

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI CATANIA**  
**FACOLTÀ DI INGEGNERIA**

Ingegneria Civile Strutturale e Geotecnica  
A.A. 2016/2017



**PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA**

Relazione generale e validazione del progetto

**Docente:**

Prof. Ing. Aurelio Gherzi

**Studente:**

Giovanni Gulizia

049/000163

*Commento generale*

*Qualche incoerenza. Poco chiaro e probabili errori nel valutare le caratt. soll. per dimensionamento.*

*Qualche incongruenza anche nei diagrammi con escent. accid. e  $x+0.3y$*

## Relazione generale e validazione del progetto

### Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in progetto è sito a Grammichele in sostituzione dell'ex scuola elementare Giuseppe Mazzini. Le caratteristiche del suolo su cui esso deve sorgere sono descritte in dettaglio nella relazione geotecnica. Per tali caratteristiche esso può essere classificato, ai fini sismici, come suolo di tipo B.

L'edificio è destinato ad abitazione. Per esso si prevede una vita nominale  $V_N$  di 50 anni ed una classe II (costruzione il cui uso prevede normale affollamento) e quindi un periodo di riferimento  $V_R$  per l'azione sismica di 50 anni. Il periodo di ritorno  $T_R$  dell'azione sismica è quindi 50 anni per lo stato limite di danno SLD e 475 anni per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV. Nella tabella che segue sono riportati i valori dei parametri di pericolosità sismica per il sito:

Tab. 1. Parametri che individuano la sismicità della zona

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C$ [s]
SLO	30	0.039	2.532	0.254
SLD	50	0.056	2.503	0.268
SLV	475	0.226	2.258	0.418
SLC	975	0.322	2.361	0.463

Sulla base di tali valori sono stati ricavati i parametri  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  che descrivono lo spettro di risposta elastico per SLD e SLV per suolo B, riportati nella tabella che segue:

Tab. 2. Parametri che descrivono lo spettro di risposta elastico

Stato Limite	$S$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]	$T_D$ [s]
SLD	1.200	0.128	0.384	1.826
SLV	1.196	0.182	0.547	2.505

Nella figura che segue sono riportati i due spettri di risposta elastica, per SLD e SLV. Il valore massimo dell'accelerazione, nel tratto compreso tra  $T_B$  e  $T_C$ , è pari rispettivamente a 0.511 g per SLV e 0.141 g per SLD:

*γ costi non tornano:*

$$0.226 \times 2.258 \times 1.196 = 0.610 \text{ g}$$

*Nella Fig. 7 si era*

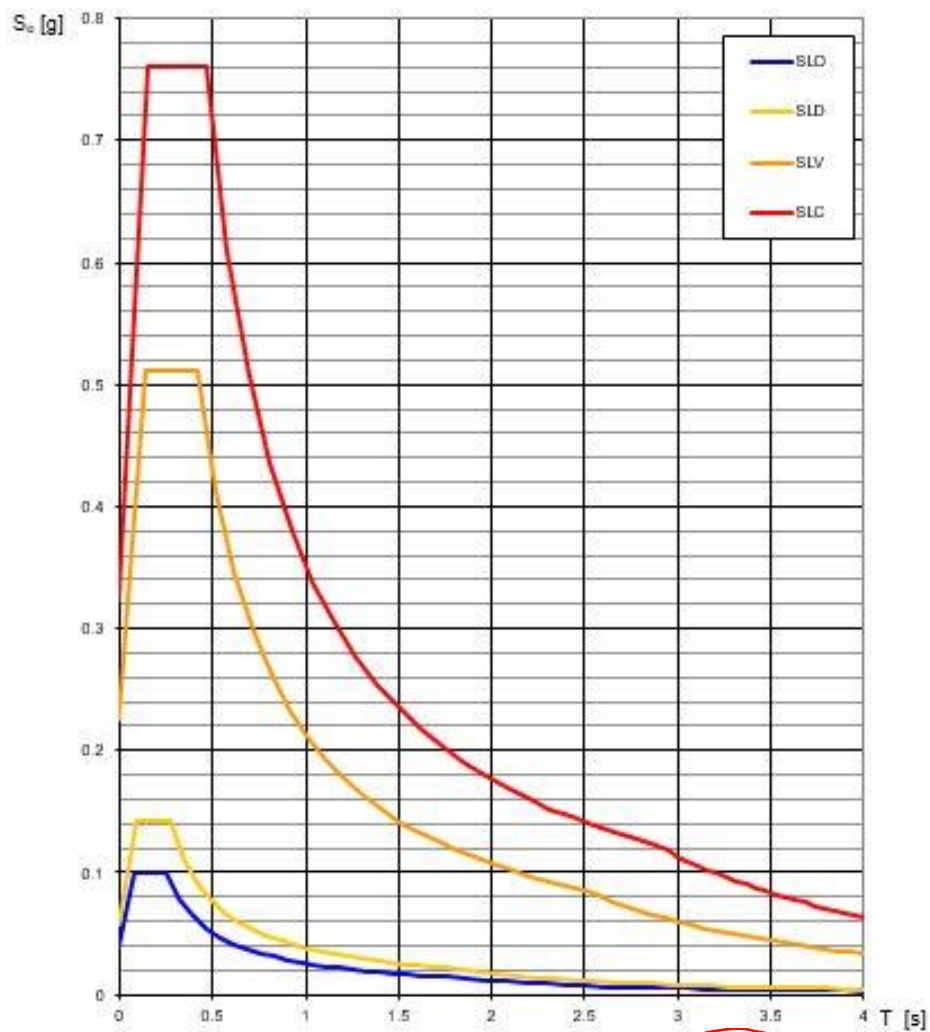


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo B

*questa figura forse vale  
per suolo A*

### Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un piano terra e cinque piani in elevazione per un totale di sei impalcati. La pianta ha una forma a L con tre appartamenti ed un vano scala centrale. La copertura è costituita da una terrazza praticabile, cui si accede da un torrino scale. Nelle figure che seguono sono riportate le piante del piano tipo, della terrazza e la sezione dell'edificio:

Pianta del piano tipo

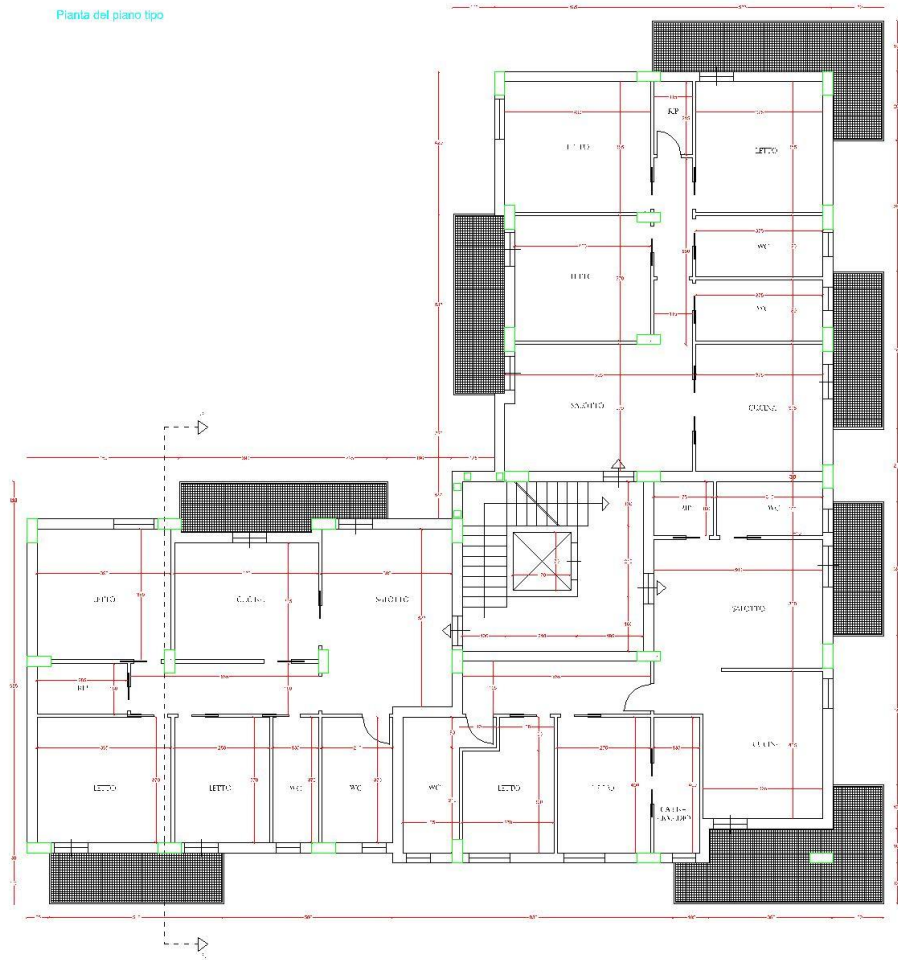


Fig. 2. Pianta piano tipo

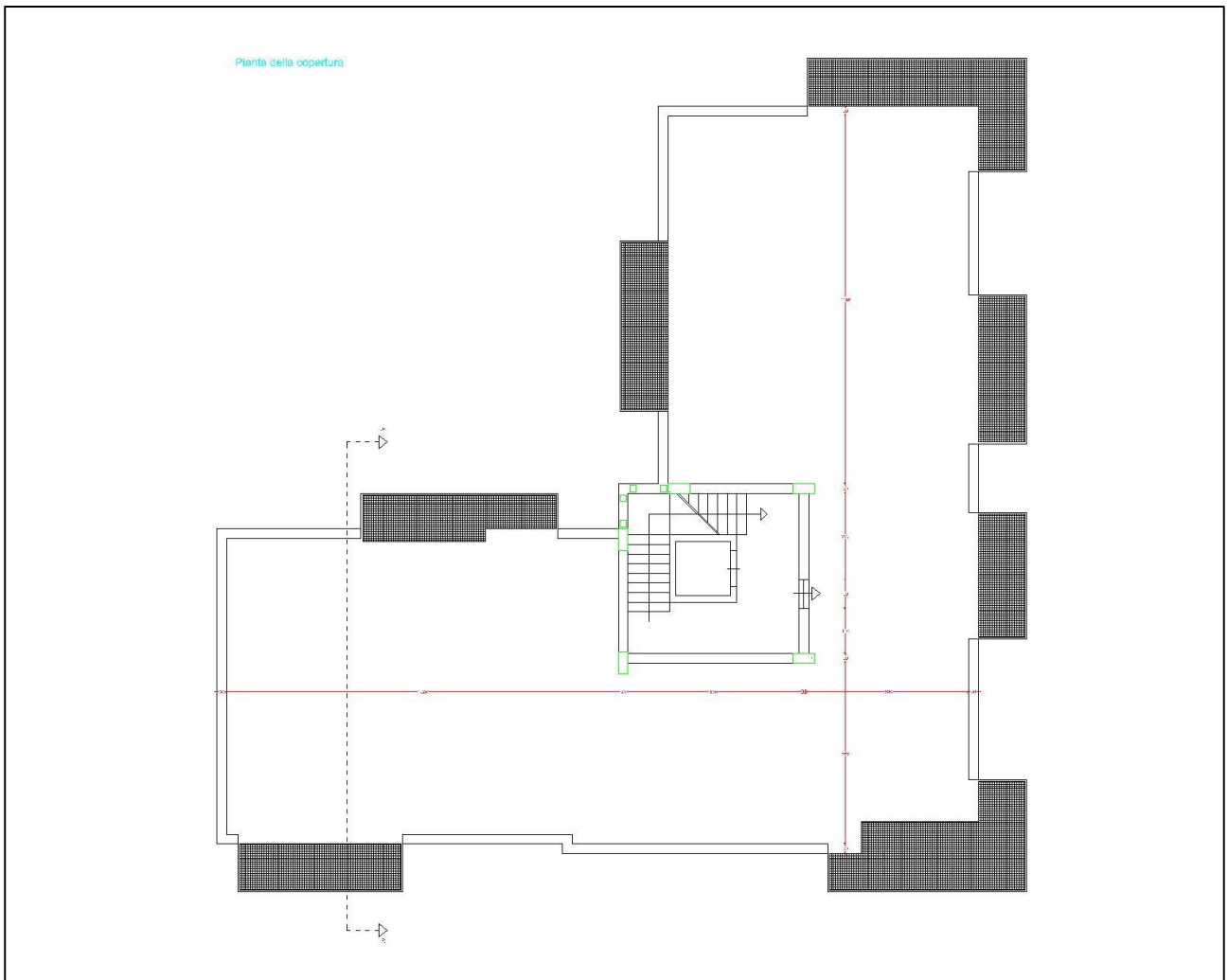


Fig. 3. Pianta copertura

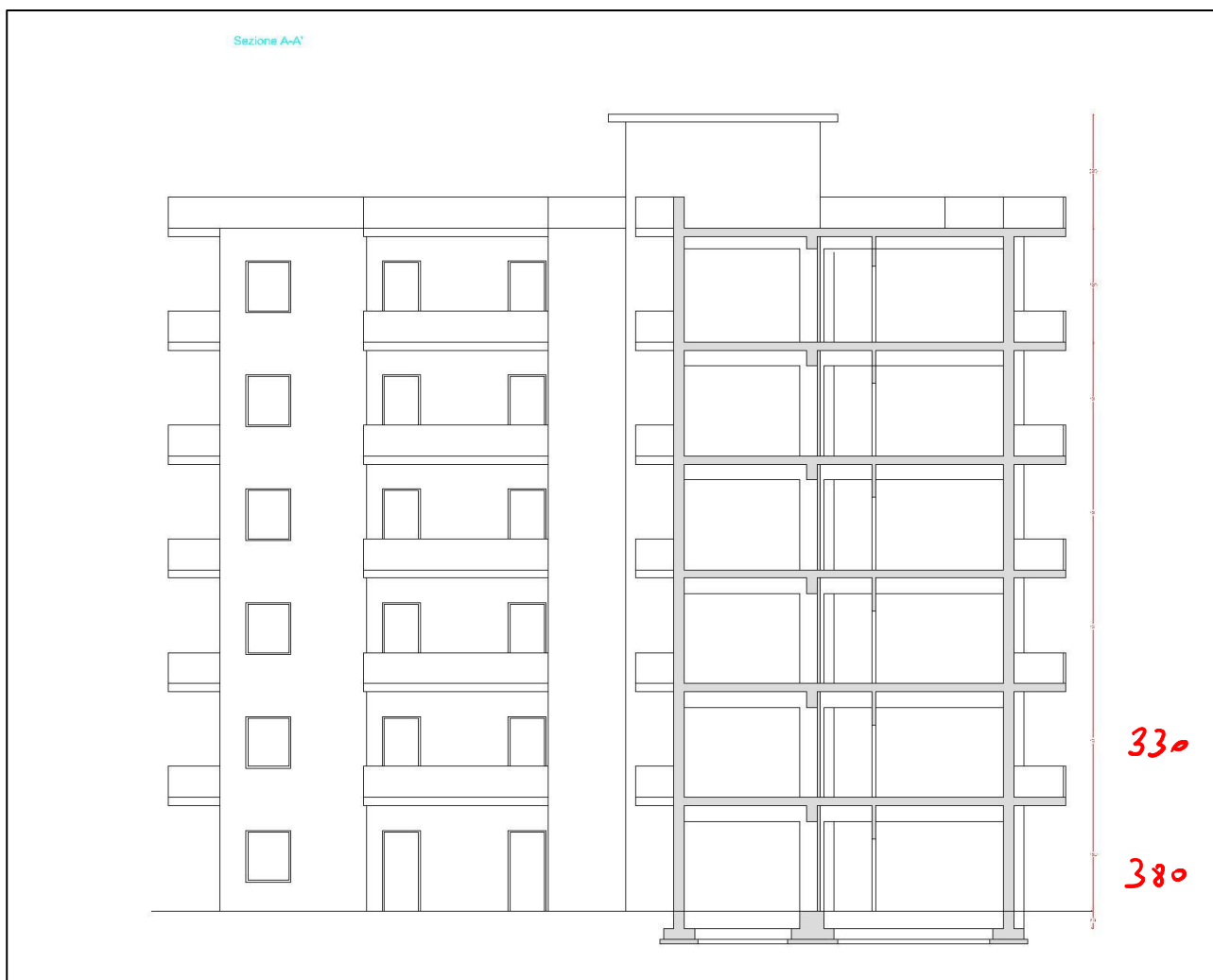


Fig. 4. Sezione A-A'

### Struttura dell'edificio

La struttura dell'edificio è intelaiata in cemento armato. Gli elementi portanti sono pilastri e travi che costituiscono un telaio spaziale, con solai in latero-cemento gettati in opera. Non sono presenti pareti in cemento armato. Anche il vano ascensore è racchiuso da pareti in mattoni forati e non in cemento armato. La scala è realizzata con una soletta rampante. Le due rampe che partono da ciascun impalcato sono portate da una trave posta a livello dell'impalcato stesso (mediante pilastrini con funzione di tiranti e puntoni) e sono giuntate rispetto alle rampe degli impalcati adiacenti, in modo da non costituire in alcun modo un vincolo mutuo tra gli impalcati.

Le fondazioni sono realizzate con un reticolo di travi rovesce.

Nella figura che segue è riportata la carpenteria del piano tipo. La carpenteria di copertura è analoga a quella del piano tipo, inclusi i balconi. Il torrino scale è ottenuto prolungando i pilastri 10, 11, 16, 17 e 18.

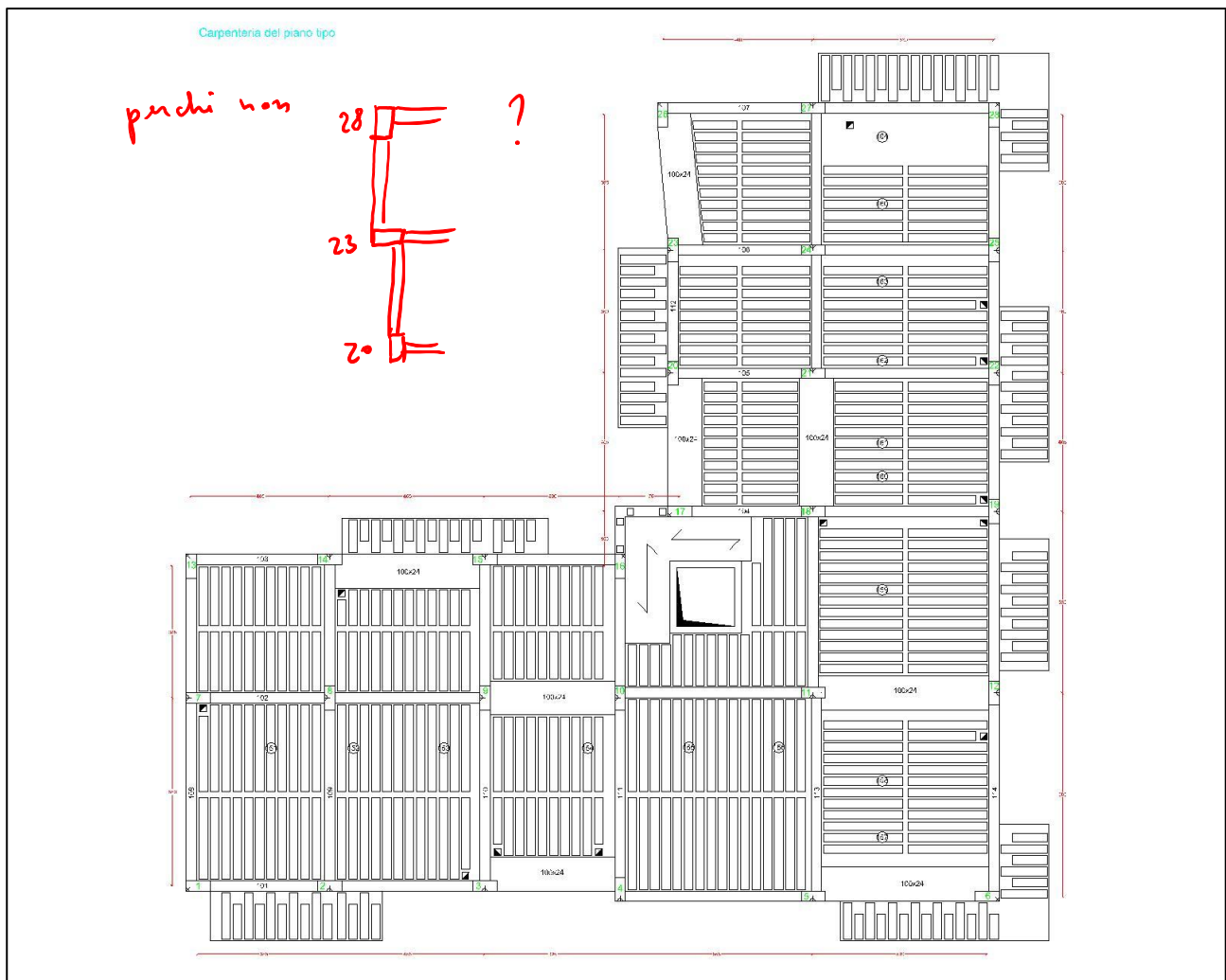


Fig. 5. Carpenteria piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri hanno tutti sezione  $30 \times 70$ . I pilastri mantengono la stessa sezione a tutti i piani. Solo in corrispondenza del sesto impalcato e del torrino scale i pilastri hanno sezione  $30 \times 60$ . Le travi emergenti hanno in genere sezione  $30 \times 70$  ai primi cinque impalcati e  $30 \times 60$  al sesto impalcato e nella copertura del torrino scale. Le travi a spessore hanno tutte sezione  $100 \times 24$ .

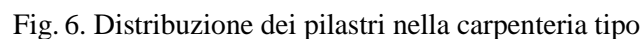
Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

Piano	Pilastri	Travi emergenti	Travi a spessore
Torrino	$30 \times 60$	$30 \times 60$	
6	$30 \times 60$	$30 \times 60$	$100 \times 24$
5	$30 \times 70$	$30 \times 70$	$100 \times 24$
4	$30 \times 70$	$30 \times 70$	$100 \times 24$
3	$30 \times 70$	$30 \times 70$	$100 \times 24$
2	$30 \times 70$	$30 \times 70$	$100 \times 24$
1	$30 \times 70$	$30 \times 70$	$100 \times 24$

Il pilastro 6 (e il 26), essendo non rilevanti per il sistema, potevano avere sezione minore

eccessive

La forma a L della pianta non presenta assi di simmetria e richiede quindi una maggiore attenzione alla distribuzione planimetrica degli elementi strutturali. Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo:



Si nota inoltre che la distribuzione dei pilastri è abbastanza uniforme, senza travi particolarmente corte e rigide che potrebbero portare a concentrazioni di tensioni.

che contano (escludendo il 6 e il 26)



pilastrini hanno la stessa sezione, la rigidità della struttura sembra sostanzialmente analoga nelle due direzioni, anche se leggermente maggiore nella direzione y.

La distribuzione dei pilastri appare quasi bilanciata rispetto alla direzione x, perché 7 pilastri sono al di sopra dell'asse baricentrico per le masse e 6 al di sotto. Identica alla direzione x appare la distribuzione rispetto alla direzione y, perché 8 pilastri sono a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e 5 a destra. Occorre però controllare se il loro baricentro sia in prossimità del baricentro delle masse oppure ricade a sinistra di esso, cioè se la parte destra risulta meno rigida della sinistra. Questo aspetto è stato successivamente valutato con attenzione nell'esaminare i risultati del calcolo.

La distribuzione degli elementi strutturali (pilastri e travi) in altezza si presenta molto regolare. Non esistono pilastri in falso, né cambi repentini di dimensione dei pilastri tra un piano e l'altro. La sezione dei pilastri si mantiene addirittura costante, a parte la riduzione (in verità un po' brusca ma comunque accettabile) in corrispondenza del sesto impalcato e quindi al torrino. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza della sezione che varia, riducendosi solo al sesto impalcato e quindi al torrino.

L'impalcato, nonostante la forma a L, si presenta adeguatamente compatto e dotato di una soletta continua di spessore pari a 4 cm. Il foro dell'ascensore ha dimensioni modeste e non crea alcun problema all'impalcato. Più rilevante potrebbe essere l'influenza della zona scala, considerando la soletta rampante come parte mancante all'impalcato. La presenza della trave che sostiene la soletta rampante, che è posta a livello dell'impalcato, fornisce comunque una adeguata rigidità nei confronti di possibili deformazioni "flessionali" dell'impalcato.

Il reticolo di travi di fondazione collega adeguatamente tra loro tutti i pilastri, impedendone spostamenti relativi. La sezione della trave di fondazione è dotata di un momento d'inerzia nettamente maggiore di quello delle travi e dei pilastri. Eventuali cedimenti differenziali del terreno non provocheranno quindi effetti rilevanti sulla struttura in elevazione. La rigidità della trave di fondazione è inoltre tale da consentire di ipotizzare un vincolo rigido (incastro) al piede dei pilastri.

Le pareti di tamponamento, distribuite abbastanza uniformemente lungo il perimetro dell'edificio e intorno alla zona scala, non sono particolarmente rigide. Poiché la struttura è dotata di pilastri e travi emergenti di buone dimensioni, si ritiene trascurabile l'effetto dell'incremento di periodo dovuto al contributo irrigidente delle tamponature. La distribuzione planimetrica delle tamponature non fa pensare a rilevanti influenze sul comportamento torsionale della struttura. Le tamponature si ripetono in maniera sostanzialmente identica a tutti i piani e non hanno quindi influenza sulla regolarità in altezza dell'edificio.

## Previsione numerica del comportamento della struttura

Per avere un termine di paragone con il quale giudicare i risultati forniti dal calcolo si è effettuata una valutazione semplificata delle caratteristiche di sollecitazione nella struttura, usando modelli molto semplici secondo quanto richiesto dal capitolo 10 delle NTC 08.

Il calcolo è stato effettuato facendo riferimento ad una analisi lineare statica. Si è scelto di progettare la struttura come classe di duttilità alta (CD "A"). Si tratta di una struttura intelaiata, con più piani e più campate, sicuramente regolare in altezza e probabilmente anche regolare in pianta (ai fini della valutazione del fattore di struttura un edificio deve essere considerato regolare in pianta se presenta un comportamento sostanzialmente bilanciato). È quindi possibile utilizzare un valore del fattore di struttura  $q$  pari a  $4.5 \times 1.3 = 5.85$ . Lo spettro di progetto è riportato nella figura che segue:

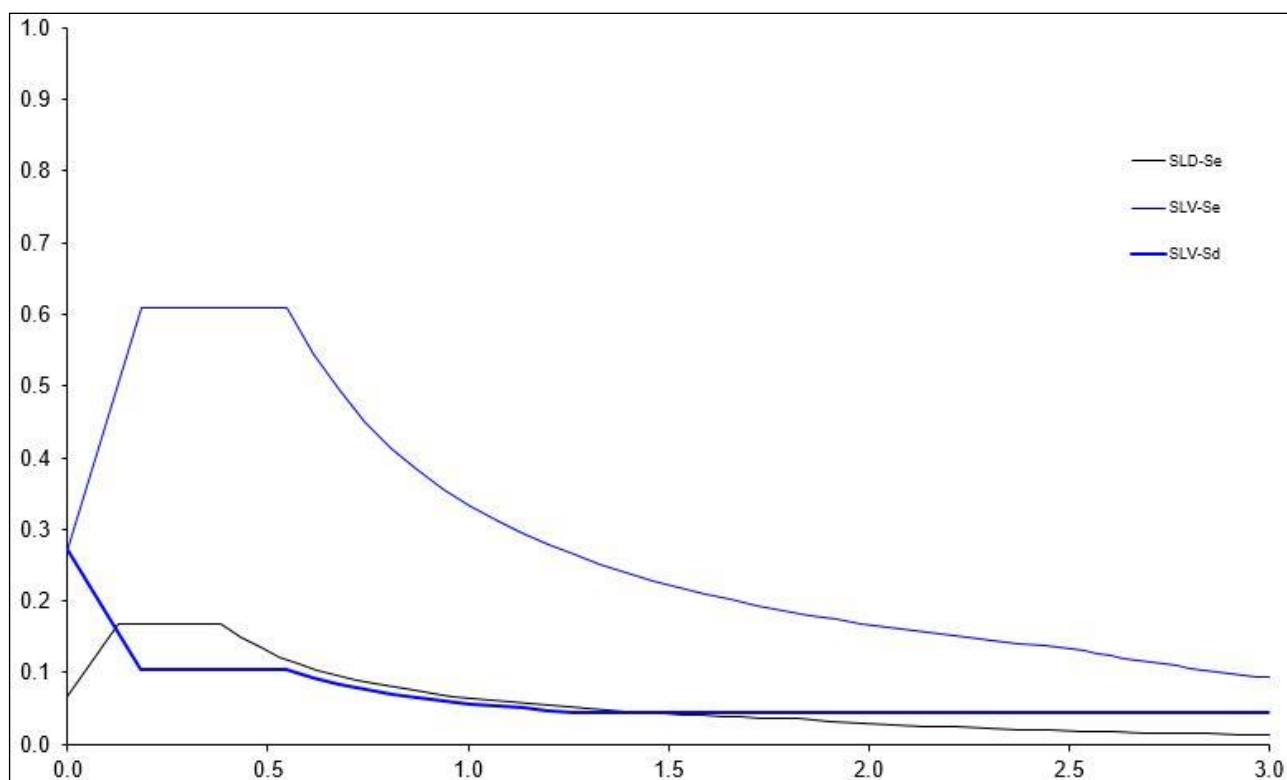


Fig. 7. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo B e  $q=5.85$

Le masse di piano possono essere stimate moltiplicando la superficie dell'impalcato per una incidenza di massa (o di peso) a metro quadro stimata approssimativamente. Si è ritenuto corretto utilizzare il valore di  $10 \text{ kN/m}^2$  per tutti gli impalcato, tranne che per copertura e torrino per i quali si è utilizzato il valore  $9 \text{ kN/m}^2$  e  $8 \text{ kN/m}^2$ . I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue:

Tab. 4. Valore stimato del peso delle masse di piano

Impalcato	$A^*$ [m <sup>2</sup> ]	$q^*$ [kN/m <sup>2</sup> ]	W peso impalcato [kN]
Torrino	45.87	8.00	366.96
6	428.34	9.00	3855.06
5	428.34	10.00	4283.40
4	428.34	10.00	4283.40
3	428.34	10.00	4283.40
2	428.34	10.00	4283.40
1	428.34	10.00	4283.40
TOT			25639.02

Il periodo proprio  $T_1$  della struttura può essere stimato in prima approssimazione utilizzando la formula fornita dalla normativa:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 20.30^{3/4} = 0.72 \text{ s}$$

Tale valore è maggiore di  $T_C$  (che vale 0.547 s per SLV) e si è quindi nel tratto dello spettro elastico che decresce in maniera inversamente proporzionale a  $T$ . Quindi l'ordinata spettrale per SLV per lo spettro di risposta di progetto vale:

$$S_d = 0.079 \text{ g}$$

Da questi valori si sono ricavate le forze di piano, applicando le formule di normativa per l'analisi statica. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue:

Tab. 5. Forze di piano valutate per analisi statica

Impalcato	W peso impalcato [kN]	z [m]	W z [kN m]	F [kN]	V di piano [kN]
Torino	366.96	23.1	8476.78	48.81	48.81
6	3855.06	19.8	76330.19	439.55	488.36
5	4283.40	16.5	70676.10	406.99	895.35
4	4283.40	13.2	56540.88	325.59	1220.94
3	4283.40	9.9	42405.66	244.19	1465.13
2	4283.40	6.6	28270.44	162.80	1627.93
1	4283.40	3.8	16276.92	93.73	1721.66
TOT			298976.96		

errore in z  
quindi (medi p-co)  
anche in F

La formula di normativa è in genere abbastanza affidabile per la tipologia di telaio in cemento armato con travi emergenti. È però opportuno effettuare un controllo, perché le scelte progettuali possono portare a strutture significativamente più rigide o più deformabili rispetto a quanto ipotizzato dalla normativa. Si è quindi valutata la rigidità della struttura intelaiata ai diversi piani e gli spostamenti conseguenti all'azione sismica. La rigidità è stata stimata con l'espressione:

$$rigidezza = \frac{12 E \sum I_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left( \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,sup} / L_t} + \frac{E \sum I_p / L_p}{E \sum I_{t,inf} / L_t} \right)}$$

nella quale la sommatoria è estesa a tutti i pilastri e travi considerati come elementi principali,  $L_p$  è la lunghezza dei pilastri (altezza di interpiano) e  $L_t$  la lunghezza media delle travi. Nella tabella che segue sono riportate le rigidità di piano stimate con approccio globale semplificato e con approccio per tipologia sia per la direzione x che per la direzione y, essi valgono:

Non è spiegato cosa si intende con "approccio per tipologia"

Tab. 6. Riepilogo rigidezze di piano con approccio globale semplificato

Approccio 1 direzione x			
Impalcato	F [kN]	V di piano [kN]	kx [kN/mm]
Torrino	48.81	48.81	53.82
6	439.55	488.36	365.50
5	406.99	895.35	520.71
4	325.59	1220.94	520.71
3	244.19	1465.13	520.71
2	162.80	1627.93	520.71
1	93.73	1721.66	497.36

*inutile riportare*

*F e V, serve  
solo K*

*mi serve appunto una  
rigidezza maggiore del 2,  
come per approccio 2*

Approccio 1 direzione y			
Impalcato	F [kN]	V di piano [kN]	ky [kN/mm]
Torrino	48.81	48.81	29.22
6	439.55	488.36	339.17
5	406.99	895.35	479.70
4	325.59	1220.94	479.70
3	244.19	1465.13	479.70
2	162.80	1627.93	479.70
1	93.73	1721.66	471.82

Tab. 7. Riepilogo rigidezze di piano con approccio per tipologia

Approccio 2 direzione x			
Impalcato	F [kN]	V di piano [kN]	kx [kN/mm]
Torrino	48.81	48.81	66.04
6	439.55	488.36	475.89
5	406.99	895.35	541.41
4	325.59	1220.94	547.08
3	244.19	1465.13	547.08
2	162.80	1627.93	547.08
1	93.73	1721.66	600.24

Approccio 2 direzione y			
Impalcato	F [kN]	V di piano [kN]	ky [kN/mm]
Torrino	48.81	48.81	58.96
6	439.55	488.36	481.67
5	406.99	895.35	542.54

4	325.59	1220.94	546.00
3	244.19	1465.13	546.00
2	162.80	1627.93	546.00
1	93.73	1721.66	593.82

Le rigidezze variano con regolarità lungo l'altezza, confermando il giudizio di regolarità in altezza espresso in seguito all'esame visivo della struttura. Utilizzando questi valori delle rigidezze, che per definizione sono il rapporto tra taglio e spostamento relativo, si sono calcolati gli spostamenti relativi corrispondenti ai tagli di piano e i conseguenti spostamenti assoluti. I valori sono riportati nelle tabelle che seguono:

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione  $x$

Approccio 2 direzione $x$					
Impalcato	F [kN]	V di piano [kN]	$k_x$ [kN/mm]	$d_r$ [mm]	$u$ [mm]
Torino	48.81	48.81	66.04	0.74	14.16
6	439.55	488.36	475.89	1.03	13.42
5	406.99	895.35	541.41	1.65	12.41
4	325.59	1220.94	547.08	2.23	10.75
3	244.19	1465.13	547.08	2.68	8.52
2	162.80	1627.93	547.08	2.98	5.84
1	93.73	1721.66	600.24	2.87	2.87

Tab. 9. Spostamenti di piano – direzione  $y$

Approccio 2 direzione $y$					
Impalcato	F [kN]	V di piano [kN]	$k_y$ [kN/mm]	$d_r$ [mm]	$u$ [mm]
Torino	48.81	48.81	58.96	0.83	14.28
6	439.55	488.36	481.67	1.01	13.45
5	406.99	895.35	542.54	1.65	12.45
4	325.59	1220.94	546.00	2.24	10.80
3	244.19	1465.13	546.00	2.68	8.56
2	162.80	1627.93	546.00	2.98	5.88
1	93.73	1721.66	593.82	2.90	2.90

Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh. Il periodo trovato per la direzione  $x$  è uguale a quello trovato per la direzione  $y$  è quasi identico a quello stimato con la formula di normativa (0.73 s anziché 0.72 s). Nel seguito il calcolo è stato condotto con le forze valutate in precedenza (cioè corrispondenti al periodo 0.72 s).

Tab. 10. Periodo proprio valutato con la formula di Rayleigh

Approccio 2 direzione x									
Impalcato	F [kN]	V di piano [kN]	kx [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]	m [kN/mm/s <sup>2</sup> ]	F u [kN mm]	m u <sup>2</sup> [tonn mm <sup>2</sup> ]	T [sec]
Torrino	48.81	48.81	66.04	0.74	14.16	0.04	690.99	7.50	0.73
6	439.55	488.36	475.89	1.03	13.42	0.39	5897.24	70.74	
5	406.99	895.35	541.41	1.65	12.41	0.44	5049.72	67.22	
4	325.59	1220.94	547.08	2.23	10.75	0.44	3501.34	50.49	
3	244.19	1465.13	547.08	2.68	8.52	0.44	2081.03	31.71	
2	162.80	1627.93	547.08	2.98	5.84	0.44	951.37	14.91	
1	93.73	1721.66	600.24	2.87	2.87	0.44	268.85	3.59	
TOT							18448.91	246.36	

Approccio 2 direzione y									
Impalcato	F [kN]	V di piano [kN]	ky [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]	m [kN/mm/s <sup>2</sup> ]	F u [kN mm]	m u <sup>2</sup> [tonn mm <sup>2</sup> ]	T [sec]
Torrino	48.81	48.81	58.96	0.83	14.28	0.04	697.16	7.63	0.73
6	439.55	488.36	481.67	1.01	13.45	0.39	5913.73	71.13	
5	406.99	895.35	542.54	1.65	12.45	0.44	5067.29	67.69	
4	325.59	1220.94	546.00	2.24	10.80	0.44	3516.51	50.93	
3	244.19	1465.13	546.00	2.68	8.56	0.44	2091.33	32.03	
2	162.80	1627.93	546.00	2.98	5.88	0.44	957.38	15.10	
1	93.73	1721.66	593.82	2.90	2.90	0.44	271.75	3.67	
TOT							18510.90	248.30	

Per valutare le caratteristiche di sollecitazione conseguenti alle forze sismiche, si è ipotizzato che l'azione sismica sia portata esclusivamente dagli elementi principali, che sono:

- in direzione x, 13 pilastri 30×70 e 15 travi 30×70 (o 30×60 al 6° impalcato);
- in direzione y, 13 pilastri 30×70 e 13 travi 30×70 (o 30×60 al 6° impalcato);

La ripartizione viene effettuata nella direzione di minor numero di pilastri che contano. Esso è stata fatta, con riferimento alla direzione x. Ciascun pilastro assorbe quindi 1/13 del taglio di piano. Dal taglio dei pilastri si è risalito al momento flettente, moltiplicando il taglio per 0.5 *h* a tutti i piani tranne il primo, per il quale si è considerato un moltiplicatore pari a 0.3 *h* per la sezione in testa e 0.7 *h* per la sezione al piede (in quest'ultimo valore si è considerato forfetariamente anche un piccolo contributo dei pilastri secondari, che sono più rigidi al piede grazie alla elevata rigidezza della trave di fondazione). Infine, il momento flettente nelle travi è stato stimato con riferimento all'equilibrio di un nodo a quattro vie e quindi come media tra il momento al piede del pilastro superiore e del momento in testa al pilastro inferiore. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue:

Tab. 11. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi

Impalcato	W peso impalcato [kN]	z [m]	W z [kN m]	F [kN]	V di piano [kN]	ripartire il taglio tra gli n° pilastri che contano nella direzione con numero minore	V di pilastro [kN]	Punto di nullo M pilastri [m]	Momenti pilastri al piede [kN m]	Momenti pilastri in testa [kN m]	Momenti Trave [kN m]
Torrino	366.96	23.1	8476.78	48.81	48.81	3	3.75	1.65	6.20	6.20	3.10
6	3855.06	19.8	76330.19	439.55	488.36	13	37.57	1.65	61.98	61.98	34.09
5	4283.40	16.5	70676.10	406.99	895.35	13	68.87	1.65	113.64	113.64	87.81
4	4283.40	13.2	56540.88	325.59	1220.94	13	93.92	1.65	154.97	154.97	134.30
3	4283.40	9.9	42405.66	244.19	1465.13	13	112.70	1.65	185.96	185.96	170.46
2	4283.40	6.6	28270.44	162.80	1627.93	13	125.23	1.65	206.62	206.62	196.29
1	4283.40	3.8	16276.92	93.73	1721.66	13	132.44	2.31	305.93	131.11	168.87
TOT			298976.96								

Questi valori dovrebbero corrispondere con i risultati del calcolo per sisma in direzione x, con riferimento allo schema con centro di massa nella sua posizione nominale. L'eccentricità accidentale e la combinazione delle due componenti orizzontali del sisma potranno produrre incrementi di circa il 20% nei telai di estremità. Occorre inoltre tener conto che per i pilastri tutti i valori, escluso quello alla base del primo ordine, dovranno essere incrementati per la gerarchia delle resistenze. L'incremento indicato dalla normativa per CD "A" è del 30%, ma tenendo conto delle sovraresistenze delle travi è opportuno considerare un incremento maggiore, orientativamente del 50%. I valori massimi ottenuti risultano comunque prossimi a quelli al piede dei pilastri del primo ordine.

si poteva aggiungere una tabella

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, si può stimare il carico massimo sulle travi come pari a circa 81.04 kN/m in assenza di sisma e 48.26 kN/m in presenza di sisma. A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 258.71 kNm e 154.05 kNm, con riferimento ad una campata lunga 5.65 m. Per la trave a spessore più caricata, lunga 3.95 m, si ha invece un carico massimo di 58.58 kN/m in assenza di sisma e 34.88 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 91.40 kNm e 54.42 kNm.

essendo così lunga l'effetto del sisma è minimo

Una verifica di massa della trave emergente 30×70 più sollecitata può essere fatta sommando l'effetto del sisma ( $0.7 \times 294.44 = 206.11$  kNm) a quello dei carichi verticali (154.05 kNm), ottenendo circa 360.16 kNm, valore accettabile per tale sezione.

Per quanto riguarda il pilastro 11 più caricato, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 303.78 kN a 1788.79 kN per i carichi in condizioni sismiche. Sarebbe in generale utile stimare anche la variazione di sforzo normale indotta dal sisma, ma si è ritenuto non necessario in questo caso effettuare una stima accurata. Considerando per il pilastro 30×70 un momento massimo pari a  $0.4 \times 309.93 \approx 123.97$  kNm, e uno sforzo normale pari a  $1788.79 + 596.19 \times 0.4 = 2027.27$  kN, la figura che segue mostra che non sono necessari ferri sul lato corto.

perché 0.4?

questo numero deriva da un calcolo che vedo in Excel, non riportato in relazione, che è sbagliato (calcolo  $M_{travi}$  da  $M_{pil}$  incrementato per gerarchia resistenze. Non capisco poi il 0.7

Non si deve sommare i massimi

per q e sisma, bisogna riflettere caso per caso

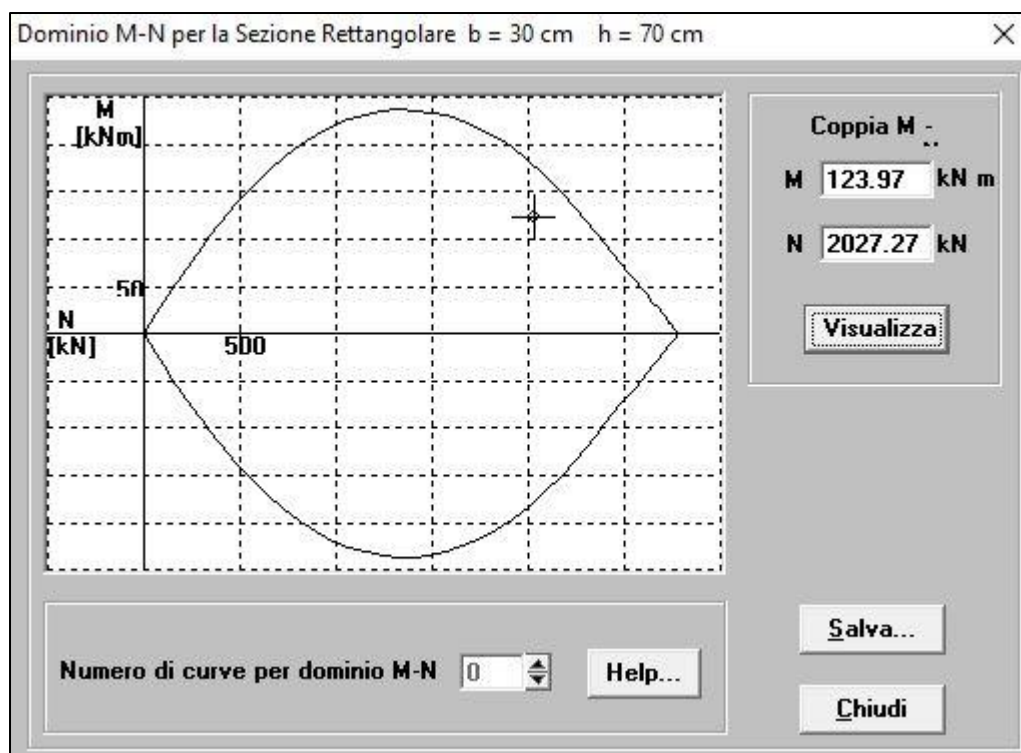


Fig. 8. Domini di resistenza dei pilastri

Per quanto riguarda il pilastro 1 meno caricato, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 77.96 kN a 633.63 kN per i carichi in condizioni sismiche. Sarebbe in generale utile stimare anche la variazione di sforzo normale indotta dal sisma, ma si è ritenuto non necessario in questo caso effettuare una stima accurata. Considerando per il pilastro 30×70 un momento massimo pari a  $0.7 \times 371.92 \approx 260.34$  kNm, e uno sforzo normale pari a  $633.63 - 715.43 \times 0.7 = 132.83$  kN, la figura che segue mostra che sono necessari 4Ø20 sul lato corto, valore pienamente accettabile.

*punti 0.7*



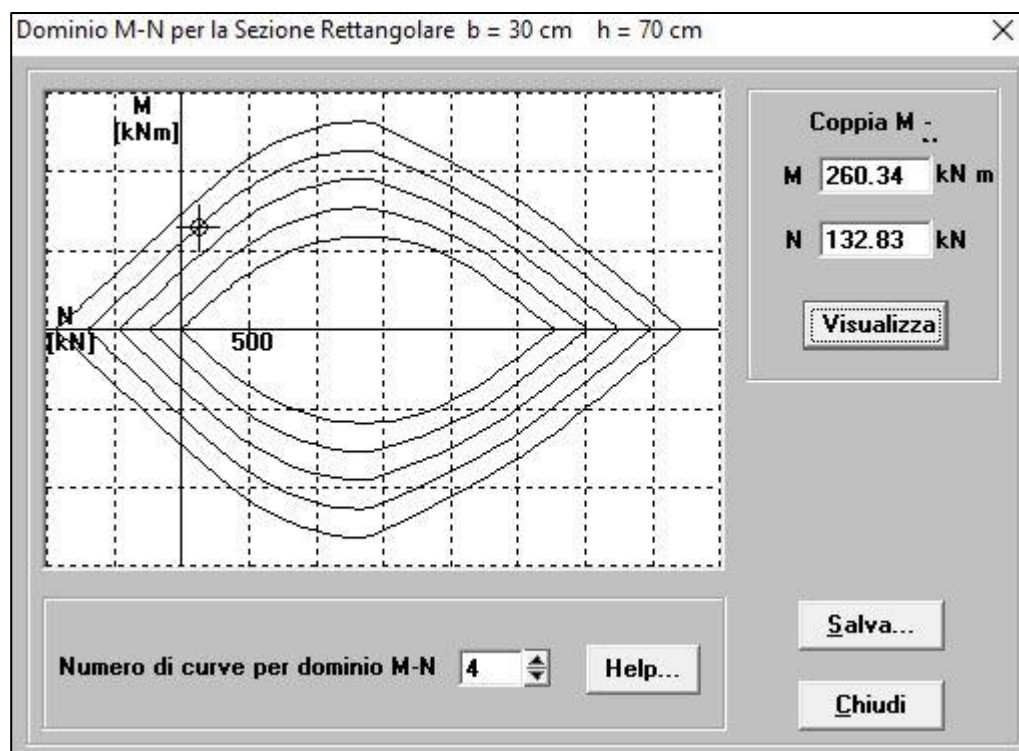


Fig. 9. Domini di resistenza dei pilastri

### Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali

Sono stati riportati in dettaglio i carichi verticali agenti sulle travi nelle due condizioni di carico da esaminare, ovvero in assenza di sisma (valori  $g_d + q_d$ , che per brevità saranno in seguito indicati come “carichi massimi”) ed in presenza di sisma (valori  $g_k + \psi_2 q_k$ , che per brevità saranno in seguito indicati come “carichi minimi”). I valori massimi corrispondono bene con la stima preliminare effettuata e sono quindi da ritenere accettabili.

Tab. 12. Carichi verticali agenti sulle travi

Telaio Piano I, II, III, IV, V	Campata	Influenza solaio	Influenza solaio	Area solaio	Influenza sbalzo	Influenza sbalzo	Area sbalzo	Lunghezza Trave	Lunghezza Trave scala	gk	qk	Con sisma	gd1	gd2	qk1	qk2	qd	Senza sisma
1x	1-2	2.75	4.05	11.14	1.6	3.5	5.6	4.05		32.06	11.03	35.36	22.33	22.32	5.50	5.53	16.55	61.19
	2-3	2.75	4.55	12.51	1.6	1.55	2.48	4.55		29.06	7.68	31.36	19.50	21.10	5.50	2.18	11.52	52.11
	3-4	3.05	3.95	12.05				3.95		27.33	6.10	29.16	16.86	21.54	6.10		9.15	47.55
	4-5	2.975	5.65	16.81				5.65		28.50	5.95	30.28	18.65	21.23	5.95		8.93	48.80
	5-6	2.975			1.3	6.1	7.93	5.3		18.65	5.98	20.45	8.44	18.24	5.98		8.98	35.66
2x	7-8	4.775	4.05	19.34				4.05		33.64	9.55	36.51	26.60	19.77	9.55		14.33	60.70
	8-9	4.775	4.55	21.73				4.55		33.64	9.55	36.51	26.60	19.77	9.55		14.33	60.70
	9-10	4.775	3.95	18.86				3.95		32.01	9.55	34.88	24.49	19.77	9.55		14.33	58.58
	10-11	2.975	5.65					5.65		28.50	5.95		18.65	21.23	5.95		8.93	
	A-B	2.65	1.3	3.45				1.45		3.44	2.44	44.62	2.18	2.65		2.44	3.66	75.34
	B-C	2.65	2.1	5.57				2.1		4.49	1.97		4.35	1.71		1.97	2.95	
	C-D	2.65	2.1	5.57				2.1		4.49	1.97		4.35	1.71		1.97	2.95	
	11-12	5.625						5.3		11.60		11.60	3.38	23.29			0.00	26.67
3x	13-14	2.025	4.05	8.20				4.05		22.65	4.05	23.86	14.45	17.30	4.05		6.08	37.82
	14-15	2.025	4.55	9.21	1.2	4.2	5.04	4.55		24.98	8.48	27.52	16.07	18.92	4.05	4.43	12.72	47.71
	15-16	2.025	3.95	8.00	1.2	1.85	2.22	3.95		24.66	6.30	26.54	16.35	18.12	4.05	2.25	9.45	43.91
4x	17-18	2.65	4.1	10.87				4.1		25.50	5.30	27.09	17.21	18.38	5.30		7.95	43.55
Sbalzo		2.65	1.3	3.4450				1.55	1.3	22.73	8.89	25.39	13.45	18.58	8.89		13.34	45.36
	18-19	4.675						5.3		17.65		17.65	5.50	20.13			0.00	25.63
5x	20-21	3.825						4.1		10.35		10.35	5.50	9.18			0.00	14.68
	21-22	3.825						5.3		10.35		10.35	5.50	9.18			0.00	14.68
6x	23-24	3.875						4.1		10.43		10.43	5.50	9.30			0.00	14.80
	24-25	3.875						5.3		10.43		10.43	5.50	9.30			0.00	14.80
7x	26-27	2.075						4.4		13.49		13.49	5.50	13.89			0.00	19.39
	27-28	2.075			1.6	6.75	10.8	5.3		20.78	8.15	23.22	12.39	16.87	8.15		12.23	41.49

Telaio I, II, III, IV, V	Campata	Influenza solaio	Influenza solaio	Area solaio	Influenza sbalzo	Influenza sbalzo	Area sbalzo	Lunghezza Trave	Lunghezza Trave scala	gk	qk	Con sisma		gd1	gd2	qk1	qk2	qd	Senza sisma
8y	1-7	2.025						5.5		13.41		13.41		5.50	13.77	0.00	0.00	0.00	19.27
	7-13	2.025						4.05		13.41		13.41		5.50	13.77	0.00	0.00	0.00	19.27
9y	2-8	4.3						5.5		11.11		11.11		5.50	10.32	0.00	0.00	0.00	15.82
	8-14	4.3						4.05		11.11		11.11		5.50	10.32	0.00	0.00	0.00	15.82
10y	3-9	4.25						5.5		11.03		11.03		5.50	10.20	0.00	0.00	0.00	15.70
	9-15	4.25						4.05		11.03		11.03		5.50	9.72	0.00	0.00	0.00	15.22
11y	4-10	4.8						5.8		17.85		17.85		5.50	20.43	0.00	0.00	0.00	25.93
	10-16	1.975						4.05		13.33		13.33		5.50	13.65	0.00	0.00	0.00	19.15
sbalzo		2.825	1.3	3.6725				1.4	1.3	24.99	10.49	28.14		14.88	20.32	0.00	10.49	15.74	50.94
12y	17-20	2.1	4.05	8.505	1.6	1.6	2.56	4.05		23.74	6.73	25.76		14.80	18.53	4.20	2.53	10.09	43.42
	20-23	2.1	3.6	7.56	1.6	3.65	5.84	3.6		28.91	10.69	32.11		20.26	19.98	4.20	6.49	16.03	56.28
	23-26	2.25	4.1608	13.30241				4.1608		22.40	4.50	23.75		13.33	12.83	4.50	0.00	6.75	32.90
	5-11	2.65	5.95	15.7675				5.95		25.07	5.30	26.66		17.21	17.72	5.30	0.00	7.95	42.88
13y	11-18	2.65	5.3	14.045				5.3	1.3	26.17	8.07	28.59		19.69	16.54	5.30	2.77	12.11	48.33
	18-21	4.75	4.05	19.2375				4.05		31.86	9.50	34.71		24.38	19.67	9.50	0.00	14.25	58.29
	21-24	4.75	3.6	17.1				3.6		33.49	9.50	36.34		26.49	19.67	9.50	0.00	14.25	60.41
	24-27	4.9	4.15	20.335				4.15		34.41	9.80	37.35		27.16	20.29	9.80	0.00	14.70	62.14
14y	6-12	2.65	5.95	15.7675	1.6	2.25	3.6	5.95		28.66	7.72	30.98		19.26	20.77	5.30	2.42	11.58	51.61
	12-19	2.65	5.3	14.045	1.6	3.85	6.16	5.3		30.65	9.95	33.64		21.14	21.58	5.30	4.65	14.92	57.65
	19-22	2.65	4.05	10.7325	1.6	2.6	4.16	4.05		30.17	9.41	32.99		20.68	21.39	5.30	4.11	14.11	56.18
	22-25	2.65	3.6	9.54	1.6	1.95	3.12	3.6		29.59	8.77	32.22		20.14	21.15	5.30	3.47	13.15	54.44
	25-28	2.65	4.15	10.9975	1.6	2	3.2	4.15		29.25	8.38	31.77		19.82	21.01	5.30	3.08	12.58	53.41

Telaio Piano VI	Campata	Influenza solaio	Influenza solaio	Area solaio	Influenza sbalzo	Influenza sbalzo	Area sbalzo	Lunghezza Trave	Lunghezza Trave scala	gk	qk	Con sisma		gd1	gd2	qk1	qk2	qd	Senza sisma
1x	1-2	2.75	4.05	11.14	1.6	3.5	5.6	4.05		22.67	11.03	25.98		21.45	9.25	5.50	5.53	16.55	47.25
	2-3	2.75	4.55	12.51	1.6	1.55	2.48	4.55		19.67	7.68	21.98		18.61	8.03	5.50	2.18	11.52	38.16
	3-4	3.05	3.95	12.05				3.95		18.08	6.10	19.91		16.86	7.67	6.10		9.15	33.68
	4-5	2.975	5.65	16.81				5.65		18.71	5.95	20.49		17.77	7.56	5.95		8.93	34.25
	5-6	2.975			1.3	6.1	7.93	5.3		10.09	5.98	11.88		8.44	5.40	5.98		8.98	22.81
	7-8	4.775	4.05	19.34				4.05		24.44	9.55	27.31		25.72	6.98	9.55		14.33	47.03
	8-9	4.775	4.55	21.73				4.55		24.44	9.55	27.31		25.72	6.98	9.55		14.33	47.03
	9-10	4.775	3.95	18.86				3.95		23.49	9.55	26.36		24.49	6.98	9.55		14.33	45.79
	10-11	2.975	5.65					5.65		22.67	5.95			17.77	7.56	5.95		8.93	
	A-B	2.65	1.3	3.45				1.45		3.44	2.44			2.18	2.65		2.44	3.66	
	B-C	2.65	2.1	5.57				2.1		4.31	1.97			4.35	1.44		1.97	2.95	
	C-D	2.65	2.1	5.57				2.1		4.31	1.97			4.35	1.44		1.97	2.95	
	11-12	5.625						5.3		2.60		2.60		3.38	8.23			0.00	11.61
	13-14	2.025	4.05	8.20				4.05		14.55	4.05	15.77		13.57	6.17	4.05		6.08	25.81
	14-15	2.025	4.55	9.21	1.2	4.2	5.04	4.55		17.56	8.48	20.10		16.07	7.79	4.05	4.43	12.72	36.59
	15-16	2.025	3.95	8.00	1.2	1.85	2.22	3.95		16.56	6.30	18.45		15.47	6.99	4.05	2.25	9.45	31.91
4x	17-18	2.65	4.1	10.87				4.1		21.25	5.30	22.84		16.33	7.09	5.30		7.95	31.37
Sbalzo		2.65	1.3	3.4450				1.55	1.3	22.21	8.89	24.88		12.57	12.87	8.89		13.34	38.77
	18-19	4.675						5.3		5.69		5.69		4.62	3.21				7.83
5x	20-21	3.825						4.1		3.55		3.55		4.62	0.00				4.62
	21-22	3.825						5.3		3.55		3.55		4.62	0.00				4.62
6x	23-24	3.875						4.1		3.55		3.55		4.62	0.00				4.62
	24-25	3.875						5.3		3.55		3.55		4.62	0.00				4.62
7x	26-27	2.075						4.4		5.69		5.69		4.62	3.21				7.83
	27-28	2.075			1.6	6.75	10.8	5.3		12.98	8.15	15.42		11.51	6.19	8.15		12.23	29.92

Telaio VI	Campata	Influenza solaio	Influenza solaio	Area solaio	Influenza sbalzo	Influenza sbalzo	Area sbalzo	Lunghezza Trave	Lunghezza Trave scala	gk	qk	Con sisma		gd1	gd2	qk1	qk2	qd	Senza sisma
8y	1-7	2.025						5.5		5.69		5.69		4.62	3.21	0.00	0.00	0.00	7.83
	7-13	2.025						4.05		5.69		5.69		4.62	3.21	0.00	0.00	0.00	7.83
9y	2-8	4.3						5.5		3.55		3.55		4.62	0.00	0.00	0.00	0.00	4.62
	8-14	4.3						4.05		3.55		3.55		4.62	0.00	0.00	0.00	0.00	4.62
10y	3-9	4.25						5.5		3.55		3.55		4.62	0.00	0.00	0.00	0.00	4.62
	9-15	4.25						4.05		3.55		3.55		4.62	0.00	0.00	0.00	0.00	4.62
11y	4-10	4.8						5.8		5.69		5.69		4.62	8.91	0.00	0.00	0.00	13.53
	10-16	1.975						4.05		9.65		9.65		4.62	3.21	0.00	0.00	0.00	7.83
sbalzo		2.825	1.3	3.6725				1.4	1.3	24.47	10.49	27.62		14.00	14.61	0.00	10.49	15.74	44.35
12y	17-20	2.1	4.05	8.505	1.6	1.6	2.56	4.05		16.19	6.73	18.21		14.80	7.21	4.20	2.53	10.09	32.10
	20-23	2.1	3.6	7.56	1.6	3.65	5.84	3.6		20.68	10.69	23.89		19.38	8.65	4.20	6.49	16.03	44.07
	23-26	2.25	4.1608	13.30241				4.1608		14.58	4.50	15.93		13.33	6.50	4.50	0.00	6.75	26.58
13y	5-11	2.65	5.95	15.7675				5.95		15.15	5.30	16.74		16.33	3.88	5.30	0.00	7.95	28.16
	11-18	2.65	5.3	14.045				5.3	1.3	25.16	8.07	27.58		18.81	10.10	5.30	2.77	12.11	41.01
	18-21	4.75	4.05	19.2375				4.05		23.38	9.50	26.23		24.38	6.95	9.50	0.00	14.25	45.57
	21-24	4.75	3.6	17.1				3.6		24.33	9.50	27.18		25.61	6.95	9.50	0.00	14.25	46.81
	24-27	4.9	4.15	20.335				4.15		24.99	9.80	27.93		26.28	7.17	9.80	0.00	14.70	48.14
14y	6-12	2.65	5.95	15.7675	1.6	2.25	3.6	5.95		19.45	7.72	21.76		18.38	15.62	5.30	2.42	11.58	45.57
	12-19	2.65	5.3	14.045	1.6	3.85	6.16	5.3		21.44	9.95	24.43		20.26	8.79	5.30	4.65	14.92	43.97
	19-22	2.65	4.05	10.7325	1.6	2.6	4.16	4.05		20.96	9.41	23.78		19.80	8.59	5.30	4.11	14.11	42.50
	22-25	2.65	3.6	9.54	1.6	1.95	3.12	3.6		20.38	8.77	23.01		19.26	8.35	5.30	3.47	13.15	40.76
	25-28	2.65	4.15	10.9975	1.6	2	3.2	4.15		20.04	8.38	22.56		18.94	8.21	5.30	3.08	12.58	39.73

Telaio Torino	Campata	Influenza solaio	Influenza solaio	Area solaio	Influenza sbalzo	Influenza sbalzo	Area sbalzo	Lunghezza Trave		gk	qk	Con sisma		gd1	gd2	qk1	qk2	qd	Senza sisma
1X	10-11	2.65	5.65	14.9725	0.5	5.95	2.975	5.65		16.31	1.59	16.78		16.11	4.65	1.33	0.26	2.38	23.14
2X	17-18	2.65	4.1	10.865	0.5	4.25	2.125	4.1		16.28	1.58	16.75		16.08	4.63	1.33	0.26	2.38	23.09
trave a sbalzo		2.65	1.55	4.1075	0.5	1.7	0.85	1.55		16.38	1.60	16.86		16.18	4.68	1.33	0.27	2.40	23.25
Telaio Torino	Campata	Influenza solaio	Influenza solaio	Area solaio	Influenza sbalzo	Influenza sbalzo	Area sbalzo	Lunghezza Trave		gk	qk	Con sisma		gd1	gd2	qk1		qd	Senza sisma
1y	10-16				0.5	4.6	2.3	4.05		5.49	0.28	5.58		5.35	0.83	0.28	0.00	0.43	6.61
2y	11-18				0.5	6.6	3.3	5.3		5.68	0.31	5.77		5.53	0.91	0.31	0.00	0.47	6.90
trave a sbalzo					0.5	2	1	1.4		5.99	0.36	6.10		5.82	1.04	0.36	0.00	0.54	7.40

Tipo di Carico	Q.ta	Peso (kN)
Solaio Piano Tipo	354.76	1830.55
Solaio Piano VI	354.76	1764.92
Solaio Torrino	33.32	142.78
Sbalzo Piano Tipo	56.43	269.47
Sbalzo Piano VI	56.43	269.47
Sbalzo Torrino	12.55	44.74
Scala+Ascensore	17.15	117.46
Travi 30x70 Piano Tipo	161.50	683.15
Travi 30x60 Piano VI	161.50	573.65
Travi 30x60 Torrino	22.05	78.32
Travi 100X24	35.31	91.81
Tamponatura Piano Tipo	123.31	659.44
Tamponatura V	61.66	668.32
Tamponatura VI	90.16	592.09
Tamponatura Torrino	11.03	60.55
Tramezzi	86.00	137.59
Tramezzi VI	43.00	68.80
Pilastri 30x70 Piano Tipo	28	382.20
Pilastri 30x70 Piano V	28	361.20
Pilastri 30x60 Piano VI	28	200.48
Pilastri 30x60 Torrino	5	30.38

Tab. 13. Masse di piano

Valori calcolati				
Impalcato	Massa [t]	Peso W [kN]	Area [m <sup>2</sup> ]	Peso medio [kN/m <sup>2</sup> ]
Torrino	36.37	356.76	45.87	7.8
6	374.99	3678.67	428.34	8.6
5	424.01	4159.54	428.34	9.7
4	425.25	4171.66	428.34	9.7
3	425.25	4171.66	428.34	9.7
2	425.25	4171.66	428.34	9.7
1	425.25	4171.66	428.34	9.7
TOTALE		24881.63		

mi sembra poco ma non ho visto errori evidenti

Ipotizzando masse uniformemente distribuiti nell'impalcato						
Impalcato	Peso W [kN]	xCM [m]	yCM [m]	Ix [m <sup>4</sup> ]	Iy [m <sup>4</sup> ]	rm [m]
Torrino	356.76	15.525	8.6	16650810000	18463630625	2.77
6	3678.67	14.838	9.424	2.0427E+12	2.0372E+12	9.76
5	4159.54	14.838	9.424	2.0427E+12	2.0372E+12	9.76
4	4171.66	14.838	9.424	2.0427E+12	2.0372E+12	9.76
3	4171.66	14.838	9.424	2.0427E+12	2.0372E+12	9.76
2	4171.66	14.838	9.424	2.0427E+12	2.0372E+12	9.76
1	4171.66	14.838	9.424	2.0427E+12	2.0372E+12	9.76

Il rapporto tra peso ed area dell'impalcato non si discosta di molto dalla stima iniziale ed è quindi da ritenersi accettabile. Le coordinate del baricentro delle masse, riportate graficamente nella pianta, risultano a occhio accettabili. Il raggio d'inerzia per una distribuzione di masse uniforme in un rettangolo di lati  $b$  e  $h$  sarebbe pari a:

$$\rho_m = \sqrt{\frac{b^2 + h^2}{12}}$$

Questa espressione al piano tipo, essendo  $b=25.30$  m e  $h=26.05$  m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe  $\rho_m = 10.48$  m. Questo valore è un po' più alto di quello sopra indicato, ma la differenza si giustifica per il fatto che la pianta ha forma ad L e non rettangolare. Anche i valori di  $\rho_m$  sono quindi da ritenersi accettabili.

Le eccentricità accidentali sono state assunte pari a  $0.05 L$ , con  $L$  dimensione massima dell'edificio in direzione ortogonale al sisma. Poiché la dimensione massima dell'edificio è pari a  $25.30$  m in direzione  $x$  e  $26.05$  m in direzione  $y$ , le eccentricità accidentali sono  $1.27$  m e  $1.30$  m, rispettivamente per sisma agente in direzione  $x$  e in direzione  $y$ .

### Programma di calcolo e modellazione della struttura

La struttura è stata calcolata utilizzando il programma Tel2008, un programma freeware realizzato da Aurelio Ghersi. Il programma e la relativa documentazione sono disponibili nel sito internet [www.dica.unict.it/users/agheresi/software](http://www.dica.unict.it/users/agheresi/software).

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, incastrati al piede. La scelta di modellare come incastro il vincolo costituito da fondazione e terreno è giustificata dalla notevole rigidezza della fondazione. La scelta di considerare l'impalcato come infinitamente rigido nel suo piano nasce dall'esame visivo dell'impalcato, che non presenta particolari debolezze. Entrambe queste scelte vengono comunque confermate successivamente, dall'esame dei risultati del calcolo.

La scelta di utilizzare il modello di insieme spaziale di telai piani è giustificata dalla disposizione dei pilastri, che fanno sì che la struttura sia in effetti sostanzialmente costituita da due insiemi di telai piani ortogonali tra loro, con pilastri continui a tutti i piani e senza elementi in falso. Il modesto disallineamento di alcuni pilastri non inficia la validità del modello, sia per il piccolo valore di questo disallineamento che per il fatto che gli elementi non perfettamente allineati danno un contributo secondario all'assorbimento dell'azione sismica (sono pilastri di piatto e travi a spessore). non c'è da preoccuparsi

La struttura intelaiata non presenta alcuna particolarità che richieda altre considerazioni sulla modellazione. Si sottolinea in particolare che anche la soletta rampante della scala non costituisce

vincolo mutuo tra gli impalcati, essendo costituita da rampe separate in corrispondenza del pianerottolo di riposo e collegate direttamente all'impalcato di provenienza.

### Tipo di analisi svolta e schemi di carico base considerati

La struttura è stata analizzata mediante analisi lineare. L'effetto del sisma è stato valutato mediante analisi modale con spettro di risposta. Lo spettro utilizzato è quello di progetto, ottenuto dai dati del sito e dall'uso di un fattore di struttura  $q=5.85$ , già riportato in precedenza.

Sono stati risolti sei schemi base.

1. Carichi verticali (permanenti e variabili) valutati in condizione non sismica ( $g_d+q_d$ ), applicati a tutte le campate.
2. Carichi verticali (permanenti e variabili) valutati in condizione sismica ( $g_k+\psi_2 q_k$ ), applicati a tutte le campate.
3. Analisi modale per sisma agente in direzione  $x$ , con centro di massa nella sua posizione nominale.
4. Analisi modale per sisma agente in direzione  $y$ , con centro di massa nella sua posizione nominale.
5. Effetto della eccentricità accidentale per sisma agente in direzione  $x$ , valutata mediante l'applicazione di coppie di piano.
6. Effetto della eccentricità accidentale per sisma agente in direzione  $y$ , valutata mediante l'applicazione di coppie di piano.

### Esame dei risultati del calcolo

I primi due schemi base di carico, carichi verticali massimi (in assenza di sisma) e minimi (in presenza di sisma) mostrano risultati coerenti con le previsioni. Ad esempio, nel telaio 2x per i carichi verticali massimi si ha il diagramma del momento flettente riportato nella figura che segue. I valori del momento flettente agli estremi delle travi sono pari a 70-80 kNm, con un valore massimo di 93.3 kNm, in linea con le previsioni. Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono a 40-45 kNm, con un massimo di 55.6 kNm.

? Nella previsione pari di 258 kNm

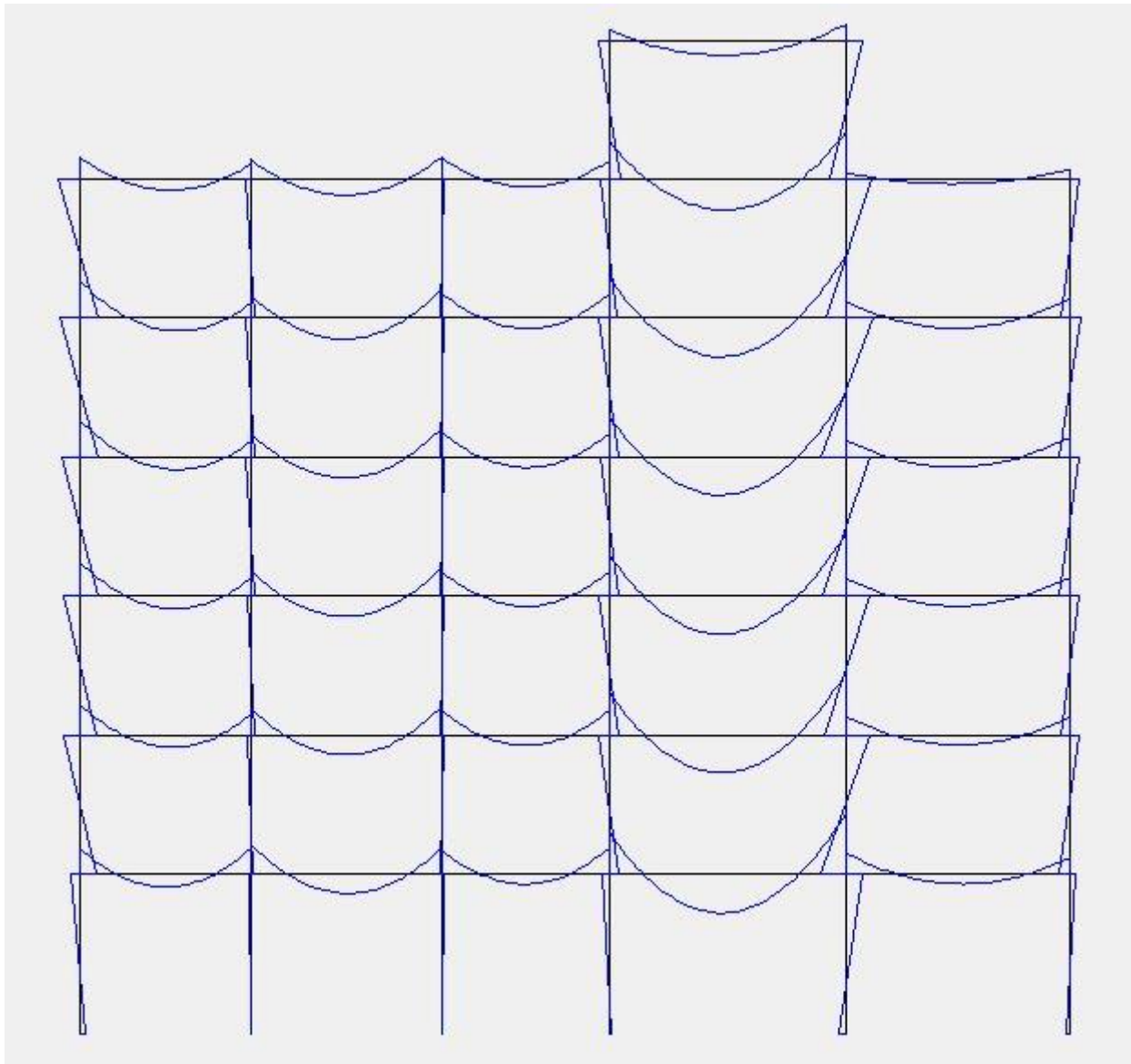
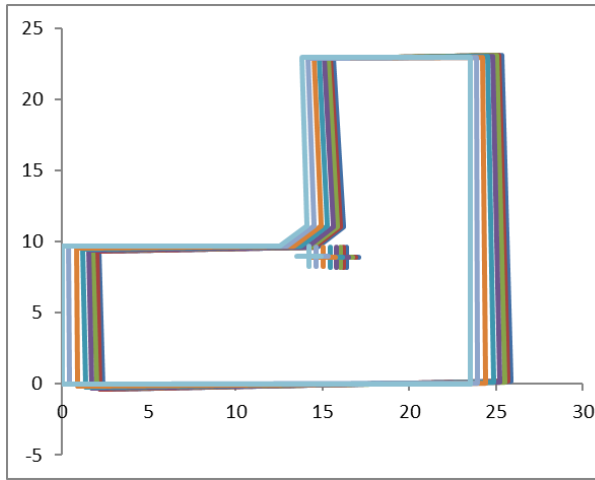
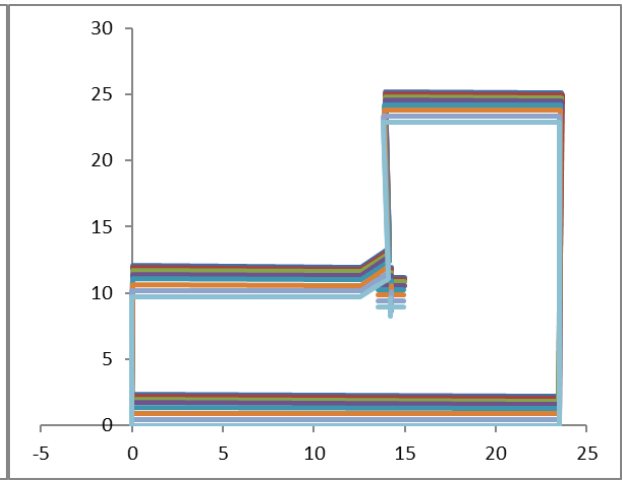


Fig. 10. Diagramma del momento flettente telaio 2x, carichi verticali massimi

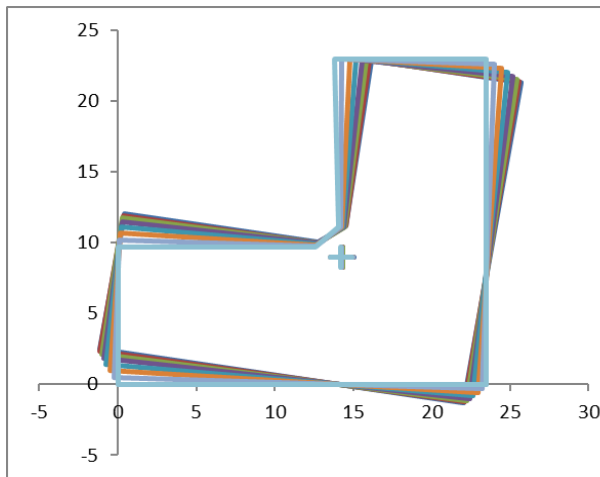
Per quanto riguarda l'effetto del sisma, valutato col centro di massa nella sua posizione nominale, si riportano nella figura che segue le deformate modali dell'edificio (viste dall'alto) con i relativi periodi.



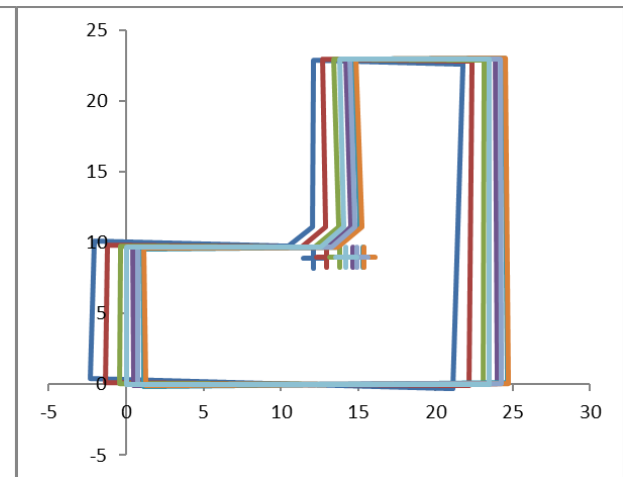
modo 1  
 $T = 0.755$  s



modo 2  
 $T = 0.724$  s



modo 3  
 $T = 0.655$  s



modo 4  
 $T = 0.25$  s



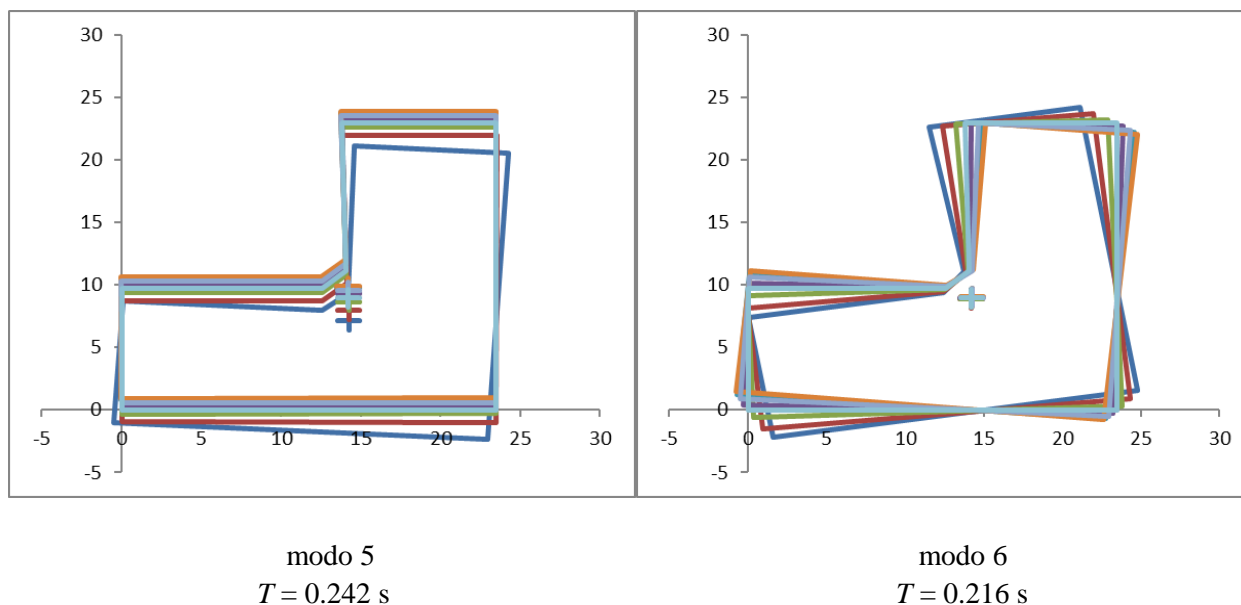


Fig. 11. Modi di oscillazione libera della struttura

Il primo modo mostra traslazioni in direzione  $x$ , con trascurabili rotazioni. Il suo periodo (0.755 s) è di poco superiore rispetto a quello previsto (0.73 s) con ordinata dello spettro di progetto di 0.078 g. Il secondo modo mostra traslazioni in direzione  $y$ , con rotazioni trascurabili, che si ritengono accettabili. Il suo periodo (0.724 s) è quasi coincidente con quello previsto (0.73 s) con ordinata dello spettro di progetto di 0.078 g. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione. Il suo periodo (0.655 s) è inferiore rispetto ai primi due, mostrando che la struttura ha una discreta rigidità torsionale.

Le masse partecipanti relative ai primi 6 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione  $x$ , il secondo per la  $y$ ) con massa partecipante superiore all'80% ed un successivo modo (il quarto per la direzione  $x$ , il quinto per la  $y$ ) che contribuisce con un ulteriore 9%. Anche questi valori, analoghi a quelli prevedibili per uno schema piano molto regolare, confermano il sostanziale disaccoppiamento delle deformate modali e quindi la buona qualità della progettazione.

Tab. 14. Masse partecipanti, per sisma  $x$  e  $y$

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0.755	83.47%	0.02%
2	0.724	0.03%	84.86%
3	0.655	1.04%	0.11%
4	0.250	9.97%	0.00%
5	0.242	0.00%	9.66%
6	0.216	0.05%	0.01%

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione  $x$  è riportato nella figura che segue. Si ha una conferma del comportamento sostanzialmente traslazionale, e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti in testa molto prossimo a quello stimato (12.83 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

*In Tab. 10  $\sigma_{Fini}$  13.42 mm*

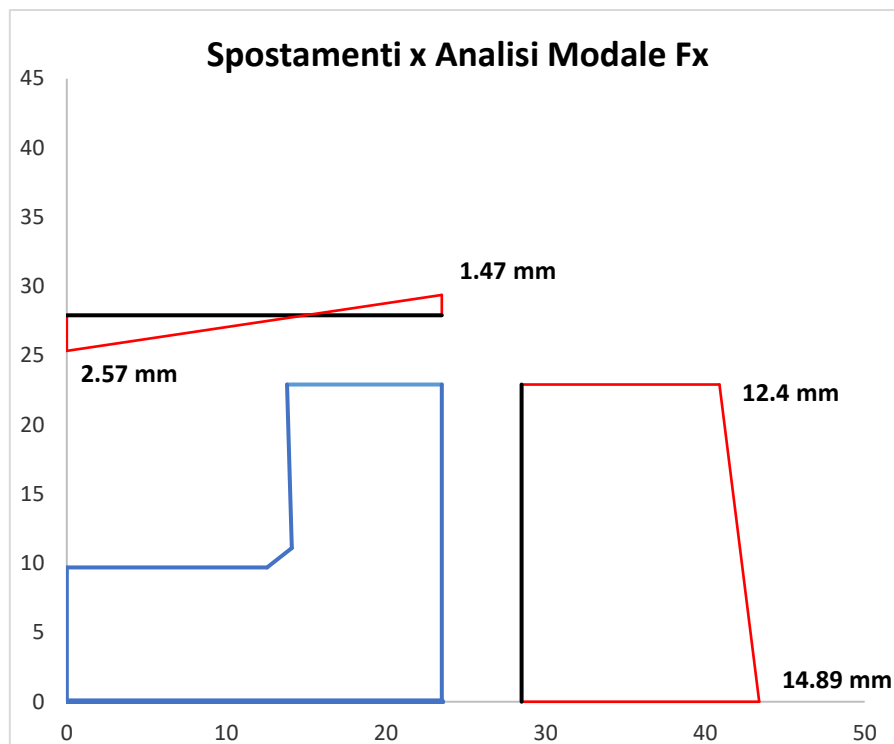


Fig. 12. Involuppo delle deformate modali, sisma  $x$

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità ( $1x$  e  $7x$ ) per effetto del sisma in direzione  $x$ . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione  $x$ .

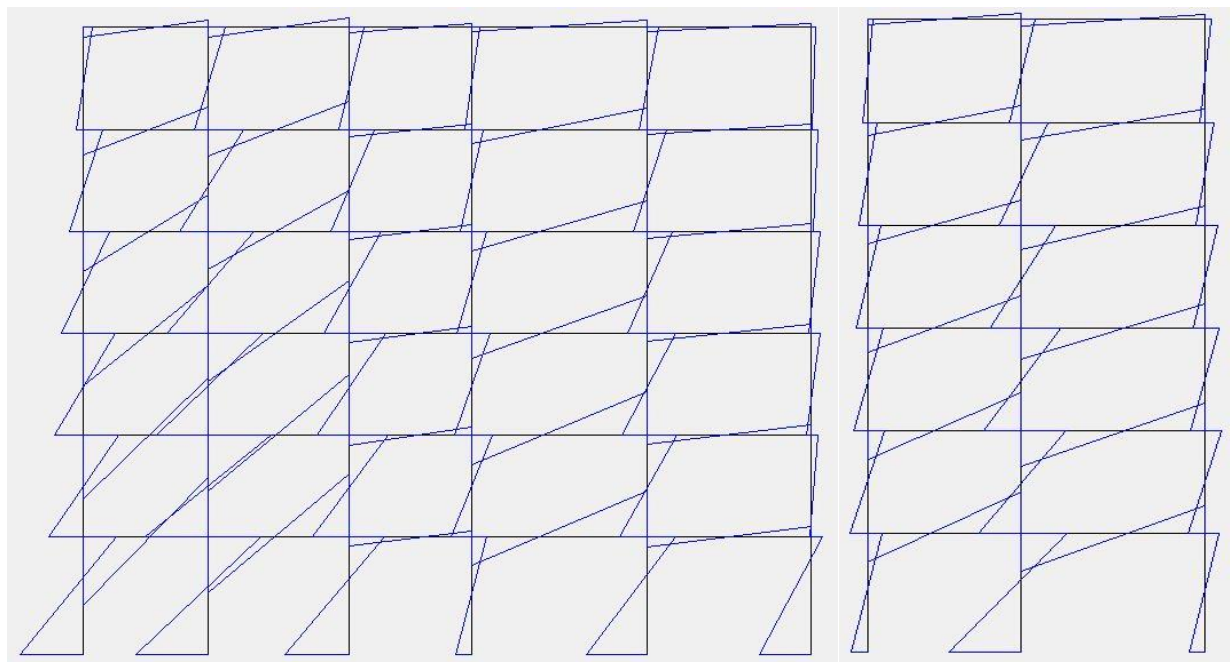


Fig. 13. Diagramma del momento flettente nei telai  $1x$  e  $7x$ , analisi modale, sisma  $x$

Nella tabella che segue si sono confrontati i valori del momento flettente e del taglio previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei vari impalcati per effetto del sisma in direzione  $x$ . Lo scarto rispetto alla previsione è modesto e l'analisi numerica svolta conferma quindi le previsioni fatte.

Tab. 15. Momenti flettenti massimi e Taglio: valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma  $x$

Impalcato	Taglio di Pilastro Previsto con $T=0.72s$ di normativa [kN]	Taglio di Pilastro Calcolato con $T_x=0.73s$ [kN]	Momento di Pilastro Previsto al piede con $T=0.72s$ di normativa [kN m]	Momento di Pilastro Previsto in testa con $T=0.72s$ di normativa [kN m]	Momento di Pilastro Calcolato in al piede con $T=0.73s$ [kN m]	Momento di Pilastro Calcolato in testa con $T=0.73s$ [kN m]	Momenti Trave Previsto con $T=0.72s$ di normativa [kN m]	Momenti Trave Calcolato con $T=0.73s$ [kN m]
Torrino	3.75	14.25	6.20	6.20	24.35	24.27	3.10	24.27
6	37.57	33.75	61.98	61.98	51.05	60.32	34.09	39.15
5	68.87	68.93	113.64	113.64	104.98	122.5	87.81	101.33
4	93.92	93.36	154.97	154.97	148.18	159.92	134.30	147.22
3	112.70	112.49	185.96	185.96	181.69	189.51	170.46	188.44
2	125.23	131.19	206.62	206.62	220.32	212.59	196.29	222.15
1	132.44	112.13	305.93	131.11	248.93	177.15	168.87	234.37

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione  $y$  è riportato nella figura che segue. Non è facile definire una soglia oltre la quale la struttura debba essere definita planimetricamente irregolare. Se lo spostamento di un estremo risulta superiore del 50% rispetto all'altro estremo, sarebbe necessario prendere appositi provvedimenti (fondamentalmente intervenire sulla struttura per migliorarne il bilanciamento e solo come ipotesi estrema lasciarla inalterata riducendo il fattore di struttura).

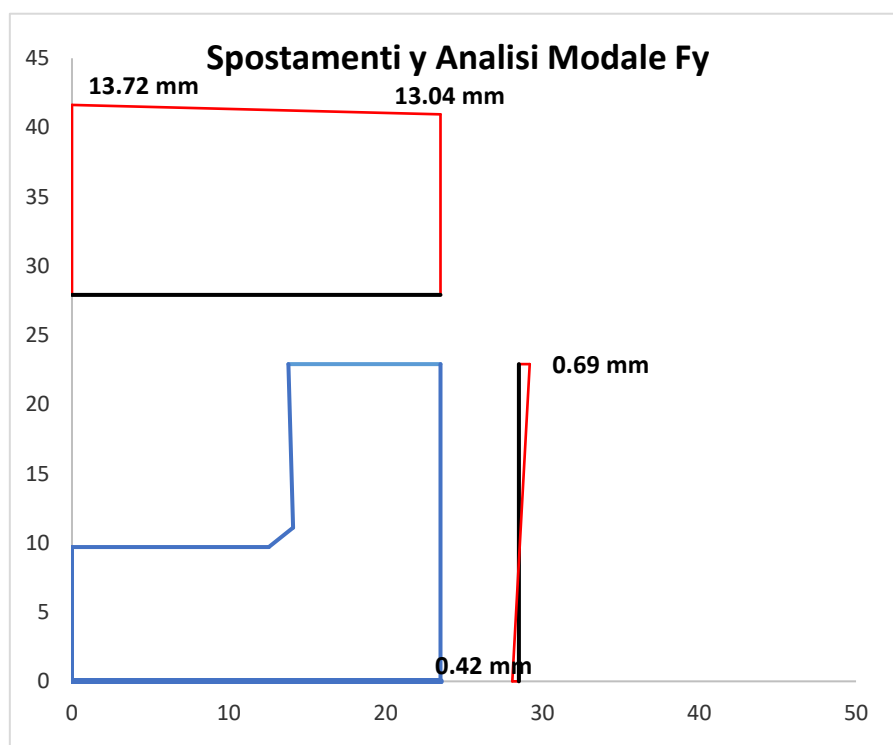


Fig. 14. Involuppo delle deformate modali, sisma  $y$

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti in un telaio posto a sinistra (8y) e nel telaio all'estremità destra (14y) per effetto del sisma in direzione  $y$ . L'immagine conferma che in ciascun telaio i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione  $y$ .

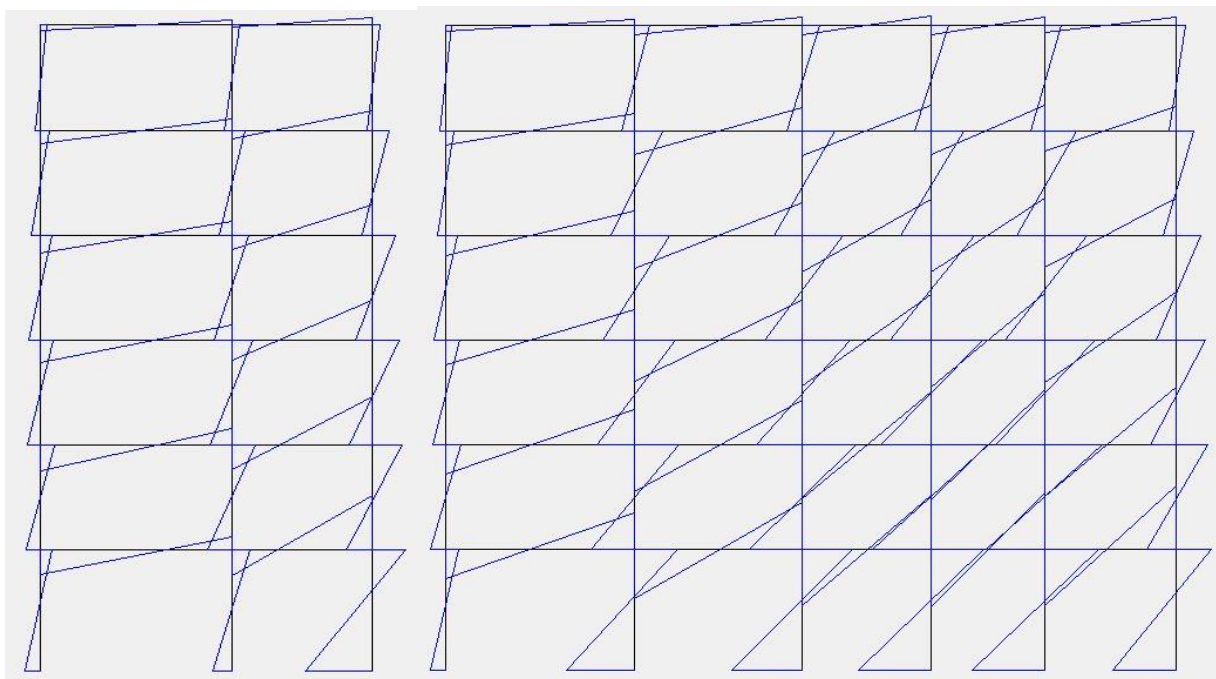


Fig. 15. Diagramma del momento flettente nei telai 8y e 14y, analisi modale, sisma y

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei vari impalcati per effetto del sisma in direzione y. Per il telaio 2y, i valori calcolati risultano molto prossimi a quelli previsti. Si può ritenere che il comportamento della struttura risulti anche in questo caso coerente con le previsioni.

Tab. 16. Momenti flettenti massimi e Taglio: valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma y

Impalcato	Taglio di Pilastro Previsto con $T=0.72s$ di normativa [kN]	Taglio di Pilastro Calcolato con $T_x=0.73s$ [kN]	Momento di Pilastro Previsto al piede con $T=0.72s$ di normativa [kN m]	Momento di Pilastro Previsto in testa con $T=0.72s$ di normativa [kN m]	Momento di Pilastro Calcolato in al piede con $T=0.73s$ [kN m]	Momento di Pilastro Calcolato in testa con $T=0.73s$ [kN m]	Momenti Trave Previsto con $T=0.72s$ di normativa [kN m]	Momenti Trave Calcolato con $T=0.73s$ [kN m]
Torrino	3.75	14.2	6.20	6.20	24.44	22.41	3.10	22.41
6	37.57	35.61	61.98	61.98	54.35	63.53	34.09	38.44
5	68.87	67.83	113.64	113.64	104.09	119.76	87.81	88.65
4	93.92	89.82	154.97	154.97	142.44	153.96	134.30	132.02
3	112.70	106.56	185.96	185.96	171.93	179.72	170.46	168.27
2	125.23	119.81	206.62	206.62	198.72	197.58	196.29	196.04
1	132.44	112.68	305.93	131.11	245.92	182.26	168.87	225.02

Nelle figure che seguono sono mostrati gli spostamenti dovuto all'eccentricità accidentale, separatamente per azione in direzione x e in direzione y.

Si può notare che l'incremento degli spostamenti massimi in direzione x e y è di circa il 10% comunque inferiore al 15%.

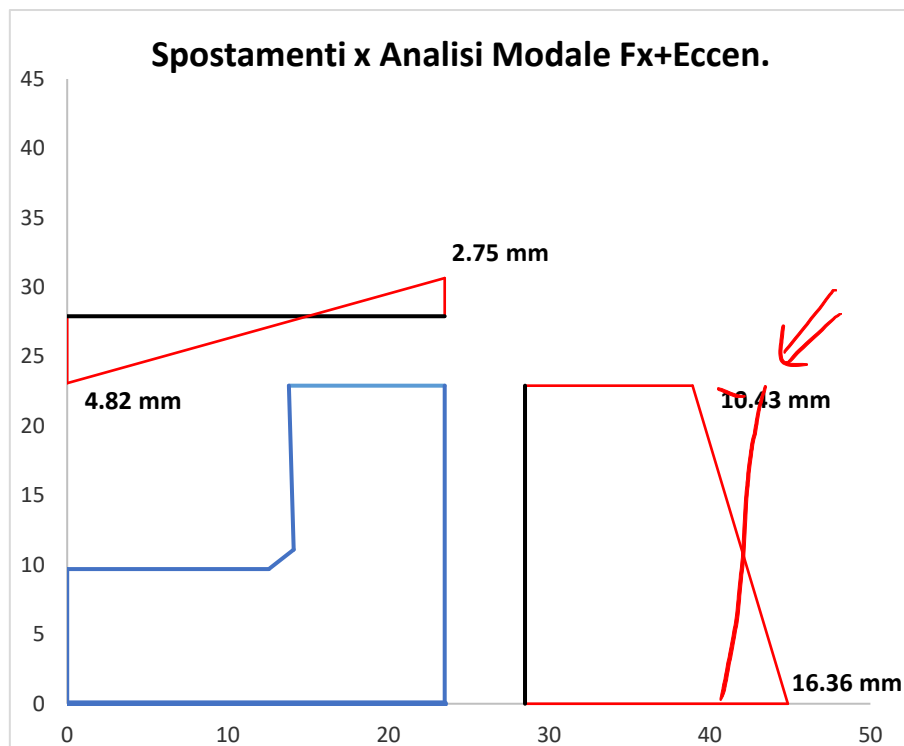


Fig. 16. Effetto complessivo del sisma x, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

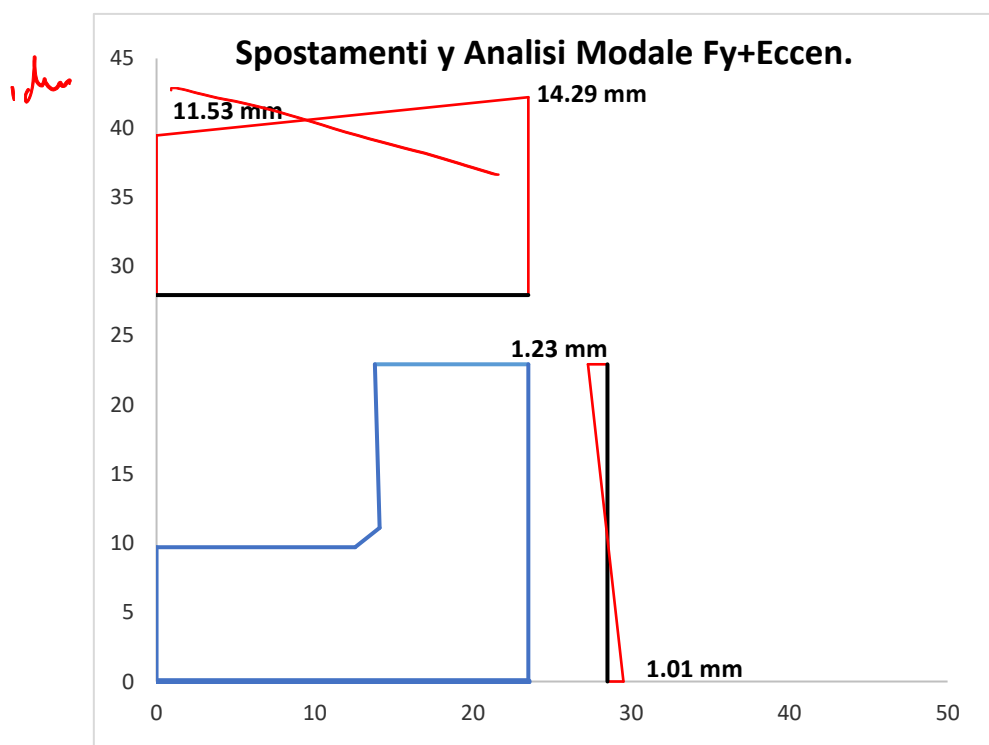


Fig. 17. Effetto complessivo del sisma y, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

Nelle figure che segue è mostrato cosa avviene combinando l'effetto del sisma in una direzione col 30% dell'effetto del sisma nell'altra direzione.

In definitiva, rispetto agli spostamenti forniti dall'analisi modale l'incremento dei massimi spostamenti in direzione  $x$  ed in direzione  $y$ , è di circa il 21%. Si nota però anche che ai massimi spostamenti in ciascuna direzione si accoppiano spostamenti nella direzione ortogonale pari a circa il 50% dei massimi, il che implica una non trascurabile pressoflessione deviata nei pilastri.

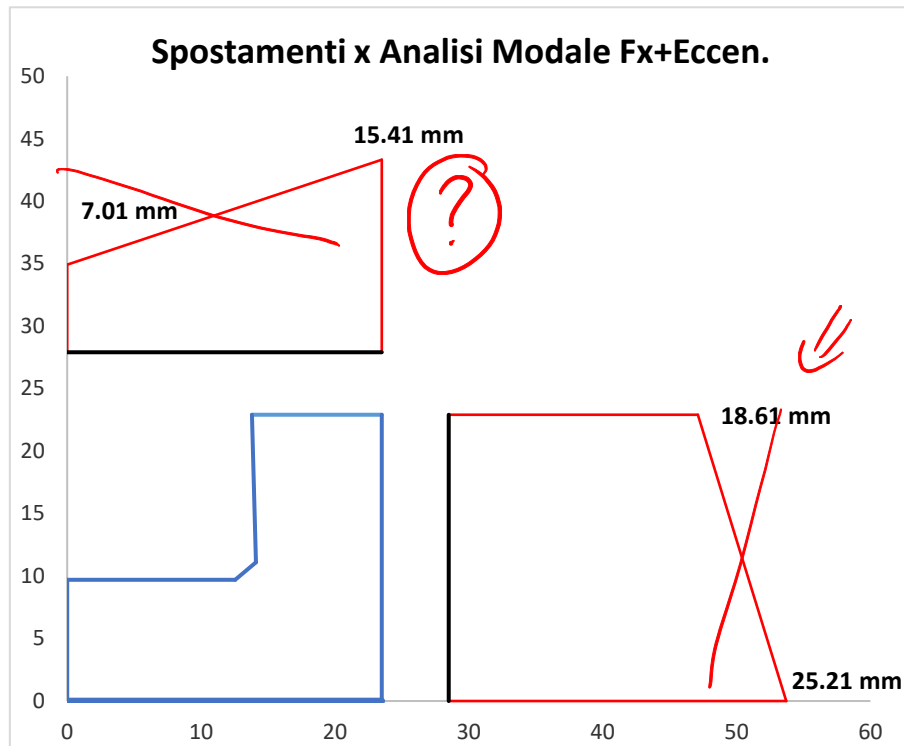


Fig. 18. Effetto del sisma prevalente  $x$ , ovvero sisma  $x + 0.3$  sisma  $y$

?  $\propto F_y$  causa spost  $y$  14.29 (da  $F_x$  2.75)  
 da cui avere  $2.75 + 0.3 \times 14.29$ , mm di 7



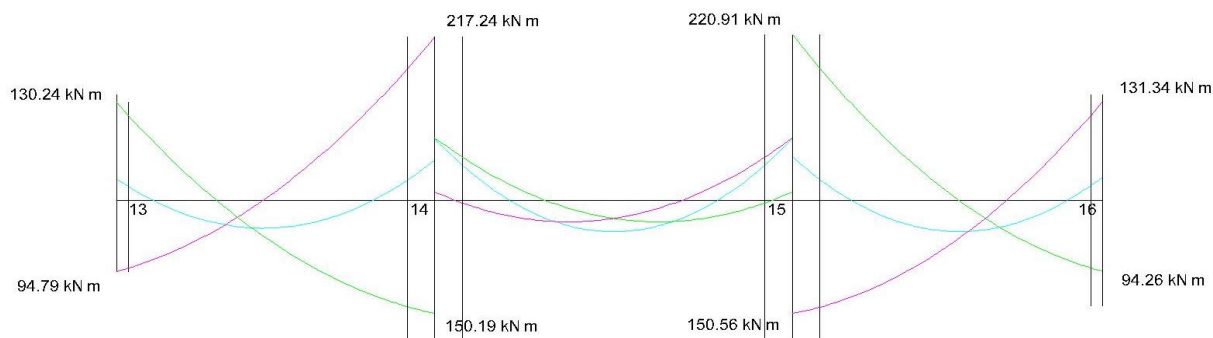


Fig. 20. Diagramma del momento flettente

E' possibile fare riferimento ai valori a filo pilastro:

Tab. 18. Momenti flettenti a filo pilastro del primo impalcato

filo pilastro sx	filo pilastro dx	q senza sisma	q con sisma	Filo pilastro		
				M q senza sisma [kN m]	M q con sisma + [kN m]	M q con sisma - [kN m]
0.15	0.00	37.82	23.86	-18.51	90.21	-112.87
0.00	0.35			-26.74	-174.83	141.40
0.35	0.00	47.71	27.52	-46.81	3.39	-57.48
0.00	0.35			-46.68	-57.37	3.41
0.35	0.00	43.91	26.54	-28.03	142.30	-176.26
0.00	0.15			-19.63	-113.07	89.85

Per la verifica delle sezioni si usano le formule tradizionali:

$$M = \frac{b d^2}{r'^2}$$

Tab. 19. Verifica sezioni

r	M <sub>RD</sub> semplice armatura [kN m]	r'	M <sub>RD</sub> doppia armatura [kN m]	VERIFICA M negativo	VERIFICA M positivo
0.0197	336.73	0.0171	446.91	Verifica	Verifica



0.0197	336.73	0.0171	446.91	Verifica	Verifica
0.0197	103.07	0.0171	136.79	Verifica	Verifica
0.0197	103.07	0.0171	136.79	Verifica	Verifica
0.0197	336.73	0.0171	446.91	Verifica	Verifica
0.0197	336.73	0.0171	446.91	Verifica	Verifica

Per il progetto dell'armatura a flessione si usano le formule tradizionali:

$$A_s = \frac{M}{0.9 d f_{yd}}$$

Tab. 20. Armatura di progetto

d	As' [cm²]	As [cm²]
0.03	4.86	4.08
0.04	7.52	6.46
0.01	8.16	-1.61
0.01	8.14	-1.60
0.04	7.58	6.48
0.03	4.86	4.06

Tab. 21. Armatura disposta

n°	Φ'	n°	Φ'	As' [cm²]	n°	Φ	n°	Φ	As [cm²]	Verifica As'	Verifica As
3	16	0	18	6.03	3	16	0	14	6.03	Verifica	Verifica
4	16	0	14	8.04	4	16	0	14	8.04	Verifica	Verifica
3	16	1	20	9.17	3	16	1	20	9.17	Verifica	Verifica
3	16	1	20	9.17	3	16	1	20	9.17	Verifica	Verifica
4	16	0	14	8.04	4	16	0	14	8.04	Verifica	Verifica
3	16	0	14	6.03	3	16	0	14	6.03	Verifica	Verifica

devi usare solo  $\phi 16$  e  $\phi 20$ , non anche  $\phi 14$  (usati per p.e.t.a.)

Verifica As'			Distanza dal filo pilastro [m]
zona critica		Verifica	1.05
zona critica		Verifica	1.05
zona critica		Verifica	0.36
zona critica		Verifica	0.36
zona critica		Verifica	1.05
zona critica		Verifica	1.05

Il taglio sollecitante si ricava da una condizione limite di equilibrio.

$$V = \frac{q l}{2} + \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sin} + M_{Rd,des}}{l}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.2 \text{ per CD"A"}$$

L'armatura trasversale costituita da staffe si ricava nelle zone critiche ponendo cotangente  $\theta$  pari a 1 mentre in campata cotangente  $\theta$  pari a 2:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}}{z f_{ywd} \cot \theta}$$

Tab. 22. Armatura a taglio zone critiche

L [m]	V+ [kN]	V- [kN]	bracci staffe	$\Phi$	Asw [cm <sup>2</sup> ]	Asw/s [cm <sup>2</sup> ]/[m]	s <sub>max</sub> [cm]	s [cm]	Asw/s <sub>max</sub> [cm <sup>2</sup> ]/[m]	Verifica [cm]
3.55	152.93		2	8	1.01	7.04	9.60	10.00	10.05	Verifica
		163.71								
3.85	93.25		4	8	2.01	13.83	16.00	15.00	13.40	Aumentare Asw
		97.39								
3.45	159.58		2	8	1.01	7.15	9.60	10.00	10.05	Verifica
		166.12								

*Le staffe 120 non vanno bene per Trave a spina*

Tab. 23. Armatura a taglio in campata

V+ [kN]	V- [kN]	Asw [cm <sup>2</sup> ]	Asw/s [cm <sup>2</sup> ]/[m]	s <sub>max</sub> [cm]	Asw/s <sub>max</sub> [cm <sup>2</sup> ]/[m]	Verifica [cm]
110.58		1.01	2.38	20.00	5.03	Verifica
	110.58					
40.28		2.01	2.86	20.00	10.05	Verifica
	40.28					
113.79		1.01	2.45	20.00	5.03	Verifica
	113.79					

N.B nella zona non critica della trave a spessore si è utilizzato un passo pari a 15cm.

### Esame delle armature-Pilastri

Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si usano i valori di calcolo.

Per le altre sezioni, i momenti flettenti con cui armare si ricavano dai momenti resistenti delle travi.



























Dagli schemi di carico base si ottengono i valori di progetto dal criterio di gerarchie delle resistenze. Per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd}$$

La ripartizione del momento tra pilastro superiore e inferiore deve essere fatto in maniera logica e nel rispetto dell'equilibrio.

Si esamina il pilastro 2:

Tab. 24. Momento resistente nelle travi adiacenti al pilastro 2

6	1	2	3	Mrd <sup>-</sup>	118.92	118.92	237.84	6	2	8		Mrd <sup>-</sup>	118.92		118.92	462.07	
	1	2	3	Mrd <sup>+</sup>	118.92	118.92			2	8		Mrd <sup>+</sup>	118.92				
5	1	2	3	Mrd <sup>-</sup>	140.16	140.16	280.32	5	2	8		Mrd <sup>-</sup>	140.16		140.16	853.21	0.35
	1	2	3	Mrd <sup>+</sup>	140.16	140.16			2	8		Mrd <sup>+</sup>	140.16				0.65
4	1	2	3	Mrd <sup>-</sup>	153.34	140.16	293.50	4	2	8		Mrd <sup>-</sup>	140.16		140.16	1167.03	0.42
	1	2	3	Mrd <sup>+</sup>	140.16	140.16			2	8		Mrd <sup>+</sup>	140.16				0.58
3	1	2	3	Mrd <sup>-</sup>	186.72	159.10	350.15	3	2	8		Mrd <sup>-</sup>	140.16		140.16	1402.40	0.45
	1	2	3	Mrd <sup>+</sup>	141.13	163.43			2	8		Mrd <sup>+</sup>	140.16				0.55
2	1	2	3	Mrd <sup>-</sup>	214.45	195.75	412.02	2	2	8		Mrd <sup>-</sup>	140.16		140.16	1559.31	0.47
	1	2	3	Mrd <sup>+</sup>	169.42	197.57			2	8		Mrd <sup>+</sup>	140.16				0.53
1	1	2	3	Mrd <sup>-</sup>	216.66	210.41	412.89	1	2	8		Mrd <sup>-</sup>	140.16		140.16	1649.65	0.49
	1	2	3	Mrd <sup>+</sup>	166.99	196.23			2	8		Mrd <sup>+</sup>	140.16				0.51

Tab. 25. Valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

Piano	direzione x				direzione y			
	$M_y$ [kN m]	$M_x$ [kN m]	N [kN]		$M_y$ [kN m]	$M_x$ [kN m]	N [kN]	
6	<b>128.02</b>	8.05	104.58	111.83	32.45	26.84	97.18	119.22
5	<b>236.39</b>	11.84	251.83	281.10	56.71	39.47	228.82	304.11
4	<b>220.41</b>	14.44	383.39	467.66	67.67	48.14	350.68	500.37
3	<b>248.45</b>	16.40	512.65	661.24	77.67	54.65	463.35	710.54
2	<b>282.00</b>	19.93	634.63	867.24	87.25	61.04	569.81	932.06
1 Testa	<b>260.82</b>	16.09	758.00	1082.18	68.02	47.47	679.91	1160.27
1 Piede	292.08	26.70			118.64	63.67		

Tab. 26. Armatura di progetto

Procedura approssimata per la pressoflessione retta								
Armatura necessaria								
x [m]	y [m]	N <sub>cmax</sub> [kN]	M <sub>cmax, x</sub> [kN m]	M <sub>cmax, y</sub> [kN m]	M <sub>cx(N)</sub> [kN m]	M <sub>cy(N)</sub> [kN m]	As lato lungo [cm <sup>2</sup> ]	As lato corto [cm <sup>2</sup> ]
0.6	0.3	2550	91.8	183.6	14.00	30.03	1.49	4.82
0.7	0.3	2975	107.1	249.9	31.57	80.37	0.92	6.43
0.7	0.3	2975	107.1	249.9	46.14	116.17	0.23	4.30
0.7	0.3	2975	107.1	249.9	58.23	147.22	-0.42	4.17
0.7	0.3	2975	107.1	249.9	74.04	172.76	-1.51	4.50
0.7	0.3	2975	107.1	249.9	77.71	194.89	-3.51	2.72
0.7	0.3	2975	107.1	249.9	77.71	194.89	-1.63	4.01

Tab. 27. Armatura disposta

Lato Lungo					Lato Corto					Verifica Armatura			
n°	Φ	n°	Φ	As lato lungo [cm²]	n° bordo	Φ	n° interni	Φ	As lato corto [cm²]	AsTOT [cm²]	Verifica lato lungo	Verifica lato corto	1%<As/As<4%
2	16	0	14	10.30	2	20	0	16	6.28	10.30	Verifica	Verifica	Verifica
2	16	0	20	10.30	2	20	1	16	8.29	12.32	Verifica	Verifica	Verifica
2	16	0	14	10.30	2	20	1	16	8.29	12.32	Verifica	Verifica	Verifica
2	16	0	14	10.30	2	20	1	16	8.29	12.32	Verifica	Verifica	Verifica
2	16	0	14	10.30	2	20	1	16	8.29	12.32	Verifica	Verifica	Verifica
2	16	0	14	10.30	2	20	1	16	8.29	12.32	Verifica	Verifica	Verifica

Tab. 28. Verifica a pressoflessione

Nsmax x [kN]	Nsmax y [kN]	Msmax, x [kN m]	Msmax, y [kN m]	mx	my	Mrdx	Mrdy	Pressoflessione deviata	Pressoflessione deviata
806.43	491.73	88.71	127.85	1.76	1.84	94.37	207.22	Verifica	Verifica
806.43	649.08	88.71	201.21	1.79	1.82	122.43	310.90	Verifica	Verifica
806.43	649.08	88.71	201.21	1.79	1.82	135.22	338.13	Verifica	Verifica
806.43	649.08	88.71	201.21	1.79	1.82	146.07	362.29	Verifica	Verifica
806.43	649.08	88.71	201.21	1.79	1.82	155.45	382.65	Verifica	Verifica
806.43	649.08	88.71	201.21	1.79	1.82	164.23	400.79	Verifica	Verifica

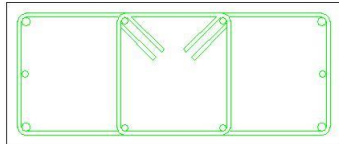
$$\left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}}\right)^{1.5} + \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}\right)^{1.5} \leq 1$$

I pilastri di piatto possono essere considerati secondari se portano una aliquota di taglio di piano molto bassa. In tal caso non sarebbe necessario tener conto delle gerarchie delle resistenze, quindi ho proceduto per tali pilastri con i valori di calcolo.

Tab. 29. Sezioni pilastri

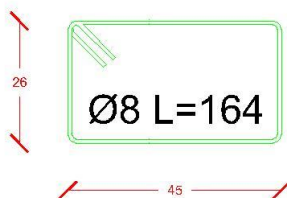
## Sezione trasversale dei pilastri scala 1:10

Tipo A

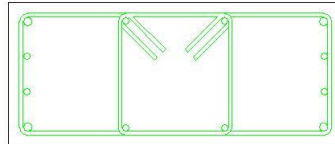


Sezione 30x70

4Ø20+6Ø16

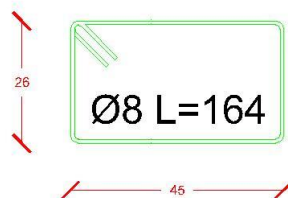


Tipo B

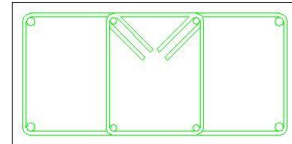


Sezione 30x70

4Ø20+8Ø16

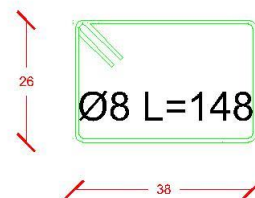


Tipo C



Sezione 30x60

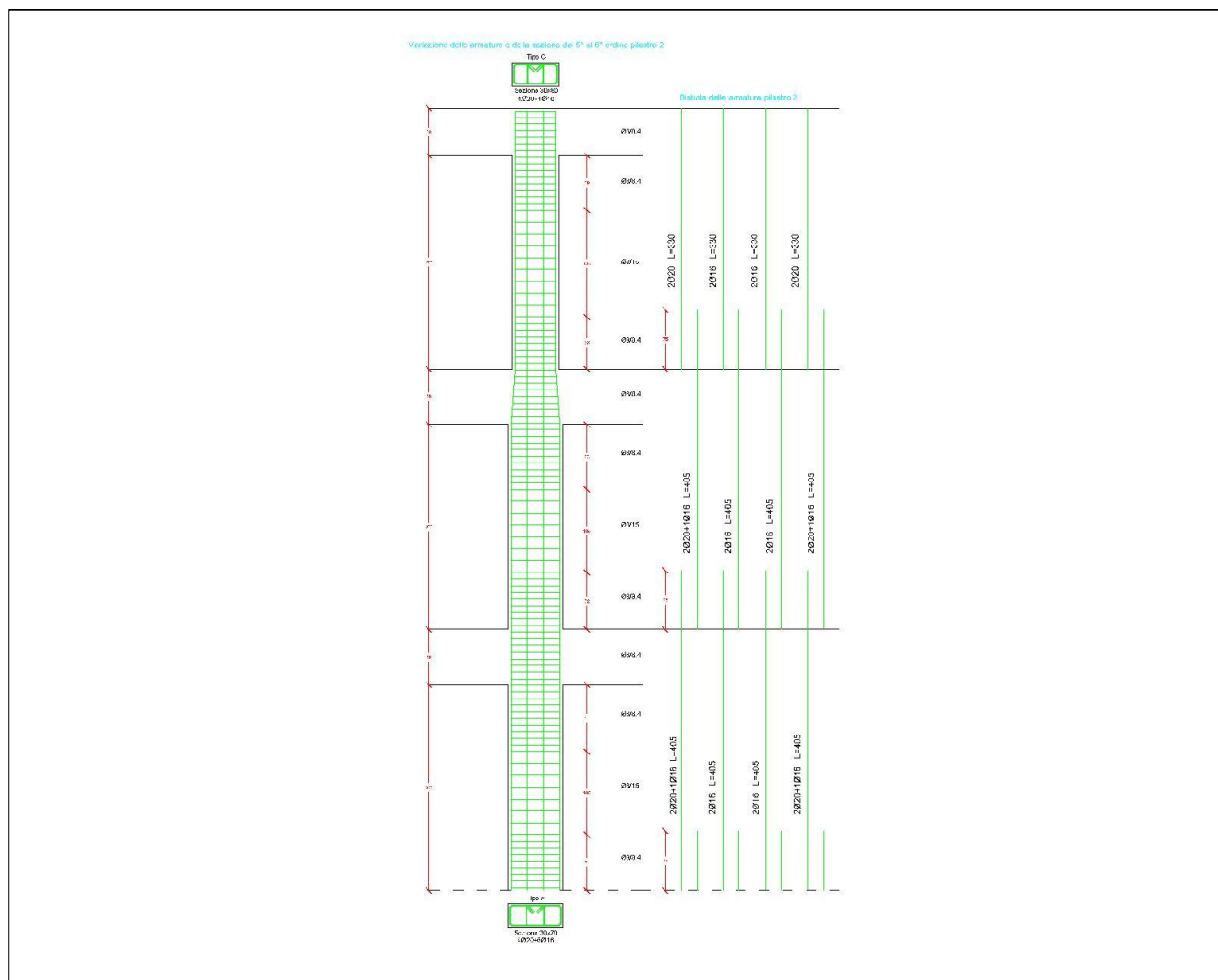
4Ø20+4Ø16



Tab. 30. Tabella pilastri

Pilastro	Sezione ordine 1, 2, 3, 4, 5	Sezione ordine 6	6	5	4	3	2	1	dalla fondazione
1	70x30	60x30	C	A	A	A	A	B	B
2	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
3	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
4	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
5	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
6	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
7	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
8	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
9	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
10	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
11	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
12	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
13	30x70	30x60	C	A	A	A	A	B	B
14	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
15	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
16	30x70	30x60	C	A	A	A	A	B	B
17	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
18	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
19	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
20	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
21	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
22	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
23	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
24	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
25	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
26	30x70	30x60	C	A	A	A	A	A	A
27	70x30	60x30	C	A	A	A	A	A	A
28	30x70	30x60	C	A	A	A	A	B	B

Tab. 31. Sezione verticale pilastro 2



I valori del taglio vanno calcolati con lo stesso criterio delle travi. Nel rispetto dei limiti di normativa, si è determinata la zona critica, il passo, il diametro delle staffe e le legature.



Tab. 32. Armature a taglio zone critiche

Zona Critica														
h netta pilastro [m]	b [cm]	h [cm]	V <sub>EDx</sub> [kN]	staffe	smax [cm]	Vrd [kN]		b [cm]	h [cm]	V <sub>EDy</sub> [kN]	staffe	smax [cm]	Vrd [kN]	
2.65	30	60	203.31	Φ 8 2 bracci	8.4	443.93	Verifica	60	30	92.59	Φ 8 4 bracci	8.4	412.22	Verifica
2.6	30	70	310.90	Φ 8 2 bracci	8.4	523.21	Verifica	70	30	122.43	Φ 8 4 bracci	8.4	454.15	Verifica
2.6	30	70	338.13	Φ 8 2 bracci	8.4	523.21	Verifica	70	30	135.22	Φ 8 4 bracci	8.4	454.15	Verifica
2.6	30	70	362.29	Φ 8 2 bracci	8.4	523.21	Verifica	70	30	146.07	Φ 8 4 bracci	8.4	454.15	Verifica
2.6	30	70	382.65	Φ 8 2 bracci	8.4	523.21	Verifica	70	30	155.45	Φ 8 4 bracci	8.4	454.15	Verifica
3.45	30	70	302.04	Φ 8 2 bracci	8.4	523.21	Verifica	70	30	123.77	Φ 8 4 bracci	8.4	454.15	Verifica

fuori dalla zona critica si è utilizzato un passo pari a 15 cm.

### Verifica e armature nodi

La normativa impone di effettuare le verifiche solo per nodi non confinati di struttura di classe di duttilità "A".

La normativa impone comunque di disporre indipendentemente dalla classe di duttilità un quantitativo di staffe che rispetti la condizione:

$$\frac{n_{st} A_{st}}{i b_j} \geq 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \text{ ovvero con interasse } i \leq \frac{n_{st} A_{st} f_{yk}}{0.05 b_j f_{ck}}$$

Tab. 32. Armatura nel nodo non confinato del pilastro 2 al primo impalcato

		Pilastro	$V_{c \text{ inf impalcato sup}}$ [kN]	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s'$ [cm <sup>2</sup> ]	$V_{JBD}$ [kN]	$b_j$ [cm]	$h_{jc}$ [cm]	$\alpha_j$ nodi esterni	$\eta$	$\nu_d$	$N_c$ [kN]	$\sigma$ [kN/cm <sup>2</sup> ]	$\tau$ [kN/cm <sup>2</sup> ]
x	qmin+	2	144.49	8.44	9.32	293.21	30	62	0.48	0.48	0.33	867.24	0.47	0.16
x	qmin-	2	157.09	8.44	9.32	280.61	30	62	0.48	0.48	0.24	634.63	0.34	0.15
y	qmin+	2	66.34	4.63	5.34	184.40	30	62	0.48	0.48	0.22	569.81	0.31	0.10
y	qmin-	2	53.73	4.63	5.34	197.00	30	62	0.48	0.48	0.35	932.06	0.50	0.11

Taglio limite a compressione	Verifica	Taglio limite a trazione	Verifica	$h_{jw}$ [cm]	$A_{sh}$ [cm <sup>2</sup> ]	interasse staffe $\Phi 8$ non inferiore [cm]
694.24	Verifica	493.34	Verifica	62	Non Necessita Armatura	12
879.34	Verifica	437.57	Verifica	62	Non Necessita Armatura	12
924.33	Verifica	420.71	Verifica	62	Non Necessita Armatura	12
633.09	Verifica	507.79	Verifica	62	Non Necessita Armatura	12