per la definizione del modello è l'assegnazione del *diaphragm*, cioè un vincolo interno, a tutte le travi e ai punti che le collegano ai pilastri (*Assign/Join/Constraint/Diaphragm*). In questo modo si fanno appartenere le teste dei pilastri ad un unico corpo rigido piano, il solaio. Il *diaphragm* consente di imporre che l'unica rotazione uguale in tutti i punti sia quella intorno all'asse z.

Questa unica rotazione intorno all'asse z è l'ipotesi di base dell'impalcato rigido, che costituisce gli edifici.

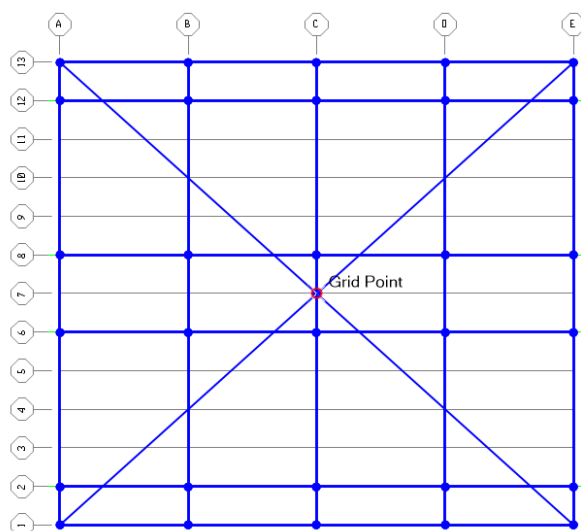
Ad ogni livello della struttura deve essere assegnato un *diaphragm* diverso, in quanto in caso di azione sismica ogni solaio deve essere libero di ruotare autonomamente.

A questo punto, come verrà illustrato più in dettaglio per ogni tecnologia, si assegna il relativo materiale e la sezione agli elementi dimensionati.



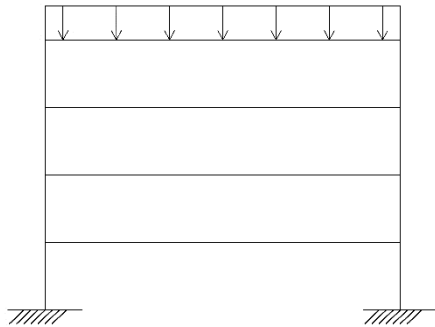
Prima di passare all'assegnazione dei carichi e all'analisi delle combinazioni di carico è stato individuato il centro di area di ogni impalcato, che nei casi in esame corrisponde al centro di massa.

Il centro di area è il punto in cui dovrà essere applicata la forza sismica e ad ognuno è stato assegnato il *diaphragm* del piano corrispondente, per farlo appartenere all'impalcato.



In questa seconda parte dell'esercitazione sono stati calcolati:

- **Neve:** è un carico verticale che agisce sul tetto quindi sull'ultimo impalcato.

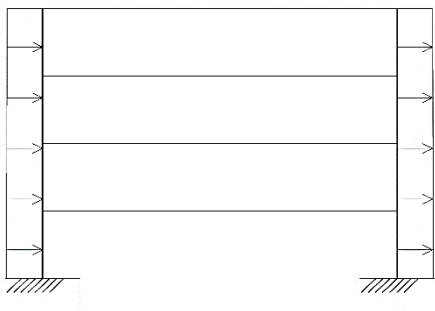


Il carico provocato dalla neve sulle coperture viene valutato attraverso differenti parametri.

Si tiene in considerazione la zona, le condizioni climatiche, l'altitudine del sito e la tipologia di copertura ovvero se è a falde o piana, se è riscaldata o meno...

Tuttavia per semplificare il modello costruito è stato valutato per la zona di Roma un valore pari $0,5 \text{ kN/m}^2$.

- **Vento:** è un agente dinamico dunque variabile nel tempo. Quando una struttura è soggetta a carico dinamico essa inizia ad oscillare rispetto la sua posizione di equilibrio. Tuttavia il fenomeno può essere ricondotto ad azioni statiche equivalenti ovvero a pressioni per la facciata sopravvento ed a depressioni per quella sottovento. Il valore del carico dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione presa in esame, dalla sua localizzazione, dalla velocità del vento legata all'energia cinetica dell'aria... Tuttavia nel modello è stato valutato per la zona di Roma un valore pari $0,5 \text{ kN/m}^2$.

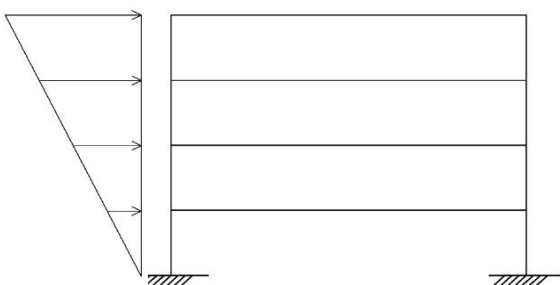


Per la facciata sopravvento è stato moltiplicato $0,5 \text{ kN/m}^2$ per il coefficiente $0,8$ ottenendo un valore di pressione pari a $0,4 \text{ kN/m}^2$, mentre per la facciata sottovento è stato moltiplicato $0,5 \text{ kN/m}^2$ per $0,4$ ottenendo un valore di depressione pari a $0,2 \text{ kN/m}^2$.

È stato dunque applicato il carico del vento come linearmente distribuito ai pilastri di facciata del telaio più sollecitato.

- **Forza sismica:** è un'azione dinamica che consiste in uno scuotimento del terreno alla base. Tuttavia partendo dall'ipotesi di un edificio regolare è possibile capire come si comporta la struttura attraverso analisi sismiche statiche equivalenti. La forza sismica è stata calcolata attraverso la formula: $F_s = c \times \omega$ dove:
 - c è il coefficiente di intensità sismica ($c = \bar{a} / \bar{g}$)
 - $\omega = P + 20\% N + 30\% Q$

Quindi è stata calcolata $F_i = F_s \frac{z_i \omega_i}{\sum_{i=1} z_i \omega_i}$ che corrisponde al valore della forza sismica da applicare nel centro di massa di ciascun piano.



F_i risulta direttamente proporzionale alla quota, infatti i piani alti soffrono maggiormente l'azione sismica, ed è per questo che la distribuzione della forza sismica ha un andamento triangolare.

Inoltre essendo per ipotesi un edificio regolare risulta che ω è costante ad ogni piano quindi:

$$F_i = F_s \frac{z_i}{\sum_{i=1} z_i}$$

Dal momento che non si può definire preventivamente l'origine e la direzione del sisma, sono state effettuate due analisi una in direzione longitudinale e l'altra in direzione trasversale, verificando la più sfavorevole.

A questo punto, una volta assegnati tutti i carichi, sono state definite le varie combinazioni di carico a partire dalla combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi:

$$q \text{ [kN/m}^2\text{]} = \gamma_s q_s + \gamma_p q_p + \gamma_a q_a + \psi_{02} \gamma_v q_v + \psi_{03} \gamma_n q_n$$

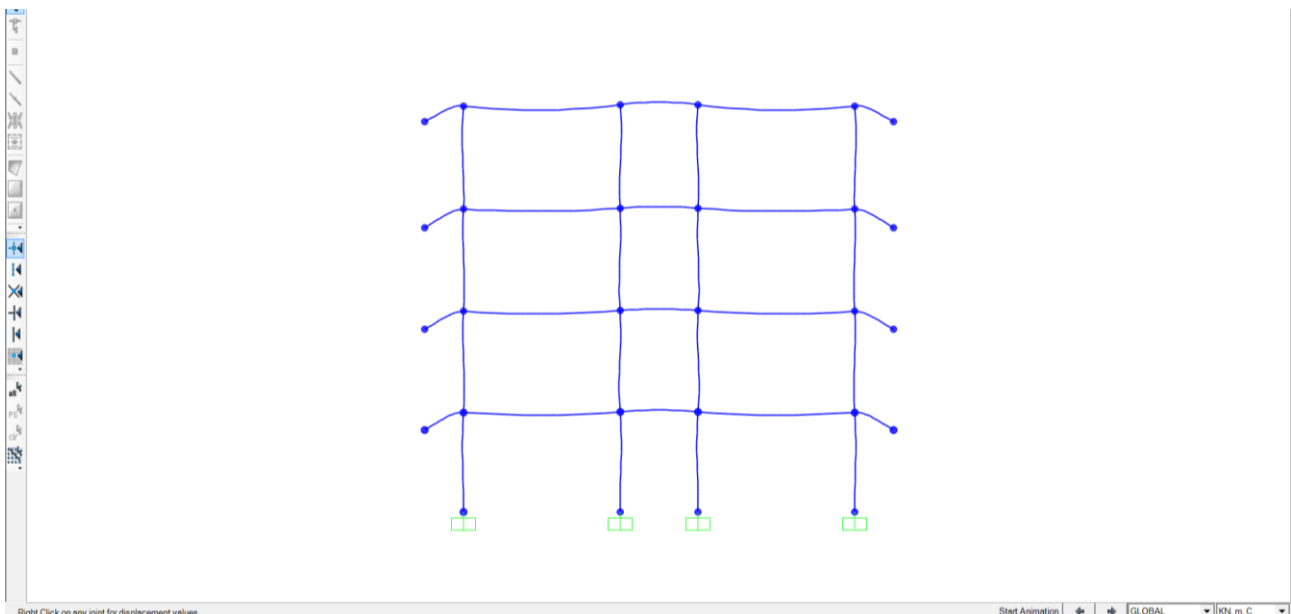
(dove γ coefficiente parziale sfavorevole e ψ coefficiente minorativo che prende in considerazione che possano agire altri carichi variabili contemporaneamente a quello dominante, ma non con valore massimo)

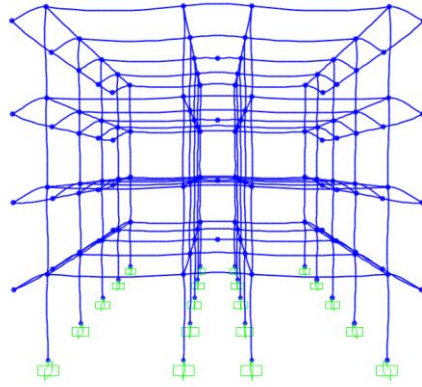
Sono state definite più combinazioni:

- Comb_ q_a prevalente:
 $q \text{ [kN/m}^2\text{]} = 1,3 * q_s + 1,5 * q_p + 1,5 * q_a + 0,6 * 1,5 * q_v + 0,5 * 1,5 * q_n$
- Comb_ q_n prevalente:
 $q \text{ [kN/m}^2\text{]} = 1,3 * q_s + 1,5 * q_p + 1,5 * q_n + 0,7 * 1,5 * q_a + 0,6 * 1,5 * q_v$
- Comb_ q_v prevalente:
 $q \text{ [kN/m}^2\text{]} = 1,3 * q_s + 1,5 * q_p + 1,5 * q_v + 0,7 * 1,5 * q_a + 0,5 * 1,5 * q_n$

Dalle analisi svolte in SAP risulta che la combinazione di carico più sfavorevole è quella con q_a dominante. Nella fase successiva le travi e gli sbalzi - soggetti solo a momento flettente - saranno verificati a flessione; i pilastri - soggetti a flessione e a compressione – saranno verificati a pressoflessione.

Tuttavia nella verifica ci si aspetta che i momenti relativi alle travi siano minori di quelli di progetto, in quanto in fase di dimensionamento era stato assunto il modello di trave doppiamente appoggiata, mentre in realtà si tratta di nodi rigidi.



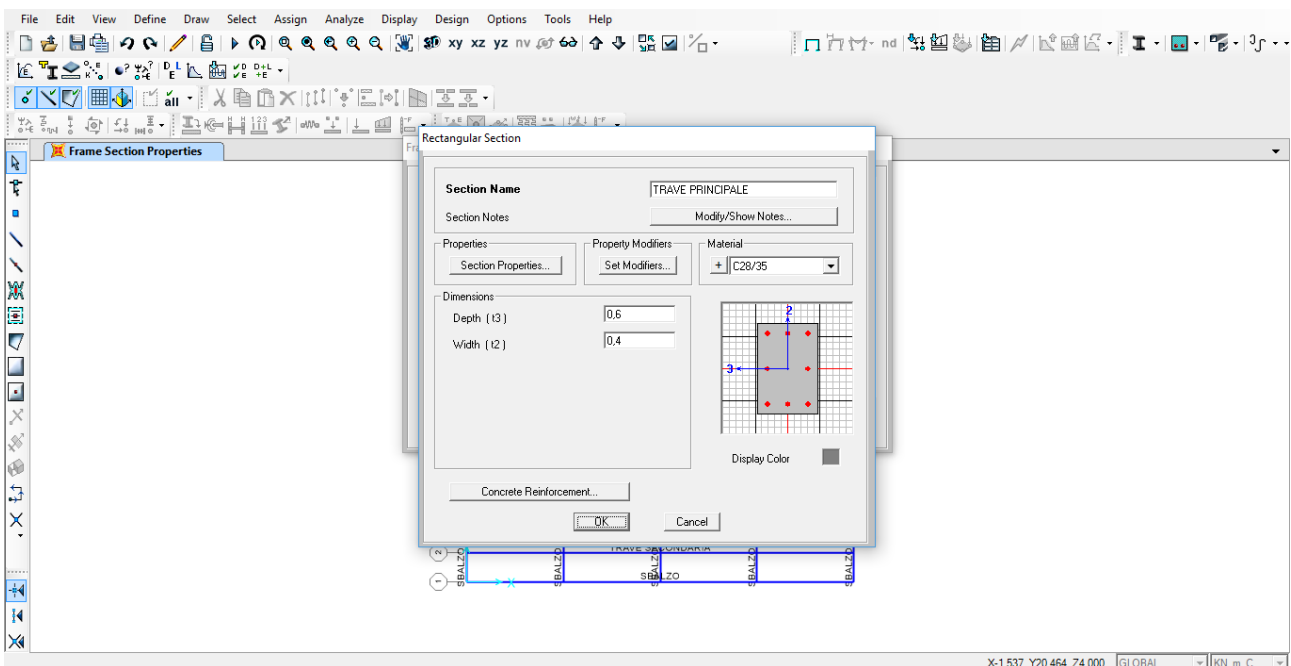
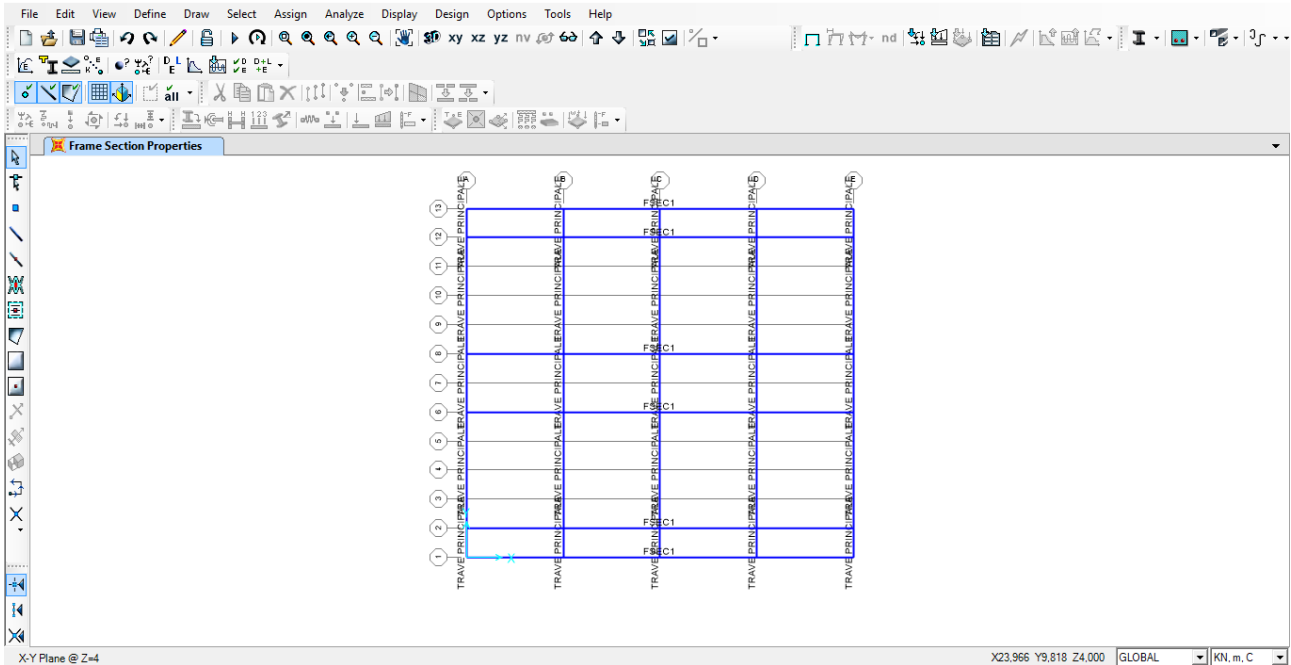


Right Click on any point for displacement values

Start Animation | | | GLOBAL | | KN, m, C

1. CLS ARMATO

La struttura progettata in calcestruzzo armato durante la prima fase di lavoro è stata ridisegnata in SAP, inoltre sono stati assegnati il materiale (C 28/35), le sezioni ed i carichi verticali e orizzontali.



Dalla seconda esercitazione emergono i seguenti dati: →

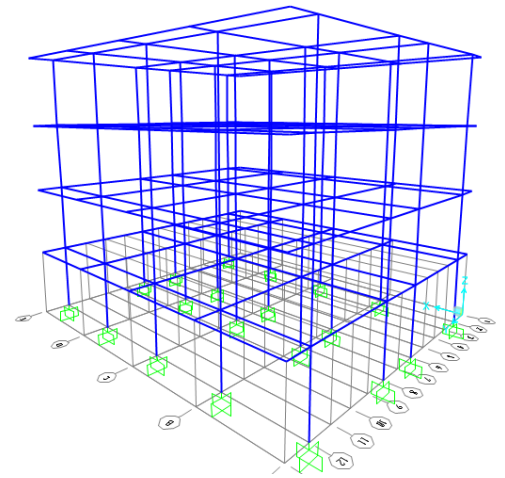
$$q_s = 3,40 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = 3,16 \text{ kN/m}^2$$

$$q_a = 2,00 \text{ kN/m}^2$$

(Nella prima fase di lavoro si sarebbe dovuto considerare un pacchetto di solaio differente per la copertura e per gli sbalzi, tuttavia è stato considerato lo stesso modello di solaio. In questa seconda fase è stato deciso di utilizzare il valore di normativa per i sovraccarichi accidentali relativo ai balconi $q_a = 4,00 \text{ kN/m}^2$).

Elementi dimensionati →	Trave Principale	40 x 60 cm
	Trave Secondaria	25 x 35 cm
	Pilastro	40 x 45 cm
	Sbalzo	25 x 40 cm



FORZE ORIZZONTALI

Sisma: $F_s = c \times \omega$

- c
- $\omega = P + 20\% N + 30\% Q$

- P = Peso proprio + carico strutturale + sovraccarico permanente
 - Peso proprio = 3021 kN
 - Carico strutturale $q_s = 3,40 \text{ kN/m}^2 \times (\text{Area solaio } 18\text{m} \times 20 \text{ m} = 360 \text{ m}^2) \times 4 \text{ (n}^\circ \text{ solai)} = 4896 \text{ kN}$
 - Sovraccarico permanente $q_p = 3,16 \text{ kN/m}^2 \times 360 \text{ m}^2 \times 4 = 4550,4 \text{ kN}$

$$P = (3021 + 4896 + 4550,4) \text{ kN} = \underline{12\,467,4 \text{ kN}}$$

- N = Carico neve (Roma 0,5 kN/m²)
 - 20 % N = 0,1 kN/m² x 360 m² (tetto) = 36 kN
- Q = Carichi accidentali
 - 30 % Q = 864 kN

$$\omega = (12\,467,4 \text{ kN} + 36 \text{ kN} + 864 \text{ kN}) = 13367,4 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_s = 0,3 \times \omega = 4010,2 \text{ kN}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i \omega_i}{\sum_{i=1} z_i \omega_i}$$

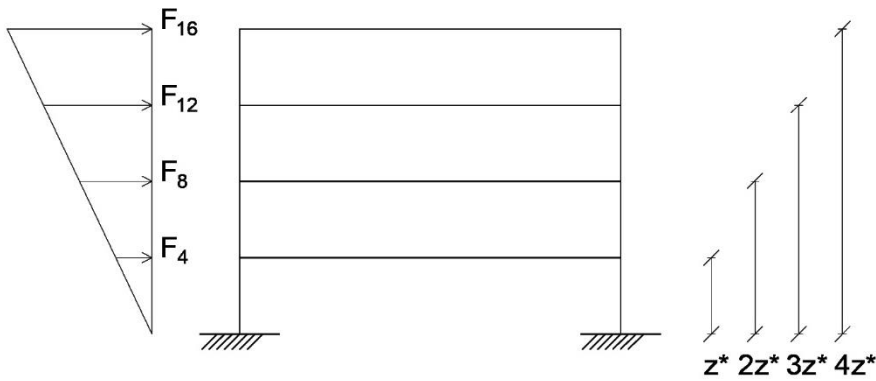
$$F_i = F_s \frac{z_i}{\sum_{i=1} z_i}$$

$$F_4 = F_s \frac{z^*}{10z^*} = 401,02 \text{ kN}$$

$$F_8 = F_s \frac{2z^*}{10z^*} = 802,04 \text{ kN}$$

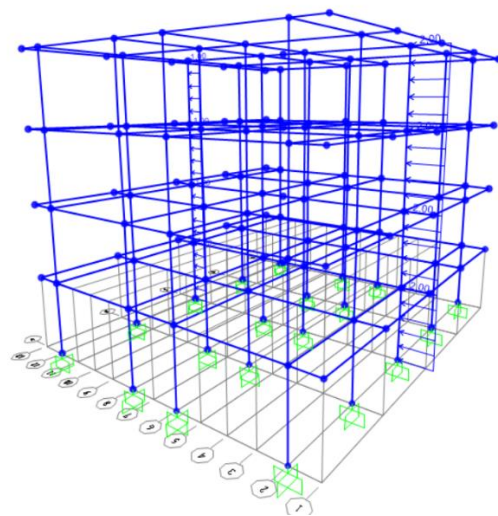
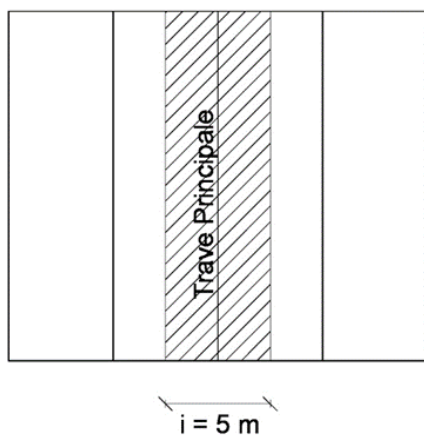
$$F_{12} = F_s \frac{3z^*}{10z^*} = 1203,06 \text{ kN}$$

$$F_{16} = F_s \frac{4z^*}{10z^*} = 1604,08 \text{ kN}$$



Vento: $Q = 0,5 \text{ kN/m}^2$

- vento (carico lineare):
- parete sopravento: $0,4 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$
 - parete sottovento: $0,2 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$



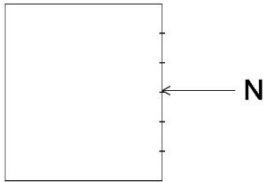
ANALISI e VERIFICHE

Combinazione di carico allo SLU (COMB1)

È stata mandata su SAP l'analisi del modello con la combinazione di carico allo SLU più sfavorevole (cioè quella con il q_a dominante) e sono stati esportati su Excel i risultati (tabella *Element forces – frame*), per poter effettuare le verifiche.

- COMB1 → Carichi verticali
 - Trave: $M_{\max} = 57,3 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 308,70 \text{ kNm}$
→ sezione trave verificata
 - Pilastro: $N_{\max} = 565,06 \text{ kN}$
 $M_{\max} = 2,47 \text{ kNm}$

Verifica a Pressoflessione:



$$e = \frac{M}{N} = 4,37 \text{ mm} < \frac{H}{6} (75 \text{ mm}) \quad \text{CASO I}$$

la sezione è tutta compressa

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} < f_{cd}$$

$$3,2 \text{ N/mm}^2 < 15,9 \text{ N/mm}^2$$

→ sezione pilastro verificata

- Sbalzo: $M_{\max} = 44,9 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 68,4 \text{ kNm}$ → sezione verificata

Sisma

Per i carichi orizzontali è stata verificata la combinazione più sfavorevole.

- COMB2_Fy → Carichi verticali + sisma direzione y
 - Trave: $M_{\max} = 460,84 \text{ kNm} > M_{\max}^* = 308,70 \text{ kNm}$
→ Non verificato
 - Pilastro: $N_{\max} = 985,58 \text{ kN}$
 $M_{\max} = 280,74 \text{ kNm}$

$$e = \frac{M}{N} = 280 \text{ mm} > \frac{H}{2} (225 \text{ mm}) \quad \text{CASO III}$$

Verifica a flessione

→ Non verificato

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)
280,74	450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	40,00	51,74	5,00	56,74	45,00	0,09	0,18	4,50
299,93	450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	40,00	53,48	5,00	58,48	non verificato			

- Sbalzo: $M_{\max} = 44,9 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 68,4 \text{ kNm}$ → sezione verificata

2. LEGNO

La struttura progettata in legno ha le stesse dimensioni e luci di quella del calcestruzzo armato. Pertanto, è stato utilizzato lo stesso modello già realizzato su SAP per il calcestruzzo, variando le informazioni relative al materiale e alle sezioni degli elementi dimensionati nella fase precedente di lavoro.

Elementi dimensionati →	Trave Principale	35 x 50 cm
	Trave Secondaria	35 x 40 cm
	Pilastro	35 x 35 cm
	Sbalzo	25 x 30 cm

Il materiale scelto, cioè legno lamellare GL 24 h, è stato creato su SAP fornendo i seguenti dati:

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box in SAP. The material name is 'LEGNO LAMELLARE'. The material type is 'Other' and the symmetry type is 'Orthotropic'. The modulus of elasticity is set to E1=113.7, E2=3.8, and E3=3.8. The weight and mass are set to 3.7 and 0.377 respectively. The units are set to 'KN, m, C'. The Poisson's ratio is set to 0.3 for U12, U13, and U23. The coefficient of thermal expansion is set to 1.170E-05 for A1, A2, and A3. The shear modulus is set to 7.1 for G12, G13, and G23. The dialog box also includes buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', 'Time Dependent Properties...', and 'Thermal Properties...'. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Il legno lamellare è stato classificato come ortotropo, vista la variazione delle sue proprietà meccaniche in funzione dell'orientamento delle fibre.

E1= modulo di elasticità parallelo alla fibratura

E2 = modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura

E3 = è stato assegnato, come semplificazione del modello, lo stesso valore del modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura

A questo punto sono state valutate le stesse combinazioni di carico illustrate nell'introduzione, inserendo i valori dei carichi relativi al legno, calcolati nella seconda esercitazione:

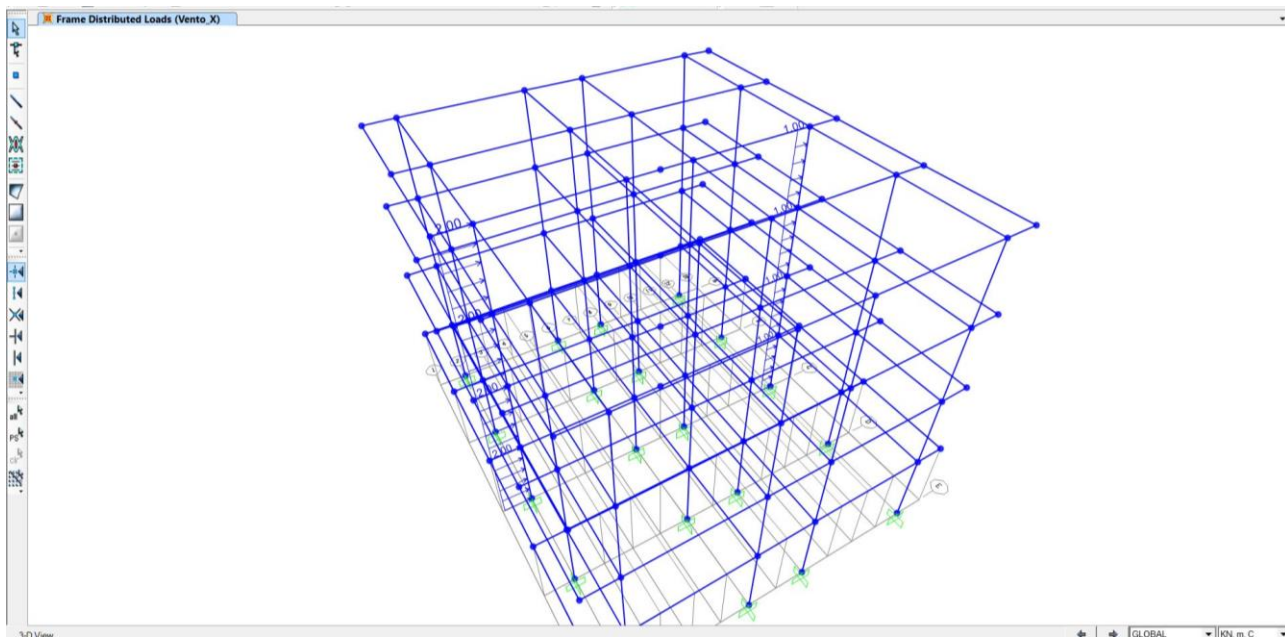
- $q_s = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- $q_p = 2,86 \text{ kN/m}^2$
- $q_a = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Anche in questo caso, nella fase di modellazione e di verifica è stato utilizzato $q_a = 4,00 \text{ kN/m}^2$ per le parti a sbalzo, cioè i balconi.

FORZE ORIZZONTALI

Vento: $Q = 0,5 \text{ kN/m}^2$

- vento (carico lineare):
- parete sopravvento: $0,4 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$
 - parete sottovento: $0,2 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$



Sisma: $F_s = c \times \omega$

- $c = 0,3$
 - $\omega = P + 20\% N + 30\% Q$
- $P =$ Peso proprio + carico strutturale + sovraccarico permanente
- Peso proprio = $634,18 \text{ kN}$
 - Carico strutturale $q_s = 0,5 \text{ kN/m}^2 \times (\text{Area solaio } 18\text{m} \times 20 \text{ m} = 360 \text{ m}^2) \times 4 \text{ n}^\circ \text{ solai} = 720 \text{ kN}$
 - Sovraccarico permanente $q_p = 2,86 \text{ kN/m}^2 \times 360 \text{ m}^2 \times 4 \text{ n}^\circ \text{ solai} = 4118,4 \text{ kN}$
- $P = (634,18 + 720 + 4118,4) \text{ kN} = \underline{5472,58 \text{ kN}}$
- $N =$ Carico neve (Roma $0,5 \text{ kN/m}^2$)
- $20\% N = 0,1 \text{ kN/m}^2 \times 360 \text{ m}^2 (\text{superficie tetto}) = \underline{36 \text{ kN}}$

• Q = Carichi accidentali

- **30 % Q** : $q_{a1} = 2 \text{ kN/m}^2 \times 30 \% \times (\text{Area solai esclusi balconi } 15\text{m} \times 20 \text{ m} = 300 \text{ m}^2) \times 4 = 720 \text{ kN}$
 $q_{a2} = 4 \text{ kN/m}^2 \times 30 \% \times (\text{Area balconi } 20\text{m} \times 3 \text{ m} = 60 \text{ m}^2) \times 4 = 288 \text{ kN}$

$$\omega = 6900,58 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_s = 0,3 \times \omega = 2070,17 \text{ kN}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i \omega_i}{\sum_{i=1} z_i \omega_i}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i}{\sum_{i=1} z_i}$$

$$F_4 = F_s \frac{z^*}{10z^*} = 207,02 \text{ kN}$$

$$F_8 = F_s \frac{2z^*}{10z^*} = 414,04 \text{ kN}$$

$$F_{12} = F_s \frac{3z^*}{10z^*} = 621,06 \text{ kN}$$

$$F_{16} = F_s \frac{4z^*}{10z^*} = 828,08 \text{ kN}$$

ANALISI e VERIFICHE

Combinazione di carico allo SLU (COMB1)

Di seguito sono riportati i valori massimi del momento e dello sforzo normale individuati per la verifica del telaio più sollecitato.

- COMB1 → Carichi verticali
 - Trave: $M_{\max} = 25,05 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 178,65 \text{ kNm}$
→ sezione trave verificata
 - Pilastro: $N_{\max} = 208,82 \text{ kN}$
 $M_{\max} = 1,6 \text{ kNm}$

La verifica a presso-flessione del pilastro in legno tiene conto di due tensioni di riferimento, f_{cd} e f_{fd} , per valutare rispettivamente la compressione e la flessione.

Affinché la verifica sia soddisfatta, bisogna garantire che $\frac{\sigma_c}{f_{cd}} + \frac{\sigma_f}{f_{fd}} < 1$

dove $\sigma_c = \frac{N}{A}$; $\sigma_f = \frac{M}{W}$; $f_{cd} = K_{mod} \frac{f_c}{\gamma_m}$; $f_{fd} = K_{mod} \frac{f_f}{\gamma_m}$

f_c (resistenza a compressione parallela alla fibratura) = 24 MPa per legno lamellare GL 24h

f_f (resistenza a flessione) = 24 MPa per legno lamellare GL 24h

γ_m (coefficiente di sicurezza) = 1,45

K_{mod} (coefficiente <1 che tiene conto dell'effetto della durata del carico e delle condizioni di umidità in cui opera la struttura) = 0,8

$\rightarrow f_{cd} = 13,24 \text{ MPa}$ $f_{fd} = 13,24 \text{ MPa}$

Area sezione pilastro $A = 1225 \text{ cm}^2$

$W = bh^2/6$

$\rightarrow \sigma_c = \frac{208820N}{122500mm^2} = 1,7 \text{ MPa}$ $\sigma_f = \frac{1600000Nmm}{7145830mm^3} = 0,2 \text{ MPa}$

$\frac{1,7}{13,24} + \frac{0,2}{13,24} = 0,13 < 1$ \rightarrow sezione pilastro verificata

- Sbalzo: $M_{max} = 15,61 \text{ kNm} \leq M_{max}^* = 44,66 \text{ kNm} \rightarrow$ sezione verificata

Sisma

Per il sisma è stata verificata la combinazione più sfavorevole, cioè quella con la forza sismica in direzione x.

- COMB2_Fx \rightarrow Carichi verticali + sisma direzione x
 - Trave: $M_{max} = 230,74 \text{ kNm} \leq M_{max}^* = 178,65 \text{ kNm}$
 \rightarrow Non verificato
 - Pilastro: $N_{max} = 454,94 \text{ kN}$
 $M_{max} = 254,38 \text{ kNm}$

Verifica pilastro a Pressoflessione:

analogamente alla verifica del pilastro della COMB1, bisogna garantire che $\frac{\sigma_c}{f_{cd}} + \frac{\sigma_f}{f_{fd}} < 1$

$f_{cd} = 13,24 \text{ MPa}$ $f_{fd} = 13,24 \text{ MPa}$

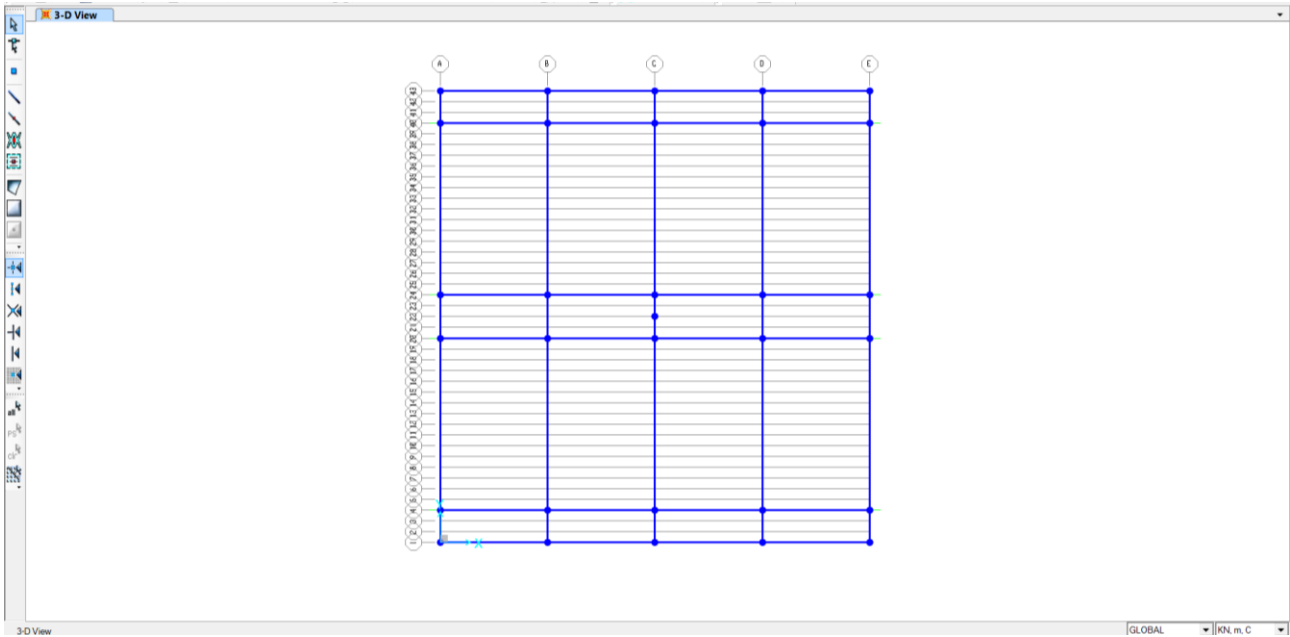
$\sigma_c = 3,7 \text{ MPa}$ $\sigma_f = 35,5 \text{ MPa}$

$\frac{3,7}{13,24} + \frac{35,5}{13,24} = 2,76 > 1$ \rightarrow sezione pilastro NON verificata

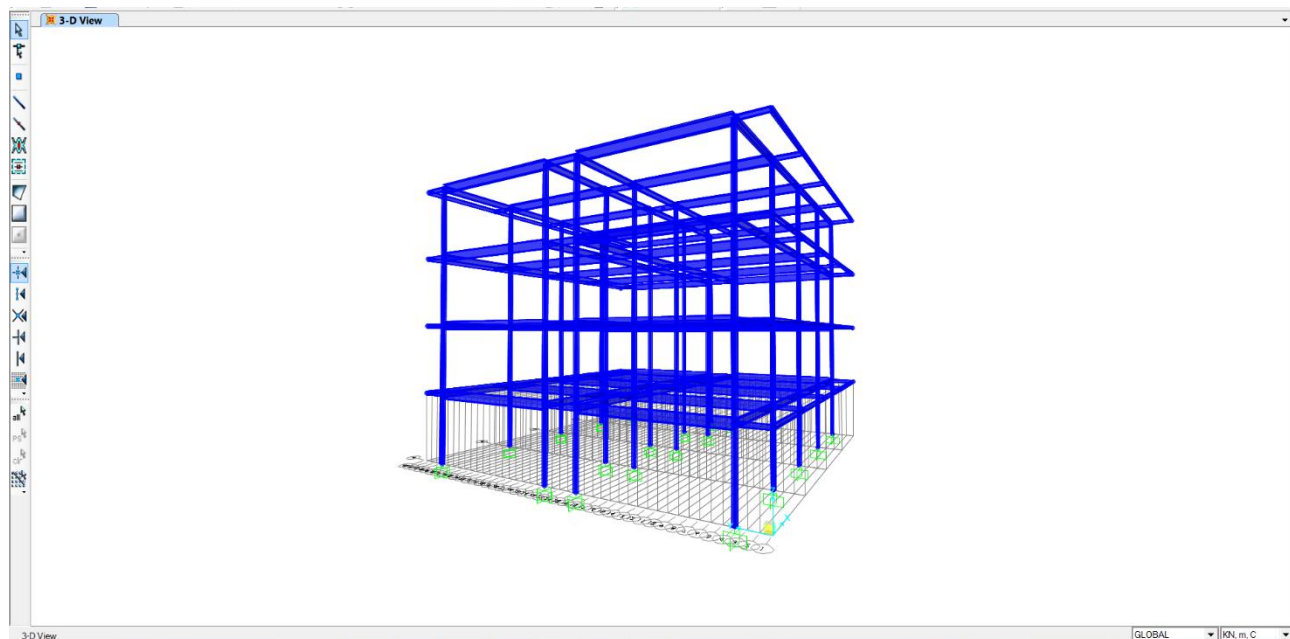
- Sbalzo: $M_{max} = 16,30 \text{ kNm} \leq M_{max}^* = 44,66 \text{ kNm} \rightarrow$ sezione verificata

3. ACCIAIO

Per l'acciaio è stata considerata una struttura diversa dalle altre due tecnologie, che prevede luci maggiori. E' stata dunque modellata su SAP la nuova struttura alla quale, analogamente ai casi precedenti, sono stati assegnati il materiale (acciaio S 235), le sezioni ed i carichi verticali e orizzontali.



Elementi dimensionati →	Trave Principale	IPE 500
	Trave Secondaria	IPE 330
	Pilastro	HEA 200
	Sbalzo	IPE 220



Dalla precedente esercitazione erano stati calcolati i seguenti carichi: → $q_s = 1,90 \text{ kN/m}^2$
 $q_p = 2,86 \text{ kN/m}^2$
 $q_a = 2,00 \text{ kN/m}^2$

A questo punto sono state calcolate e poi assegnate ai telai le forze orizzontali di vento e sisma.

FORZE ORIZZONTALI

Vento: $Q = 0,5 \text{ kN/m}^2$

→ vento (carico lineare):
- parete sopravvento: $0,4 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}$
- parete sottovento: $0,2 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$

Sisma: $F_s = c \times \omega$

- c
- $\omega = P + 20\% N + 30\% Q$

- $P =$ Peso proprio + carico strutturale + sovraccarico permanente
 - Peso proprio = $642,12 \text{ kN}$
 - Carico strutturale $q_s = 1,9 \text{ kN/m}^2 \times (\text{Area solaio } 21 \text{ m} \times 20 \text{ m} = 420 \text{ m}^2) \times 4 \text{ (n}^\circ \text{ solai)} = 3192 \text{ kN}$
 - Sovraccarico permanente $q_p = 2,86 \text{ kN/m}^2 \times 420 \text{ m}^2 \times 4 = 4804,8 \text{ kN}$

$$P = (642,12 + 3192 + 4804,8) \text{ kN} = \underline{8638,92 \text{ kN}}$$

- $N =$ Carico neve (Roma $0,5 \text{ kN/m}^2$)
 - $20\% N = 0,1 \text{ kN/m}^2 \times 420 \text{ m}^2 \text{ (tetto)} = \underline{42 \text{ kN}}$

- $Q =$ Carichi accidentali
 - $30\% Q : q_{a1} = 30\% (\text{Area solai esclusi balconi } 20 \times 18 \text{ mq} \times 4 \text{ n}^\circ \text{ solai}) \times 2 \text{ kN} = 864 \text{ kN}$
 $q_{a2} = 30\% (\text{Area balconi } 20 \times 3 \text{ mq} \times 4 \text{ n}^\circ \text{ solai}) \times 4 \text{ kN} = 288 \text{ kN}$

$$\omega = 9832,92 \text{ kN}$$

$$\rightarrow F_s = 0,3 \times \omega = \underline{2949,87 \text{ kN}}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i \omega_i}{\sum_{i=1} z_i \omega_i}$$

$$F_i = F_s \frac{z_i}{\sum_{i=1} z_i}$$

$$F_4 = F_s \frac{z^*}{10z^*} = 294,98 \text{ kN}$$

$$F_8 = F_s \frac{2z^*}{10z^*} = 589,97 \text{ kN}$$

$$F_{12} = F_s \frac{3z^*}{10z^*} = 884,96 \text{ kN}$$

$$F_{16} = F_s \frac{4z^*}{10z^*} = 1179,95 \text{ kN}$$

ANALISI e VERIFICHE

Combinazione di carico allo SLU (COMB1)

Di seguito sono riportati i valori massimi del momento e dello sforzo normale individuati per la verifica del telaio più sollecitato.

- COMB1 → Carichi verticali
 - Trave: $M_{\max} = 63,41 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 390,40 \text{ kNm}$
→ sezione trave verificata
 - Pilastro: $N_{\max} = 280,71 \text{ kN}$
 $M_{\max} = 1,7 \text{ kNm}$

Verifica a Pressoflessione:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} < f_d$$

$$\frac{280,71 \text{ kN}}{0,005 \text{ m}^2} + \frac{1,7 \text{ kNm}}{0,00038 \text{ m}^3} < 223,81 \text{ N/mm}^2$$

$$60,61 \text{ N/mm}^2 < 223,81 \text{ N/mm}^2$$

→ sezione pilastro verificata

- Sbalzo: $M_{\max} = 17,23 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 54,90 \text{ kNm}$ → sezione verificata

Sisma

Per il sisma è stata verificata la combinazione più sfavorevole, cioè quella con la forza sismica in direzione x.

- COMB2_Fx → Carichi verticali + sisma direzione x
 - Trave: $M_{\max} = 528,80 \text{ kNm} > M_{\max}^* = 390,40 \text{ kNm}$

→ Non verificato

- Pilastro: $N_{\max} = 784,82 \text{ kN}$
 $M_{\max} = 364,61 \text{ kNm}$

Verifica a Pressoflessione:

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} < f_d$$
$$\frac{784,42 \text{ kN}}{0,005 \text{ m}^2} + \frac{364,61 \text{ kNm}}{0,0038 \text{ m}^3} < 223,81 \text{ N/mm}^2$$

$$116,3 \text{ N/mm}^2 < 223,81 \text{ N/mm}^2$$

→ Non verificato

- Sbalzo: $M_{\max} = 17,23 \text{ kNm} \leq M_{\max}^* = 54,90 \text{ kNm} \rightarrow$ sezione verificata

