



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA

Corso di Laurea in Ingegneria Civile Strutturale e Geotecnica

CORSO DI PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

Modulo A – Prof. Ing. Aurelio Gherzi

PROGETTO DI UN EDIFICIO ANTISISMICO
IN C.A. IN ZONA SISMICA
SECONDO LE INDICAZIONI DELLE NTC 2008

RELAZIONE GENERALE

Commento generale

Piccole annotazioni. Non spiegato modello per parti.

Comunque niente di cui da criticare

Docente:

Prof. Ing. Aurelio Gherzi

Allievo:

Oriana Rannisi

O49/000166

Indice

Indice.....	2
Relazione generale e validazione del progetto.....	3
<input type="checkbox"/> Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito	3
<input type="checkbox"/> Descrizione dell'edificio	3
<input type="checkbox"/> Struttura dell'edificio	Errore. Il segnalibro non è definito.
<input type="checkbox"/> Esame visivo della struttura	Errore. Il segnalibro non è definito.
<input type="checkbox"/> Previsione numerica del comportamento della struttura.....	8
<input type="checkbox"/> Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali	Errore. Il segnalibro non è definito.
<input type="checkbox"/> Programma di calcolo e modellazione della struttura.....	15
<input type="checkbox"/> Tipo di analisi svolta e schemi di carico base considerati	Errore. Il segnalibro non è definito.
<input type="checkbox"/> Esame dei risultati del calcolo.....	16
<input type="checkbox"/> Esame delle armature	Errore. Il segnalibro non è definito.
Travi: armatura a flessione.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
Travi: armatura a taglio	Errore. Il segnalibro non è definito.
Pilastrì: armatura a pressoflessione	26
Pilastrì: armatura a taglio.....	28
Nodo trave-pilastrò	Errore. Il segnalibro non è definito.
<input type="checkbox"/> Verifica dell'impalcato.....	Errore. Il segnalibro non è definito.

Relazione generale e validazione del progetto

Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in progetto è sito a Linguaglossa nella Contrada Arrigò. Il suolo su cui esso deve sorgere può essere classificato, ai fini sismici, come suolo di tipo C.

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

T_r [anni]	a_g [g]	F_o	T_c^*
30	0.085	2.505	0.243
50	0.105	2.502	0.263
475	0.217	2.571	0.316
975	0.266	2.633	0.336

2.517

Sulla base di tali valori sono stati ricavati i valori dei parametri S , T_B , T_C , T_D che descrivono lo spettro di risposta elastico per SLD e SLV per suolo C, 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	1.500	0.143	0.429	1.643
SLV	1.373	0.162	0.485	1.689

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 0.750 g per SLV e 0.394 g per SLD.

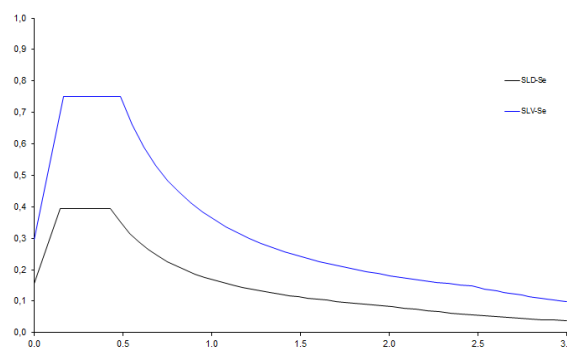


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo C

Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un piano interrato, un piano terra e quattro piani in elevazione e quindi da un totale di sei impalcati. La pianta ha una forma a T, con tre appartamenti ed un vano scala centra-

le. La copertura è costituita da una terrazza praticabile, cui si accede da un torrino scale. Nelle figure che seguono sono riportate le piante dei diversi piani e la sezione dell'edificio.

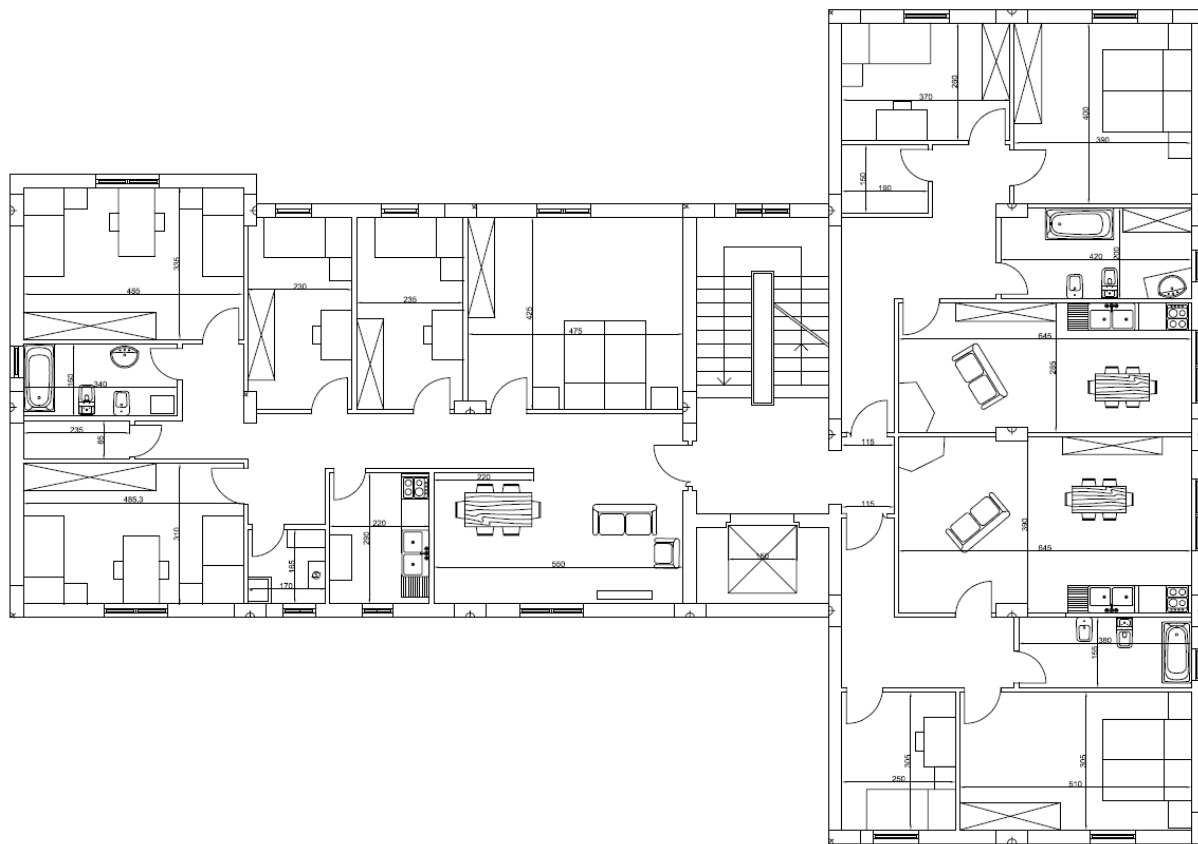


Fig. 2. Pianta piano terra

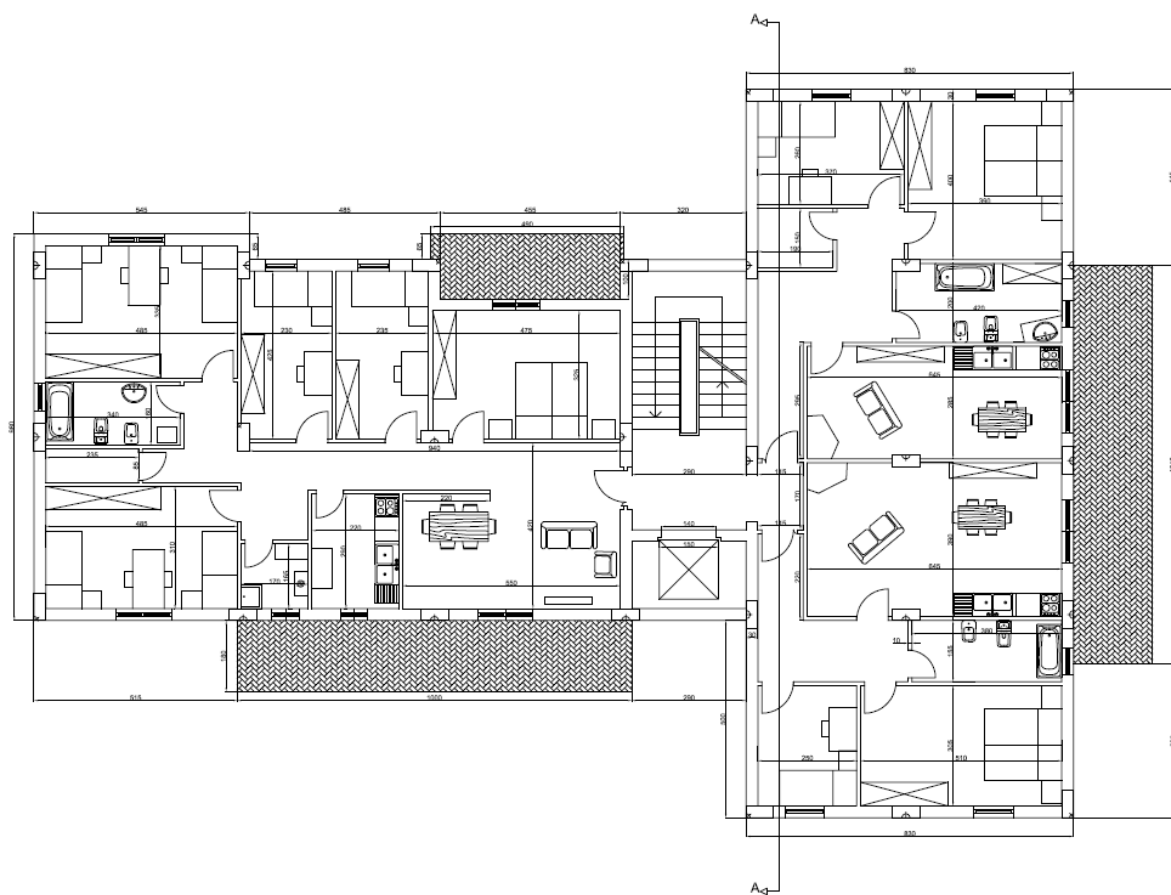


Fig. 3. Pianta piano tipo

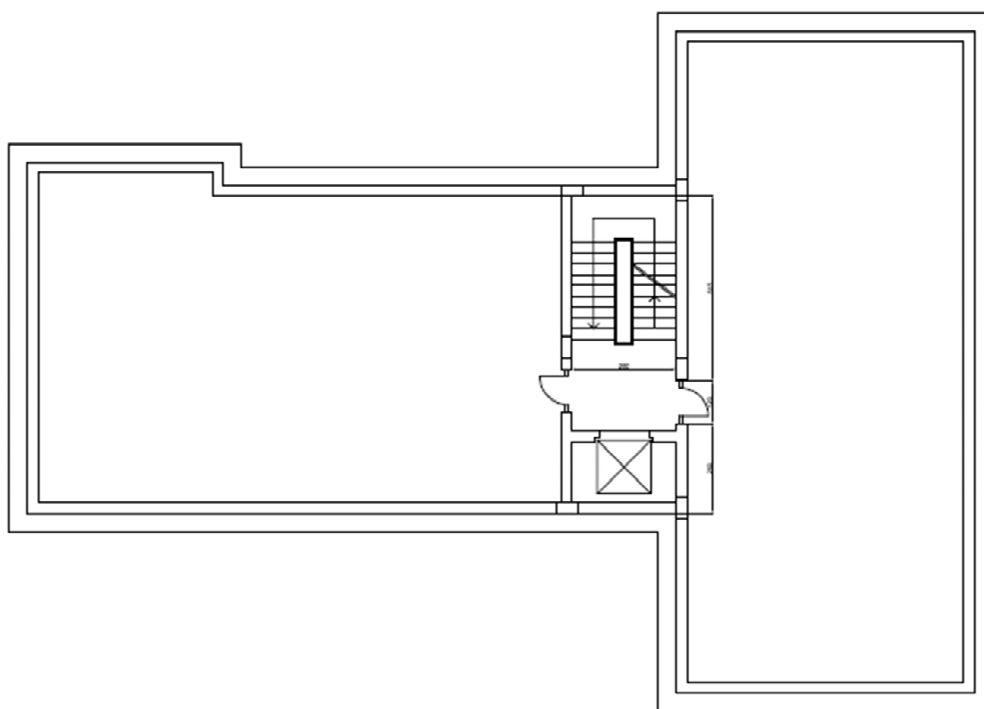


Fig. 4. Pianta copertura

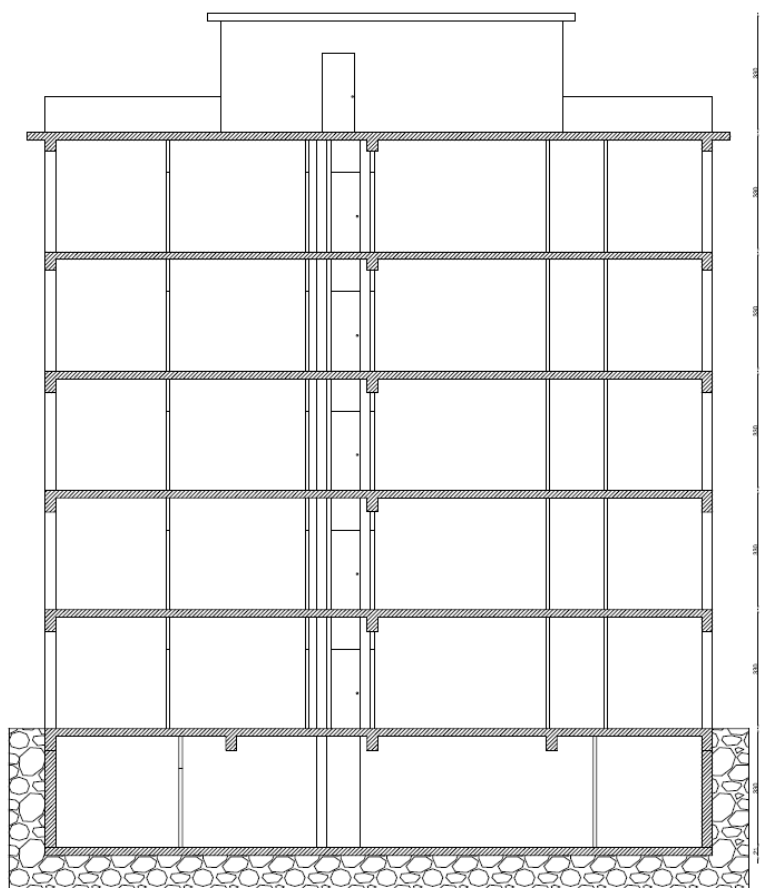


Fig. 5. Sezione

Struttura dell'edificio

La struttura dell'edificio è in cemento armato. Gli elementi portanti sono pilastri e travi che costituiscono un telaio spaziale, con solai in cemento armato gettati in opera. Sono presenti pareti in cemento armato nel piano interrato. Il vano ascensore è racchiuso da pareti in mattoni forati e non in cemento armato.

Nelle figure che seguono sono riportate rispettivamente la carpenteria del primo ordine e la carpenteria del piano tipo. La carpenteria del secondo impalcato è analoga, con la sola assenza degli sbalzi. La carpenteria di copertura è analoga a quella del piano tipo, con l'assenza degli sbalzi e con l'aggiunta di un cornicione. Il torrino scale è ottenuto prolungando i pilastri 7, 8, 14, 15, 21, 22.

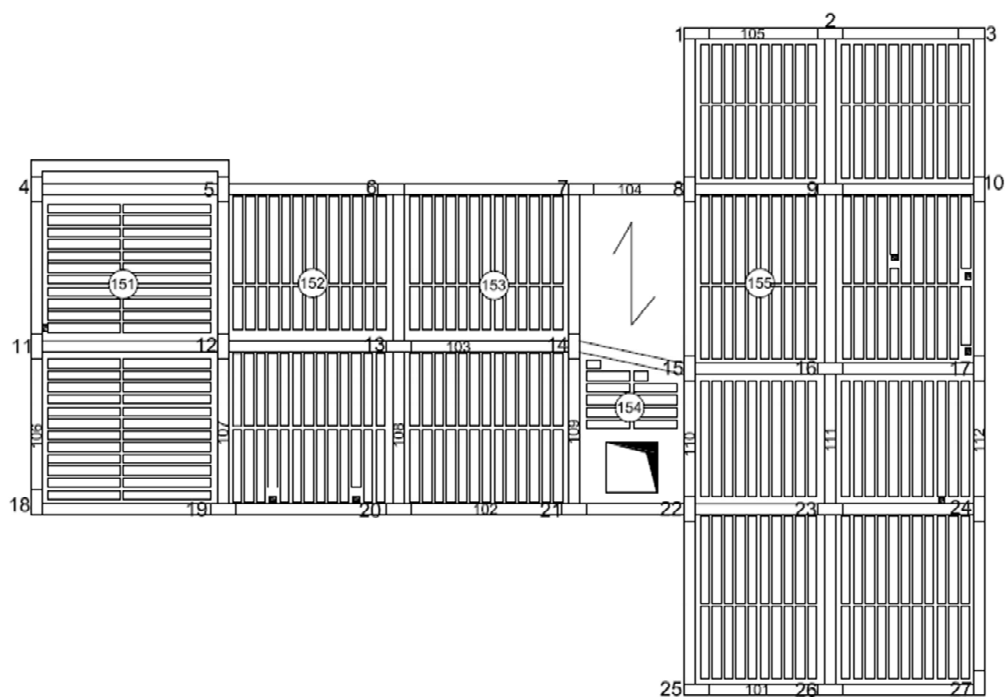


Fig. 6. Carpenteria primo ordine

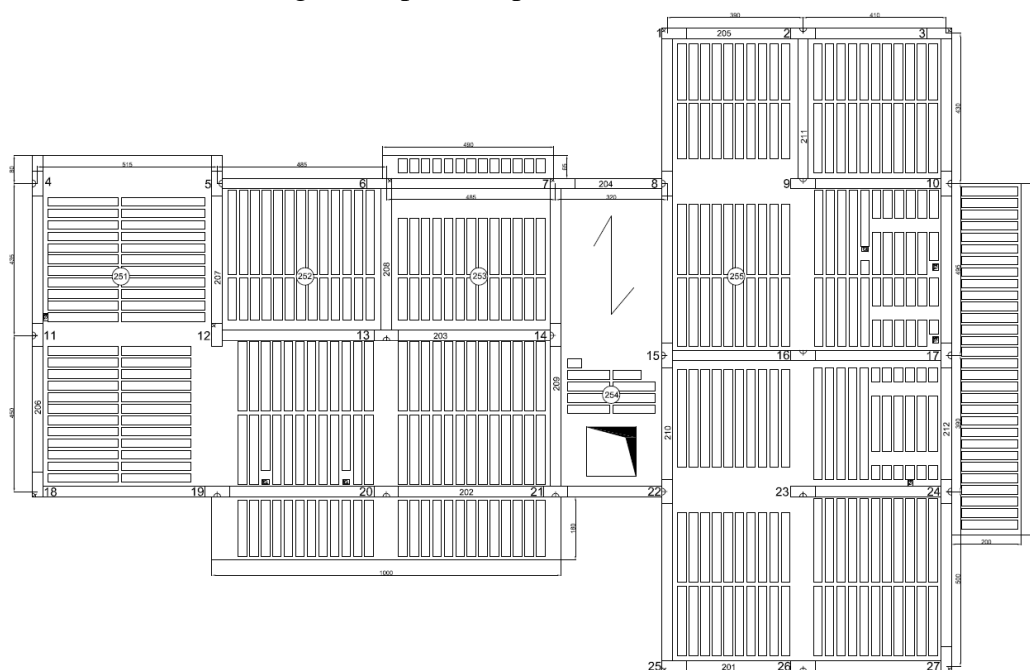


Fig. 7. Carpenteria piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri al secondo, terzo e quarto ordine hanno tutti sezione 30×70 , mentre al quinto, al sesto ordine e al torrino scale hanno tutti sezione 30×60 . Le travi emergenti hanno in genere sezione 30×60 ai primi quattro impalcati e 30×50 al quinto e al sesto impalcato e nella copertura del torrino scale. Le travi a spessore portanti solaio hanno sezione 90×21 ai primi quattro ordini e 80×21 al quinto e al sesto impalcato e nella copertura del torrino scale. Le travi a spessore di collegamento hanno sezione 50×21 a tutti gli ordini.

e 1° ordine, 1° impalcato ?

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

piano	pilastri	travi emergenti	Travi a spessore	Travi a spessore (4-5)
-------	----------	-----------------	------------------	------------------------

			(6-7) (8-9) (12-19) (14-15) (22-23)	(11-12) (9-16) (13-20) (16-23) (23-26)
torrino	30×60	30×50	80x21	50x21
6	30×60	30×50	80x21	50x21
5	30×60	30×50	80x21	50x21
4	30×70	30×60	90x21	50x21
3	30×70	30×60	90x21	50x21
2	30×70	30×60	90x21	50x21

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 pilastri 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.

Esame visivo della struttura

La forma a T 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.

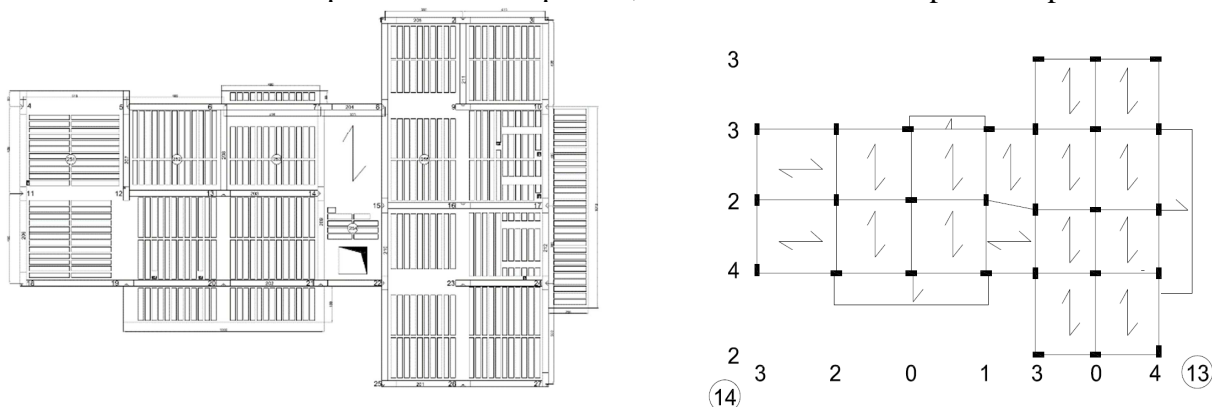


Fig. 8. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

Si nota innanzitutto che tutti i pilastri danno un rilevante contributo all'assorbimento dell'azione sismica nella direzione in cui la sezione, di forma rettangolare, si presenta di coltello e quindi di maggiore rigidità, perché collegati ad almeno una trave emergente. Pertanto questi pilastri e le travi ad essi collegate devono considerarsi elementi principali per la direzione di maggiore rigidità. Gli stessi pilastri danno invece un contributo poco rilevante nella direzione in cui presentano minore rigidità e, anche se inseriti nel calcolo, possono considerarsi sostanzialmente elementi secondari. Tutte le travi a spessore possono anch'esse considerarsi elementi secondari.

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

Dei 27 pilastri, 14 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con x) e 13 hanno sezione allungata nella direzione verticale in pianta (che si indica con y). Visto il numero di pilastri rigidi e di travi emergenti presenti nelle due direzioni e tenendo conto del fatto che tutti i pilastri hanno la stessa sezione, la rigidità della struttura sembra sostanzialmente analoga nelle due direzioni, anche se leggermente maggiore nella direzione x .

La distribuzione dei pilastri appare sicuramente bilanciata rispetto alla direzione x , perché 10 pilastri sono al di sopra dell'asse baricentrico per le masse e 10 al di sotto ed il loro baricentro è, a occhio, non distante dall'asse baricentrico. Meno bilanciata appare invece la distribuzione rispetto alla direzione y , perché 12 pilastri sono a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e 15 a destra.

Occorre però controllare se il loro baricentro sia in prossimità del baricentro delle masse oppure ricade a destra di esso, cioè se la parte sinistra risulta meno rigida della destra. 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 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 costante nei primi quattro ordini e si riduce al quinto e sesto ordine e al torrino scale. Anche per le travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia con gradualità, riducendosi solo al quinto e al sesto impalcato e al torrino.

L'impalcato, nonostante la forma a T, si presenta adeguatamente compatto e dotato di una soletta continua di spessore pari a 5 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 un'adeguata rigidezza nei confronti di possibili deformazioni "flessionali" dell'impalcato.

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.

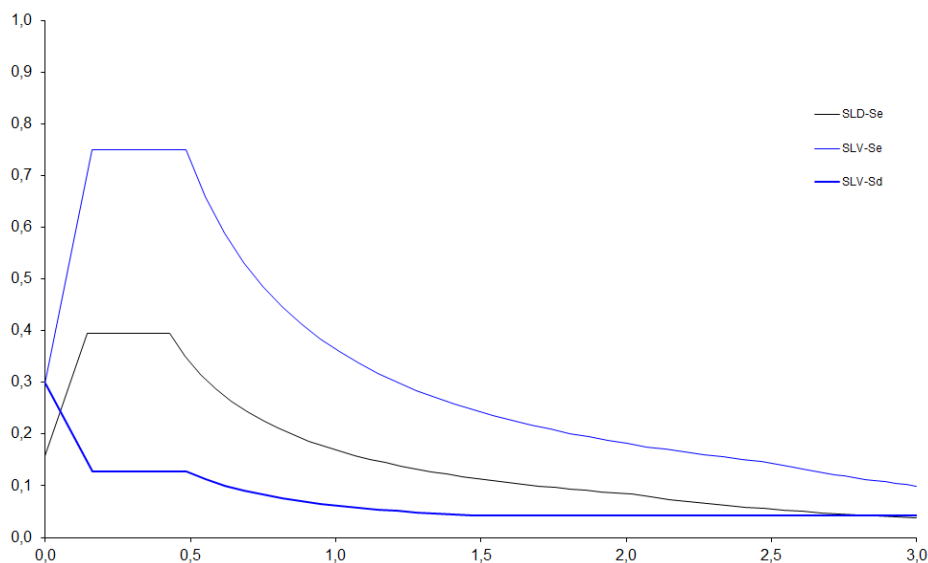


Fig. 9. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo C e $q=5.85$

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 11.5 kN/m^2 per il secondo, il terzo ed il quarto impalcato, il valore di 11.0 kN/m^2 per il quinto impalcato, il valore di 8.0 kN/m^2 per il sesto impalcato ed infine il valore di 6 kN/m^2 per il torrino. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

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

IMPALCATI	SUPERFICIE (m ²)	PESO UNITARIO (kN/m ²)	PESO IMPALCATO (kN)	MASSA (tonn)
Torrino	45,7	6,0	274,1	27,9
6	364,7	8,0	2917,9	297,4
5	363,2	11,0	3995,4	407,3
4	363,2	11,5	4177,0	425,8
3	363,2	11,5	4177,0	425,8
2	363,2	11,5	4177,0	425,8
1 (Bloccato)	317,3	12,0	3807,5	388,1
tot. 2-torrino			19718,5	2010,0
tot.			23526,0	2398,2

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

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 16.50^{3/4} = 0.614 \text{ s}$$

Tale valore è maggiore di T_C (che vale 0.485 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 è, per lo spettro di risposta elastica

$$S_e = a_g \frac{T_c}{T_1} = 0.750 \times \frac{0.485}{0.614} = 0.592 \text{ g}$$

e per quello di progetto

$$S_d = \frac{S_e}{q} = \frac{0.592}{5.85} \text{ g} = 0.101 \text{ g}$$

Da questi valori si sono ricavate le forze di piano, applicando le formule di normativa per l'analisi statica, con un coefficiente riduttivo $\lambda=0.85$. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 5. Forze di piano valutate per analisi statica

IMPALCATO	PESO W (kN)	QUOTA z (m)	W z (kNm)	FORZA F (kN)	TAGLIO GLOBALE V (kN)
Torrino	274,1	19,80	5427	48,6	48,6
6	2917,9	16,50	48146	431,2	479,8
5	3995,4	13,20	52740	472,3	952,1
4	4177,0	9,90	41353	370,4	1322,5
3	4177,0	6,60	27568	246,9	1569,4
2	4177,0	3,30	13784	123,5	1692,8

tot

189017

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

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

dividere \sum si riferisce
alle 2 (max) Travi

Vede che
ho
considerato
T.M. i
pilastri, uno al piano

Valutata per i singoli pilastri. L_p è la lunghezza dei pilastri (altezza di interpiano) e L_t la lunghezza media delle travi. Il dettaglio dei calcoli è riportato nel capitolo 15 della relazione di calcolo. Sommando le rigidità dei singoli pilastri si ottiene la rigidità di piano della struttura nelle due direzioni. Nella tabella che segue sono riportate le rigidità di piano stimate, separatamente per la direzione x e quella y .

Tab. 6. Riepilogo rigidità di piano

piano	direzione x	direzione y
torrino	46.94	67.71
6	283.12	256.17
5	333.42	302.84
4, 3	448.23	408.81
2	714.76	677.98

← un po' forte
← la differenza

Le rigidità 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 rigidità, 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. 7. Spostamenti di piano – direzione x

x								
Ordine	massa (kN s ² /m)	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d _r (mm)	u (mm)	F u (kN mm)	m u ² (kN mm s ²)
Torrino	27,9	48,60	48,60	46,94	1,04	14,41	700,1	5,8
6	297,4	431,19	479,79	283,12	1,69	13,37	5765,2	53,2
5	407,3	472,33	952,13	333,42	2,86	11,68	5514,9	55,5
4	425,8	370,35	1322,48	448,23	2,95	8,82	3266,6	33,1
3	425,8	246,90	1569,38	448,23	3,50	5,87	1449,2	14,7
2	425,8	123,45	1692,83	714,76	2,37	2,37	292,4	2,4
tot.							16988,4	164,7

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione y y

Ordine	massa (kN s ² /m)	F (kN)	V (kN)	k (kN/mm)	d _r (mm)	u (mm)	F u (kN mm)	m u ² (kN mm s ²)
Torrino	27,9	48,60	48,60	67,71	0,72	15,31	743,9	6,5
6	297,4	431,19	479,79	256,17	1,87	14,59	6290,1	63,3
5	407,3	472,33	952,13	302,84	3,14	12,71	6005,6	65,8
4	425,8	370,35	1322,48	408,81	3,23	9,57	3544,5	39,0
3	425,8	246,90	1569,38	408,81	3,84	6,34	1564,3	17,1
2	425,8	123,45	1692,83	677,98	2,50	2,50	308,2	2,7
tot.							18456,6	194,4

Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh (vedi tabella). Il periodo trovato per la direzione *x* è molto vicino a quello stimato con la formula di normativa (0.618 s anziché 0.614 s). Nella direzione *y*, meno rigida, il periodo è di poco maggiore rispetto a quello stimato con la formula di normativa. Nel seguito il calcolo è stato condotto con le forze valutate in precedenza (cioè corrispondenti al periodo 0.614 s).

Tab. 9. Periodo proprio valutato con la formula di Rayleigh

Ordine	massa (kN s ² /m)	u (mm)	F u (kN mm)	m u ² (kN mm s ²)
Torrino	27,9	14,41	700,1	5,8
6	297,4	13,37	5765,2	53,2
5	407,3	11,68	5514,9	55,5
4	425,8	8,82	3266,6	33,1
3	425,8	5,87	1449,2	14,7
2	425,8	2,37	292,4	2,4

$T_x = 0.618$ s

Ordine	massa (kN s ² /m)	u (mm)	F u (kN mm)	m u ² (kN mm s ²)
Torrino	27,9	15,31	743,9	6,5
6	297,4	14,59	6290,1	63,3
5	407,3	12,71	6005,6	65,8
4	425,8	9,57	3544,5	39,0
3	425,8	6,34	1564,3	17,1
2	425,8	2,50	308,2	2,7
tot.			18456,6	194,4

$T_y = 0.645$ s

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:

- al torrino scale:
 - in direzione *x*, 2 pilastri 30x60 e 2 travi 30x50;
 - in direzione *y*, 4 pilastri 30x60 e 4 travi 30x50.
- al VI, V, IV, III ordine:

- in direzione x , 14 pilastri (30x70 al III, IV ordine, 30x60 al V e VI ordine) e 16 travi (30x60 al III, IV ordine, 30x50 al V e VI ordine);
- in direzione y , 13 pilastri (30x70 al III, IV ordine, 30x60 al V e VI ordine) e 15 travi (30x60 al III, IV ordine, 30x50 al V e VI ordine).
- al II ordine:
 - in direzione x , 12 pilastri 30x70 (poiché ai pilastri che non sono prolungamenti delle pareti è stata attribuita rigidezza pari a metà degli altri) e 16 travi 30x60;
 - in direzione y , 11,5 pilastri 30x70 (poiché ai pilastri che non sono prolungamenti delle pareti è stata attribuita rigidezza pari a metà degli altri) e 15 travi 30x60.

La ripartizione è stata fatta, a vantaggio di sicurezza, con riferimento alla direzione y che appare leggermente meno rigida e resistente della direzione x . Ciascun pilastro assorbe quindi 1/13 del taglio di piano, tranne per il secondo ordine in cui ciascun pilastro assorbe 1/11,5 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 secondo, per il quale si è considerato un moltiplicatore pari a $0.4 h$ per la sezione in testa e $0.6 h$ per la sezione al piede. 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. 10. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi

IMPALCATI / ORDINE	TAGLIO GLOBALE V (kN)	TAGLIO PILASTRO V _{pil} (kN)	BRACCIO (m)	MOMENTO PILASTRO (kNm)	MOMENTO TRAVE (kNm)	TAGLIO TRAVE (kN)
Torino	48,6	12,2	1,32	16,0	8,0	3,6
6	479,8	36,9	1,65	60,9	38,5	15,4
5	952,1	73,2	1,65	120,8	90,9	36,3
4	1322,5	101,7	1,65	167,9	144,4	57,7
3	1569,4	120,7	1,65	199,2	183,5	73,4
2	1692,8	147,2	1,32	194,3	196,7	78,7
piede			1,98	291,5		

Questi valori dovrebbero corrispondere con i risultati del calcolo per sisma in direzione y , 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 sovraresistenza 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.

Per sisma in direzione x ci si deve aspettare valori di poco minori, essendo l'azione ripartita tra 13.7 al secondo ordine, 14.5 pilastri equivalenti al terzo e quarto ordine ed infine 15.3 al quinto e sesto ordine. I valori dovrebbero essere quindi i 13/14.5 (cioè circa il 90%) di quelli sopra indicati.

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, si può stimare il carico massimo sulle travi come pari a circa 60 kN/m in assenza di sisma e 36 kN/m in presenza di sisma. Valori dettagliati sono riportati nel capitolo 4 della relazione di calcolo. A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 121.5 kNm e 72.90 kNm, con riferimento ad una campata lunga 4.50 m. Per la trave a spessore più caricata, lunga 3.90 m, si ha invece un carico massimo di 60.32 kN/m in assenza di sisma e 36.94 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 91.74 kNm e 56.19 kNm.

Una verifica di massima della trave emergente 30×60 più sollecitata può essere fatta sommando l'effetto del sisma ($1.2 \times 196.7 = 236.1$ kNm) a quello dei carichi verticali con sisma (72.90 kNm), ottenendo circa 309 kNm, valore accettabile per tale sezione.

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 296.4 kN a 1442.2 kN per i carichi in condizioni sismiche. Valori dettagliati sono riportati nei capitoli 5, 7, 9, 11 della relazione di calcolo. In generale è utile stimare anche la variazione di sforzo normale indotta dal sisma, che è possibile osservare di seguito:

IMPALCATI / ORDINE	TAGLIO GLOBALE V (kN)	TAGLIO PILASTRO V_{pil} (kN)	BRACCIO (m)	MOMENTO PILASTRO (kNm)	MOMENTO TRAVE (kNm)	TAGLIO TRAVE (kN)	ΔN PILASTRO (kN)
Torrino	48,6	12,2	1,32	16,0	8,0	3,6	3,6
6	479,8	36,9	1,65	60,9	38,5	15,4	19,0
5	952,1	73,2	1,65	120,8	90,9	36,3	55,3
4	1322,5	101,7	1,65	167,9	144,4	57,7	113,0
3	1569,4	120,7	1,65	199,2	183,5	73,4	186,4
2	1692,8	147,2	1,32	194,3	196,7	78,7	265,1
piede			1,98	291,5			

Considerando per il pilastro 30×70 un momento massimo pari a 349.8 kNm (che include l'incremento per eccentricità nei telai perimetrali e della gerarchia delle resistenze), la figura che segue mostra che sono necessari 4Ø20 sul lato corto, valore pienamente accettabile.

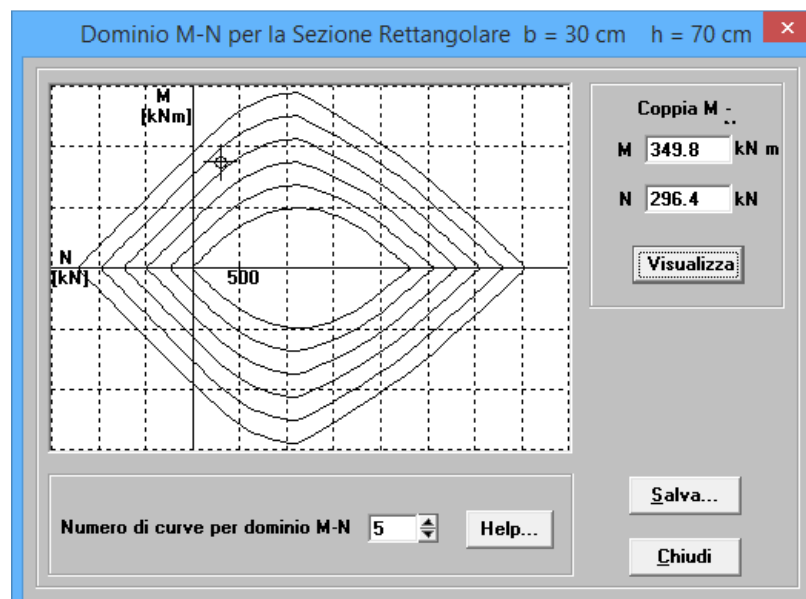


Fig. 10. Domini di resistenza dei pilastri

Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali

Nei capitoli 4, 6, 8, 10 della relazione di calcolo sono 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.

Sono riportati nella tabella che segue i pesi delle masse di piano, le coordinate del baricentro delle masse ed il raggio d'inerzia delle masse.

Tab. 11. Masse di piano

Piano	Area A [m ²]	Massa m [t]	Peso W [kN]	W/A [kN/m ²]	x _G [m]	y _G [m]	ρ _m [m]
6	364,7	295,2	2896,0	7,9	15.7	9.9	9.3
5	363,2	406,0	3982,6	11,0	15.6	9.2	9.0
4	363,2	420,0	4120,3	11,3	15.6	9.2	9.0
3	363,2	423,2	4151,5	11,4	15.6	9.2	9.0
2	363,2	423,2	4151,5	11,4	15.6	9.2	9.0

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 $b=28.35$ m e $h=18.45$ m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe $\rho_m = 9.28$ 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 T e non rettangolare. Anche i valori di ρ_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 28.35 m in direzione x e 18.45 m in direzione y , le eccentricità accidentali sono 1.42 m e 0.92 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 Gherzi. Il programma e la relativa documentazione sono disponibili nel sito internet www.dica.unict.it/users/agherzi/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 dalle pareti e dal terreno è giustificata dalla notevole rigidità delle pareti. 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).

* 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 impalcato, 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.

* La particolarità c'è ed è la presenza di punti. Dovrei spiegare come li hai modellati

Ma in Tel ce ne sono 8 (anche analisi statica)

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.

Si noti che le coppie da applicare per lo schema 5 e 6 sono state determinate moltiplicando l'eccentricità accidentale per le forze valutate per analisi statica, forze a loro volta calcolate tenendo conto dell'effettivo periodo proprio della struttura nelle due direzioni fornito dall'analisi modale (0.668 s per direzione x , 0.650 s per direzione y). Il dettaglio della determinazione delle coppie di piano è riportato nel capitolo 18 della relazione di calcolo.

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 12 (3...27) 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 80-120 kNm, con un valore massimo di 126.86 kNm, in linea con le previsioni (121.5 kNm). Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono a 60-70 kNm, con un massimo di 69.43 kNm.

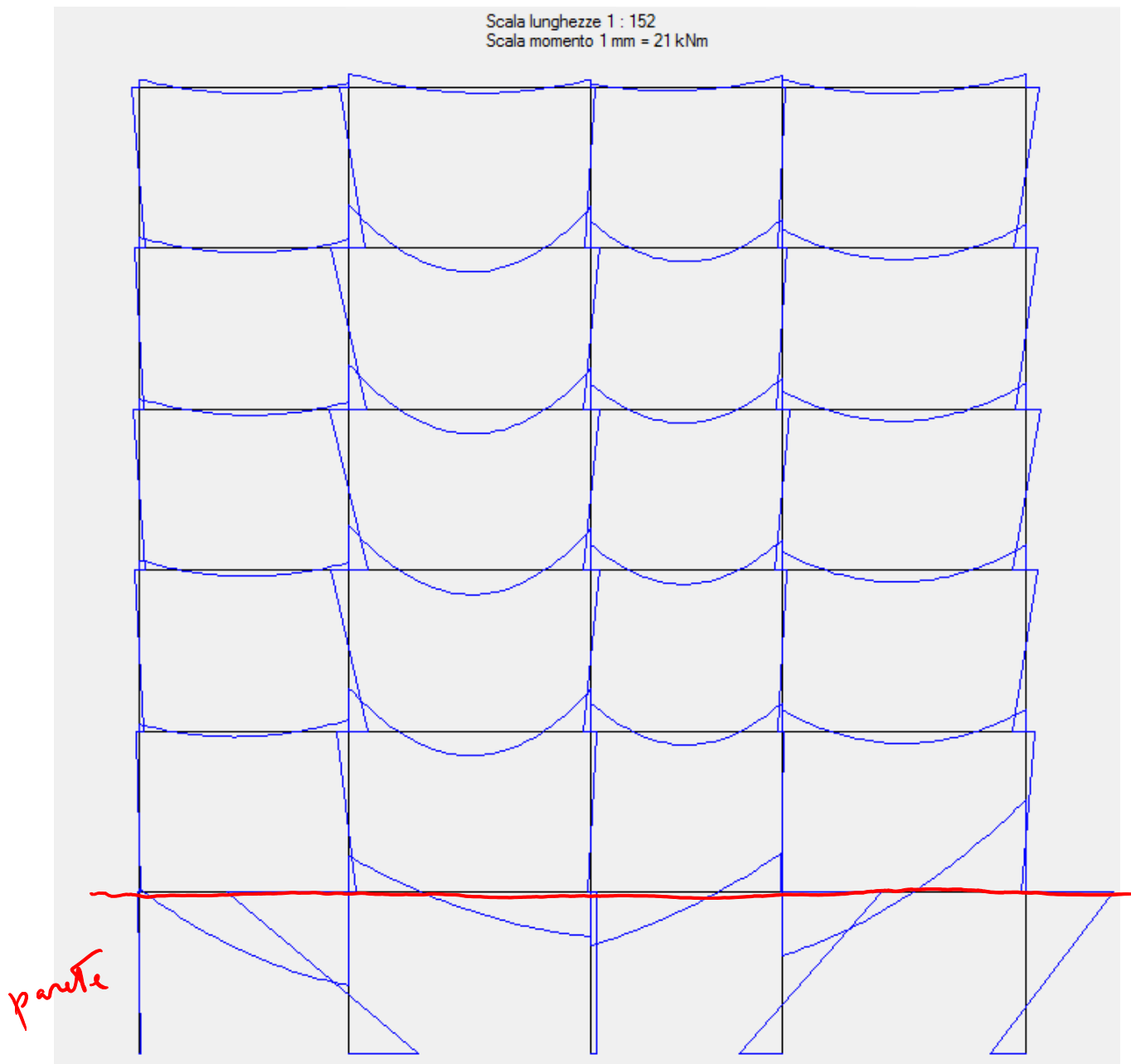


Fig. 11. Diagramma del momento flettente – telaio 12 (3...27), carichi verticali massimi

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.

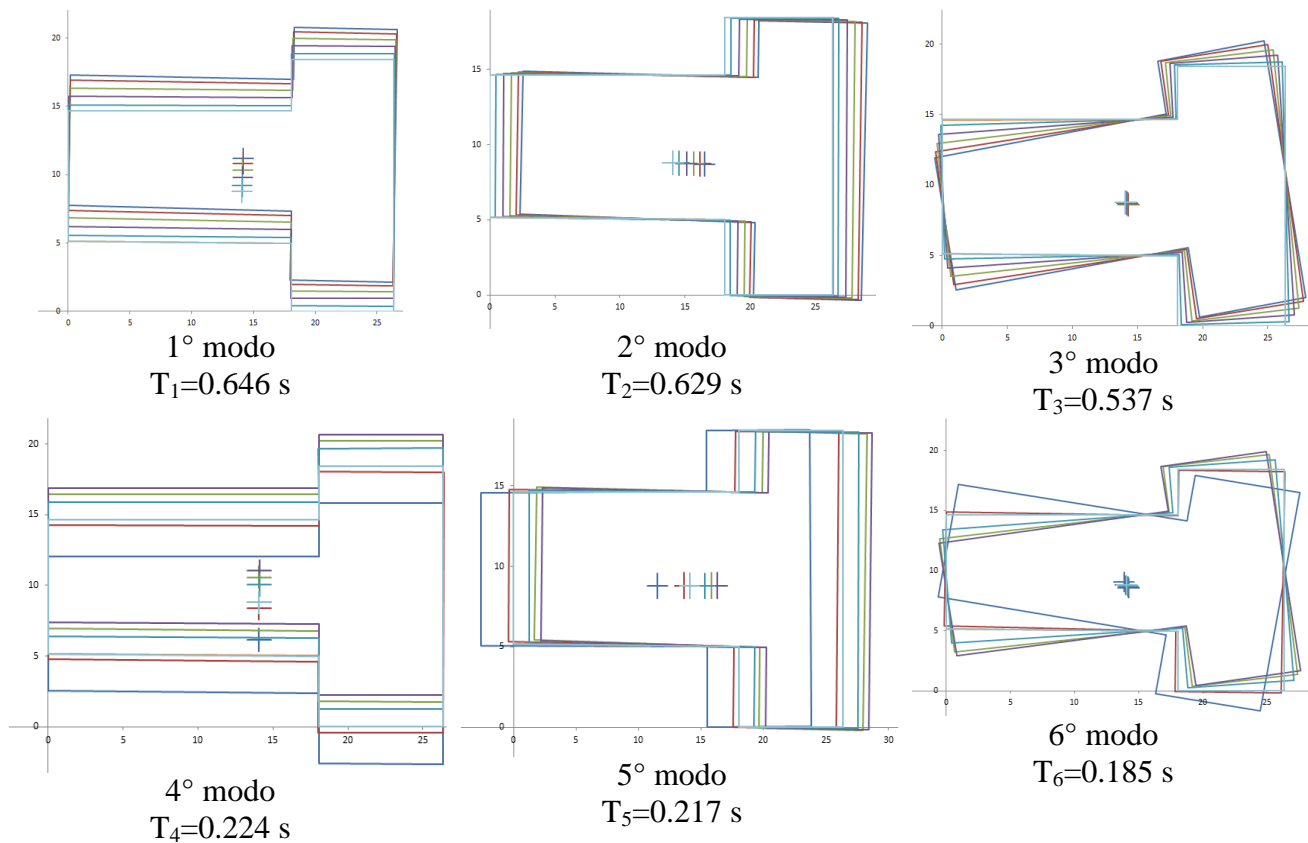


Fig. 12. Modi di oscillazione libera della struttura

Il primo modo mostra traslazioni in direzione y , con trascurabili rotazioni. Il suo periodo (0.646 s) conferma quello previsto (0.645 s). Il secondo modo mostra traslazioni in direzione x , con trascurabili rotazioni. Il suo periodo (0.629 s) è di poco superiore di quello previsto (0.618 s). Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione. Il suo periodo (0.537 s) è nettamente inferiore rispetto ai primi due, mostrando che la struttura ha una buona rigidezza torsionale. I modi successivi mostrano spostamenti e rotazioni sostanzialmente disaccoppiati, con inversioni di segno; corrispondono quindi a quelli che sarebbero i modi successivi al primo per uno schema piano.

Le masse partecipanti relative ai 18 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 y , il secondo per la x) con massa partecipante inferiore al 70% ed un successivo modo (il quarto per la direzione y , il quinto per la x) che contribuisce con un ulteriore 9%, infine a causa della presenza delle pareti al primo ordine si ha un ulteriore contributo della massa partecipante (al sedicesimo per la direzione y , al diciassettesimo per la direzione x) del 15.80%. 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. La presenza di una massa partecipante elevata negli ultimi modi è dovuta alla presenza delle pareti al primo ordine.

Tab. 12. Masse partecipanti, per sisma x e y

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0,646	0,13%	67,53%
2	0,629	67,26%	0,17%
3	0,537	0,62%	0,27%
4	0,224	0,00%	9,79%
5	0,217	9,78%	0,00%
6	0,185	0,03%	0,00%
7	0,122	0,00%	3,83%
8	0,118	3,78%	0,00%
9	0,098	0,00%	0,01%
10	0,084	0,00%	1,64%
11	0,082	1,63%	0,01%
12	0,066	0,01%	0,03%
13	0,063	0,01%	0,83%
14	0,061	0,84%	0,01%
15	0,049	0,01%	0,02%
16	0,010	0,00%	15,85%
17	0,009	15,88%	0,01%
18	0,006	0,02%	0,03%

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 (14.41 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza. Si evince una leggera rotazione, ma comunque accettabile.

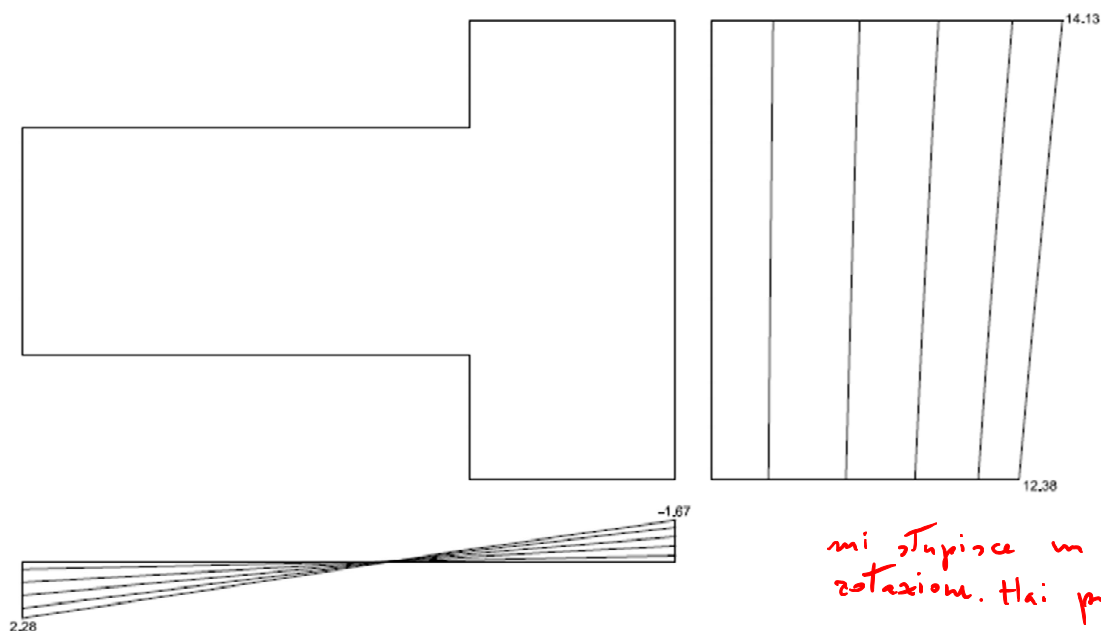


Fig. 13. Involuppo delle deformate modali, sisma x

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità ($1x$ e $5x$) 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 .

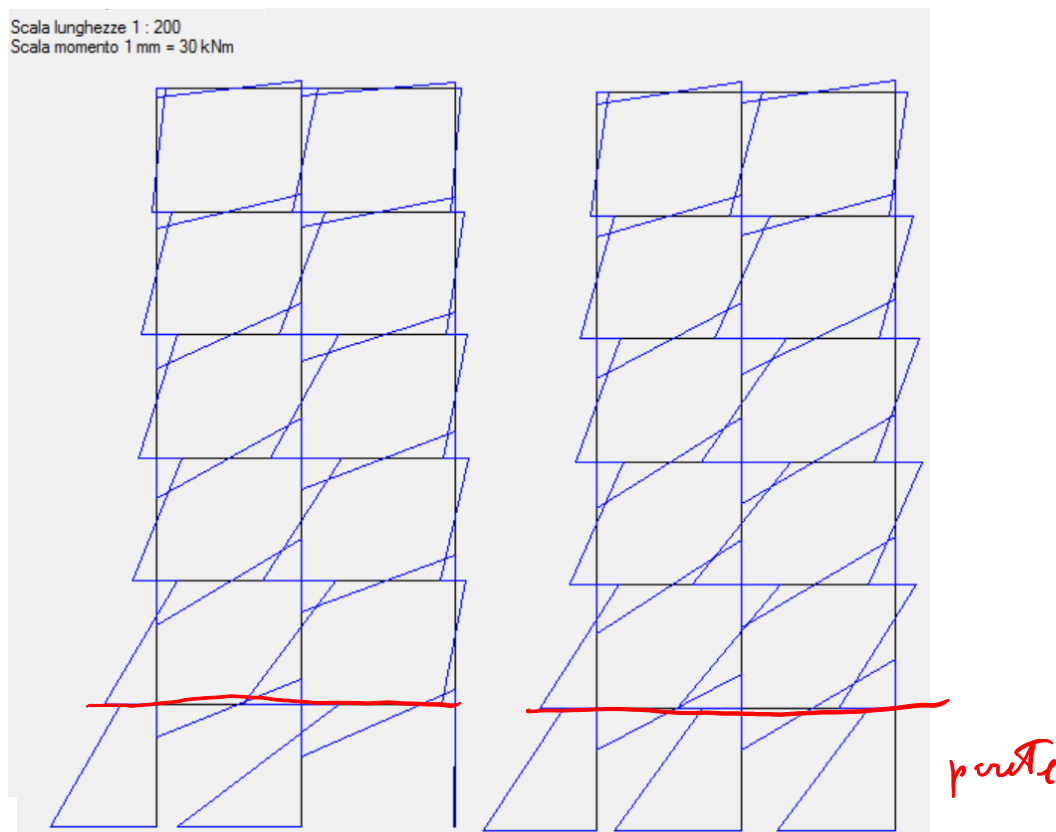


Fig. 14. Diagramma del momento flettente nei telai 1x e 5x, analisi modale, sisma x

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai di estremità (1x e 5x) 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. 13. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma x

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 1x	telaio 5x	previsto	telaio 1x	telaio 5x
6	60,9	57,86	74,93	38,5	33,23	46,78
5	120,8	91,07	108,17	90,9	67,45	85,25
4	167,9	143,45	175,72	144,4	134,06	155,82
3	199,2	157,22	188,16	183,5	163,46	186,25
2 testa	194,3	131,66	150,23	196,7	174,79	191,07
2 piede	291,5	231,98	254,74			

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione y 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 (15.31 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza. Si evince una leggera rotazione, ma comunque accettabile.

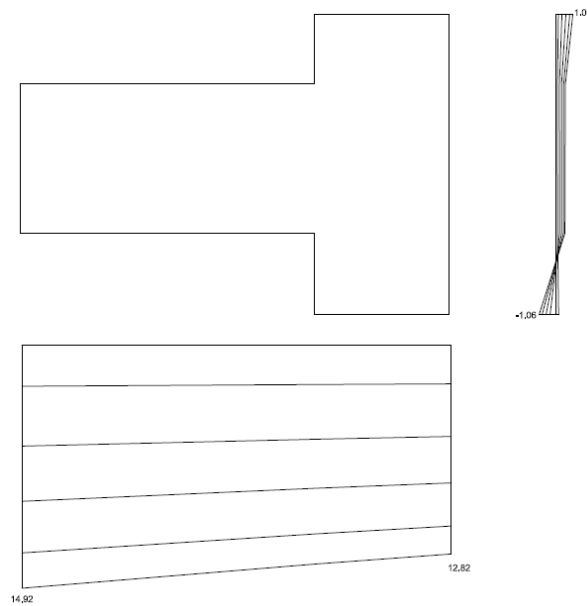


Fig. 15. Involuppo delle deformate modali, sisma y

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti in un telaio posto a sinistra (6y) e nel telaio all'estremità destra (12y) 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.

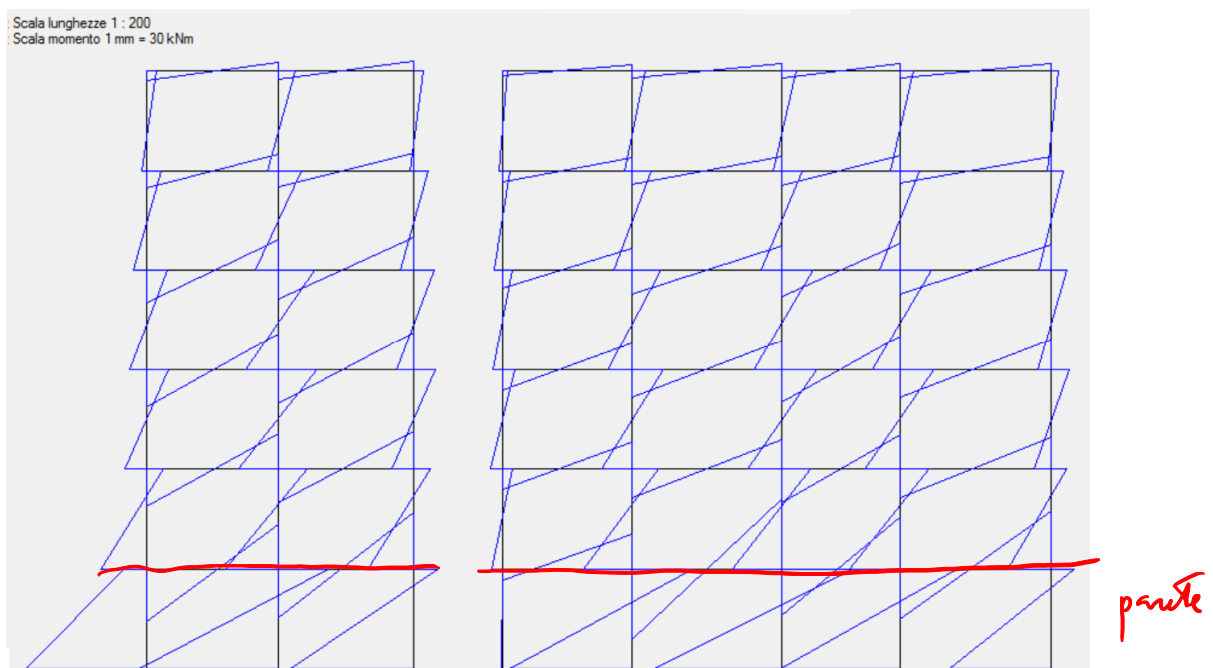


Fig. 16. Diagramma del momento flettente nei telai 6y e 12y, analisi modale, sisma y

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai (6y e 12y) per effetto del sisma in direzione y. Lo scarto rispetto alla previsione è modesto e l'analisi numerica svolta conferma quindi le previsioni fatte.

Tab. 14. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma y

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 6y	telaio 12y	previsto	telaio 6y	telaio 12y
6	60,9	78,77	66,53	38,5	44,48	35,45
5	120,8	110,19	97,73	90,9	83,52	70,98
4	167,9	178,80	151,41	144,4	157,36	127,88
3	199,2	187,19	166,00	183,5	185,17	158,69
2 testa	194,3	142,67	139,07	196,7	185,05	163,21
2 piede	291,5	255,34	243,75			

Nelle figure che seguono è mostrato l'incremento di spostamenti dovuto all'eccentricità accidentale, separatamente per azione in direzione x e in direzione y . La linea tratteggiata mostra gli spostamenti del sesto impalcato prodotti dall'analisi modale, la linea continua mostra gli spostamenti incrementati per tener conto dell'eccentricità accidentale.

Si può notare che l'incremento degli spostamenti massimi in direzione x è inferiore al 10%, mentre quello degli spostamenti in direzione y è un po' più alto, ma comunque inferiore al 20%.

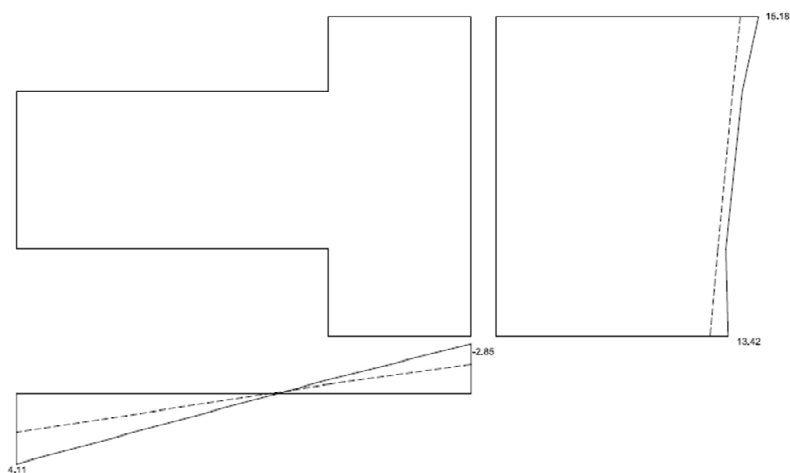


Fig. 17. Effetto complessivo del sisma x , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

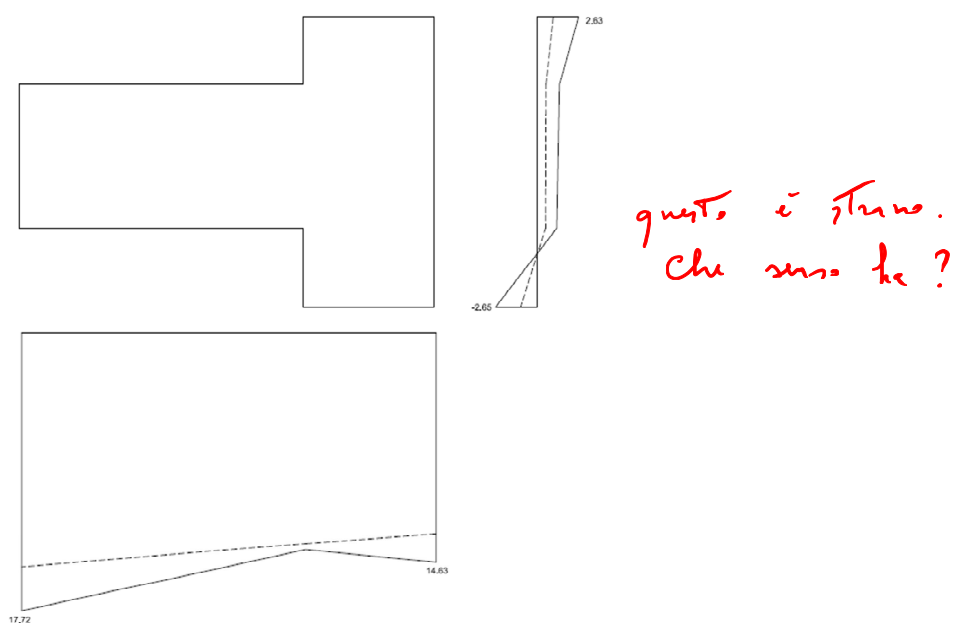


Fig. 18. Effetto complessivo del sisma y , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

Esame delle armature

– Travi: armatura a flessione

Dall'analisi effettuata precedentemente con il programma Tel2008 sono state ottenute le caratteristiche di sollecitazione utilizzate per progettare l'armatura a flessione delle travi.

Sulla base di tali valori sono state calcolate le aree necessarie di armatura delle singole campate delle travi. Si è scelto di disporre per le campate emergenti un'armatura filante di 3 ϕ 16 superiormente ed inferiormente. A quest'armatura, quando richiesto, vanno aggiunti dei monconi. Per quanto riguarda le travi a spessore, quelle con dimensioni 90x21 e 80x21 hanno un'armatura superiore ed inferiore pari a 4 ϕ 16, mentre quelle con dimensioni 50x21 hanno armatura superiore ed inferiore pari a 2 ϕ 16.

La trave analizzata è la trave del telaio 12. Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori del momento agente, delle aree di armatura necessaria, le barre disposte ed i momenti resistenti delle campate per gli tutti gli ordini.

Tab. 15 – Telaio 12 – impalcato 6, momenti massimi a filo pilastro ed armature

6° ORDINE	27	24		17		10		3
Lunghezza campata	4,30		4,95		3,90		5,00	
M_{\max}^-	15,10	-31,51	17,94	-44,00	31,64	-44,81	24,03	-53,00
M_{\max}^+	-35,74	24,09	-51,28	25,51	-35,86	23,45	-40,70	18,51
As	2,21	1,94	3,17	2,72	2,21	2,77	2,51	3,27
A's	0,93	1,49	1,11	1,57	1,95	1,45	1,48	1,14
barre sup.	3 ϕ 16	3 ϕ 16		3 ϕ 16		3 ϕ 16		3 ϕ 16
barre inf.	3 ϕ 16	3 ϕ 16		3 ϕ 16		3 ϕ 16		3 ϕ 16
M_{Rd}^-	-112,14	-112,14		-112,14		-112,14		-112,14
M_{Rd}^+	112,14	112,14		112,14		112,14		112,14

Tab. 16 – Telaio 12 – impalcato 5, momenti massimi a filo pilastro ed armature

5° ORDINE	27	24		17		10		3
Lunghezza campata	4,30		4,95		3,90		5,00	
M_{\max}^-	-97,64	36,90	-98,01	39,01	-107,93	-3,28	-72,81	44,23
M_{\max}^+	33,07	-85,96	34,78	-94,57	-1,94	-110,25	52,90	-75,72
As	6,03	5,31	6,05	5,84	6,66	6,81	4,49	4,67
A's	2,04	2,28	2,15	2,41	0,12	0,20	3,27	2,73
barre sup.	3 ϕ 16	4 ϕ 16		4 ϕ 16		4 ϕ 16		3 ϕ 16
barre inf.	3 ϕ 16	3 ϕ 16		3 ϕ 16		3 ϕ 16		3 ϕ 16
M_{Rd}^-	-97,72	-130,29		-130,29		-130,29		-97,72
M_{Rd}^+	97,72	97,72		97,72		97,72		97,72

Tab. 17 – Telaio 12 – impalcato 4, momenti massimi a filo pilastro ed armature

4° ORDINE	27	24		17		10		3
Lunghezza campata	4,30		4,95		3,90		5,00	
M _{max} ⁻	-157,90	100,89	-150,93	110,07	-154,19	62,81	-114,23	79,88
M _{max} ⁺	103,84	-134,86	103,17	-143,89	66,15	-161,00	100,34	-110,52
As	8,01	6,84	7,65	7,30	7,82	8,16	5,79	5,60
A's	5,27	5,12	5,23	5,58	3,35	3,18	5,09	4,05
barre sup.	4φ16	4φ16		4φ16		5φ16		3φ16
barre inf.	3φ16	3φ16		3φ16		3φ16		3φ16
M _{Rd} ⁻	-158,61	-158,61		-158,61		-198,26		-118,96
M _{Rd} ⁺	118,96	118,96		118,96		118,96		118,96

Tab. 18 – Telaio 12 – impalcato 3, momenti massimi a filo pilastro ed armature

3° ORDINE	27	24		17		10		3
Lunghezza campata	4,30		4,95		3,90		5,00	
M _{max} ⁻	-179,28	122,89	-180,42	139,47	-177,46	91,96	-138,29	99,84
M _{max} ⁺	125,76	-158,88	133,86	-174,47	94,75	-183,73	122,40	-128,79
As	9,09	8,06	9,15	8,85	9,00	9,32	7,01	6,53
A's	6,38	6,23	6,79	7,07	4,80	4,66	6,21	5,06
barre sup.	5φ16	5φ16		5φ16		5φ16		4φ16
barre inf.	4φ16	4φ16		4φ16		3φ16		3φ16
M _{Rd} ⁻	-198,26	-198,26		-198,26		-198,26		-158,61
M _{Rd} ⁺	158,61	158,61		158,61		118,96		118,96

Tab. 19 – Telaio 12 – impalcato 2, momenti massimi a filo pilastro ed armature

2° ORDINE	27	24		17		10		3
Lunghezza campata	4,30		4,95		3,90		5,00	
M _{max} ⁻	-181,88	122,59	-180,30	138,98	-177,77	94,05	-145,86	101,65
M _{max} ⁺	137,36	-165,39	137,99	-180,41	92,20	-182,05	118,85	-121,60
As	9,22	8,39	9,14	9,15	9,01	9,23	7,40	6,17
A's	6,97	6,22	7,00	7,05	4,68	4,77	6,03	5,15
barre sup.	5φ16	5φ16		5φ16		5φ16		4φ16
barre inf.	4φ16	4φ16		4φ16		3φ16		4φ16
M _{Rd} ⁻	-198,26	-198,26		-198,26		-198,26		-158,61
M _{Rd} ⁺	158,61	158,61		158,61		118,96		158,61

Il momento resistente è stato valutato in maniera “rigorosa”, determinando la posizione dell’asse neutro con la condizione di equilibrio alla traslazione ed il conseguente momento flettente.

È possibile notare come la trave agli ordini inferiori siano più armate di quelle superiori a causa delle maggiori sollecitazioni.

Per gli altri telai sono stati eseguiti dei calcoli analoghi per valutare l’armatura necessaria da disporre. È possibile trovare i valori dettagliati al capitolo 20 della relazione di calcolo.

– *Travi: armatura a taglio*

Nelle tabelle 20 è indicato il momento resistente corrispondente all'armatura disposta nelle campate, che verrà amplificato del fattore di sovrarresistenza ($\gamma_{Rd} = 1.2$ per classe di duttilità "A") ed utilizzato per definire l'armatura a taglio delle travi.

Calcolato il taglio agente attraverso:

$$V_{Ed} = \frac{ql}{2} + \frac{\gamma_{Rd}(M_{Rd}^- + M_{Rd}^+)}{l}$$

è stata determinata l'armatura da disporre secondo:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0.9d f_{yd} \text{ctg}\vartheta}$$

con $\text{ctg}\vartheta=1$ per classe di duttilità A.

Il passo minimo in zona critica, secondo le prescrizioni di normativa, è dato dalla minore delle seguenti grandezze:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm (per DC "A");
- $6 \varnothing_{\text{min,tra}}$ (per DC "A");
- $24 \varnothing_{\text{staffe}}$;

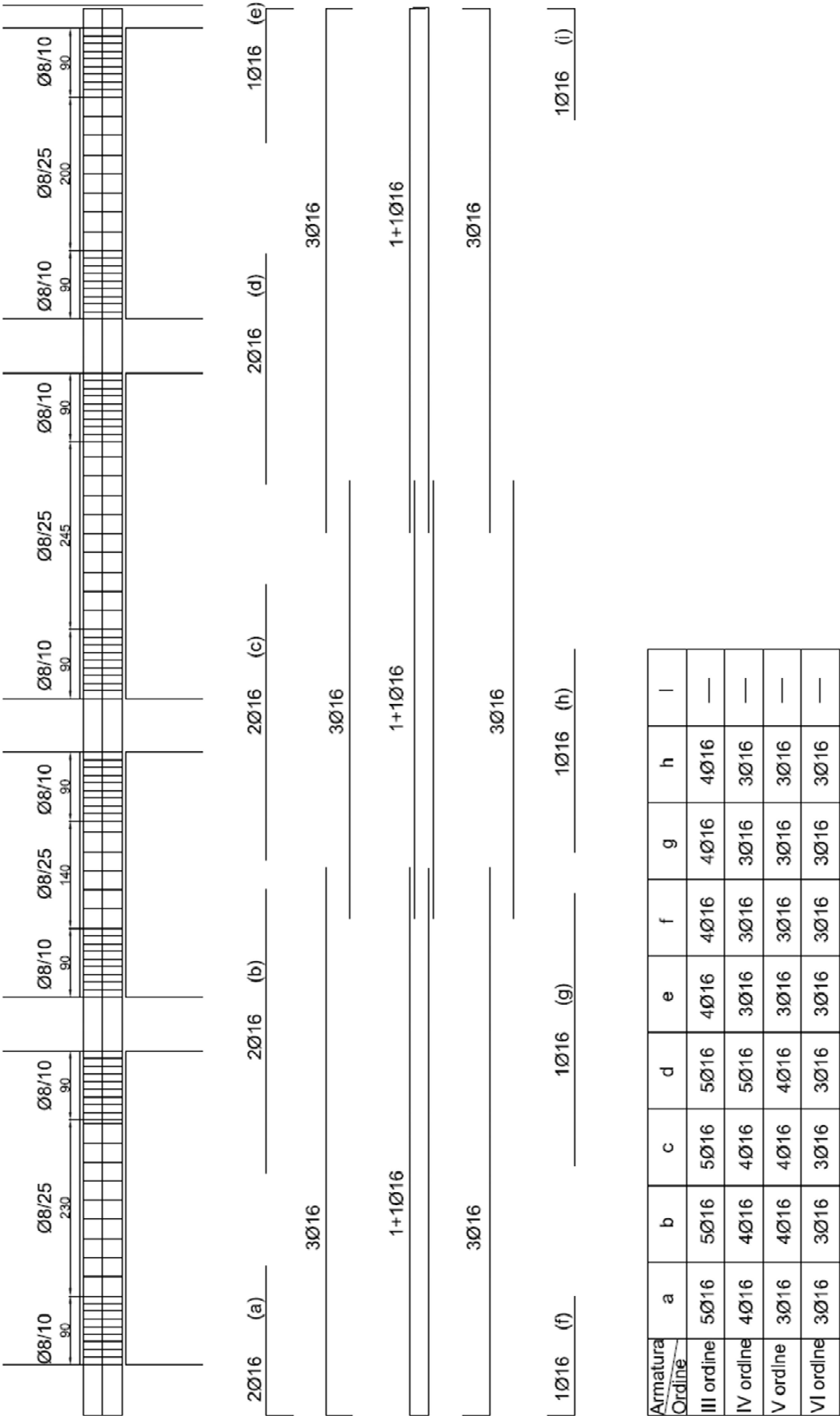
ovvero $s = 10$ cm.

Per rispettare tale passo, bisognerà disporre $\varnothing 8/10$ cm alle estremità e $\varnothing 8/25$ cm nella parte centrale della campata a tutti gli ordini.

Per le altre travi sono stati eseguiti dei calcoli analoghi per valutare l'armatura necessaria da taglio da disporre. È possibile trovare i valori dettagliati al capitolo 20 della relazione di calcolo.

Nella figura seguente si riporta la distinta delle armature della trave studiata relativamente al secondo impalcato. Le eventuali variazioni di armatura ai piani superiori sono annotate sulla figura stessa. Inoltre nella Tavola 3 è stata studiata la trave 212 in cui sono riportati il diagramma del momento flettente dovuto al sisma agente e ai carichi verticali ed il diagramma del taglio.

Fig. 19 – Distinta armature II ordine



✓
n.gli 2+2Ø16
a da per il n.d.

– *Pilastri: armatura a pressoflessione*

Per definire l'armatura dei pilastri si è scelto di procedere secondo un approccio per tipologia e studiare quindi il pilastro 2 (perimetrale), il pilastro 15 (di spina) ed il pilastro 18 (d'angolo). Inoltre sono stati studiati i pilastri 1 e 3 poiché soggetti a delle sollecitazioni da sisma maggiori e sforzi normali minori rispetto a quelli del pilastro d'angolo 18.

Poiché il DM 2008 impone che venga soddisfatto il criterio della gerarchia delle resistenze, le armature da disporre nei pilastri sono state calcolate, non sulla base delle sollecitazioni di calcolo, ma a partire dai momenti resistenti delle travi, maggiorati del fattore di sovrarresistenza ($\gamma_{Rd} = 1.3$ per classe di duttilità A), che si innestano alla testa del pilastro considerato. La gerarchia delle resistenze, nel caso in questione, non si applica al piede dei pilastri del II ordine ed alla testa dei pilastri del VI ordine, per i quali sono stati utilizzati i valori di calcolo.

Quindi per il generico nodo si dovrà avere che:

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

Si riportano in tabella 20 le sollecitazioni agenti sul pilastro perimetrale studiato, sulla base delle quali sono state determinate le armature da disporre. Nella tabella seguente si riportano i valori per il progetto delle armature relativi al pilastro 2.

Tab. 20 – Valori di progetto pilastro 2

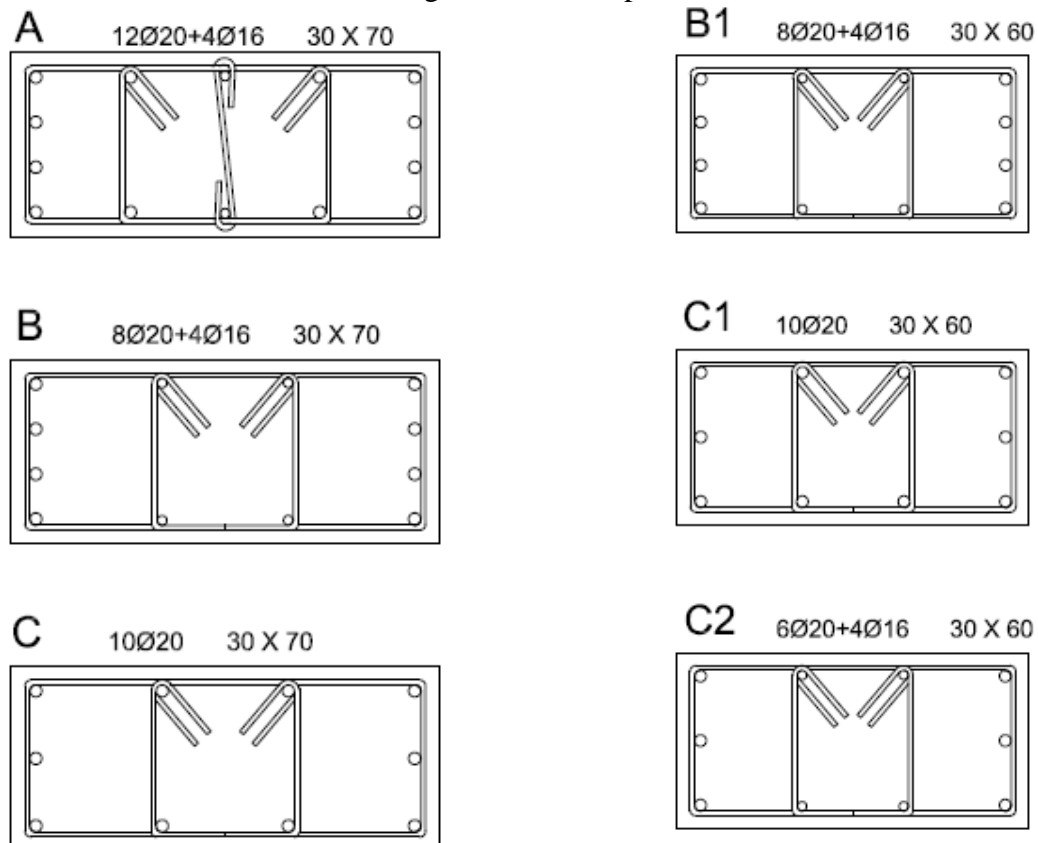
Piano	direzione x			direzione y		
	M_y	M_x	N	M_y	M_x	N
6	76,10	1,57	-108,38	36,59	26,86	-92,79
			-98,23			-113,83
5	193,88	29,08	-251,39	58,16	96,94	-198,39
			-216,34			-269,33
4	290,57	30,78	-407,12	87,17	102,60	-294,70
			-331,48			-443,90
3	337,51	28,73	-569,02	101,25	95,77	-384,41
			-443,10			-627,71
2	96,82	91,57	-480,99	96,82	91,57	-480,99
			-815,14			-815,14
	106,27	48,78	-480,99	106,27	48,78	-480,99
			-815,14			-815,14

Sulla base di questi valori tramite il programma EC2 (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) sono state determinate le armature necessarie da disporre nel pilastro analizzato. La medesima procedura è stata ripetuta per gli altri pilastri analizzati. Si riportano di seguito una tabella riepilogativa dei pilastri e le sezioni scelte.

Tab. 21 – Riepilogo armatura pilastri

PILASTRO	SEZ.II-III-IV ord.	DA PARETI	II ordline	III ordline	IV ordline	SEZ.V-VI ord.	V ordline	VI ordline	Torrino scala
1	70 x 30	A	A	A	A	60 x 30	C1	C2	
2	70 x 30	B	B	B	B	60 x 30	B1	C2	
3	70 x 30	A	A	A	A	60 x 30	C1	C2	
4	30 x 70	C	C	C	C	30 x 60	C2	C2	
5	30 x 70	B	B	B	B	30 x 60	B1	C2	
6	70 x 30	B	B	B	B	60 x 30	B1	C2	
7	70 x 30	B	B	B	B	60 x 30	B1	C2	C2
8	30 x 70	C	C	C	C	30 x 60	C1	C2	C2
9	70 x 30	C	C	C	C	60 x 30	C1	C2	
10	30 x 70	B	B	B	B	30 x 60	B1	C2	
11	30 x 70	B	B	B	B	30 x 60	B1	C2	
12	30 x 70	C	C	C	C	30 x 60	C1	C2	
13	70 x 30	B	B	B	B	60 x 30	B1	C2	
14	30 x 70	C	C	C	C	30 x 60	C1	C2	C2
15	30 x 70	C	C	C	C	30 x 60	C1	C2	C2
16	70 x 30	B	B	B	B	60 x 30	B1	C2	
17	30 x 70	B	B	B	B	30 x 60	B1	C2	
18	30 x 70	C	C	C	C	30 x 60	C2	C2	
19	70 x 30	B	B	B	B	60 x 30	B1	C2	
20	70 x 30	B	B	B	B	60 x 30	B1	C2	
21	70 x 30	B	B	B	B	60 x 30	B1	C2	C2
22	30 x 70	C	C	C	C	30 x 60	C1	C2	C2
23	70 x 30	B	B	B	B	60 x 30	B1	C2	
24	30 x 70	B	B	B	B	30 x 60	B1	C2	
25	70 x 30	C	C	C	C	60 x 30	C2	C2	
26	70 x 30	B	B	B	B	60 x 30	B1	C2	
27	30 x 70	C	C	C	C	30 x 60	C2	C2	

Fig. 20 – Sezioni pilastri



Nella tabella di seguito sono riportati i valori utilizzati per effettuare la verifica a pressoflessione deviata.

Tab. 22 – Verifica a pressoflessione

Piano	MRd y	MRd x	x				y			
			Med y	Med x	Verifica		Med y	Med x	Verifica	
6	159,94	80,43	76,10	1,57	0,33	Verificato	36,59	26,86	0,30	Verificato
5	238,77	90,93	168,93	25,34	0,74	Verificato	50,68	84,47	0,99	Verificato
4	302,51	99,72	239,77	26,97	0,85	Verificato	79,26	89,91	0,99	Verificato
3	328,19	109,50	251,77	25,18	0,78	Verificato	80,56	83,92	0,79	Verificato
2	355,14	119,76	240,75	24,07	0,65	Verificato	72,22	80,25	0,64	Verificato

– *Pilastri: armatura a taglio*

Anche per quanto riguarda la verifica a taglio sono stati analizzati i pilastri precedentemente citati. Si riportano di seguito i valori ottenuti per il pilastro 2.

In maniera similare a quanto fatto per le travi, si è calcolato il taglio agente a partire dal momento resistente alla testa e al piede del pilastro stesso secondo la formula:

$$V_{Ed} = \frac{\gamma_{Rd}(M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf})}{l_{pil}}$$

Noto il taglio agente, si è determinato il passo in zona critica secondo le disposizioni del DM 2008, ovvero il minimo tra:

- 6ϕ min, lon;
- 1/3 lato minore sezione trasversale;
- 125 mm;

ossia 9,6 cm.

All'interno della zona critica le staffe da disporre per soddisfare le richieste d'armatura sono f8/9.6 cm. Al di fuori della zona critica il passo necessario è stato aumentato a 15 cm, quindi si avranno f8/15 cm.

La lunghezza della zona critica è stata determinata da normativa ed è pari a h pilastro, 70 cm per i primi quattro ordini e 60 cm per il quinto ed il sesto ordine.

Nel capitolo xx della relazione di calcolo sono riportati in dettaglio i calcoli effettuati per la determinazione dell'armatura trasversale dei pilastri.

– *Nodi trave - pilastro*

Essendo in classe di duttilità A, la normativa impone la verifica dei nodi non confinati. Tale verifica è stata effettuata riferendosi alle disposizioni del paragrafo 7.4.4.3.1 del DM 2008.

Anche in questo caso si è proceduto per tipologie, analizzando i pilastri più sollecitati tra quelli esterni, poiché i pilastri interni sono già confinati dalla presenza delle travi sui quattro lati. I pilastri in esame sono stati il 2 (perimetrale) ed il 18 (d'angolo).

Seguendo le formule di normativa è stata calcolata l'area di armatura necessaria basandosi sul taglio agente nel nodo per effetto del sisma e quello relativo alla presenza delle travi.

I risultati ottenuti si possono osservare nella tabella di seguito:

Tab. 23 – Armatura del nodo

Piano	A _{sh}	Armatura da disporre
6	4,98	2 ϕ 16 di parete (coppia) + ϕ 8/7,5 (2 bracci)
5	1,52	2 ϕ 16 di parete (coppia) + ϕ 8/7,5 (2 bracci)
4	-1,33	2 ϕ 16 di parete (coppia) + ϕ 8/7,5 (2 bracci)
3	-2,09	2 ϕ 16 di parete (coppia) + ϕ 8/7,5 (2 bracci)
2	-2,59	2 ϕ 16 di parete (coppia) + ϕ 8/7,5 (2 bracci)

– *Verifica dell'impalcato*

La rigidezza e la resistenza di un impalcato sono legati alle sue modalità di realizzazione, in Italia si è soliti avere solai alleggeriti con laterizi che prevedono una soletta di spessore adeguato e ben armata. Gioca un ruolo importante anche la forma dell'edificio, infatti una forma compatta sicuramente garantisce una certa rigidezza d'impalcato; per valutare la forma dell'edificio è necessario escludere tutti gli elementi, visibili in pianta, ma che non si trovano alla stessa quota dell'impalcato, quale è il caso delle scale; inoltre la presenza di restringimenti eccessivi può compromettere la rigidezza richiesta.

Per quanto riguarda l'edificio in questione, non sono state eseguite verifiche di rigidezza e resistenza dell'impalcato, infatti dall'osservazione della pianta si può notare che, pur essendo la forma irregolare, non si presentano restringimenti tali da richiedere tali verifiche.

Si può affermare quindi che gli orizzontamenti sono sufficientemente rigidi da portare in maniera adeguata sia azioni orizzontali che verticali ed è sufficiente aggiungere una rete elettrosaldata nei vari solai.