

ESERCITAZIONE 3

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

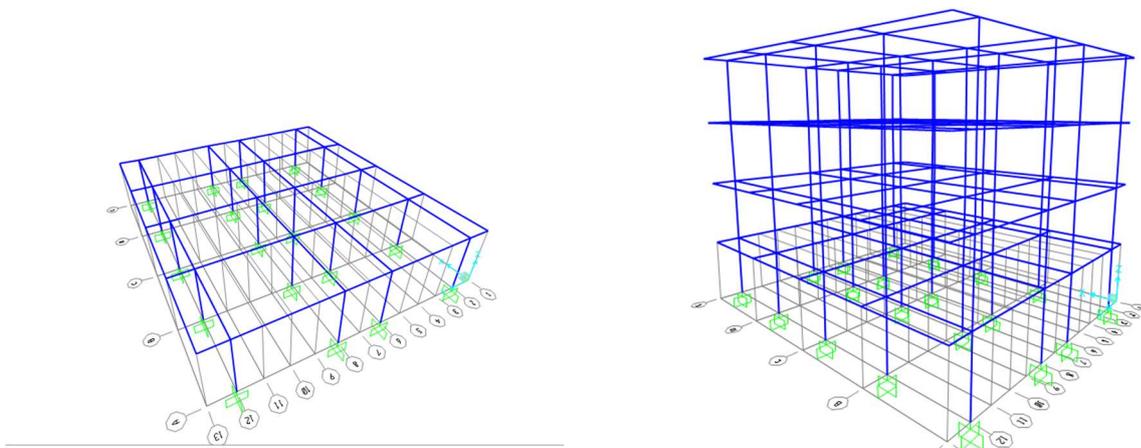
Luca Alessandri
(svolta con Martina Moreno e Francesca Rossetti)

Nella seguente esercitazione si procede alla verifica dei telai dimensionati nella precedente esercitazione. Con l'ausilio di SAP 2000 sono state effettuate le analisi dei telai per poter procedere con le dovute verifiche, valutando anche i carichi orizzontali di vento e sisma i quali non erano stati presi in considerazione nella fase di primo dimensionamento.

Inizialmente sono state modellate su SAP 2000 le tre strutture progettate, assegnando poi i dati relativi al materiale, alle sezioni degli elementi e ai carichi verticali e orizzontali.

Di seguito sono riportati i passaggi principali eseguiti durante la modellazione dei telai su SAP:

È stata disegnata la struttura del primo livello (alla quale sono stati assegnati i vincoli incastro alla base dei pilastri) e poi copiata in altezza per un totale di quattro piani.



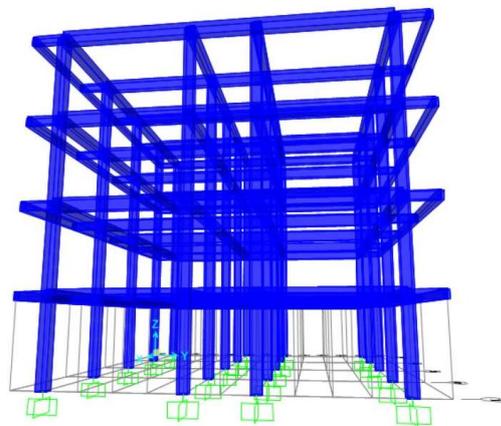
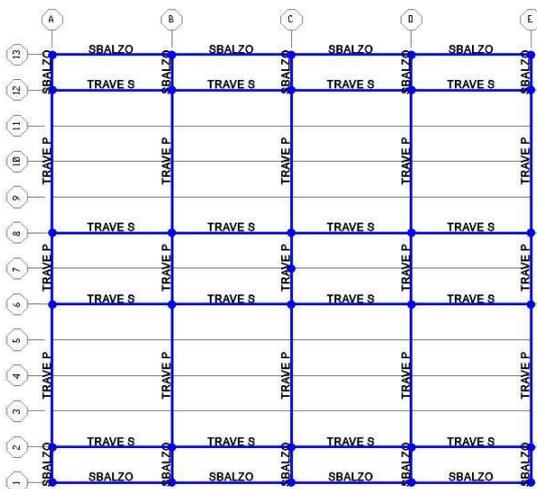
Con il comando *Edit/Edit Lines/Divide Frames* è stata poi divisa la struttura in singoli elementi per evitare di avere frame diversi tra loro. Il programma, così, riconosce automaticamente nodi rigidi tra gli elementi dei telai.

In seguito sono stati assegnati i *diaphragm*, ovvero, vincoli interni, a tutte le travi e ai punti che le collegano ai pilastri (*Assign/Join/Constraint/Diaphragm*).

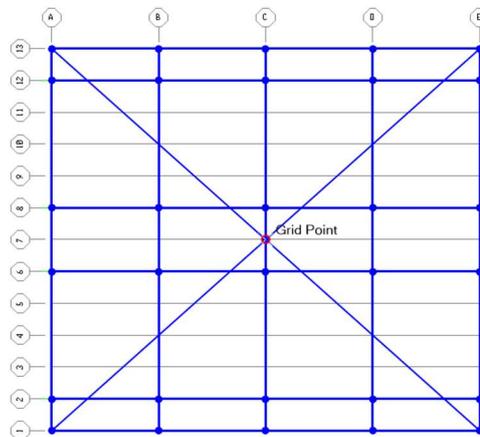
Il *diaphragm* consente di imporre un'unica rotazione uguale in tutti i punti intorno all'asse z secondo l'ipotesi di base dell'impalcato rigido, che costituisce gli edifici.

Ad ogni livello della struttura è stato assegnato un *diaphragm* diverso, poichè in caso di azione sismica ogni solaio deve poter ruotare autonomamente.

A questo punto, come sarà illustrato più nello specifico per ogni tecnologia, è stato assegnato il relativo materiale e la sezione agli elementi dimensionati.



Per poter passare all'assegnazione dei carichi e all'analisi delle combinazioni di carico è stato individuato il centro d'area di ogni impalcato (che nei casi in esame corrisponde al centro di massa), ovvero il punto in cui dovrà essere applicata la forza sismica.



Ad ogni punto è stato assegnato il *diaphragm* del piano corrispondente, per farlo appartenere all'impalcato

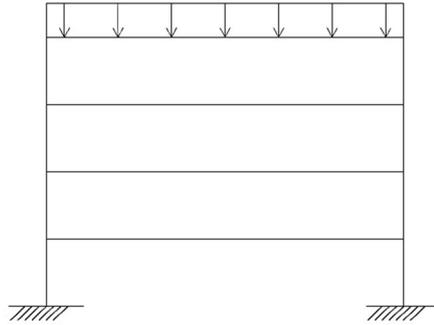
Sono stati poi inseriti nel modello i carichi di Neve, Vento e Sisma secondo le seguenti indicazioni.

Neve

Si tratta di un carico verticale che agisce sul piano di copertura dell'impalcato.

Il carico della neve sulle coperture viene valutato attraverso differenti parametri relativi alla zona, alle condizioni climatiche, all'altitudine del sito e alla tipologia di copertura (a falde o piana), se è riscaldata o meno, ecc...

Tuttavia in maniera semplificativa è stato valutato per la zona di Roma un valore pari a $0,5 \text{ kN/m}^2$.



Vento

È un agente dinamico, dunque variabile nel tempo che comporta un'oscillazione dell'impalcato rispetto alla sua posizione di equilibrio. Tuttavia il fenomeno può essere ricondotto ad azioni statiche equivalenti, quali pressioni per la facciata sopravento e depressioni per quella sottovento. Il valore del carico dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione presa in esame, dalla sua localizzazione che ne determina la velocità, ecc...

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

Per la facciata sopravento 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.



Sisma

La forza sismica è un'azione dinamica che consiste in uno scuotimento del terreno alla base dell'impalcato.

Nel caso di un edificio regolare, è possibile studiare il comportamento della struttura attraverso analisi statiche equivalenti.

La forza sismica è stata calcolata attraverso la formula: $F_s = c \times \omega$ dove:

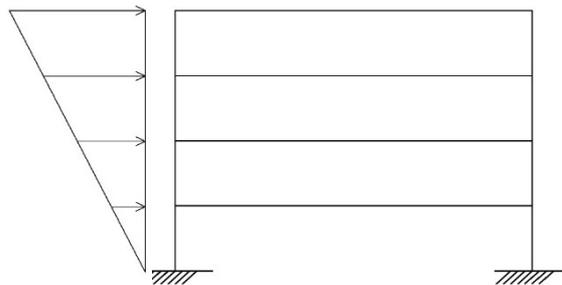
- c è il coefficiente di intensità sismica ($c = \bar{a} / \bar{g}$)
- $\omega = P + 20\% N + 30\% Q$

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 è direttamente proporzionale alla quota da terra, infatti i piani alti soffrono maggiormente l'azione sismica, infatti questa presenta una distribuzione della forza di tipo 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 (F_x) e l'altra in direzione trasversale (F_y), 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 è il coefficiente parziale sfavorevole e ψ è il coefficiente minorativo che prende in considerazione che possano agire altri carichi variabili contemporaneamente a quello dominante, ma non con valore massimo)

Sono state quindi definite le varie 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:

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

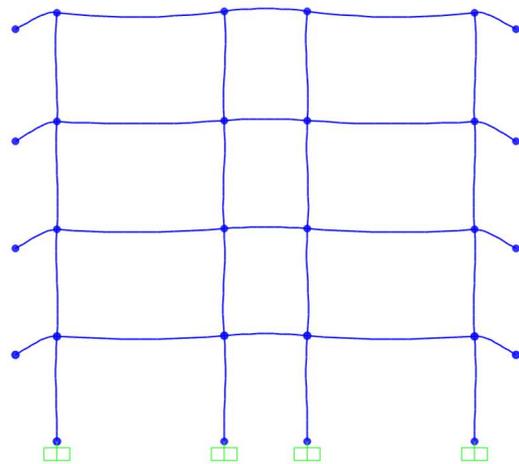
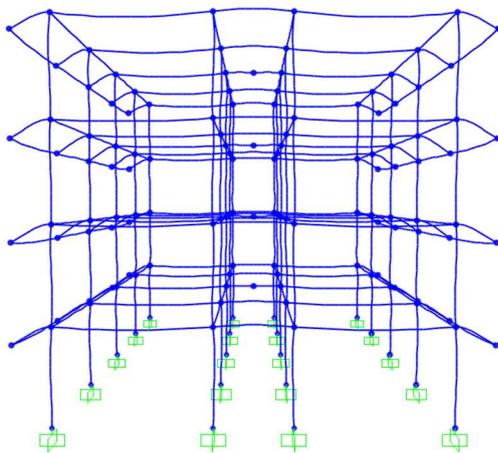
- Comb_ q_v prevalente:

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

Dalle analisi svolte in SAP risulta che la combinazione di carico più sfavorevole è quella con il carico accidentale (q_a) dominante.

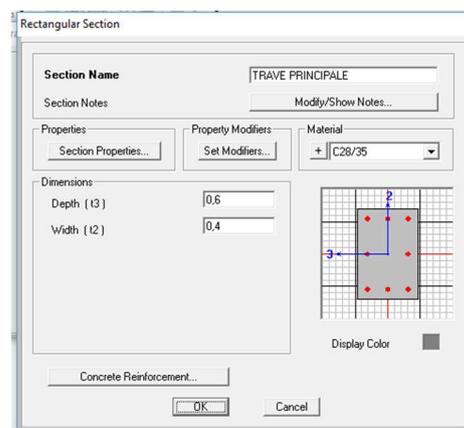
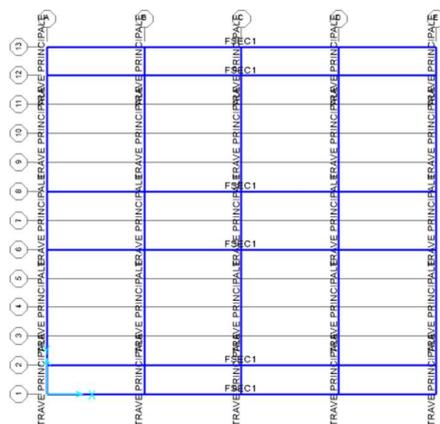
Nella fase di verifica le travi e gli sbalzi - soggetti solo a momento flettente - saranno verificati a flessione, mentre i pilastri - soggetti a flessione e a compressione – saranno verificati a pressoflessione.

Dai risultati delle analisi su SAP 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.



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.



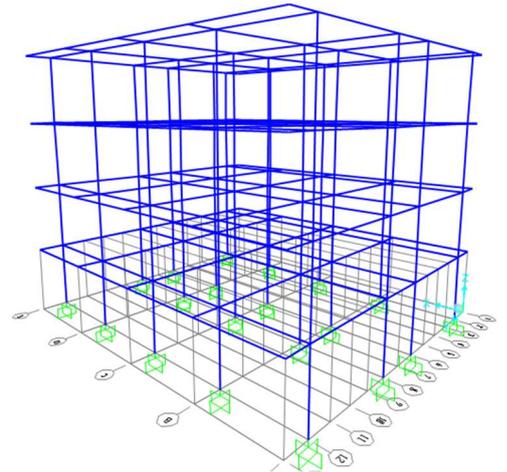
Dalla seconda esercitazione riprendiamo i seguenti dati: →

$q_s = 3,40 \text{ kN/m}^2$
 $q_p = 3,16 \text{ kN/m}^2$
 $q_a = 2,00 \text{ kN/m}^2$

(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

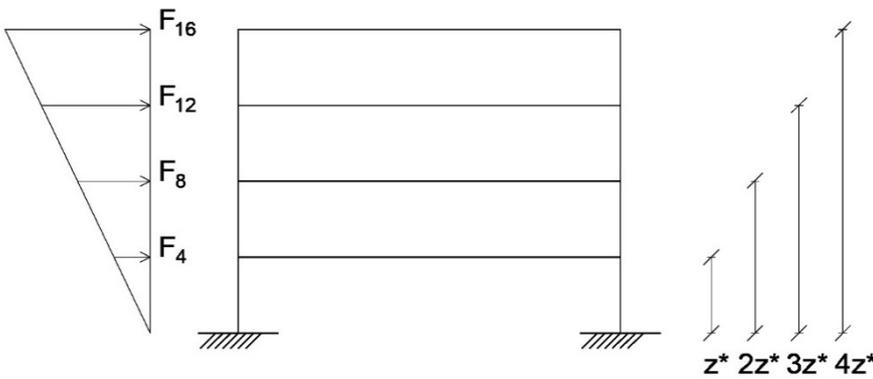
- Q = Carichi accidentali
 - 30 % Q = 864 kN

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

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

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

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



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

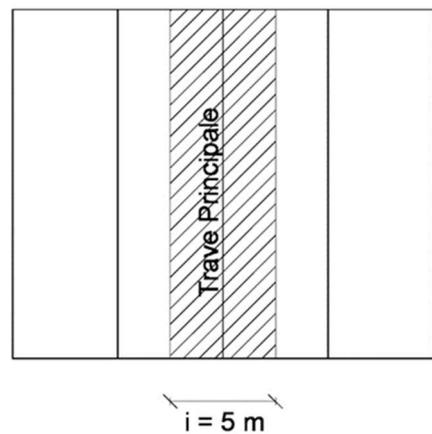
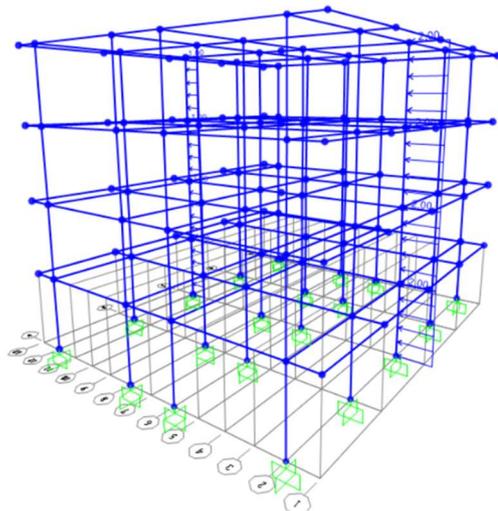
$$F_8 = F_s \frac{2z^*}{10z^*} = 802,04 \text{ kN}$$

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

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

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

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



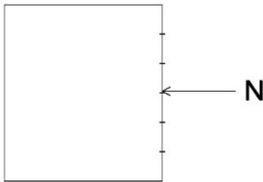
ANALISI e VERIFICHE

Combinazione di carico allo SLU (COMB1)

È stata mandata su SAP l'analisi del modello con la combinazione di carico allo SLU più sfavorevole (ovvero quella con il q_a dominante) e sono stati esportati su Excel 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

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 with the following values:

- Material Name: LEGNO LAMELLARE
- Material Type: Other
- Symmetry Type: Orthotropic
- Modulus of Elasticity: E1 = 113.7, E2 = 3.8, E3 = 3.8
- Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 3.7, Mass per Unit Volume = 0.377
- Units: KN, m, C
- Poisson's Ratio: U12 = 0.3, U13 = 0.3, U23 = 0.3
- Coeff of Thermal Expansion: A1 = 1.170E-05, A2 = 1.170E-05, A3 = 1.170E-05
- Shear Modulus: G12 = 7.1, G13 = 7.1, G23 = 7.1

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:

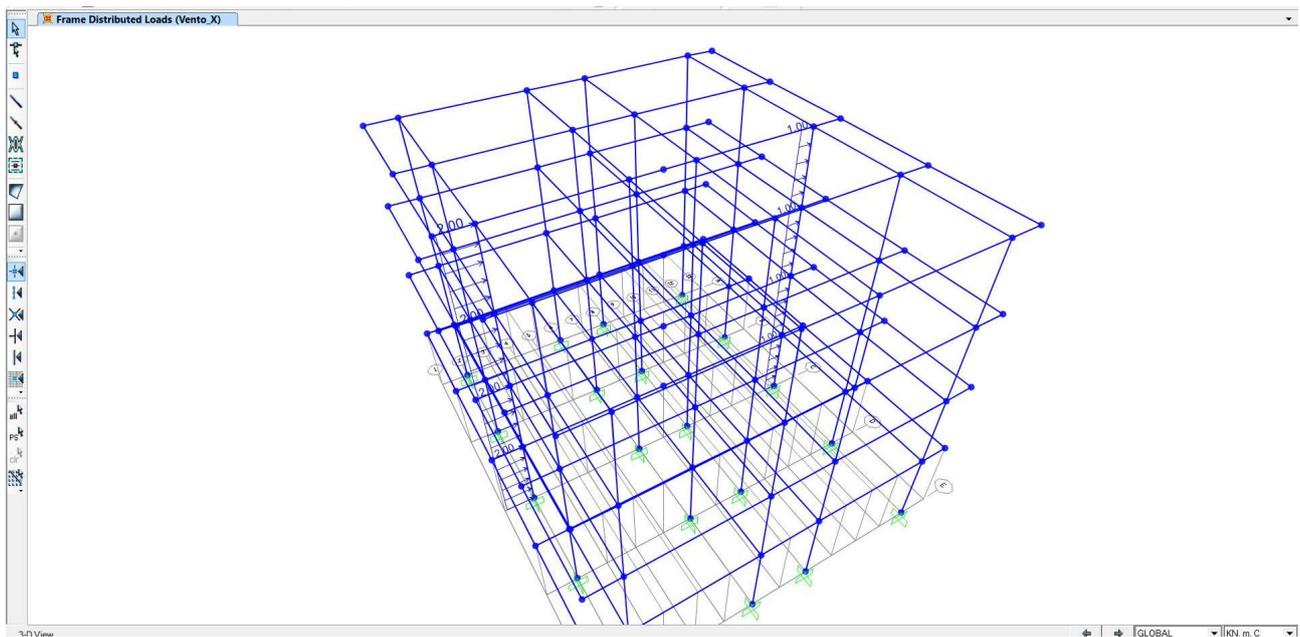
- $q_s = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- $q_p = 2,86 \text{ kN/m}^2$
- $q_a = 2,00 \text{ kN/m}^2$

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 $0,5 \text{ kN/m}^2$)

- $20\% N = 0,1 \text{ kN/m}^2 \times 360 \text{ m}^2$ (superficie tetto) = $\underline{36 \text{ kN}}$

• Q = Carichi accidentali

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

→ $f_{cd} = 13,24$ MPa $f_{fd} = 13,24$ MPa

Area sezione pilastro A= 1225 cm²

W = bh²/6

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

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

- Sbalzo: $M_{max} = 15,61$ kNm ≤ $M_{max}^* = 44,66$ 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: $M_{max} = 230,74$ kNm ≤ $M_{max}^* = 178,65$ kNm
→ Non verificato
 - Pilastro: $N_{max} = 454,94$ kN
 $M_{max} = 254,38$ kNm

Verifica pilastro a Pressoflessione:

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

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

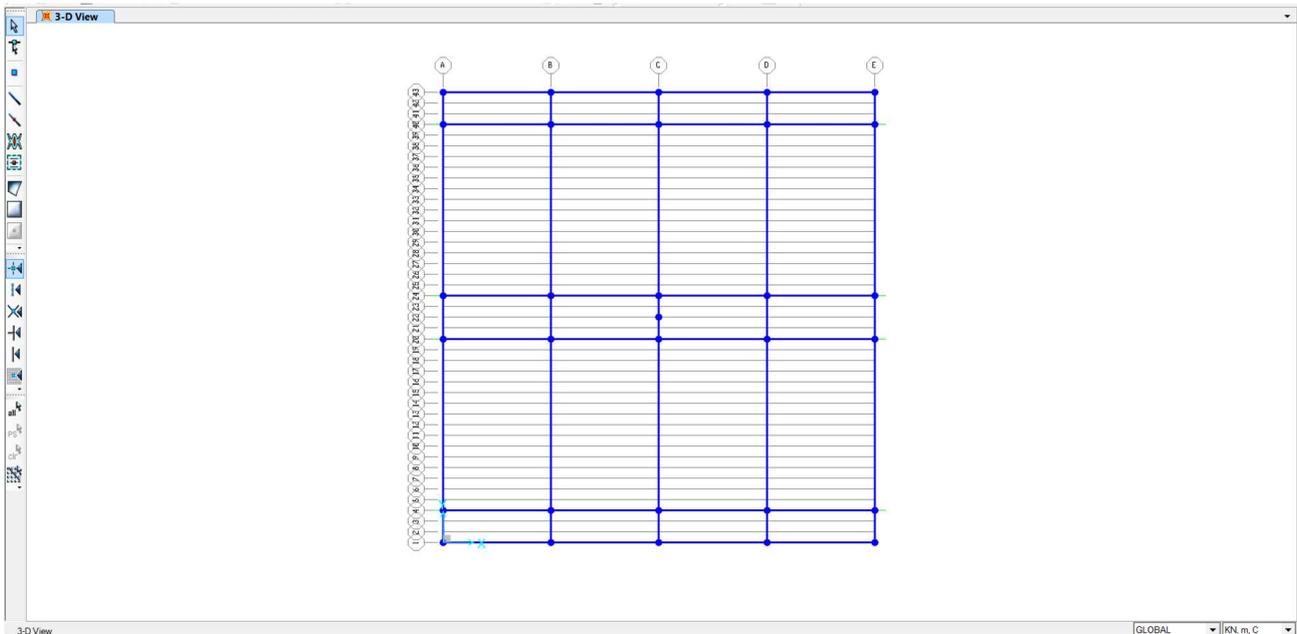
$\sigma_c = 3,7$ MPa $\sigma_f = 35,5$ MPa

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

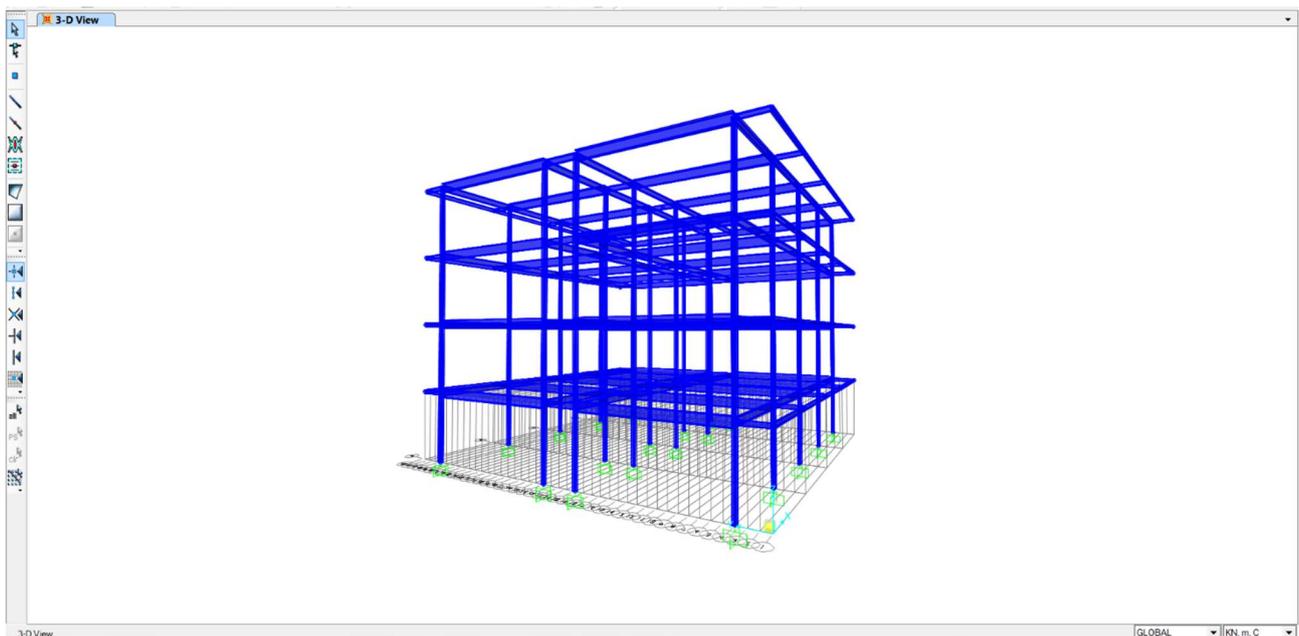
- Sbalzo: $M_{max} = 16,30$ kNm ≤ $M_{max}^* = 44,66$ kNm → sezione verificata

ACCIAIO

Per l'acciaio è stata considerata una struttura diversa dalle altre due tecnologie, che prevede luci maggiori. È 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



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

FORZE ORIZZONTALI

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: $0,2 \text{ kN/m}^2 \times 5 \text{ m} = 1 \text{ kN/m}$

Sisma: $F_s = c \times \omega$

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

• P = Peso proprio + carico strutturale + sovraccarico permanente

- Peso proprio = 642,12 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 kN/m²)

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

• Q = Carichi accidentali

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

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

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

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

$$F_i = F_s \frac{z_i}{\sum_{i=1} z_i} \quad F_4 = F_s \frac{z^*}{10z^*} = 294,98 \text{ kN}$$

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

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

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

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

