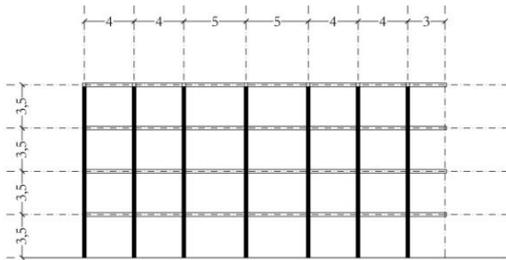


ESERCITAZIONE 2 – Dimensionamento di massima di un telaio in legno, calcestruzzo armato e acciaio

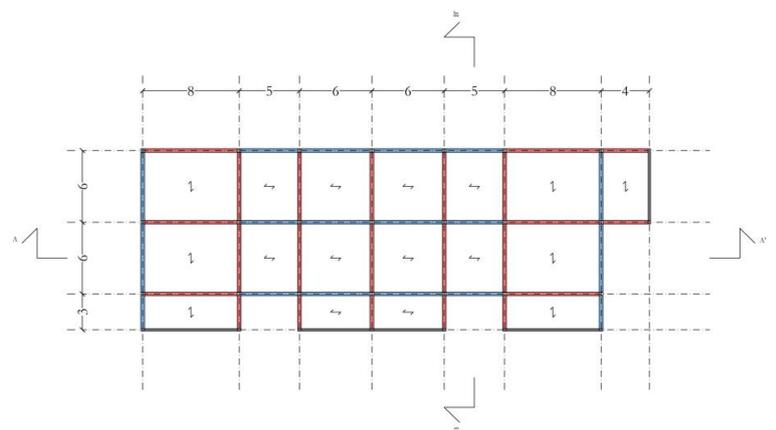
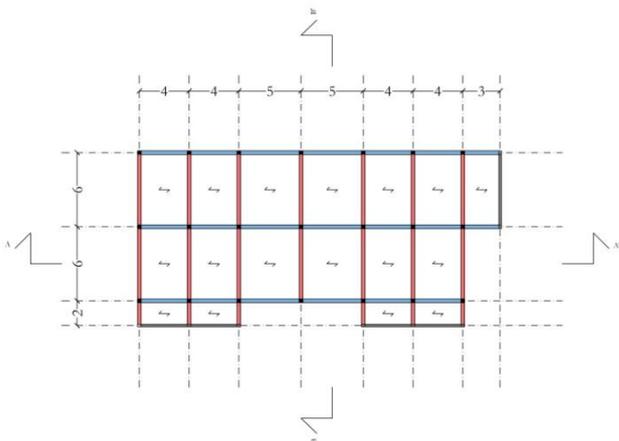
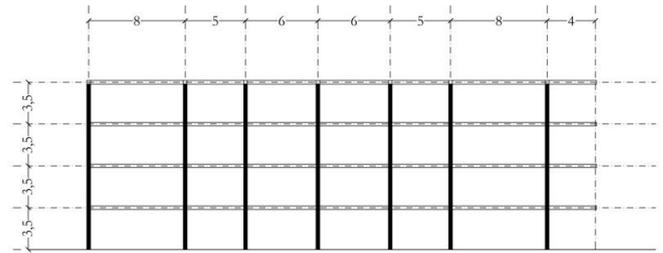
L'esercitazione ha lo scopo di dimensionare gli elementi appartenenti ad un telaio piano (struttura le cui travi collaborano con i pilastri), in tre differenti tecnologie: legno, calcestruzzo armato e acciaio.

Sono stati progettati due solai, uno in legno e cls, e l'altro in acciaio, per civile abitazione con la presenza di diversi aggetti corrispondenti ai balconi.

SOLAIO IN LEGNO E CALCESTRUZZO ARMATO

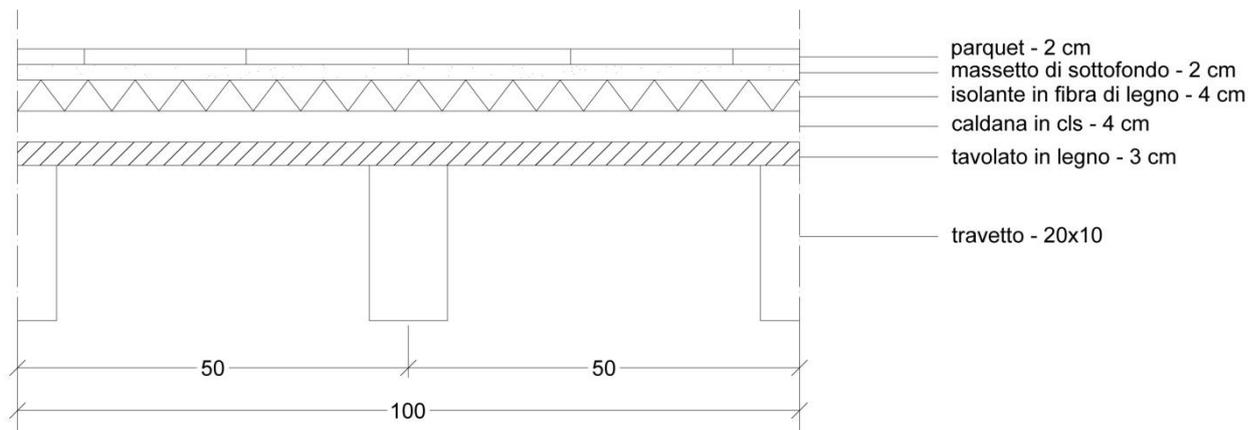


SOLAIO IN ACCIAIO



1. DIMENSIONAMENTO TRAVI:

LEGNO:



Si prende in considerazione un 1 mq di solaio in legno composto da:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (qs):

Travetti (10x20 cm) – peso specifico di 5 KN/m^3 - peso $[0,1\text{m} \times 0,2\text{m}] \times 2 \times 5 \text{ KN/m}^3 = 0,2 \text{ KN/m}^2$

Tavolato in abete (spessore 3 cm) - peso specifico di $4,5 \text{ KN/m}^3$ - peso $0,135 \text{ KN/m}^2$

$$q_s = (0,2 + 0,135) \text{ KN/m}^2 = \mathbf{0,335 \text{ KN/m}^2}$$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (qp):

Caldana (4cm) – peso specifico di 20 KN/m^3 - peso $0,8 \text{ KN/m}^2$

Isolante in fibra di legno (4cm) peso specifico di $2,11 \text{ KN/m}^3$ - peso $0,0844 \text{ KN/m}^2$

Sottofondo (2cm) peso specifico di 18 KN/m^3 - peso $0,36 \text{ KN/m}^2$

Pavimento in parquet (2cm) peso specifico di $7,5 \text{ KN/m}^3$ - peso $0,15 \text{ KN/m}^2$

Incidenza tramezzi 1 KN/m^2

Incidenza impianti $0,5 \text{ KN/m}^2$

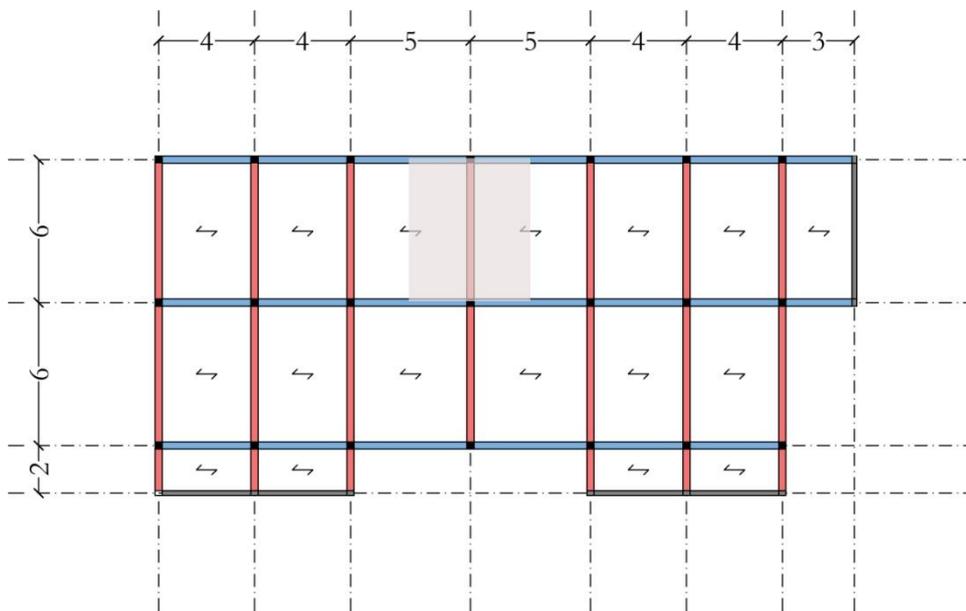
$$q_p = (0,8 + 0,0844 + 0,36 + 0,15 + 1 + 0,5) \text{ KN/m}^2 = \mathbf{2,89 \text{ KN/m}^2}$$

CARICHI ACCIDENTALI (qa):

civile abitazione 2 KN/m^2

$$q_a = \mathbf{2 \text{ KN/m}^2}$$

DIMENSIONAMENTO TRAVE:



Tali valori possono essere inseriti nel foglio di calcolo Excel dove, partendo da **qs**, **qp** e **qa** trovo il **q** al mq di solaio tenendo conto dei coefficienti di sicurezza, 1,3 (G1) per i carichi permanenti strutturali, 1,5 (G2) per i carichi permanenti non strutturali e accidentali.

$$q = G1 \cdot q_s + G2 \cdot q_p + G2 \cdot q_a$$

Per poter determinare le sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali è necessario conoscere il carico agente sulla trave espresso in KN/m (**qu**), quindi il valore **q** viene moltiplicato per l'interasse relativo all'area d'influenza.

Conoscendo il carico gravante sulla trave e la luce di questa si può calcolare il MOMENTO MASSIMO di una trave doppiamente appoggiata $M_{max} = qu \times l^2 / 8$

Per la fase progettuale viene scelto il tipo di legno strutturale da analizzare, in questo caso un LEGNO LAMELLARE GL 24 h DI CONIFERA la cui resistenza caratteristica $f_{m,k}$ di 24 MPa. Quindi è possibile calcolare la tensione di progetto f_d , e impostando la base b , ricavare l'altezza minima h_{min} .

Si considera inizialmente un profilo trave 30x45 cm e per verificare la sezione si aggiunge al qs il peso proprio della trave.

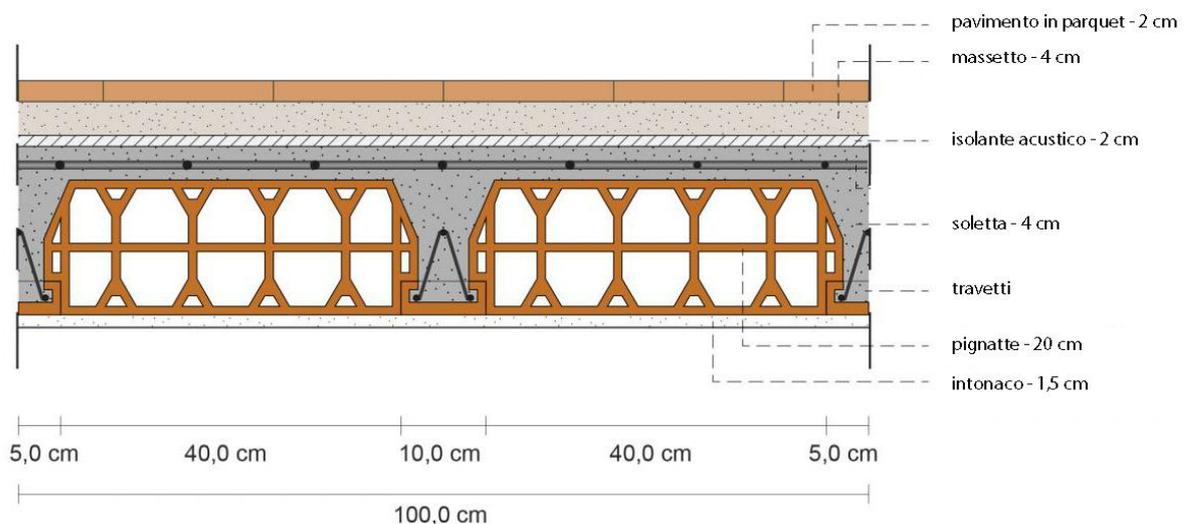
$$P = (0,30 \times 0,45 \times 1) m^2/m \times 7 KN/m^3 = 0,945 KN/m$$

Tale sezione non è verificata quindi prendo un nuovo profilo di 35 x 50 cm e ripeto l'operazione di verifica. Quest'ultima sezione risulta verificata.

Oltre a dimensionare la trave maggiormente sollecitata, dimensiono un'altra trave qualsiasi, con interasse 4m. Risulta verificata la sezione 30 x 50 cm.

interasse (m)	q _s (KN/m ²)	q _p (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	q _i (KN/m)	luce (m)	M _{max} (KN*m)	f _{m,k} (N/mm ²)	k _{mod}	v _m	f _d (N/mm ²)	b (cm)	h _{min} (cm)	H (cm)			
5,00	0,00	2,89	2,00	37,94	6,00	170,71	24,00	0,80	1,45	13,24	30,00	50,78	45,00	0,95	non verificata	trave maggiormente
5,00	0,00	2,89	2,00	38,29	6,00	172,32	24,00	0,80	1,45	13,24	35,00	47,23	50,00	1,22	verificata	sollecitata
4,00	0,00	2,89	2,00	30,73	6,00	138,29	24,00	0,80	1,45	13,24	30,00	45,70	50,00	1,05	verificata	altra trave

CALCESTRUZZO ARMATO:



Si prende in considerazione un 1 mq di solaio in CLS composto da:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (qs):

Travetti (10x20 cm) – peso specifico di 25 KN/m³ - peso [0,1m x 0,2m) x 2 x 25 KN/m³ = 1 KN/m²

Pignatta (40x20 cm) - peso specifico di 11 KN/m³ - peso 1,76 KN/m²

Soletta (4cm) - peso specifico di 25 KN/m³ - peso 1 KN/m²

$$q_s = (1 + 1,76 + 1) KN/m^2 = 3,76 KN/m^2$$

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (qp):

Isolante acustico (2cm) – peso specifico di 0,3 KN/m³ - peso 0,006 KN/m²

Sottofondo (4cm) peso specifico di 18 KN/m³ - peso 0,72 KN/m²

Parquet (2cm) peso specifico di $7,5 \text{ KN/m}^3$ - peso $0,15 \text{ KN/m}^2$

Intonaco (1,5cm) peso specifico di 20 KN/m^3 - peso $0,3 \text{ KN/m}^2$

Incidenza tramezzi 1 KN/m^2

Incidenza impianti $0,5 \text{ KN/m}^2$

qp = $(0,006 + 0,72 + 0,15 + 0,3 + 1 + 0,5) \text{ KN/m}^2 = 2,676 \text{ KN/m}^2$

CARICHI ACCIDENTALI (qa):

civile abitazione 2 KN/m^2

qa = 2 KN/m^2

Tali valori, come per il solaio in legno, vanno inseriti nel foglio Excel, che calcola il **qu** e il MOMENTO MASSIMO della trave in questione.

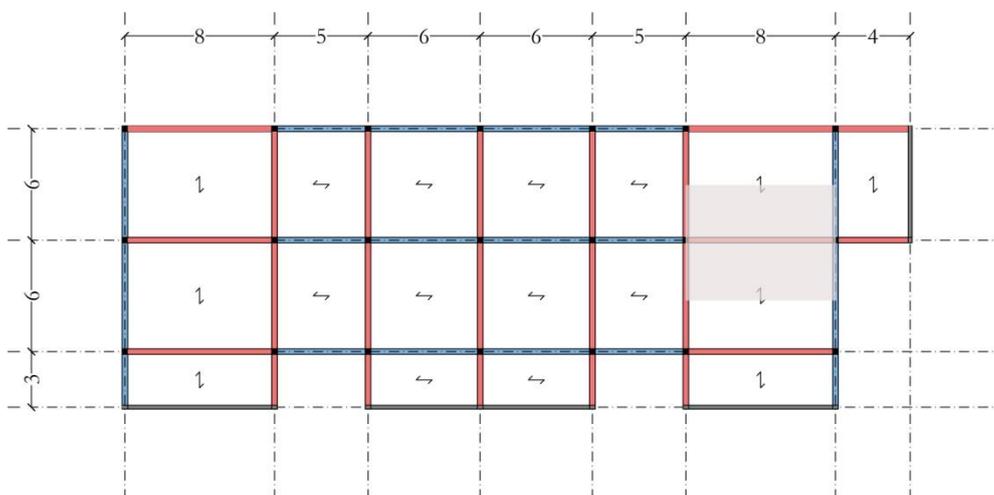
In fase progettuale è necessario scegliere sia la resistenza caratteristica dell'acciaio (f_{yk}), che quella del calcestruzzo (f_{ck}). E' possibile così ricavare la tensione di progetto del cls compresso (f_{cd}) e quella dell'acciaio (f_{yd}). Dai valori delle tensioni di progetto si trova h_u (altezza utile della sezione) da cui poi H_{min} (altezza minima della sezione, comprensiva della distanza δ tra il baricentro dell'armatura e il filo del cls teso).

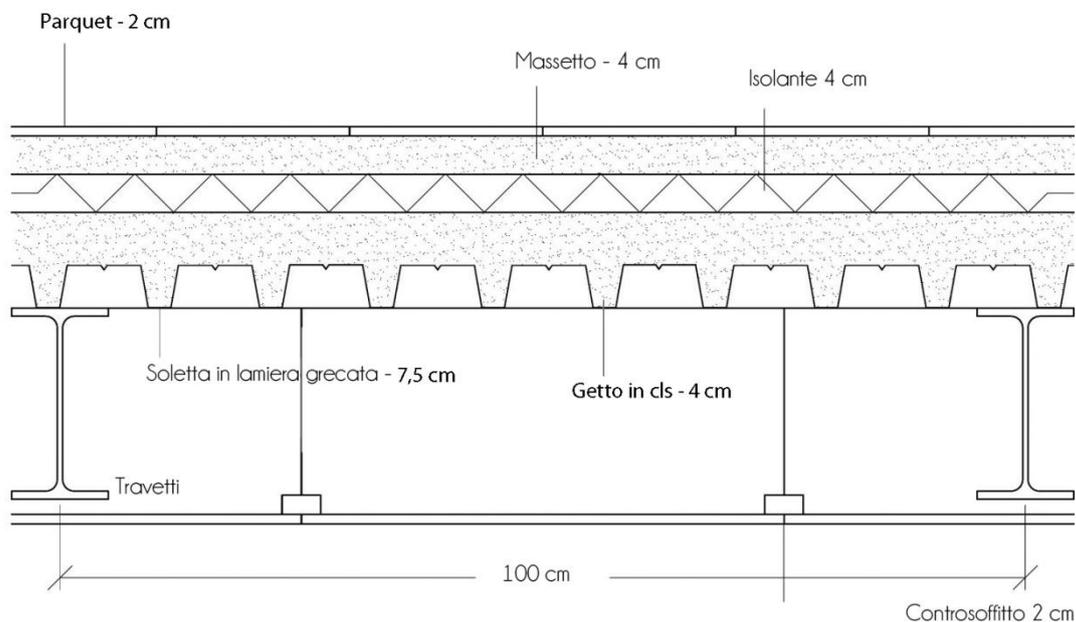
Per verificare se la sezione scelta è adeguata, si aggiunge nella casella di calcolo del carico totale **qu** il peso proprio della trave moltiplicato per il fattore di sicurezza 1,3.

Le due travi risultano verificate.

interasse (m)	q _d (KN/m ²)	q _p (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	q _a (KN/m ²)	q _u (KN/m)	luce (m)	M _{max} (KN*m)	f _{ck} (N/mm ²)	f _{cd} (N/mm ²)	f _{yk} (N/mm ²)	f _{yd} (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)		
5,00	3,76	2,68	2,00		59,51	6,00	267,80	450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	41,18	5,00	46,18	50,00	0,08	0,15	3,75		
					64,39	6,00	289,73	450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	42,83	5,00	47,83	verificata					trave maggiormente sollecitata
4,00	3,76	2,68	2,00		47,61	6,00	214,24	450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	36,83	5,00	41,83	50,00	0,07	0,15	3,75		
					52,48	6,00	236,17	450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	38,67	5,00	43,67	verificata					altra trave

ACCIAIO:





Prendiamo in considerazione un 1 mq di solaio in ACCIAIO composto da:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (qs):

Travetto IPE200 (20 cm) – peso specifico di 78,5 KN/m³- peso [0,00284m² x 1) x 78,5 KN/m³= 0,22 KN/m²

Lamiera grecata (h 7,5 cm) - peso 0,11 KN/m²

Getto in cls (4cm) - peso specifico di 25 KN/m³ - peso 1 KN/m²

qs = (0,22 + 0,11+1) KN/m² = 1,33 KN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (qp):

Isolante fibra di legno (4cm) – peso specifico di 2,11 KN/m³- peso 0,0844 KN/m²

Massetto (4cm) peso specifico di 25 KN/m³ - peso 1 KN/m²

Parquet (2cm) peso specifico di 7,5 KN/m³- peso 0,15 KN/m²

Controsoffitto (2cm) peso specifico di 1,3 KN/m³ - peso 0,26 KN/m²

Incidenza tramezzi 1 KN/m²

Incidenza impianti 0,5 KN/m²

qp = (0,0844 + 1+0,15+0,26+1+0,5) KN/m² = 2,9944 KN/m²

CARICHI ACCIDENTALI (qa):

civile abitazione 2 KN/m²

qa = 2 KN/m²

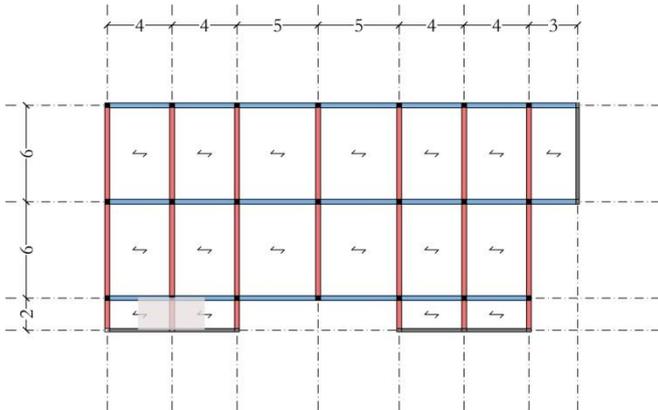
Per il dimensionamento della sezione in acciaio, si deve determinare il modulo di resistenza a flessione minimo (**w_{min}**) da utilizzare affinché la tensione massima del materiale non superi la tensione di progetto (**f_{yd}**). Profilo IPE500 verificata.

interasse (m)	qs (KN/m ²)	qp (KN/m ²)	qs (KN/m ²)	qu (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)		
6,00	1,33	2,99	2,00	55,32	8,00	442,59	275,00	261,90	1689,88	1928,00		
6,00	1,33	2,99	2,00	56,51	8,00	452,05	275,00	261,90	1726,02	1928,00	0,91	verificata

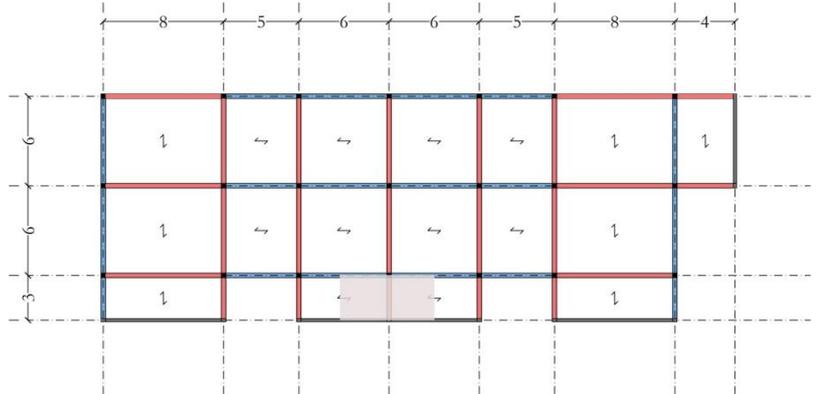
2. DIMENSIONAMENTO MENSOLE:

Nella fase iniziale il metodo di progetto è lo stesso utilizzato per il dimensionamento della trave quindi le prime colonne in Excel determinano l'altezza minima, nel caso del legno e del calcestruzzo armato, o il modulo di resistenza a flessione minimo, nel caso dell'acciaio. L'unica differenza rispetto al dimensionamento delle travi è il valore del momento massimo, che per la mensola, in corrispondenza della sezione di incastro, equivale a $M_{max} = q_u \times l^2 / 2$

SOLAIO LEGNO E CLS



SOLAIO IN ACCIAIO



Dopo aver dimensionato la sezione si procede con la verifica a deformabilità controllando l'abbassamento massimo della mensola in rapporto alla luce allo SLE, poiché la verifica è finalizzata controllare che non vi siano spostamenti o deformazioni che possano portare alla perdita di funzionalità della struttura. Per questo motivo i carichi agenti sulla mensola vengono ricombinati con la formula per gli stati limite di esercizio reversibili: $q_e = (G_1 + G_2 + \psi_{11} \times Q_1) \times i$

Nel caso del legno, che è un materiale leggero, il peso proprio della trave viene trascurato, a differenza dell'acciaio e del cemento armato in cui il peso ha un contributo significativo.

LEGNO:

interasse (m)	q_d (kN/mq)	q_s (kN/mq)	q_a (kN/mq)	q_e (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kNm)	$f_{m,k}$ (N/mm ²)	k_{mod}	γ_m	$f_{d,c}$	b (cm)	h_{min} (cm)	H (cm)	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	q_e (kN/m)	v_{max} (cm)	l/v_{max}	
4,00	0,34	2,89	2,00	32,47	2	64,9468	24	0,8	1,45	13,24	30	31,32	50	6000	312500	17	0,14	1477,75	SI

CLS:

$f_{c,k}$ (N/mm ²)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	$f_{s,k}$ (N/mm ²)	$f_{s,d}$ (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_s (cm)	ϕ (cm)	H_{min} (cm)	H (cm)	area (m ²)	peso (kN/m)	q_e
450	391,30	45	25,50	0,49	2,20	30	24,55	5	29,55	50	0,15	3,75	33,49
450,00	391,30	45,00	25,50	0,49	2,20	30,00	25,78	5,00	30,78	verificata			

ACCIAIO:

interasse (m)	q_d (kN/mq)	q_s (kN/mq)	q_a (kN/mq)	q_e (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kNm)	$f_{t,k}$ (N/mm ²)	f_d (N/mm ²)	$W_{t,min}$ (cm ³)	I_x (cm ⁴)	peso (kN/m)	q_e (kN/m)	E (N/mm ²)	v_{max} (cm)	l/v_{max}	
6	1,33	2,9944	2,00	55,3236	3	248,9562	275	261,90	950,56	23134	0,65	32,5964	210000	0,679	441,598	SI

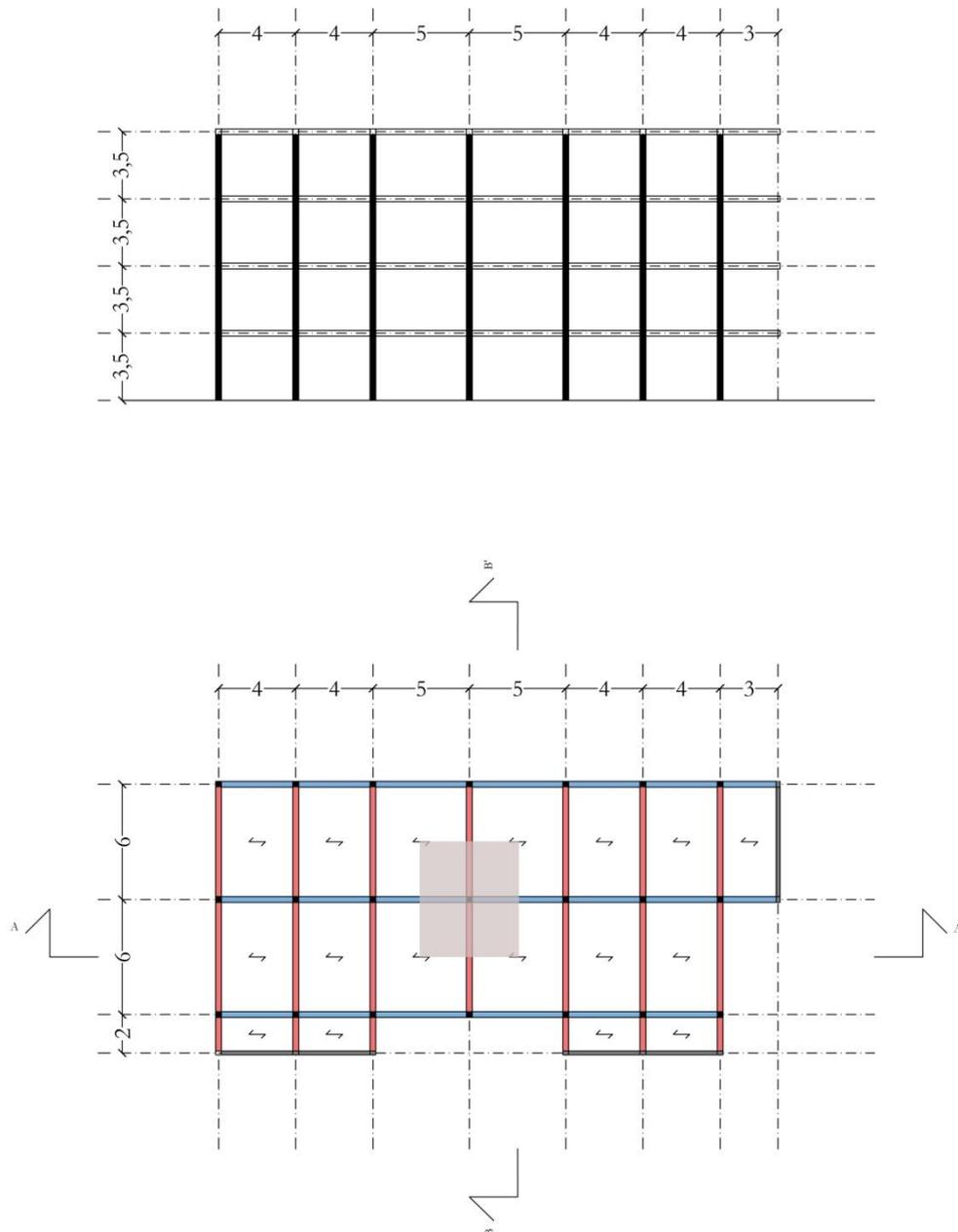
Nell'acciaio, dopo aver trovato il modulo di resistenza a flessione minimo (W_{min}), scelgo il profilo che ha come modulo di resistenza a flessione (W_x) un valore maggiore di quello minimo trovato e inserisco nella

3. DIMENSIONAMENTO PILASTRI:

Nella progettazione dei pilastri si deve tener conto anche dell'instabilità e della possibilità di rottura del materiale per schiacciamento, essendo il pilastro soggetto a sforzo normale di compressione.

Si prende in considerazione un edificio di 4 piani e il pilastro più sollecitato è sicuramente uno di quelli al piano terra, poichè su di essi vengono trasmessi tutti i carichi dei piani superiori. Quindi si individua il pilastro più sollecitato della pianta del piano terra, cioè quello con area d'influenza maggiore.

LEGNO:



Nel file Excel trovo per prima cosa l'area d'influenza del pilastro, poi il carico del solaio e quello delle travi, per ottenere lo sforzo normale di compressione N sul pilastro.

$$N = [(q_{trave} + q_{solaio}) \times n.piani]$$

L ₁	L ₂	Area	trave _p	trave _s	q _{trave}	q _s	q _p	q _s	q _{solaio}	n _{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
6,00	5,00	30,00	1,05	1,05	15,02	0,34	2,89	2,00	233,31	4	993	24,00	0,80	1,45	13,24	750,2	8800	1,0	3,50	80,95	4,32	14,98	30,00	25,01	30,00	900	67500

Secondo passaggio è inserire nel foglio di calcolo le informazioni relative alla resistenza del materiale (LEGNO LAMELLARE GL 24 h DI CONIFERA) e trovo così l'Area minima necessaria affinché il materiale non entri in crisi.

L ₁	L ₂	Area	trave _p	trave _s	q _{trave}	q _s	q _p	q _s	q _{solaio}	n _{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
6,00	5,00	30,00	1,05	1,05	15,02	0,34	2,89	2,00	233,31	4	993	24,00	0,80	1,45	13,24	750,2	8800	1,0	3,50	80,95	4,32	14,98	30,00	25,01	30,00	900	67500

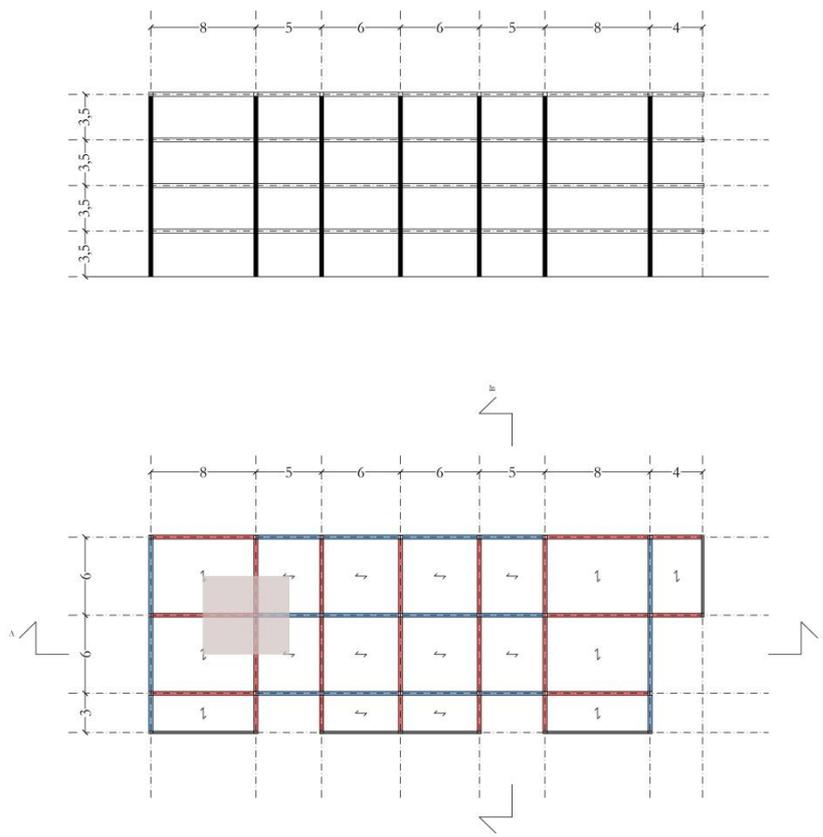
Si calcola poi il **Raggio d'inerzia minimo** che nelle strutture in legno serve a determinare la base minima del pilastro. I dati che si inseriscono sono: il valore del modulo di Elasticità **E**, il valore di **β** (legato ai vincoli a cui è soggetto il pilastro) e **I** (altezza pilastro). Tutti questi valori sono necessari a determinare il valore massimo di snellezza (**λ_{max}**) e il raggio d'inerzia minimo (**ρ_{min}**) che, in casi come questo, di sezioni rettangolari, permette di ricavare la base minima che deve avere la sezione.

$$\rho_{min} = \sqrt{1/12b}$$

Avendo la base posso ricavare anche un'altezza minima. Ingegnerizzando entrambi i valori, ottengo l'area della mia sezione che dovrà essere confrontata con l'Area minima. La sezione risulta verificata se

$$A_{design} > A_{min}$$

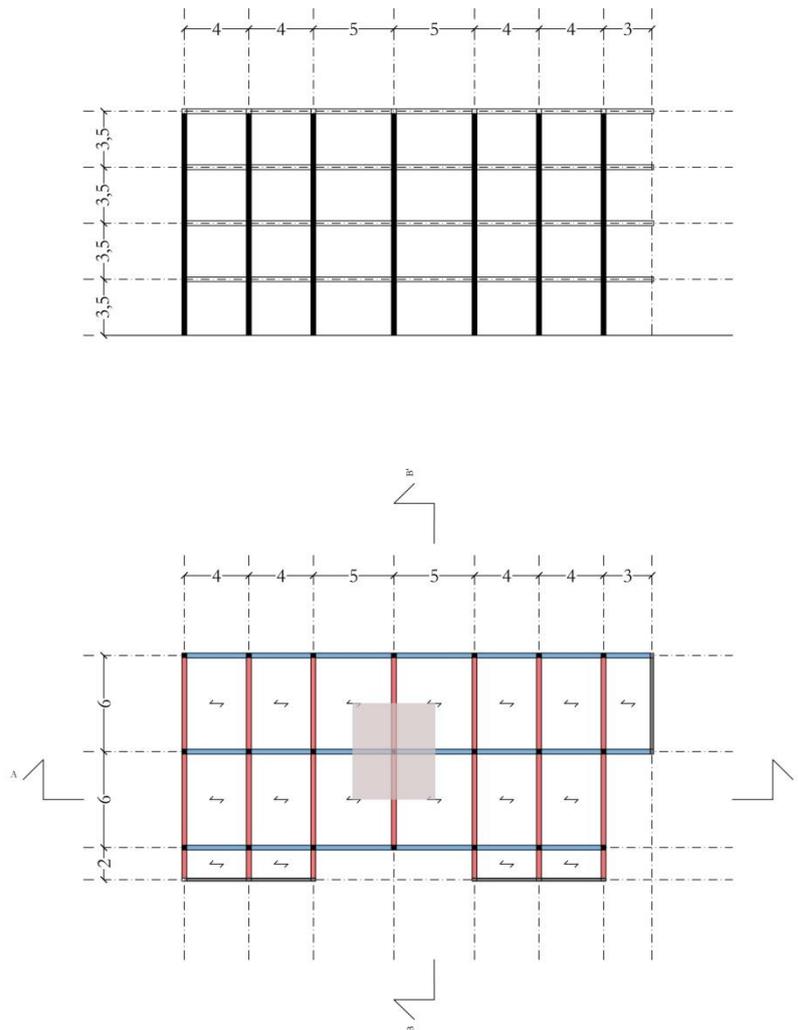
ACCIAIO:



Anche per il pilastro in acciaio ricavo l'area d'influenza, il carico delle travi e del solaio e quindi lo sforzo di compressione N. Inserisco i valori di resistenza caratteristica dell'acciaio S275 ed ottengo l' A_{min} . Poi determino il momento d'inerzia minimo che permette di scegliere un profilato della tabella delle HEA. Nel mio caso scelgo un HEA220.

L ₁	L ₂	Area	trave _p	trave _s	q _{trave}	q _s	q _p	q _a	q _{solaio}	n _{piani}	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
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 ⁴	cm ²	cm ⁴	cm		
6.00	6.50	39.00	0.91	0.91	14.79	1.33	2.99	2.00	359.60	4	1498	275.00	1.05	261.90	57.2	210000	1.00	3.50	88.96	3.93	885	64.3	1955	5.51	63.52	HEA220

CALCESTRUZZO ARMATO:



Anche per questa tecnologia procedo con gli stessi passaggi iniziali delle due precedenti e in questo caso inserisco la tensione di resistenza caratteristica f_{ck} del C45/55 ed ottengo quella di progetto f_{cd} . Ottengo, come fatto precedentemente, l'Area minima e il momento d'inerzia minimo che nelle strutture in cls permette di trovare la base minima della sezione del pilastro.

La sezione del pilastro più sollecitato è di 30x50 cm ed è verificata avendo $A_{design} > A_{min}$

L _p	L _s	Area	trave _p	trave _s	q _{trave}	q _s	q _p	q _a	q _{solaio}	n _{piani}	N	f _{ck}	f _{cd}	A _{min}	b _{min}	E	β	I	λ*	ρ _{min}	ρ _{min}	b	h _{min}	h	A _{design}	I _{design}	I _{max}	W _{max}	q _s	M _s	G _{max}	
m	m	m ²	kN/m	kN/m	kN	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN		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	
6.00	5.00	30.00	3.75	3.75	53.63	3.76	2.68	2.00	357.06	4	1643	45.0	25.5	644.2	25.4	21000	1.00	3.50	90.15	3.88	13.45	30.00	21.47	30.00	900	67500	67500	4500.00	59.51	178.53	57.93	No
6.00	5.00	30.00	3.75	3.75	53.63	3.76	2.68	2.00	357.06	4	1643	45.0	25.5	644.2	25.4	21000	1.00	3.50	90.15	3.88	13.45	30.00	21.47	50.00	1500	112500	312500	12500.00	59.51	178.53	25.23	Si

VERIFICA A PRESSO-FLESSIONE:

Per verificare il pilastro a presso-flessione si deve imporre che tensione massima sia minore della resistenza di progetto: $\sigma_{max} < f_{cd}$

Tale tensione viene calcolata tenendo presente le due sollecitazioni che agiscono sull'incastro (sforzo normale di compressione N e momento M_t)

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

$$W_{max} = \frac{b h^2}{6} \quad \text{modulo di resistenza a flessione per sezioni rettangolari}$$

Come si può vedere dal foglio Excel la sezione risulta verificata.