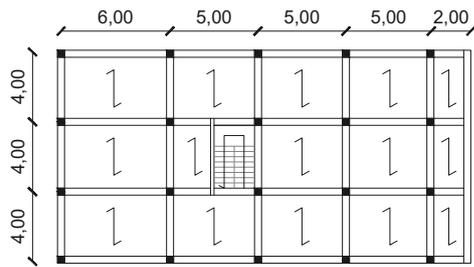
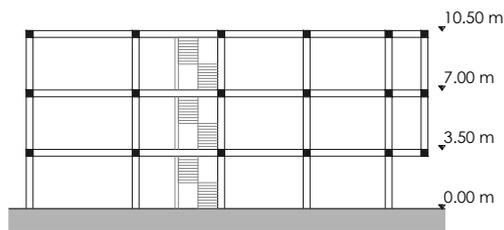


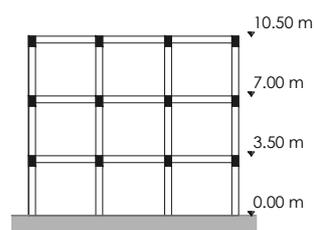
DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI UN TELAIO IN CLS ARMATO



sezione longitudinale



sezione longitudinale

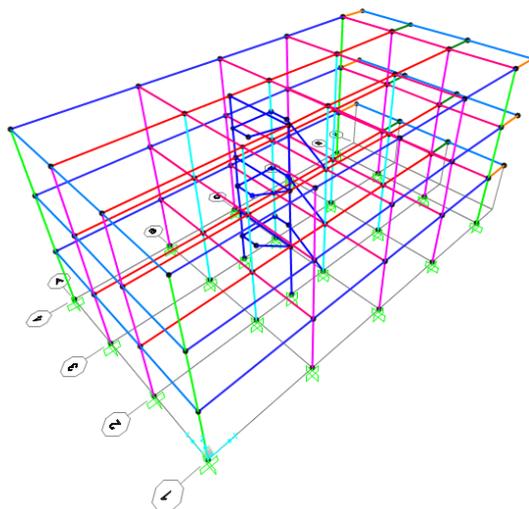


sezione trasversale

•MODELLAZIONE DEL TELAIO

Per la modellazione dell'edificio è stato utilizzato direttamente il software di SAP 2000 andando, in seguito al predimensionamento delle sezioni, ad assegnare le informazioni relative al materiale, alle sezioni degli elementi e ai carichi verticali e orizzontali.

Innanzitutto è stata disegnata la struttura del primo livello e poi replicata in altezza fino ad ottenere l'altezza prestabilita dell'edificio. Essendo un telaio di elementi verticali e orizzontali tra loro collegati da un vincolo interno (*Assign/Joint/Constraint/Diaphragm*), ai pilastri del piano terra, si assegna il vincolo di incastro esterno al terreno. In questo modo si impone a tutti i punti un'unica rotazione attorno all'asse z , in modo da ottenere un impalcato rigido.

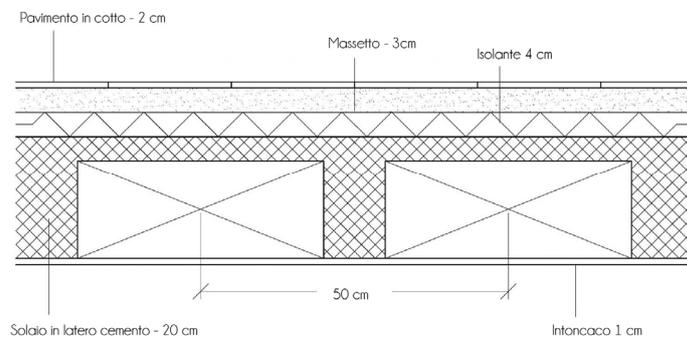
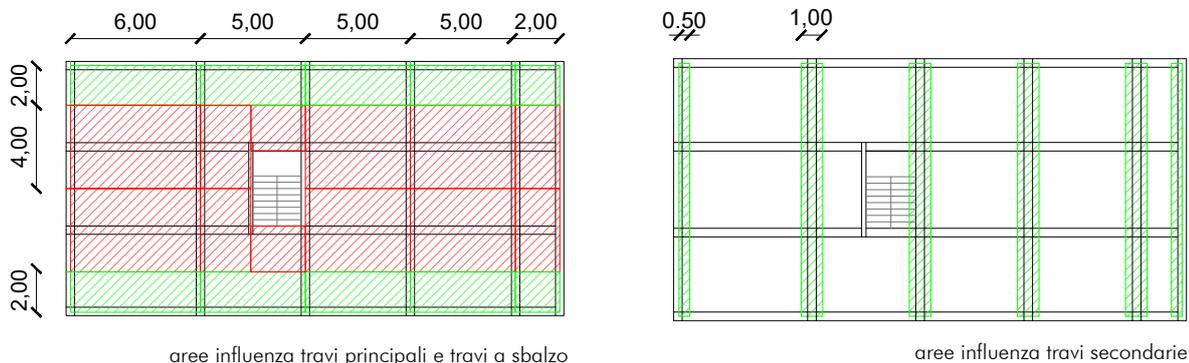


Per facilitare l'assegnazione delle sezioni ottenute dal predimensionamento degli elementi verticali e orizzontali, posso creare dei gruppi di selezione per distinguere l'orditura dei solai e i pilastri dei diversi piani.

TELAIO IN CALCESTRUZZO ARMATO

• PREDIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI

Procedo con individuare le aree di influenza delle travi e misurarne l'interasse.



Scelto il solaio in cls armato dell'impalcato ne considero un metro quadro per calcolarne il peso. Per definire la combinazione di carico allo stato limite ultimo SLU devo tener conto dei coefficienti moltiplicativi.

- $q_s = 3,50 \text{ KN/m}^2$

- $q_p = 3,00 \text{ KN/m}^2$

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

$$q_u = q_s \times 1,3 + q_p \times 1,5 + q_a \times 1,5 = 12,05 \text{ KN/m}^2$$

Calcolato il carico del solaio, espresso come densità di carico superficiale in $[\text{KN/m}^2]$, lo moltiplico per l'interasse trovando il carico lineare incidente sulle travi $q_{\text{trave}} [\text{KN/m}]$.

$$q_{\text{trave}} = q_s \times l$$

Per vedere quali siano le travi più sollecitate, considero il valore più grande del momento sulle travi soggette a flessione M_{max} . Il momento massimo si calcola con il carico q_{trave} per la luce della trave. Per una trave doppiamente appoggiata il M_{max} è $ql^2/8$.

	interasse (m)	q _s (KN/m ²)	q _p (KN/m ²)	q _a (KN/m ²)	q _{trave} (KN/m)	luce (m)	M _{max} (KN*m)
TRAVE PRINCIPALE PERIMETRALI	2,00	3,50	3,00	2,00	24,10	6,00	108,45
TRAVE PRINCIPALE PERIMETRALE	2,00	3,50	3,00	2,00	24,10	5,00	75,31
TRAVE PRINCIPALE CENTRALE	4,00	3,50	3,00	2,00	48,20	5,00	150,63
TRAVI PRINCIPALI CENTRALI	4,00	3,50	3,00	2,00	48,20	6,00	216,90
					54,54	6,00	245,42
TRAVE PRINCIPALE VANO SCALA	4,00	3,50	3,00	2,00	48,20	2,50	37,66
					54,54	2,50	42,61
TRAVE PRINCIPALE SCALA - SOLAIO	2,00	3,50	3,00	2,00	24,10	2,50	18,83
					30,44	2,50	23,78
TRAVE SECONDARIA PERIMETRALE	0,50	3,50	3,00	2,00	6,03	4,00	12,05
					8,46	4,00	16,93
TRAVE SECONDARIA CENTRALE	1,00	3,50	3,00	2,00	12,05	4,00	24,10
					14,49	4,00	28,98
TRAVE SECONDARIA CENTRALE SCALA	0,50	3,50	3,00	2,00	6,03	4,00	12,05
					8,46	4,00	16,93

Per determinare l'altezza utile h_u , ovvero la distanza tra il lembo superiore del cls compresso e il baricentro delle armature tese, ho bisogno di alcuni dati e di fissare la misura della base. La formula di progetto di h_u è $r \times \sqrt{M_{max} / b}$. I dati di cui ho bisogno sono le resistenze caratteristiche dell'acciaio e del cls per ricavare le tensioni di progetto relative al materiale. Impongo che la tensione di progetto del cls sia uguale alla tensione massima nella trave, per poterla dimensionare e trovare l'altezza ingegnerizzata H_{ING} .
Scelgo un acciaio di armatura S450C e un cls C28/35.

- $f_{yd} = f_{yk} / 1,15$
- $f_{cd} = (f_{ck} / 1,5) \times 0,85$

Trovate le tensioni di progetto posso determinare l'altezza utile h_u e, sommandola al copriferro, calcolare l'altezza minima che deve avere la sezione per non inflettersi.

- $H_{min} = h_u + \text{delta}$

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)
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	37,13	5,00	42,13	65,00	0,07	0,20	4,88
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	41,73	5,00	46,73	verificata			
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	30,94	5,00	35,94	65,00	0,13	0,20	4,88
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	34,77	5,00	39,77	verificata			
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	43,76	5,00	48,76	65,00	0,10	0,20	4,88
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	46,55	5,00	51,55	verificata			
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	52,51	5,00	57,51	65,00	0,10	0,20	4,88
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	55,86	5,00	60,86	verificata			
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	21,88	5,00	26,88	65,00	0,11	0,20	4,88
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	23,27	5,00	28,27	verificata			
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	15,47	5,00	20,47	65,00	0,08	0,20	4,88
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	17,39	5,00	22,39	verificata			
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	25,00	13,56	5,00	18,56	30,00	0,05	0,08	1,88
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	25,00	16,07	5,00	21,07	verificata			
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	25,00	19,17	5,00	24,17	30,00	0,06	0,08	1,88
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	25,00	21,02	5,00	26,02	verificata			
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	25,00	13,56	5,00	18,56	30,00	0,05	0,08	1,88
450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	25,00	16,07	5,00	21,07	verificata			

Per verificare se la sezione ingegnerizzata sia in grado di tenere il peso proprio e i carichi, aggiungo al carico totale del solaio il peso unitario della trave (Peso specifico del cls moltiplicato all'area della sezione) e lo moltiplico per il 1,3. Considerando il peso proprio della trave, la sezione H_{ing} risulta comunque maggiore dell'altezza minima e la verifica è soddisfatta.

• PREDIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI A SBALZO

Il procedimento di progetto è uguale al precedente, calcolato il carico lineare posso determinare il momento massimo flettente per la formula dell'altezza utile h_u .

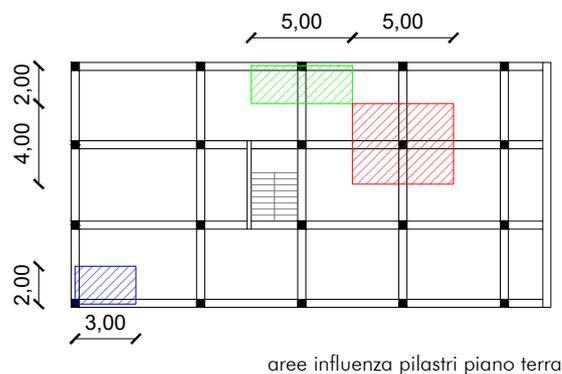
q_e (kN/m)	luce (m)	M_{max} (kN*m)	f_{yk} (N/mm ²)	f_{td} (N/mm ²)	f_{ck} (N/mm ²)	f_{ctd} (N/mm ²)	β	r	b (cm)	h_u (cm)	δ (cm)	H_{min} (cm)	H (cm)	area (m ²)	peso (kN/m)
48,20	2	96,40	450	391,30	28	15,87	0,38	2,46	30	35,01	5	40,01	45	0,14	3,38
52,59	2,00	105,18	450,00	391,30	28,00	15,87	0,38	2,46	30,00	36,57	5,00	41,57	verificata		

Verificata la sezione ma una volta dimensionata la sezione ingegnerizzata che deve essere maggiore della h_u devo verificare che la trave non si abbassi troppo. La verifica degli abbassamenti si effettua allo stato limite d'esercizio e bisogna verificare che l'abbassamento massimo v_{max} sia maggiore di un certo limite di deforabilità per elementi strutturali di impalcato che ha il 1/250 della luce della mensola. Il valore dell'abbassamento si può calcolare con l'equazione della linea elastica che tiene in considerazione il momento flettente che nel caso della mensola è $M_{max} = ql^4 / 8$, modulo elastico della trave E_{cls} e momento d'inerzia I_x uguale a $b \times h^3 / 12$ per sezioni rettangolari.

area (m ²)	peso (kN/m)	q_e	E (N/mm ²)	I_x (cm ⁴)	v_{max} (cm)	l/v_{max}	
0,14	3,38	33,38	32308	227813	0,09	2205,29	Sì

• PREDIMENSIONAMENTO DEI PILASTRI

Si è proceduto individuando l'area di influenza di ciascun pilastro. Il pilastri maggiormente sollecitati sicuramente saranno quelli al piano terra, poiché su questi verranno trasmessi tutti i carichi dei piani superiori.



L'area di influenza ha come dimensioni L_p e L_s e varia in base alla posizione dei pilastri se posti centralmente, perimetralmente o angolarmente. Calcolata l'area osservo che quelli più sollecitati saranno i pilastri centrali, quelli con l'area di influenza maggiore e quindi con sforzo normale maggiore. Per determinare lo sforzo normale di compressione N , vado a considerare sia il peso delle travi sia il peso del solaio relativo all'area di influenza. Il peso delle travi, gravante nell'area di influenza dei pilastri, si ricava sommando i contributi di ogni trave e moltiplicando per 1,3.

$$\bullet q_{trave} = (trave_p + trave_s) \times 1,3$$

[KN/m]

Il carico dovuto al solaio si ricava dalla combinazione allo stato limite ultimo del carico strutturale, di quello permanente e di quello accidentale, il tutto moltiplicato per l'area di influenza per ottenere una forza concentrata.

$$\bullet q_{\text{solaio}} = (q_s \times 1,3 + q_p \times 1,5 + q_a \times 1,5) \times A \quad [\text{KN/m}^2] \times [\text{m}^2] = [\text{KN/m}]$$

A questo punto posso calcolarmi la forza di compressione sommando il q_{trave} e il q_{solaio} e moltiplicando per il numero dei piani. Una volta ricavato lo sforzo di compressione sui pilastri posso dimensionare la sezione uguagliando la tensione massima sulla sezione alla resistenza di progetto del materiale e ottenendo l'area minima che deve avere la sezione per evitare la rottura.

$$\bullet f_{\text{cd}} = \sigma_{\text{max}} \quad \sigma_{\text{max}} = N / A$$

$$\bullet f_{\text{cd}} = N / A$$

$$\bullet A_{\text{min}} = N / f_{\text{cd}}$$

	L_p m	L_s m	Area m ²	trave _p kN/m	trave _s kN/m	q _{trave} kN	q _s kN/mq	q _p kN/mq	q _a kN/mq	q _{solaio} kN	n _{piani}	N kN	f _{ck} Mpa	f _{cd} Mpa	f _{cd} [*] Mpa	A _{min} cm ²
PILASTRI CENTRALI 0 DI PIATTO x 2	5,50	4,00	22,00	4,88	1,88	44,67	3,50	3,00	2,00	265,10	3	929	28,0	15,9	7,9	1171,4
PILASTRI CENTRALI 0 DI PIATTO x 4	5,00	4,00	20,00	4,88	1,88	41,50	3,50	3,00	2,00	241,00	3	847	28,0	15,9	7,9	1068,3
PILASTRI CENTRALI 1 DI PIATTO x 2	5,50	4,00	22,00	4,88	1,88	44,67	3,50	3,00	2,00	265,10	2	620	28,0	15,9	7,9	780,9
PILASTRI CENTRALI 1 DI PIATTO x 4	5,00	4,00	20,00	4,88	1,88	41,50	3,50	3,00	2,00	241,00	2	565	28,0	15,9	7,9	712,2
PILASTRI CENTRALI 2 DI PIATTO x 2	5,50	4,00	22,00	4,88	1,88	44,67	3,50	3,00	2,00	265,10	1	310	28,0	15,9	7,9	390,5
PILASTRI CENTRALI 2 DI PIATTO x 4	5,00	4,00	20,00	4,88	1,88	41,50	3,50	3,00	2,00	241,00	1	282	28,0	15,9	7,9	356,1

Per elementi strutturali in cls armato le sezioni dei pilastri sono rettangolari e la formula della base minima è $2\sqrt{3} \times p_{\text{min}}$ ovvero in funzione della snellezza del pilastro. Per trovare il raggio minimo di inerzia devo prima determinare la snellezza e la luce libera di inflessione che tiene conto dei vincoli a cui è soggetto il pilastro.

$$\bullet \lambda = \pi \sqrt{E} / f_{\text{cd}} \quad l_0 = l \times \beta$$

$$\bullet p_{\text{min}} = \sqrt{l_0} / \lambda$$

Trovato il raggio di inerzia calcolo la base minima b_{min} e la sovradimensiono nell'ingegnerizzazione. Per dimensionare l'altezza minima della sezione h_{min} , divido la base ingegnerizzata per l'area, precedentemente calcolata nel dimensionamento a resistenza. L'altezza ingegnerizzata h descrive la sezione rettangolare del pilastro in cls armato, da cui si ricava l'area di progetto A_{design} .

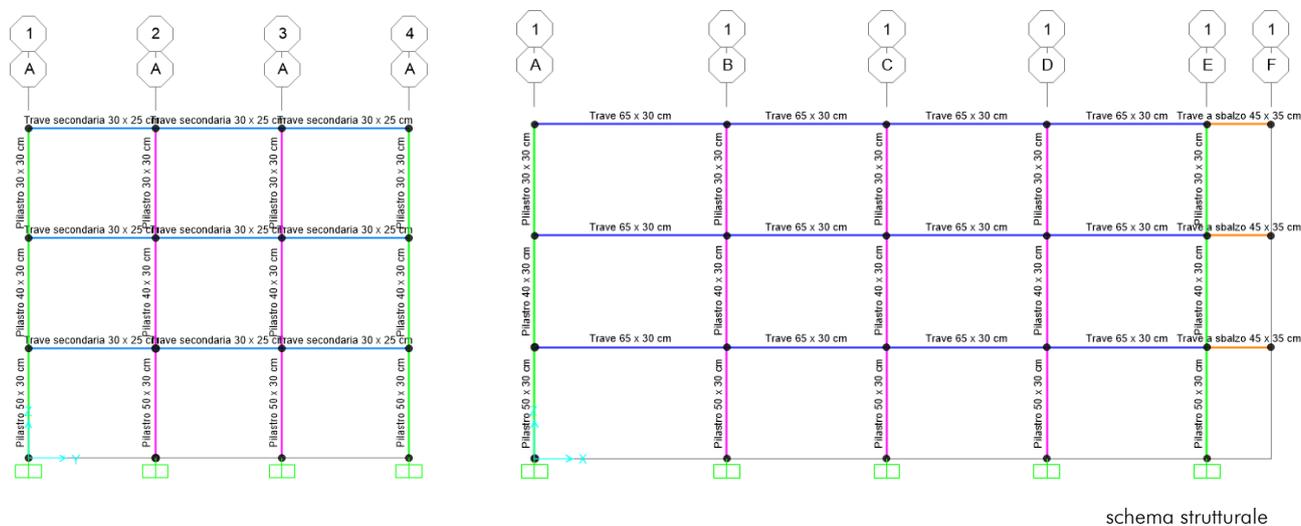
$$\bullet h_{\text{min}} = b / A_{\text{min}}$$

E Mpa	β	l m	λ^*	p_{min} cm	b_{min} cm	b cm	h_{min} cm	h cm	A _{design} cm ²
32308	1,00	3,50	141,76	2,47	8,55	50,00	23,43	30,00	1500
32308	1,00	3,50	141,76	2,47	8,55	50,00	21,37	30,00	1500
32308	1,00	3,50	141,76	2,47	8,55	40,00	19,52	30,00	1200
32308	1,00	3,50	141,76	2,47	8,55	40,00	17,80	30,00	1200
32308	1,00	3,50	141,76	2,47	8,55	30,00	13,02	30,00	900
32308	1,00	3,50	141,76	2,47	8,55	30,00	11,87	30,00	900

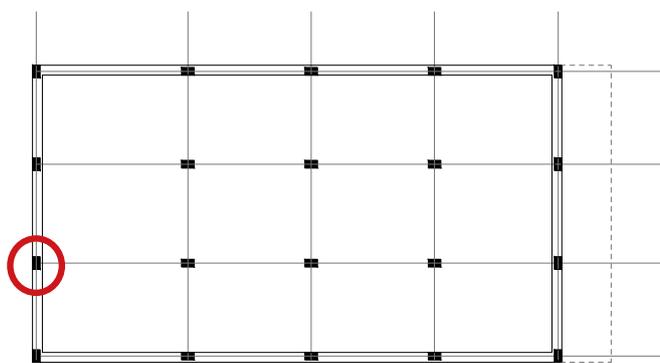
Si è scelto di adottare sezioni di lato non inferiore a 30 cm e dunque di area non inferiore a 900 cm². Le sezioni dimensionate sono 50 x 30 cm, 40 x 30 cm e 30 x 30 cm rispettivamente per i pilastri del piano terra, primo piano e piano secondo. Per la verifica della sezione poiché nel cemento armato il nodo rigido tra trave e pilastro trasmette momento, il pilastro è sottoposto a presso-flessione.

• ANALISI DEL TELAIO DIMENSIONATO IN SAP

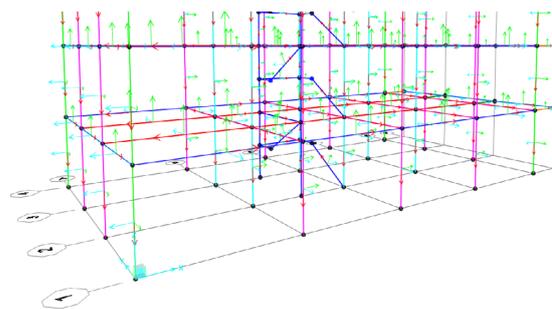
Per la verifica a pressoflessione dei pilastri è stato necessario introdurre il telaio su SAP per ricalcolare correttamente le sollecitazioni della struttura. Dopo aver effettuato il predimensionamento degli elementi strutturali sui fogli di calcolo di Excel, ne è stata effettuata l'assegnazione delle sezioni sul modello di SAP precedentemente creato.



Come prima cosa, avendo dimensionato sezioni rettangolari per i pilastri si dovrà tener conto dell'orientamento e quindi del valore del momento di inerzia che inciderà sulla rigidità traslante del telaio. Si è provveduto a ruotare i pilastri perimetrali posti lungo l'asse Y (sistema globale) andando a ruotare di 90° gli assi locali degli elementi. In questo modo il momento d'inerzia aumenta in quanto la base e l'altezza sono invertite e di conseguenza maggiore sarà la rigidità.



struttura dei pilastri piano terra

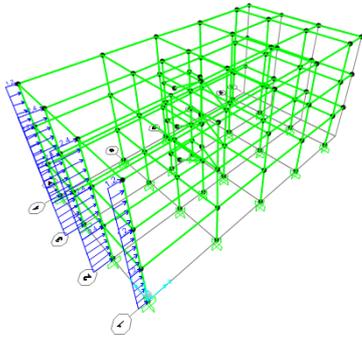


visualizzazione degli assi locali

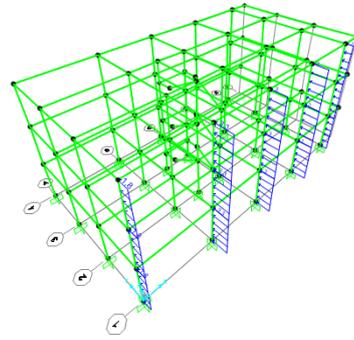
• SOLLECITAZIONI MASSIME

Definisco il valore dei carichi lineari, ottenuti dai fogli excel, e li assegno alle travi che trasmetteranno momento ai pilastri. Mentre alle perimetrali è stato aggiunto il contributo del tompagno. Il carico della tamponatura esterna in laterizio forato è stato calcolato prima al metro quadro e moltiplicato poi per l'interpiano netto ovvero l'altezza del pilastro.

Nell'analisi delle sollecitazioni considero anche le forze orizzontali del vento lungo la direzione X e Y. L'azione del vento agisce sulle tamponature dei piani e da queste viene trasmesso ai pilastri sottoforma di carico distribuito linearmente lungo l'altezza.



vento lungo X



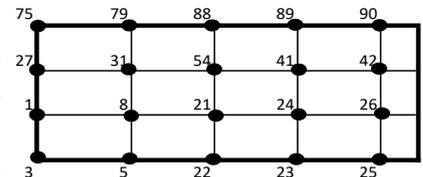
vento lungo Y

Per ricavare le sollecitazioni massime e verificare le sezioni dimensionate, seleziono i pilastri in base ai gruppi creati precedentemente mandando l'analisi con COMBO_Y e COMBO_X per confrontare quale sia la condizione più gravosa. Dall'analisi i valori di COMBO_X risultano simili alla combinazione SLU per questo si è scelto di considerare solo l'azione del vento agente sul sopravvento maggiore.

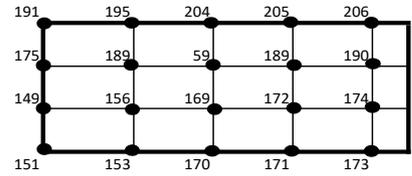
• VERIFICA DEI PILASTRI A PRESSOFLESSIONE

Dopo aver mandato l'analisi con i carichi verticali e orizzontali, mi ricavo le nuove sollecitazioni di progetto che andrò ad inserire nella tabella excel ai fini dell'assegnazione dei pilastri nelle tabelle della piccola, moderata e grande eccentricità. Per suddividere i pilastri nelle tre eccentricità è stata fatta una tassonomia in base al piano e sono stati individuati i pilastri in pianta per distiguerli in base all'orientamento (per i pilastri ruotati è stato condiserato M attorno all'asse locale 2). Sono stati quindi inseriti i pilastri nel file excel di verifica della pressoflessione. In base al rapporto tra N e M , si ricava il valore dell'eccentricità e si confronta il valore ottenuto con $h/6$ e $h/2$.

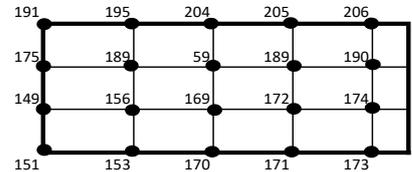
PILASTRO	COMBINAZIONE	N	M2	M3
ANGOLARI_0	Text	KN	KN-m	KN-m
3	COMB_Y	-490,183	11,5981	-10,3407
25	COMB_Y	-790,844	3,5153	-11,0965
75	COMB_Y	-498,041	11,7386	-19,2065
90	COMB_Y	-803,695	3,9065	-19,7875
CENTRALI_0	Text	KN	KN-m	KN-m
8	COMB_Y	-877,821	-6,1953	23,1837
21	COMB_Y	-717,058	-5,7386	-3,614
24	COMB_Y	-835,515	-6,2654	9,2105
31	COMB_Y	-888,375	-6,0283	22,3782
41	COMB_Y	-835,185	-6,3682	9,0403
54	COMB_Y	-756,113	-10,138	4,0855
54	COMB_Y	-784,686	-6,0147	-0,0665
PERIMETRALI_0	Text	KN	KN-m	KN-m
1	COMB_Y	-687,532	14,7253	-14,984
5	COMB_Y	-856,648	-8,2144	13,7454
22	COMB_Y	-709,928	-8,0989	3,9102
23	COMB_Y	-691,086	-7,9093	7,0396
26	COMB_Y	-1077,46	9,0603	-15,508
27	COMB_Y	-686,425	14,7243	-14,8829
42	COMB_Y	-1102,87	8,9952	-16,4964
79	COMB_Y	-863,733	-6,3333	13,3571
88	COMB_Y	-718,48	-6,3525	3,52
89	COMB_Y	-696,829	-6,4809	6,7306



ANGOLARI_1	Text	KN	KN-m	KN-m
151	COMB_Y	-323,154	28,8616	7,0149
173	COMB_Y	-525,569	8,7326	6,387
191	COMB_Y	-326,46	28,9936	-11,1476
206	COMB_Y	-532,066	9,6589	-12,1178
CENTRALI_1	Text	KN	KN-m	KN-m
60	COMB_Y	-481,477	-13,3468	1,9312
60	COMB_Y	-516,789	0,5855	-4,2234
156	COMB_Y	-577,741	-2,8465	41,5291
169	COMB_Y	-470,755	-1,5363	-7,2686
172	COMB_Y	-553,34	-2,7754	15,884
179	COMB_Y	-584,802	-2,6888	40,1736
189	COMB_Y	-552,226	-3,2016	16,3746
PERIMETRALI_1	Text	KN	KN-m	KN-m
149	COMB_Y	-455,613	36,5588	-2,8458
153	COMB_Y	-570,037	-3,1238	23,5889
170	COMB_Y	-469,859	-3,1998	6,8592
171	COMB_Y	-456,824	-2,571	12,0615
174	COMB_Y	-716,853	22,6215	-2,4183
175	COMB_Y	-454,995	36,4722	-3,1227
190	COMB_Y	-743,842	24,1655	-5,1715
195	COMB_Y	-573,179	-3,3003	23,3079
204	COMB_Y	-474,142	-3,3426	6,5701
205	COMB_Y	-459,176	-3,6291	11,9857



ANGOLARI_1	Text	KN	KN-m	KN-m
151	COMB_Y	-323,154	28,8616	7,0149
173	COMB_Y	-525,569	8,7326	6,387
191	COMB_Y	-326,46	28,9936	-11,1476
206	COMB_Y	-532,066	9,6589	-12,1178
CENTRALI_1	Text	KN	KN-m	KN-m
60	COMB_Y	-481,477	-13,3468	1,9312
60	COMB_Y	-516,789	0,5855	-4,2234
156	COMB_Y	-577,741	-2,8465	41,5291
169	COMB_Y	-470,755	-1,5363	-7,2686
172	COMB_Y	-553,34	-2,7754	15,884
179	COMB_Y	-584,802	-2,6888	40,1736
189	COMB_Y	-552,226	-3,2016	16,3746
PERIMETRALI_1	Text	KN	KN-m	KN-m
149	COMB_Y	-455,613	36,5588	-2,8458
153	COMB_Y	-570,037	-3,1238	23,5889
170	COMB_Y	-469,859	-3,1998	6,8592
171	COMB_Y	-456,824	-2,571	12,0615
174	COMB_Y	-716,853	22,6215	-2,4183
175	COMB_Y	-454,995	36,4722	-3,1227
190	COMB_Y	-743,842	24,1655	-5,1715
195	COMB_Y	-573,179	-3,3003	23,3079
204	COMB_Y	-474,142	-3,3426	6,5701
205	COMB_Y	-459,176	-3,6291	11,9857



Pressoflessione in casi di piccola eccentricità: $e=M/N \leq h/6$															VERIFICA
	f_{ck}	f_{cd}	b	h	A	I _x	W _x	N	M _x	e	h/6	sigma_N	sigma_M	sigma_max	sigma_max < f _{cd}
ANGOLARI TERRA															
3	28	15,9	30	50	1500	312500	12500	490,183	11,5981	2,37	8,33	3,27	0,93	4,20	VERIFICATA
25	28	15,9	30	50	1500	312500	12500	790,844	3,5153	0,44	8,33	5,27	0,28	5,55	VERIFICATA
75	28	15,9	30	50	1500	312500	12500	498,041	11,7386	2,36	8,33	3,32	0,94	4,26	VERIFICATA
90	28	15,9	30	50	1500	312500	12500	803,695	3,9065	0,49	8,33	5,36	0,31	5,67	VERIFICATA
CENTRALI TERRA															
8	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	877,821	23,1837	2,64	5,00	5,85	3,09	8,94	VERIFICATA
21	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	717,058	3,614	-0,50	5,00	4,78	-0,48	4,30	VERIFICATA
24	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	835,515	9,2105	1,10	5,00	5,57	1,23	6,80	VERIFICATA
31	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	888,375	22,3782	2,52	5,00	5,92	2,98	8,91	VERIFICATA
41	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	835,185	9,0403	1,08	5,00	5,57	1,21	6,77	VERIFICATA
54	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	784,686	-0,0665	-0,01	5,00	5,23	-0,01	5,22	VERIFICATA
PERIMETRALI TERRA															
1	28	15,9	30	50	1500	312500	12500	697,532	14,7253	2,14	8,33	4,58	1,18	5,76	VERIFICATA
5	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	856,648	13,7454	1,60	5,00	5,71	1,83	7,54	VERIFICATA
22	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	709,928	3,9102	0,55	5,00	4,73	0,52	5,25	VERIFICATA
23	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	691,086	7,0396	1,02	5,00	4,61	0,94	5,55	VERIFICATA
26	28	15,9	30	50	1500	312500	12500	1077,461	9,0603	0,84	8,33	7,18	0,72	7,91	VERIFICATA
27	28	15,9	30	50	1500	312500	12500	686,425	14,7243	2,15	8,33	4,58	1,18	5,75	VERIFICATA
42	28	15,9	30	50	1500	312500	12500	1102,866	8,9952	0,82	8,33	7,35	0,72	8,07	VERIFICATA
79	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	863,733	13,3571	1,55	5,00	5,76	1,78	7,54	VERIFICATA
88	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	718,48	3,52	0,49	5,00	4,79	0,47	5,26	VERIFICATA
89	28	15,9	50	30	1500	112500	7500	696,829	6,7306	0,97	5,00	4,65	0,90	5,54	VERIFICATA
ANGOLARI PRIMO															
173	28	15,9	30	40	1200	160000	8000	525,569	8,7326	1,66	6,67	4,38	1,09	5,47	VERIFICATA
206	28	15,9	30	40	1200	160000	8000	532,066	9,6589	1,82	6,67	4,43	1,21	5,64	VERIFICATA
CENTRALI PRIMO															
60	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	516,789	-4,2234	-0,82	5,00	4,31	-0,70	3,60	VERIFICATA
169	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	470,755	-7,2686	-1,54	5,00	3,92	-1,21	2,71	VERIFICATA
172	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	553,34	15,884	2,87	5,00	4,61	2,65	7,26	VERIFICATA
189	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	552,226	16,3746	2,97	5,00	4,60	2,73	7,33	VERIFICATA
PERIMETRALI PRIMO															
149	28	15,9	30	40	1200	160000	8000	441,967	-38,017	-8,60	6,67	3,68	-4,75	-1,07	VERIFICATA
153	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	570,037	23,5889	4,14	5,00	4,75	3,93	8,68	VERIFICATA
170	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	469,859	6,8592	1,46	5,00	3,92	1,14	5,06	VERIFICATA
171	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	456,824	12,0615	2,64	5,00	3,81	2,01	5,82	VERIFICATA
174	28	15,9	30	40	1200	160000	8000	716,853	22,6215	3,16	6,67	5,97	2,83	8,80	VERIFICATA
190	28	15,9	30	40	1200	160000	8000	743,842	24,1655	3,25	6,67	6,20	3,02	9,22	VERIFICATA
195	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	573,179	23,3079	4,07	5,00	4,78	3,88	8,66	VERIFICATA
204	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	474,142	6,5701	1,39	5,00	3,95	1,10	5,05	VERIFICATA
205	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	459,176	11,9857	2,61	5,00	3,83	2,00	5,82	VERIFICATA
ANGOLARI SECONDO															
231	28	15,9	30	30	900	67500	4500	261,607	5,1164	1,96	5,00	2,91	1,14	4,04	VERIFICATA
264	28	15,9	30	30	900	67500	4500	262,46	5,9668	2,27	5,00	2,92	1,33	4,24	VERIFICATA
CENTRALI SECONDO															
66	28	15,9	30	30	900	67500	4500	251,633	-0,1053	-0,04	5,00	2,80	-0,02	2,77	VERIFICATA
227	28	15,9	30	30	900	67500	4500	228,896	-2,5617	-1,12	5,00	2,54	-0,57	1,97	VERIFICATA
230	28	15,9	30	30	900	67500	4500	273,141	11,5964	4,25	5,00	3,03	2,58	5,61	VERIFICATA
247	28	15,9	30	30	900	67500	4500	275,412	12,1068	4,40	5,00	3,06	2,69	5,75	VERIFICATA
PERIMETRALI SECONDO															
211	28	15,9	30	30	900	67500	4500	287,864	15,9776	5,55	5,00	3,20	3,55	6,75	VERIFICATA
228	28	15,9	30	30	900	67500	4500	232,326	6,2652	2,70	5,00	2,58	1,39	3,97	VERIFICATA
229	28	15,9	30	30	900	67500	4500	225,632	9,4555	4,19	5,00	2,51	2,10	4,61	VERIFICATA
232	28	15,9	30	30	900	67500	4500	358,161	17,3918	4,86	5,00	3,98	3,86	7,84	VERIFICATA
248	28	15,9	30	30	900	67500	4500	356,914	20,0687	5,62	5,00	3,97	4,46	8,43	VERIFICATA
262	28	15,9	30	30	900	67500	4500	233,045	6,0057	2,58	5,00	2,59	1,33	3,92	VERIFICATA
263	28	15,9	30	30	900	67500	4500	226,202	9,2954	4,11	5,00	2,51	2,07	4,58	VERIFICATA

Pressoflessione in casi di moderata eccentricità: $h/6 < e=M/N < h/2$															VERIFICA
	f_{ck}	f_{cd}	b	h	A	I _x	W _x	N	M _x	e	h/6	h/2	u	sigma_max	sigma_max < f _{cd}
ANGOLARI PRIMO															
151	28	15,9	30	40	1200	160000	8000	323,154	28,8616	8,93	6,67	20,00	11,07	6,49	VERIFICATA
191	28	15,9	30	40	1200	160000	8000	326,46	28,9936	8,88	6,67	20,00	11,12	6,52	VERIFICATA
CENTRALI PRIMO															
156	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	577,741	41,5291	7,19	5,00	15,00	7,81	12,33	VERIFICATA
179	28	15,9	40	30	1200	90000	6000	584,802	40,1736	6,87	5,00	15,00	8,13	11,99	VERIFICATA
PERIMETRALI PRIMO															
175	28	15,9	30	40	1200	160000	8000	454,995	36,4722	8,02	6,67	20,00	11,98	8,44	VERIFICATA
ANGOLARI SECONDO															
209	28	15,9	30	30	900	67500	4500	157,863	23,3888	14,82	5,00	15,00	0,18	190,54	NON VERIFICATA
249	28	15,9	30	30	900	67500	4500	158,312	23,6	14,91	5,00	15,00	0,09	379,39	NON VERIFICATA
CENTRALI SECONDO															
214	28	15,9	30	30	900	67500	4500	294,153	26,9661	9,17	5,00	15,00	5,83	11,21	VERIFICATA
237	28	15,9	30	30	900	67500	4500	297,443	26,1775	8,80	5,00	15,00	6,20	10,66	VERIFICATA
PERIMETRALI SECONDO															
207	28	15,9	30	30	900	67500	4500	224,734	30,329	13,50	5,00	15,00	1,50	33,19	NON VERIFICATA
233	28	15,9	30	30	900	67500	4500	224,733	30,2758	13,47	5,00	15,00	1,53	32,68	NON VERIFICATA
253	28	15,9	30	30	900	67500	4500	288,358	15,7076	5,45	5,00	15,00	9,55	6,71	VERIFICATA

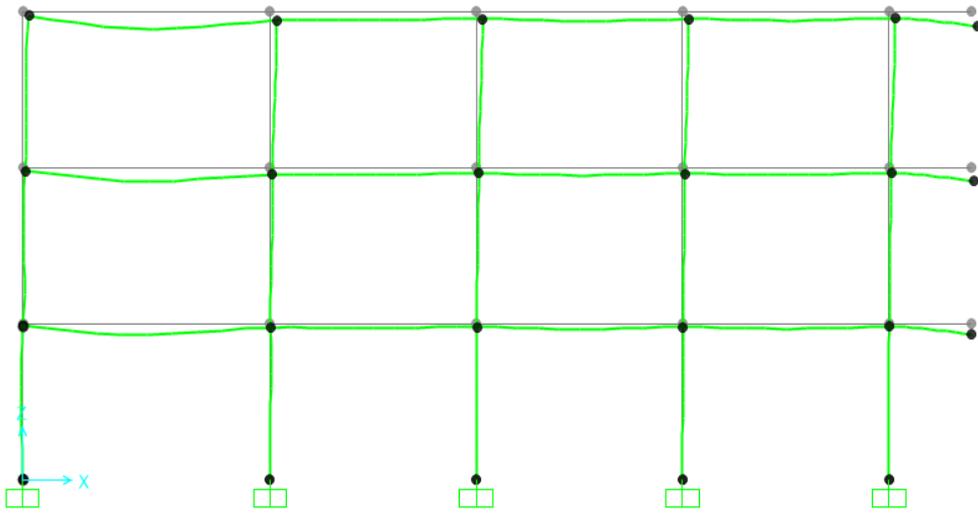
I pilastri del piano terra risultano tutti in piccola eccentricità, quelli del primo piano rientrano nella moderata che nella piccola mentre quelli dell'ultimo piano ricevendo uno sforzo di compressione minore avranno l'eccentricità aumentata. Una volta classificati in base all'eccentricità, per verificare il pilastro a presso-flessione si deve imporre che la tensione massima sia minore della resistenza di progetto.

• $\sigma_{max} \leq f_{cd}$

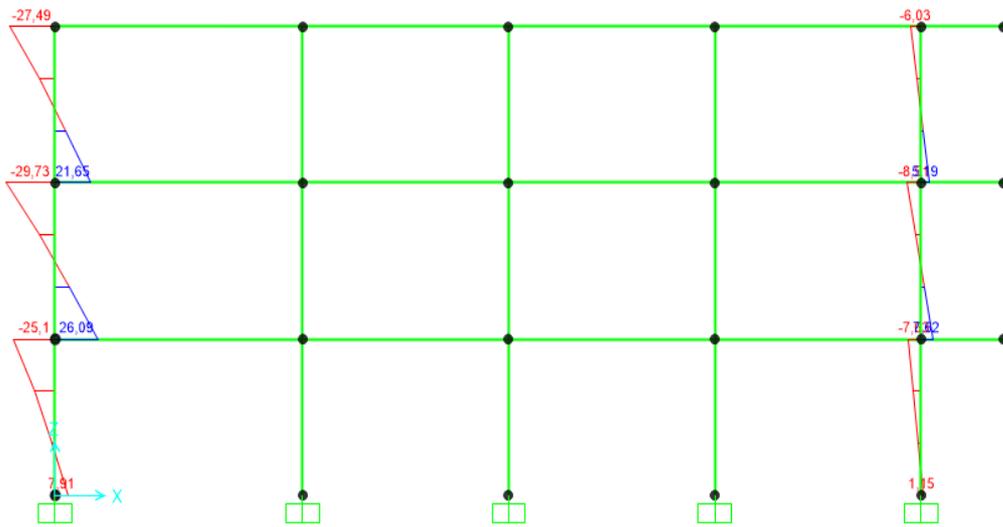
La tensione massima può essere calcolata in funzione dello sforzo normale di compressione e il momento.

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

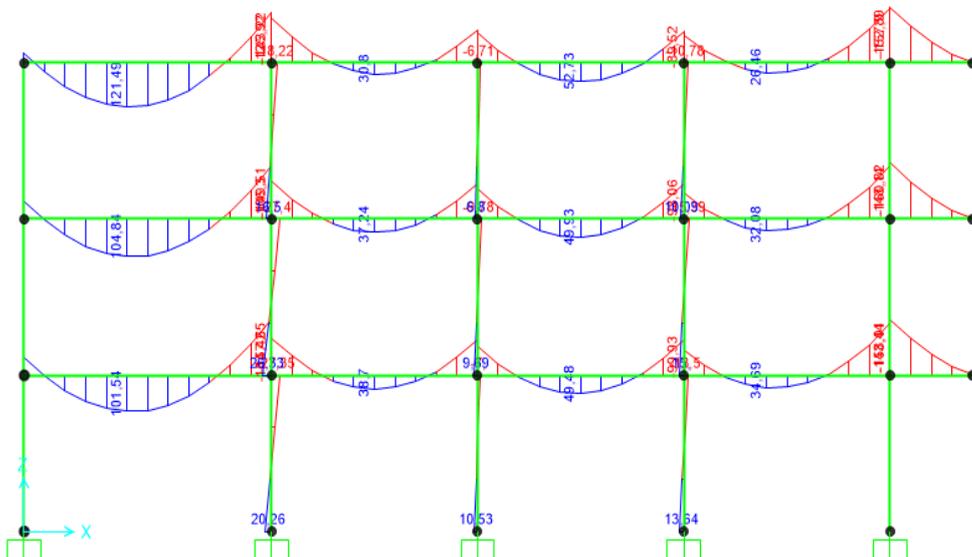
Dalla verifica risultano non verificate le sezioni 30 x 30 cm di quattro pilastri dell'ultimo piano. Andando a cambiare le dimensioni della sezione con 40 x 40 cm la verifica risulta soddisfatta.



deformata con gli abbassamenti



momento attorno all'asse 2



momento attorno all'asse 3