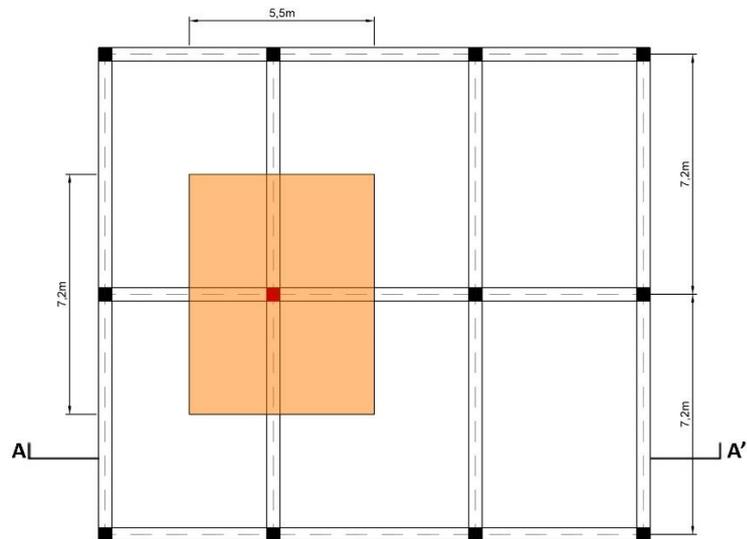
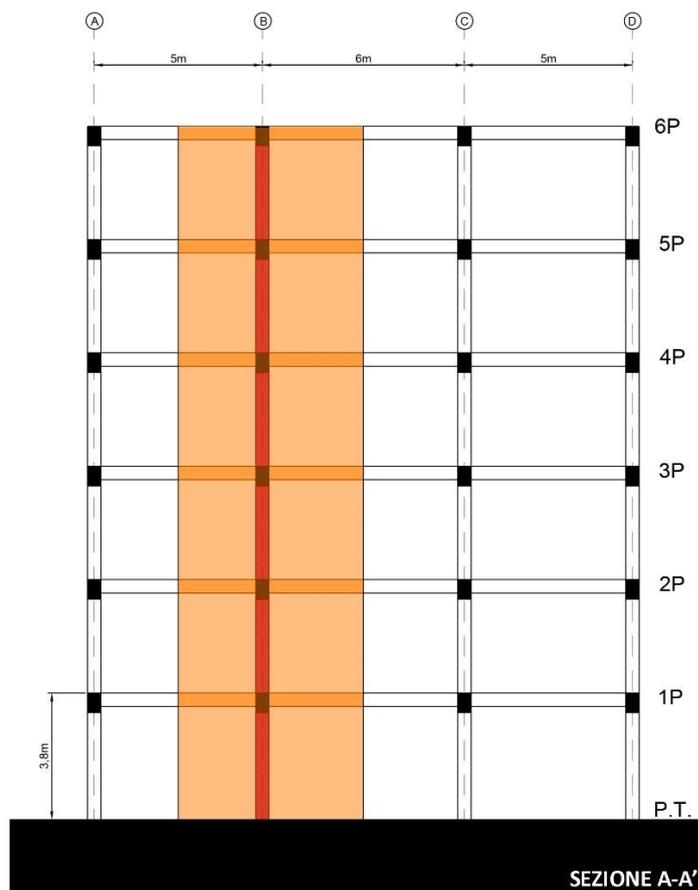


Per questa quarta esercitazione si prevede il dimensionamento della sezione di un pilastro nelle tre diverse tecnologie costruttive: *legno*, *acciaio* e *CLS armato*.

Mentre nelle prime due tecnologie si considera il solo sforzo Normale, per quanto riguarda il CLS armato dobbiamo valutare che il pilastro può essere soggetto a presso-flessione, per la presenza di incastri agli estremi.

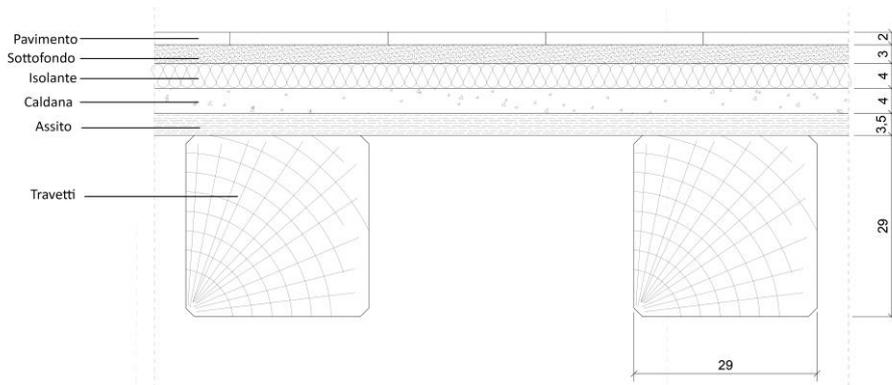


PIANTA PIANO TIPO



SEZIONE A-A'

LEGNO



-Per prima cosa calcolo l'area di influenza del pilastro da dimensionare (campito in rosso).

$$\text{Area} = L_1 \times L_2 = 7,2\text{m} \times 5,5\text{m} = 39,6\text{m}^2$$

- Determino lo **sforzo normale di compressione N**, dipendente dal peso proprio delle travi principali e secondarie poggianti in testa al pilastro, dal carico del solaio e dal numero di piani dell'edificio in esame.

Per ottenere il peso proprio delle travi principali e secondarie, moltiplico l'area della sezione della trave per il peso specifico del materiale di riferimento ($A_{\text{sezione}} \times \text{peso specifico del legno}$):

$$\text{Trave}_p = (0,6 \times 0,4) \text{ m}^2 \times 7 \text{ KN/m}^3 = 1,68$$

$$\text{Trave}_s = (0,6 \times 0,4) \text{ m}^2 \times 7 \text{ KN/m}^3 = 1,68$$

Quindi trovo il carico totale delle travi:

$$q_{\text{trave}} = (\text{trave}_p \times L_1 \times 1,3) + (\text{trave}_s \times L_2 \times 1,3) = 26,64 \text{ KN}$$

A questo punto si inseriscono i valori dei carichi agenti sul solaio (ricavati nelle esercitazioni precedenti) e il numero dei piani pari a 6;

$$\text{Carico strutturale } (Q_s) = 0,71 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$\text{Carico permanente } (Q_p) = 3,12 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$\text{Carico accidentale } (Q_a) = 2,00 \text{ KN/m}^2 ;$$

Utilizziamo così i valori ottenuti nella formula che ci permetterà di ottenere il valore dello sforzo normale agente sul pilastro:

$$N = (q_{\text{trave}} + q_{\text{solaio}}) \times n^\circ \text{ di piani} = 2018 \text{ KN}$$

L ₁	L ₂	Area	trave _p	trave _s	q _{trave}	q _s	q _p	q _a	q _{solaio}	n _{piani}	N
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN
7,20	5,50	39,60	1,68	1,68	27,74	0,71	3,12	2,00	340,68	6	2210

-A questo punto calcolo la **resistenza a compressione di progetto** che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del legno lamellare di conifera GL24c con resistenza caratteristica a compressione pari a 24 MPa, coefficiente correttivo adimensionale $k_{mod} = 0,8$ e con coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1,5$; andando così ad ottenere l'**area minima** A_{min} della sezione del pilastro necessaria affinché quest'ultimo non entri in crisi.

$f_{c0,k}$	k_{mod}	γ_m	f_{c0d}	A_{min}
Mpa			Mpa	cm ²
24,00	0,80	1,50	12,80	1726,9

-Ora, calcolo il valore del **raggio d'inerzia minimo**, che nel caso di sezioni rettangolari (legno e cls armato) risulta fondamentale per ricavare la base minima della sezione; inserisco nel foglio excel i seguenti valori: E modulo di elasticità del materiale pari a 8800 MPa, il valore β pari a 1 (in quanto ci troviamo di fronte ad un'asta appoggiata-appoggiata) ed I che in questo caso è uguale all'altezza del pilastro.

Tali dati saranno utili a calcolare il massimo **valore di snellezza** λ_{max} e il **minimo valore del raggio d'inerzia** ρ_{min} , che ci permetteranno di ricavare a loro volta il valore di b_{min} , valore da sovradimensionare secondo il processo di ingegnerizzazione. Inoltre dividendo il valore dell'area minima A_{min} per il valore b otterremo il valore dell'altezza della sezione ($h = A_{min} / b$). Una volta ingegnerizzata anche la seconda dimensione h , ottengo l'**Area di design** (area di progetto) e il **Momento d'inerzia di design** (Momento d'inerzia di progetto).

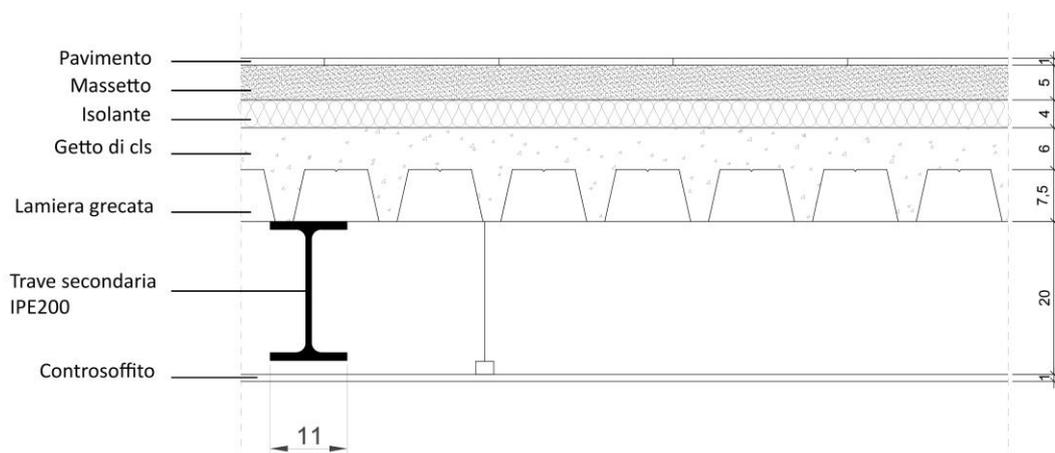
E,005	β	I	λ_{max}	ρ_{min}	b_{min}	b	h_{min}	h	A_{design}	I_{design}
Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴
8800	1,0	3,00	82,33	3,64	12,62	15,00	115,13	120,00	1800	33750

Verifichiamo infine che il valore dell'area di design sia maggiore di quella minima ($A_{design} > A_{min}$).

L_1	L_2	Area	trave _p	trave _a	q _{trave}	q _s	q _p	q _a	q _{solaio}	η_{piani}	N	$f_{c0,k}$	k_{mod}	γ_m	f_{c0d}	A_{min}	E,005	β	I	λ_{max}	ρ_{min}	b_{min}	b	h_{min}	h	A_{design}	I_{design}
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN	Mpa			Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	cm ⁴
7,20	5,50	39,60	1,68	1,68	27,74	0,71	3,12	2,00	340,68	6	2210	24,00	0,80	1,50	12,80	1726,9	8800	1,0	3,00	82,33	3,64	12,62	15,00	115,13	120,00	1800	33750

ACCIAIO

Anche per l'acciaio considero i risultati delle precedenti esercitazioni. Quindi avrò travi primarie IPE400 e secondarie IPE200 di classe S275.



-Dopo aver calcolato l'area di influenza del pilastro, determino lo **sforzo normale di compressione N** agente sul pilastro maggiormente sollecitato, dipendente dal peso proprio proprio delle travi principali e secondarie, dal carico del solaio e dal numero di piani dell'edificio.

Inserisco il valore del peso proprio delle travi principali e secondarie:

$$\text{Trave}_p \text{ (IPE200)} = 0,224 \text{ KN/m};$$

$$\text{Trave}_s \text{ (IPE400)} = 0,663 \text{ KN/m};$$

Quindi trovo il carico totale delle travi:

$$q_{\text{trave}} = (\text{trave}_p \times L_1 \times 1,3) + (\text{trave}_s \times L_2 \times 1,3) = 6,87 \text{ KN}$$

A questo punto si inseriscono i valori dei carichi agenti sul solaio (ricavati nelle esercitazioni precedenti) e il numero dei piani pari a 6;

$$\text{Carico strutturale (} Q_s \text{)} = 1,56 \text{ KN/m}^2;$$

$$\text{Carico permanente (} Q_p \text{)} = 1,45 \text{ KN/m}^2;$$

$$\text{Carico accidentale (} Q_a \text{)} = 2,00 \text{ KN/m}^2;$$

Utilizziamo così i valori ottenuti nella formula che ci permetterà di ottenere il valore dello sforzo normale agente sul pilastro più sollecitato(piano terra):

$$N = (q_{\text{trave}} + q_{\text{solaio}}) \times n^\circ \text{ di piani} = 1753 \text{ KN}$$

L ₁	L ₂	Area	trave _p	trave _s	q _{trave}	q _s	q _p	q _a	q _{solaio}	n _{piani}	N
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN
7,20	5,50	39,60	0,22	0,67	6,87	1,56	1,45	2,00	285,24	6	1753

-A questo punto conoscendo le caratteristiche e il tipo di vincoli del pilastro, posso ricavare il valore dell'**area minima della sezione A_{min}**, la **snellezza λ_{max}** e il **raggio minimo d'inerzia ρ_{min}**.

Ma a differenza degli altri due casi, per l'acciaio per dimensionare il pilastro, non ho bisogno di ricavare la base e l'altezza minima del pilastro, ma del valore del **momento d'inerzia minimo I_{min}**

$$I_{\text{min}} = A_{\text{min}} \times \rho_{\text{min}}^2 = 3910 \text{ cm}^4$$

f _{yk}	Y _m	f _{yd}	A _{min}	E	β	I	λ*	ρ _{min}	I _{min}
Mpa		Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴
275,00	1,05	261,90	66,9	210000	1,00	3,40	88,96	3,82	978

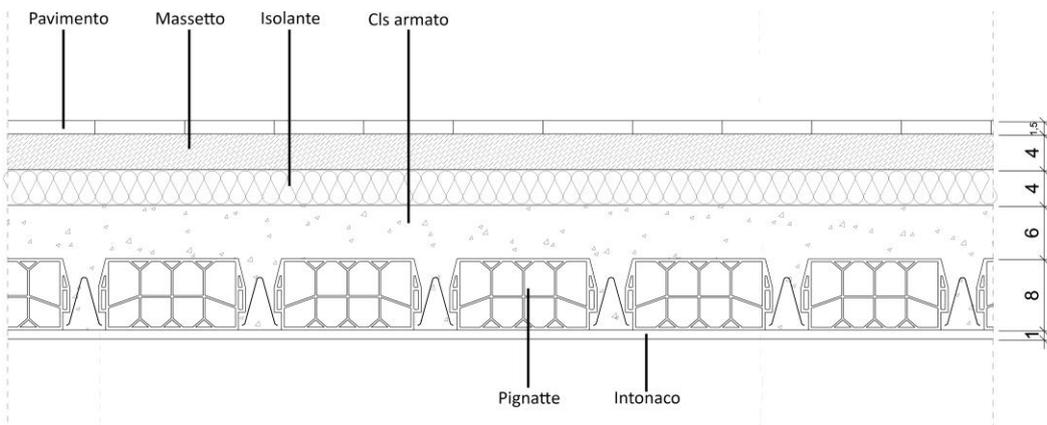
-A questo punto dal profilario di elementi HEA ho individuato il profilato che abbia un momento d'inerzia minimo immediatamente maggiore rispetto a quello trovato, e verifico che l'area di progetto sia maggiore

dell'area minima trovata in precedenza ($A_{design} > A_{min}$) e che la snellezza del profilo individuato sia minore della snellezza massima calcolata in precedenza ($\lambda < \lambda^*$).

f_{yk}	γ_m	f_{yd}	A_{min}	E	β	I	λ^*	ρ_{min}	I_{min}	A_{design}	I_{design}	ρ_{min}	λ	profilo
Mpa		Mpa	cm ²	Mpa		m		cm	cm ⁴	cm ²	cm ⁴	cm		
275,00	1,05	261,90	66,9	210000	1,00	3,40	88,96	3,82	978	76,8	2769	6,00	56,67	HEA240

Nel caso della struttura in esame il profilato scelto è HEA240.

CEMENTO



Nel caso del C.A. consideriamo la luce minima di inflessione pari a 0,5l e $\beta = 0,5$, in quanto gli agganci travi - pilastro possono essere considerati come incastri; per questo (a differenza del pilastro in legno e acciaio) valutiamo che l'elemento sia sottoposto a pressoflessione.

-Come nel caso del legno e dell'acciaio, conosciamo la geometria e i pesi della struttura e da questi ricavo il valore dello **sforzo normale di compressione N** agente sul pilastro maggiormente sollecitato, dipendente dal peso proprio delle travi principali e secondarie, dal carico del solaio e dal numero di piani dell'edificio.

Inserisco il valore del peso proprio delle travi principali e secondarie:

$$\text{Trave}_p = 5,76 \text{ KN/m};$$

$$\text{Trave}_s = 5,76 \text{ KN/m};$$

Quindi trovo il carico totale delle travi:

$$q_{trave} = (\text{trave}_p \times L_1 \times 1,3) + (\text{trave}_s \times L_2 \times 1,3) = 91,35 \text{ KN}$$

A questo punto si inseriscono i valori dei carichi agenti sul solaio (ricavati nelle esercitazioni precedenti) e il numero dei piani pari a 6;

$$\text{Carico strutturale } (Q_s) = 3,38 \text{ KN/m}^2;$$

$$\text{Carico permanente } (Q_p) = 1,47 \text{ KN/m}^2;$$

$$\text{Carico accidentale } (Q_s) = 2,00 \text{ KN/m}^2;$$

Utilizziamo così i valori ottenuti nella formula che ci permetterà di ottenere il valore dello sforzo normale agente sul pilastro più sollecitato (piano terra):

$$N = (q_{trave} + q_{solaio}) \times n^{\circ} \text{ di piani} = 2621 \text{ KN}$$

L_p	L_s	Area	trave _p	trave _s	q_{trave}	q_s	q_p	q_a	q_{solaio}	n_{piani}	N
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		kN
7,20	5,00	36,00	5,76	5,76	91,35	3,38	1,47	2,00	345,47	6	2621

-Conoscendo i valori del modulo d'elasticità del cemento (E_c), la sua resistenza a rottura (f_{ck}), il coefficiente (β) dipendente dai vincoli del pilastro, ho ricavato la resistenza di progetto (f_{cd}), l'area minima del pilastro (A_{min}), la snellezza del pilastro (λ^*), il raggio d'inerzia minimo (ρ_{min}), la base minima (b_{min}) e l'altezza minima (h_{min}).

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}	
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	
40,0	22,7	1156,3	34,0	21000	0,50	1,75	95,62	0,92	3,17	35,00	33,04	60,00	2100	214375	630000	21000,00	47,98	207,28	22,35	Si

-Ora posso verificare che le dimensioni scelte per il pilastro siano maggiori rispetto alle minime valutate in stato di sicurezza; in particolar modo controllo che l'area di design (A_{design}) sia maggiore di quella minima, affinché sia verificata per lo sforzo normale.

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}	
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	
40,0	22,7	1156,3	34,0	21000	0,50	1,75	95,62	0,92	3,17	35,00	33,04	60,00	2100	214375	630000	21000,00	47,98	207,28	22,35	Si

-Tuttavia il pilastro di cemento necessita di un'ulteriore verifica essendo soggetto a presso-flessione in quanto il valore del momento agente sulla trave viene trasmesso ai pilastri. Per verificare l'elemento a pressoflessione impongo che la tensione massima sia minore della resistenza di progetto:

$$\sigma_{max} < f_{cd}$$

La tensione massima assiale può essere calcolata in base alle sollecitazioni (sforzo normale di compressione N e il momento M_t trasmesso dalla trave al pilastro) agenti sul pilastro:

$$\sigma_{max} = N/A + M_t/W_{max}$$

Per calcolare il momento invece devo prima calcolare allo SLU il carico distribuito sulla trave (q_t), ovvero facendo la somma del prodotto di 1,3 per il carico strutturale con il prodotto di 1,5 per il carico permanente e con il prodotto di 1,5 per il carico accidentale.

A questo punto posso calcolarmi il momento agente sul pilastro dividendo per 12 il prodotto tra il carico distribuito sulla trave e l'interasse principale al quadrato:

$$M_t = q_t l_p^2 / 12$$

Ricavati questi dati posso finalmente verificare che la tensione massima è inferiore alla forza di progetto e che quindi la sezione da me scelta di 35x60 cm risulta essere verificata!

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}	
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	
40,0	22,7	1156,3	34,0	21000	0,50	1,75	95,62	0,92	3,17	35,00	33,04	60,00	2100	214375	630000	21000,00	47,98	207,28	22,35	Si