

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI CATANIA

Dipartimento Di Ingegneria Civile E Architettura
Corso di Laurea in Ingegneria Civile Strutturale e Geotecnica
A. A. 2016/2017

CORSO DI PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA - Modulo A

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

Commento generale

*Varie osservazioni, anche se non preoccupanti. Lo scarto
Tra previsione e risultati è però eccessivo.*

Qualche errore in diagrammi per ecc. accid. e $x+y$

Allievo :
Savoca Roberto
049000157

Docente :
Prof. Ing. Aurelio Gherzi

Indice

Indice.....	2
Relazione generale e validazione del progetto.....	3
Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito.....	3
Descrizione dell'edificio.....	4
Struttura dell'edificio.....	6
Esame visivo della struttura.....	8
Previsione numerica del comportamento della struttura.....	9
Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali.....	14
Programma di calcolo e modellazione della struttura.....	15
Tipo di analisi svolta e schemi di carico base considerati.....	15
Esame dei risultati del calcolo.....	16
Esame delle armature.....	24
Travi.....	24
Pilastri.....	26
Nodi trave-pilastro.....	28

Relazione generale e validazione del progetto

Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in progetto è sito nel comune di Paola(CS) in Corso Cristoforo Colombo. Le caratteristiche del suolo su cui esso deve sorgere sono tali da poterlo classificare, 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	0.054	2.345	0.287
50	0.070	2.350	0.319
475	0.195	2.448	0.400
975	0.259	2.480	0.431

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	0.163	0.488	1.880
SLV	1.413	0.189	0.568	2.380

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 0.675 g per SLV e 0.247 g per SLD.

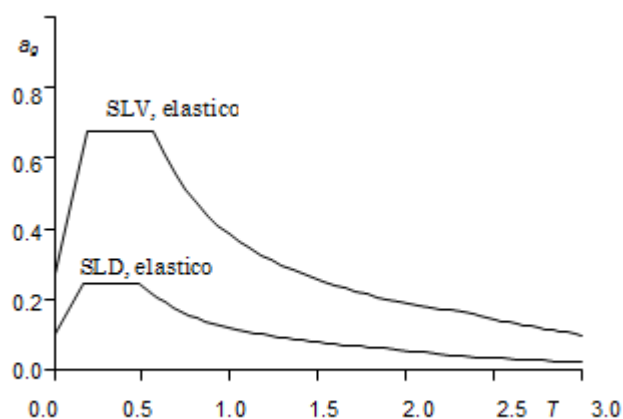


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo C

Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un totale di sei impalcati. La pianta ha una forma ad H, con quattro 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 dei diversi piani e la sezione dell'edificio.

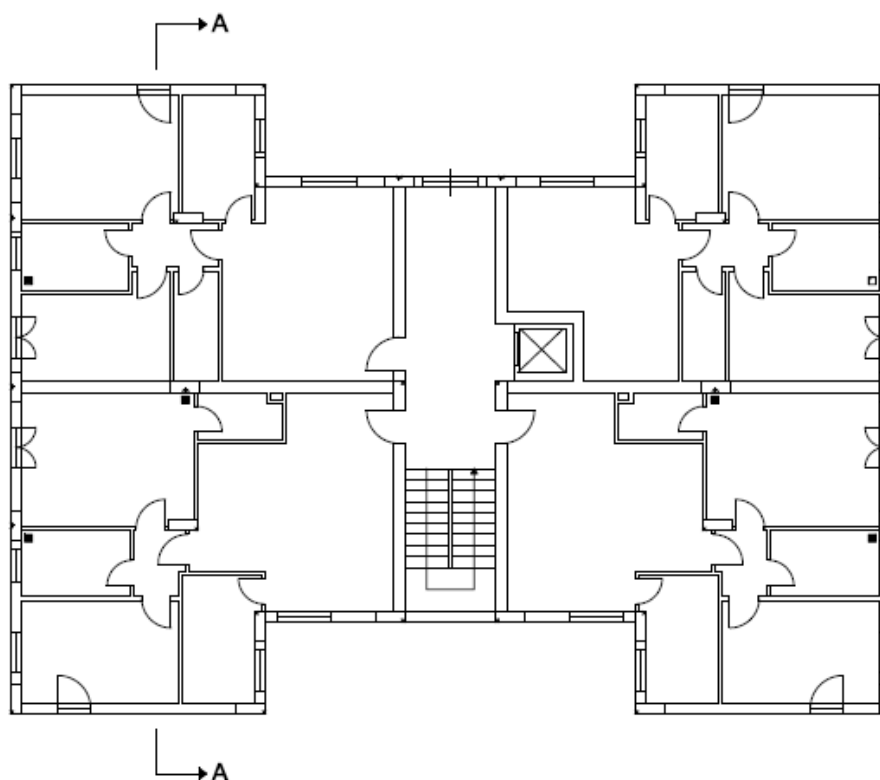


Fig. 2. Pianta piano terra

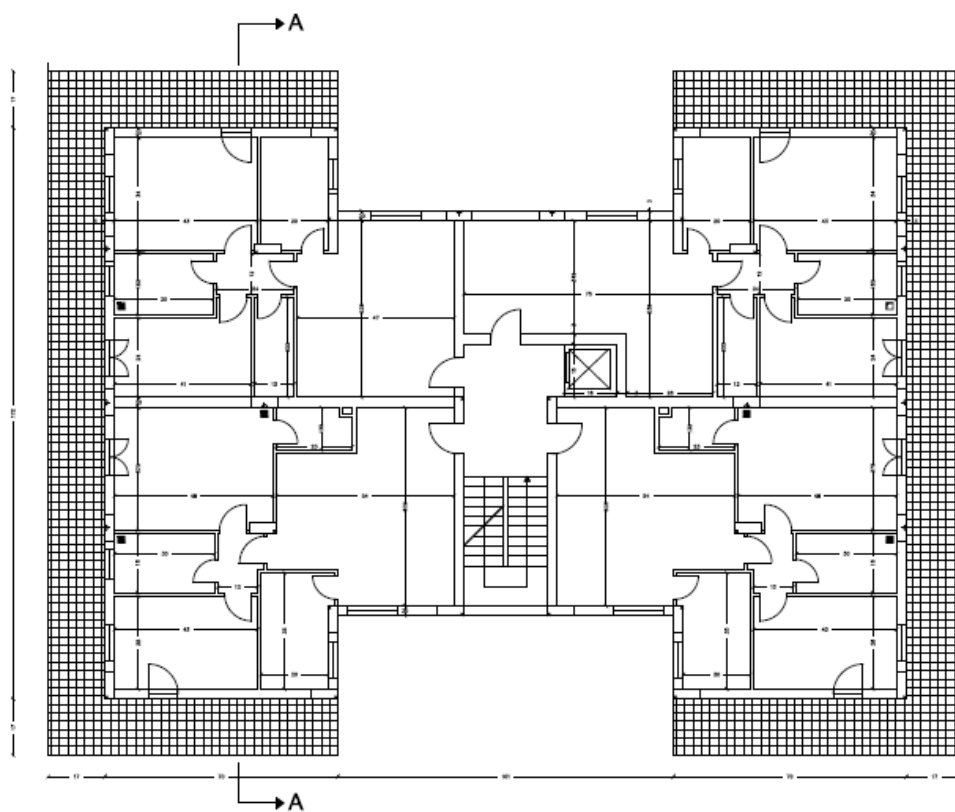


Fig. 3. Pianta piano tipo

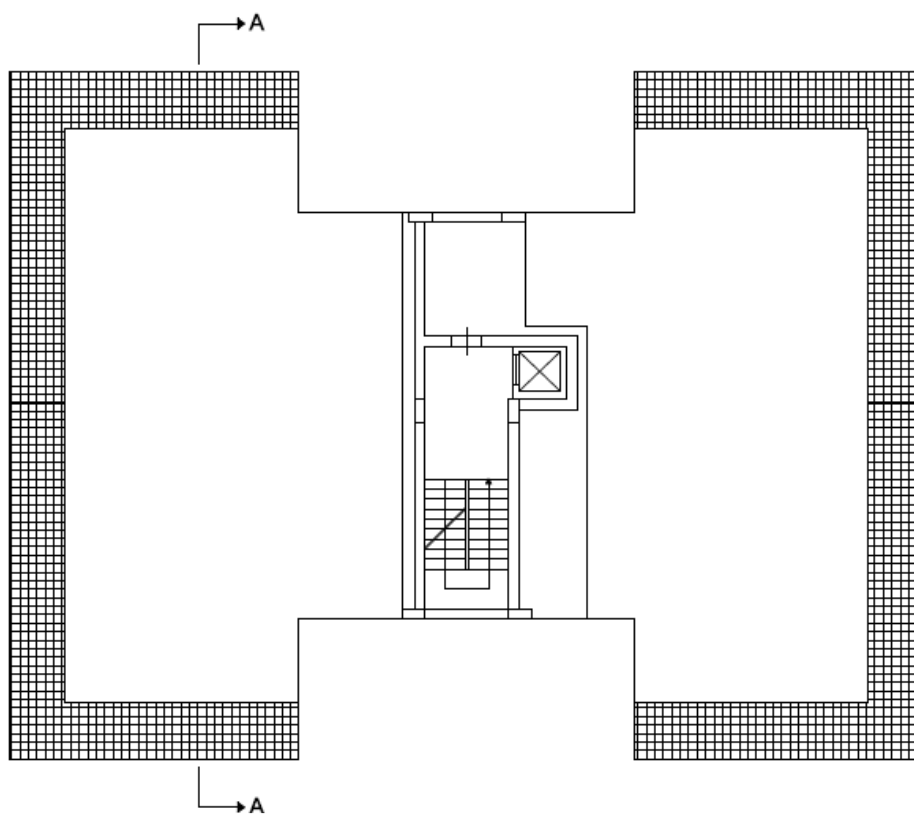


Fig. 4. Pianta copertura

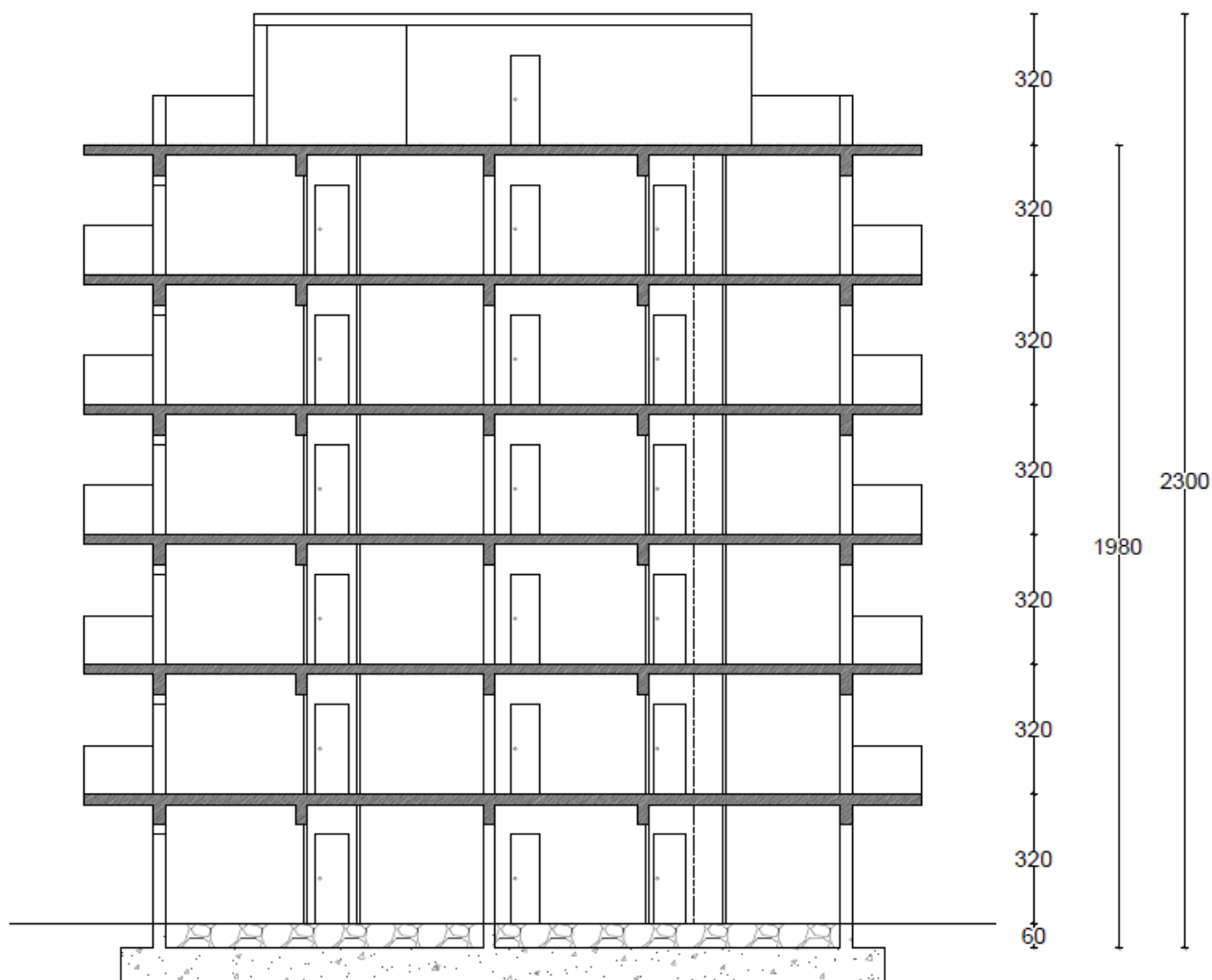


Fig. 5. Sezione dell'edificio

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. Non sono presenti pareti in cemento armato, infatti il vano ascensore è racchiuso da pareti in mattoni forati e non in cemento armato.

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 6, 7, 15, 16, 24 e 25.

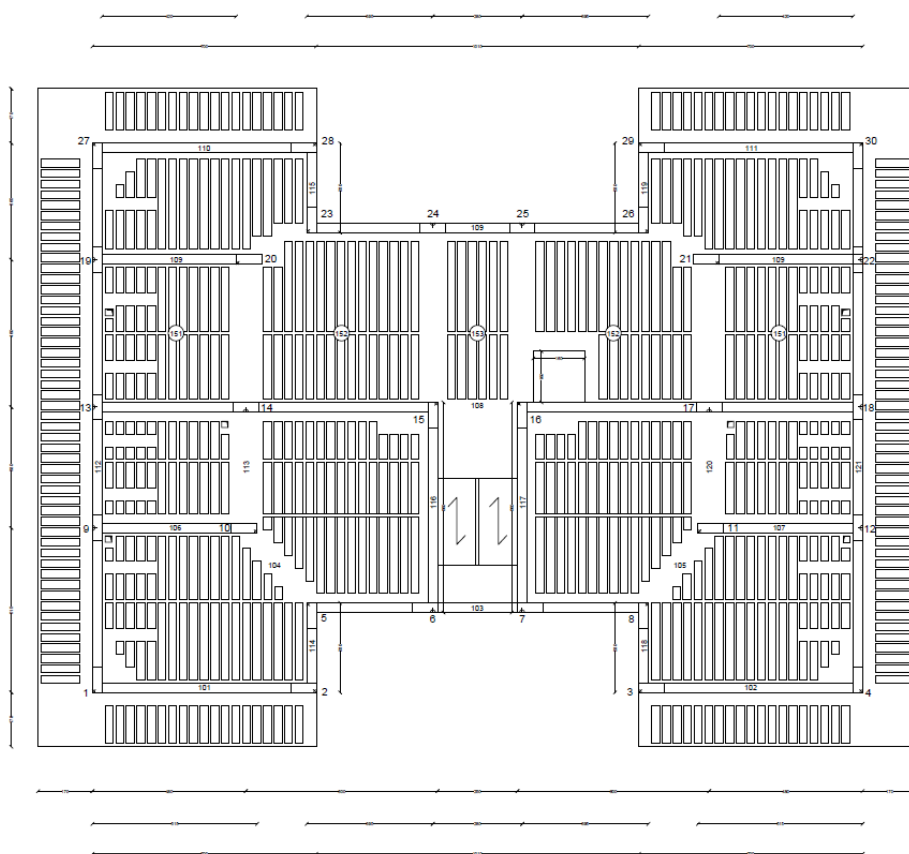


Fig. 6. Carpenteria piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri del primo, secondo e terzo ordine hanno tutti sezione 30×80 , che si riduce a 30×70 per i successivi tre ordini e per i pilastri del torrino scale (si sono voluti evitare eccessivi cambi di sezione, in quanto questi sono possibili fonti di errore in fase di esecuzione). Le travi emergenti hanno sezione 30×75 ai primi tre impalcati e 30×65 ai successivi tre impalcati e nella copertura del torrino scale. Le travi a spessore hanno tutte sezione 60×26 .

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

Impalcato	Pilastri	Travi emergenti	Travi a spessore
Torrino	30×70	30×65	-
6	30×70	30×65	60×26
5	30×70	30×65	60×26
4	30×70	30×65	60×26
3	30×80	30×75	60×26
2	30×80	30×75	60×26
1	30×80	30×75	60×26

La scala è realizzata con una soletta rampante, alla "Giliberti". 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 ad H della pianta presenta un asse di simmetria, condizione, insieme alle esigenze architettoniche, di cui si è tenuto conto nella distribuzione planimetrica degli elementi strutturali. Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo.

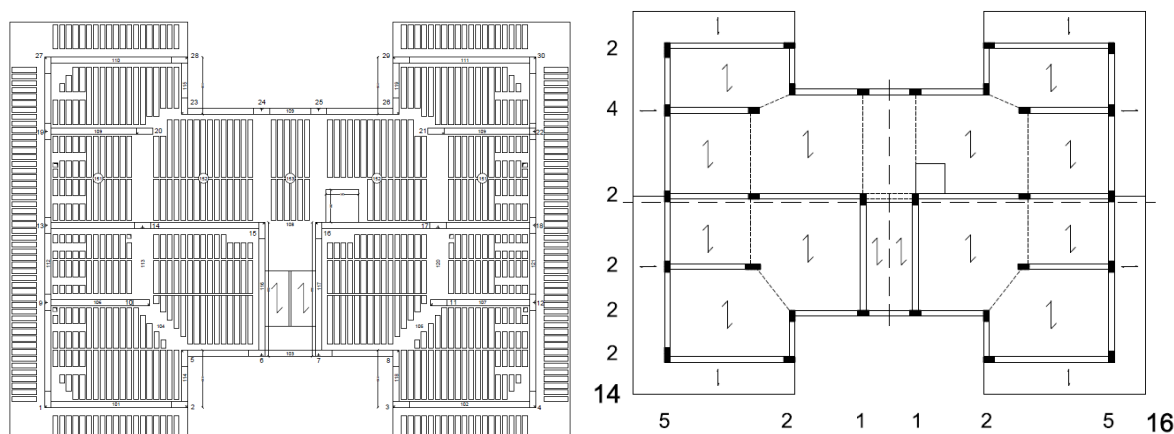


Fig. 8. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

Si nota innanzitutto che il contributo all'assorbimento dell'azione sismica è affidata agli elementi più rigidi, cioè quelli costituiti da travi emergenti e pilastri allungati nella direzione considerata. Pertanto questi pilastri e le travi ad essi collegate devono considerarsi elementi principali per la direzione di maggiore rigidezza. Gli stessi pilastri danno invece un contributo poco rilevante nella direzione in cui presentano minore rigidezza 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, tuttavia vi sono travi particolarmente corte e rigide che potrebbero portare a concentrazioni di tensioni, e che pertanto sono state particolarmente attenzionate.

Dei 30 pilastri, 14 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con x) e 16 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 rigidezza della struttura sembra sostanzialmente analoga nelle due direzioni, anche se leggermente maggiore nella direzione y .

La distribuzione dei pilastri è sicuramente bilanciata rispetto alla direzione y , perché, essendo la struttura simmetrica rispetto a tale asse, 8 pilastri sono a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e 8 a destra; inoltre sicuramente il baricentro delle inerzie dei pilastri si trova sullo stesso asse del baricentro delle masse. Anche in direzione x la distribuzione appare bilanciata, perché 8 pilastri sono al di sopra dell'asse baricentrico per le masse e 6 al di sotto. Tuttavia il loro baricentro, è, ad occhio, in prossimità del baricentro delle masse. Ad ogni modo, 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 abbastanza 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, per i primi tre ordini; dal quarto in poi si riduce mantenendosi costante sino al torreno scale. Anche per le

travi la distribuzione si mantiene invariata con l'altezza e la sezione varia con gradualità, riducendosi solo dal quarto impalcato in poi.

L'impalcato ^I 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.

La struttura è stata ipotizzata come vincolata rigidamente alla base (incastrata).

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 bassa (CD "B"). 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 $3 \times 1.3 = 3.9$. Lo spettro di progetto è riportato nella figura che segue.

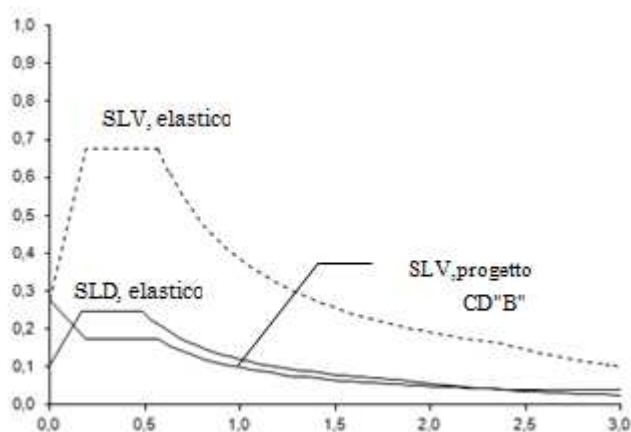


Fig. 9. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo C e $q=3.9$

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 kN/m^2 per tutti gli impalcati, tranne che per copertura e torrino per i quali si è utilizzato il valore 9 kN/m^2 . I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

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

Impalcato	Superficie [m ²]	Peso unitario [kN/m ²]	Peso impalcato [kN]	Massa [t]
6 + torino	541,7	9	4875,3	497,0
5	481,7	10	4817,0	491,0
4	481,7	10	4817,0	491,0
3	481,7	10	4817,0	491,0
2	481,7	10	4817,0	491,0
1	481,7	10	4817,0	491,0
Totale			28960,3	2461,1

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

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 19.8^{3/4} = 0.704s$$

Tale valore è maggiore di T_C (che vale 0.568 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

$$S_e = 0.675 \times 0.568 / 0.704 = 0.545g$$

e per quello di progetto

$$S_d = 0.544 / 3.9 = 0.140g$$

Da questi valori si sono ricavate le forze di piano, applicando le formule di normativa per l'analisi statica, con un coef

ficiente riduttivo $\lambda=0.85$. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 5. Forze di piano valutate per analisi statica

Impalcato	W	z	W z	F	V
6 + torino	4875,3	19,80	96531	972,2	972,2
5	4817,0	16,60	79962	805,3	1777,5
4	4817,0	13,40	64548	650,1	2427,5
3	4817,0	10,20	49133	494,8	2922,3
2	4817,0	7,00	33719	339,6	3261,9
1	4817,0	3,80	18305	184,3	3446,3
Totale			342198		

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. Il dettaglio dei calcoli è riportato nel capitolo 12 della relazione di calcolo. Nella tabella che segue sono riportate le rigidezze di piano stimate, separatamente per la direzione x e quella y .

Tab. 6. Riepilogo rigidezze di piano

piano	direzione x	direzione y
6,5	562.85	581.11
4	634.49	658.28
3, 2	815.51	870.83
1	853.85	929.93

questi valori sono calcolati per "tipologia di pilastro", non con le formule di sopra

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. 7. Spostamenti di piano – direzione x

imp./ord	W	z	Wz	Fi	Vi [kN]	k [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
6 + torino	4875,3	19,80	96531	972,2	972,2	562,85	1,73	20,33
5	4817	16,60	79962	805,3	1777,5	562,85	3,16	18,60
4	4817	13,40	64548	650,1	2427,5	634,49	3,83	15,45
3	4817	10,20	49133	494,8	2922,3	815,51	3,58	11,62
2	4817	7,00	33719	339,6	3261,9	815,51	4,00	8,04
1	4817	3,80	18305	184,3	3446,3	853,85	4,04	4,04
Totale	28960		342198	3446,3				

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione y

imp./ord	W	z	Wz	Fi	Vi [kN]	k [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
6+ torino	4875,3	19,80	96531	972,2	972,2	581,77	1,67	19,22
5	4817	16,60	79962	805,3	1777,5	581,77	3,06	17,55
4	4817	13,40	64548	650,1	2427,5	658,28	3,69	14,50
3	4817	10,20	49133	494,8	2922,3	870,83	3,36	10,81
2	4817	7,00	33719	339,6	3261,9	870,83	3,75	7,45
1	4817	3,80	18305	184,3	3446,3	929,93	3,71	3,71
Totale	28960		342198	3446,3				

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 abbastanza vicino a quello stimato con la formula di normativa (0.661 s anziché 0.704 s). Nella direzione y , più rigida, il periodo si riduce di un 3% circa e conseguentemente

diventa più vicino a 6%

aumenteranno leggermente le azioni sulla struttura. Poiché il periodo in direzione x e quello in direzione y si discostano di poco, il calcolo è stato condotto con le forze valutate in precedenza (cioè corrispondenti al periodo 0,704 s).

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

Imp./ord	u [mm]	m [t]	$m u^2$	F u
6 + torino	20,33	497,0	205,4	19765
5	18,60	491,0	169,9	14981
4	15,45	491,0	117,1	10040
3	11,62	491,0	66,3	5750
2	8,04	491,0	31,7	2729
1	4,04	491,0	8,0	744
Totale			598,5	54009

T_x	0,661	[s]
-------------------------	--------------	-----

Imp./ord	u [mm]	m [t]	$m u^2$	F u
6+ torino	19,22	497,0	183,6	18686
5	17,55	491,0	151,2	14133
4	14,50	491,0	103,2	9423
3	10,81	491,0	57,4	5348
2	7,45	491,0	27,3	2530
1	3,71	491,0	6,7	683
Totale			529,4	50804

T_y	0,641	[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:

- in direzione x , 14 pilastri 30×80 (che diventano 30×70 dal quarto impalcato) e 18 travi 30×75 (che diventano 30×65 dal quarto impalcato);
- in direzione y , 16 pilastri 30×80 (che diventano 30×70 dal quarto impalcato) e 14 travi 30×75 (che diventano 30×65 dal quarto impalcato).

La ripartizione è stata fatta, a vantaggio di sicurezza, con riferimento alla direzione x che appare leggermente meno rigida e resistente della direzione y . Ciascun pilastro assorbe quindi 1/14 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 $0.4 h$ 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

Impal / ordine	Forze statiche [kN]	Taglio di piano [kN]	Taglio di pilastro [kN]	Braccio [m]	M pilastro [kNm]	M travi [kNm]
6 + torino	972,2	972,2	69,4	1,6	111,1	55,6
5	805,3	1777,5	127,0	1,6	203,1	157,1
4	650,1	2427,5	173,4	1,6	277,4	240,3
3	494,8	2922,3	208,7	1,6	334,0	305,7
2	339,6	3261,9	233,0	1,6	372,8	353,4
1 testa	184,3	3446,3	246,2	1,52	374,2	373,5
piede				2,28	561,3	

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 "B" è del 25%, 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.

Per sisma in direzione y ci si deve aspettare valori minori, essendo l'azione ripartita tra 16 pilastri equivalenti. I valori dovrebbero essere quindi i 14/16 (cioè circa il 87%) di quelli sopra indicati. La differenza di periodo, evidenziata dalla formula di Rayleigh, porterebbe ad un ulteriore incremento di circa il 3% e quindi a valori rispettivamente pari al 90% di quelli in direzione x .

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, si può stimare il carico massimo sulle travi come pari a circa 80 kN/m in assenza di sisma e 48 kN/m in presenza di sisma. Valori dettagliati sono riportati nel capitolo 9 della relazione di calcolo. A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 275 kNm e 162 kNm, con riferimento ad una campata lunga 5.85 m. Per la trave a spessore più caricata, lunga 2.80 m, si ha invece un carico massimo di 95 kN/m in assenza di sisma e 58 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 74 kNm e 45 kNm.

Una verifica di massima della trave emergente 30x75 più sollecitata può essere fatta sommando l'effetto del sisma ($1.2 \times 373.5 = 448.2$ kNm) a quello dei carichi verticali (52.1 kNm), ottenendo circa 500 kNm, valore accettabile per tale sezione.

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 230 kN a 1380 kN per i carichi in condizioni sismiche. Valori dettagliati sono riportati nel capitolo 9 della relazione di calcolo. Tramite l'equilibrio al nodo è stato inoltre stimato la variazione di sforzo normale agente sul pilastro dovuto all'azione tagliante sulle travi; tale incremento varia da 17.5 kN all'ultimo ordine fino a 308.2 kN al primo ordine. Considerando per il pilastro 30x80 un momento massimo pari a circa 583.7 kNm (tenendo conto degli incrementi dovuti a eccentricità accidentale e gerarchia delle resistenze), la figura 10 mostra che sono necessari 6 ϕ 20 sul lato corto, valore accettabile. (ma forte!)

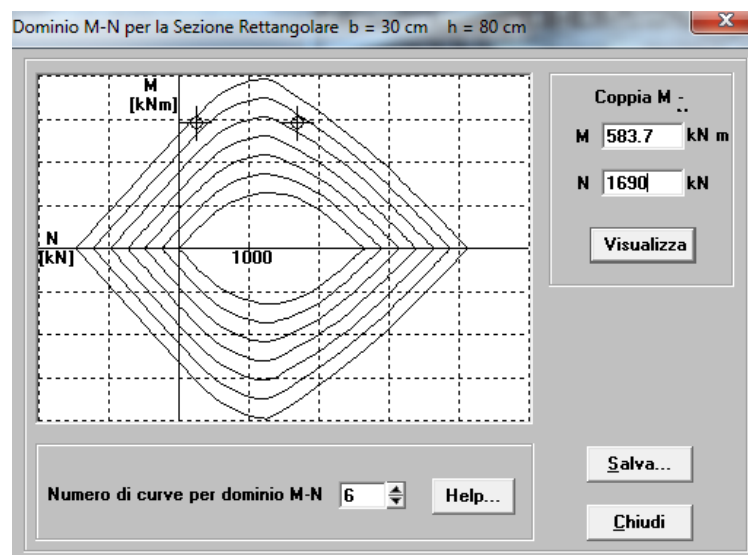


Fig. 10. Domini di resistenza dei pilastri

Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali

Nel capitolo 6 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.

Nei capitoli 8 e 15 della relazione di calcolo sono riportati in dettaglio le elaborazioni che hanno consentito di determinare i pesi delle masse di piano, le coordinate del baricentro delle masse ed il raggio d'inerzia delle masse. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

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+ torino	541,7	452.8	4442,1	8,20	11.9	8.45	10.1
5	481,7	488.6	4793,7	9,95	11.9	8.45	10.1
4	481,7	492.3	4829,7	10,03	11.9	8.45	10.1
3	481,7	495.9	4865,7	10,10	11.9	8.45	10.1
2	481,7	495.9	4865,7	10,10	11.9	8.45	10.1
1	481,7	499.8	4902,8	10,18	11.9	8.45	10.1

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 $b=27.5$ m e $h=20.60$ m le dimensioni di un rettangolo che lo contiene, darebbe $\rho_m = 9.91$ m. Questo valore è un po' più basso 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 p_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 27.5 m in direzione x e 20.6 m in direzione y , le eccentricità accidentali sono 1.4 m e 1 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 software freeware Tel2008 ed è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, incastrati al piede. Si è scelto di modellare come incastro il vincolo costituito da fondazione e terreno poiché non sono state fatte analisi accurate sul sistema fondale dell'edificio. La scelta di considerare l'impalcato come infinitamente rigido nel suo piano nasce dall'esame visivo dell'impalcato stesso, che non presenta particolari debolezze.

non mi
piace

La scelta di considerare l'impalcato come infinitamente rigido nel suo piano nasce dall'esame visivo dell'impalcato, che non presenta particolari debolezze.

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 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 $q=3.9$, 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.

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. Il dettaglio

della determinazione delle coppie di piano è riportato nel capitolo 10 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 10y 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 50-80 kNm, con un valore massimo di 95.5 kNm, in linea con le previsioni. Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono a 40-50 kNm, con un massimo di 60.9 kNm.

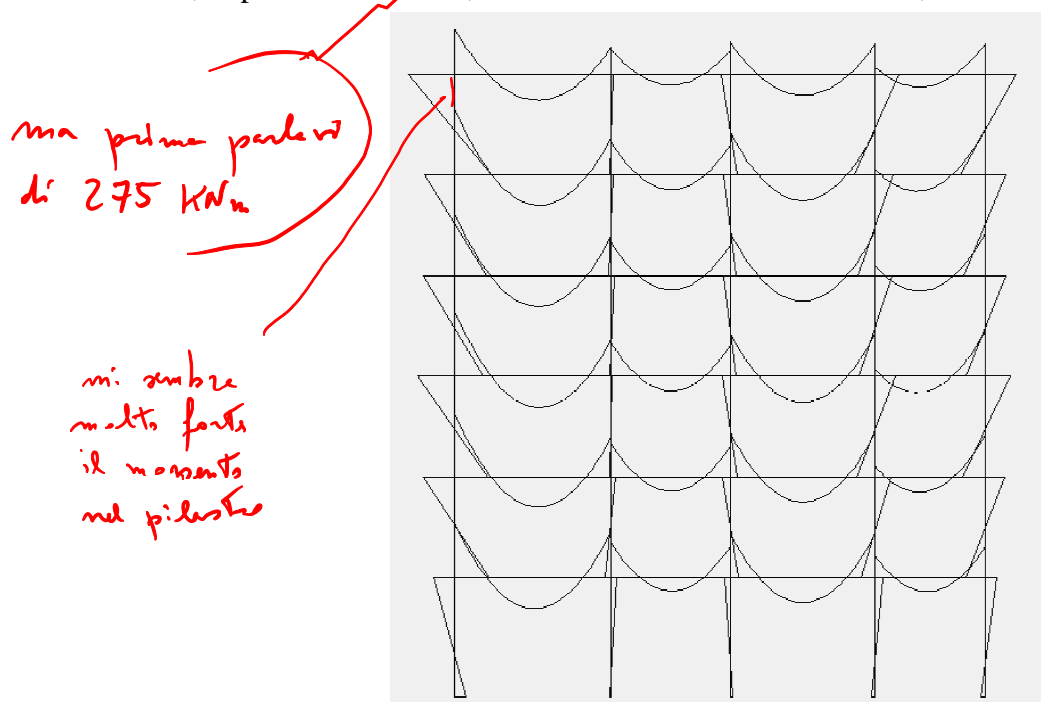


Fig. 11. Diagramma del momento flettente – telaio 10y (1-9-10-13-17), carichi verticali massimi

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.

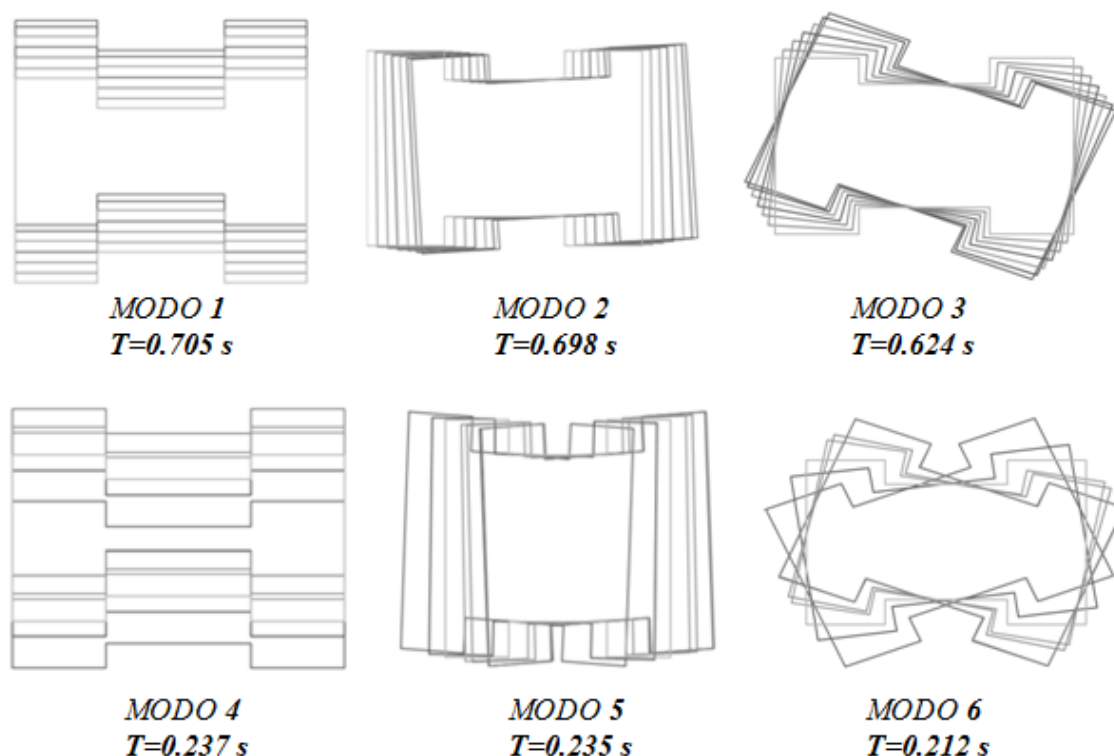


Fig. 11. Modi di oscillazione libera della struttura

mi aspetto
differenze
minori

Il primo modo mostra traslazioni in direzione y , con assenza di rotazioni. Il suo periodo (0.705 s) è di poco superiore rispetto a quello previsto (0.641 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.114 g. Il secondo modo mostra traslazioni in direzione x , accoppiate con rotazioni modeste, che si ritengono accettabili. Il suo periodo (0.698 s) è, anche in questo caso, di poco superiore a quello previsto (0.661 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.116 g. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione, forse accoppiata con leggeri spostamenti in direzione x . Il suo periodo (0.624 s) è 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 primi 9 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 superiore all'80% ed un successivo modo (il quarto per la direzione x , il quinto per la y) che contribuisce con un ulteriore 12%. 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. 12. Masse partecipanti, per sisma x e y

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0,705	0,00%	81,44%
2	0,698	81,60%	0,00%
3	0,624	1,48%	0,00%
4	0,237	11,42%	0,00%
5	0,235	0,00%	12,94%
6	0,212	0,17%	0,00%
7	0,129	3,09%	0,00%
8	0,125	0,00%	3,29%
9	0,115	0,03%	0,00%

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 (20.33 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

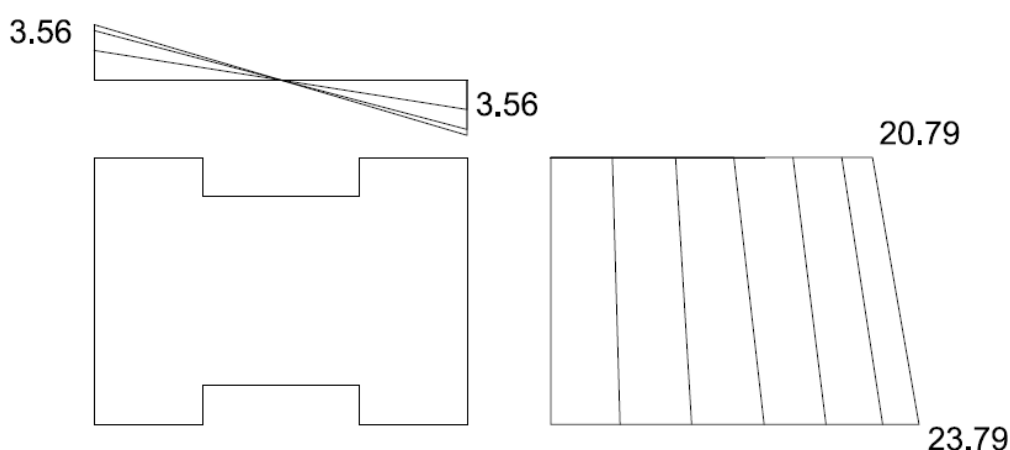


Fig. 12. Involuppo delle deformate modali, sisma x

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità (1x e 9x) 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 , appena leggermente maggiori per il telaio 1x.

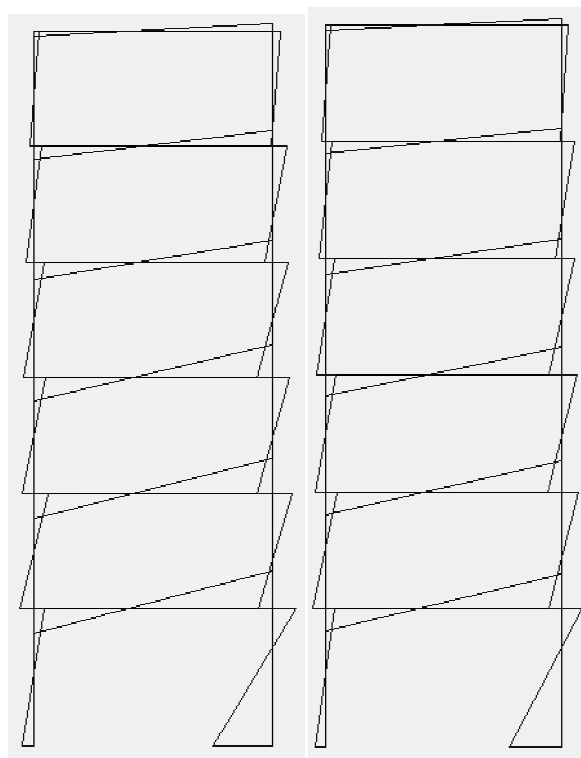


Fig. 13. Diagramma del momento flettente nei telai 1x e 8x, analisi modale, sisma x

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 8x) per effetto del sisma in direzione x. Lo scarto rispetto alla previsione non è modesto e dall'analisi numerica svolta si evince che il comportamento della struttura è migliore rispetto alle previsioni fatte.

questo vuol dire che la previsione non è accettabile

Tab. 13. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma x

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 1x	telaio 8x	previsto	telaio 1x	telaio 8x
6	111.1	68.66	58.06	55.6	62.63	52.75
5	203.1	121.87	106.34	157.1	119.77	102.20
4	277.4	131.64	112.84	240.3	171.21	148.16
3	334.0	143.78	128.21	305.7	247.69	216.79
2	372.8	162.22	144.98	353.4	266.82	235.41
1 testa	374.2	194.79	175.09	373.5	290.34	257.71
1 piede	561.3	504.67	451.25			

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione y è riportato nella figura che segue. In questo caso il comportamento è prettamente traslazionale, con i telai di estremità che subiscono gli stessi spostamenti; tale comportamento è dovuto alla simmetria della struttura rispetto a tale direzione.

Il valore degli spostamenti in testa risulta ancora una volta prossimo a quello stimato (19.22 mm). Anche per la direzione y l'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

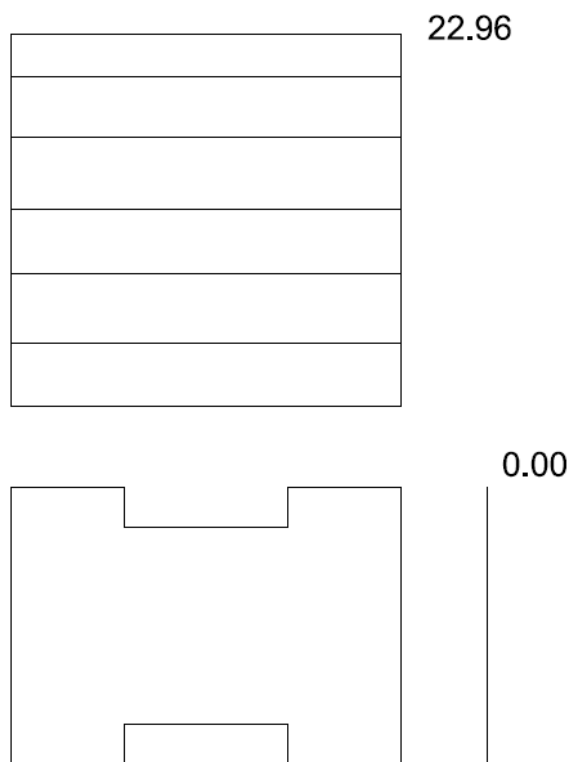


Fig. 14. Inviluppo delle deformate modali, sisma y

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nel telaio 10 e nel telaio 19 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.

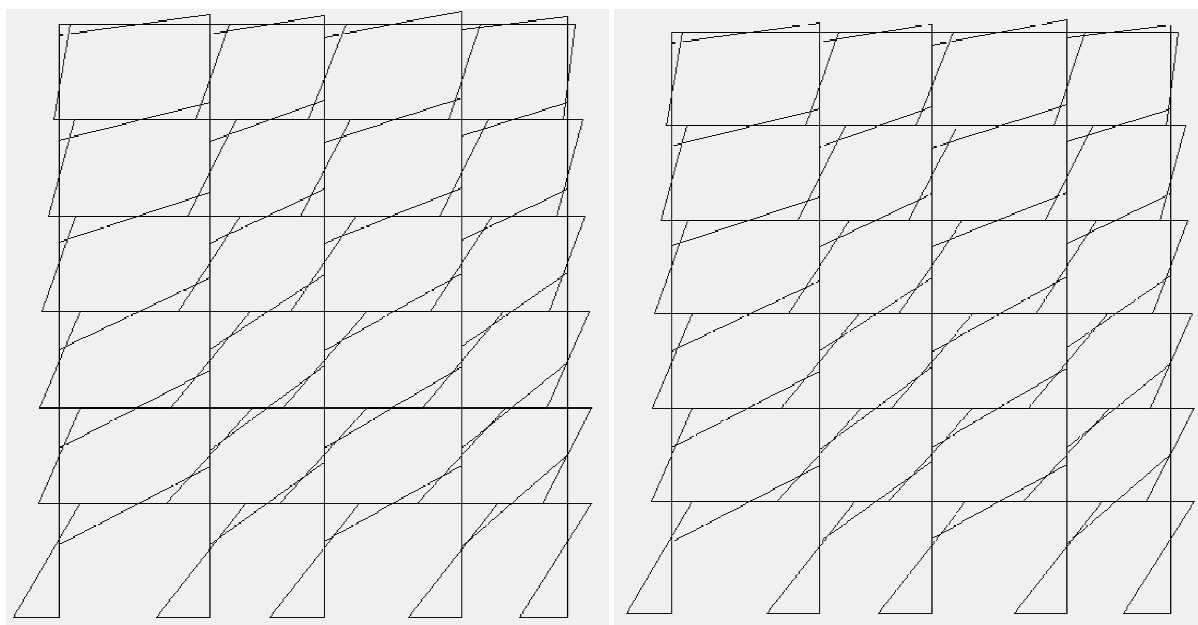


Fig. 15. Diagramma del momento flettente nei telai 10y e 19y, analisi modale, sisma y

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai (10y e 19y) per effetto del sisma in direzione y. Si ricorda che si era previsto che, visto il maggior numero di pilastri resistenti, i valori fossero

ma in realtà qui la differenza è minore

pari al 90% di quelli previsti in direzione x . I valori calcolati presentano uno scarto maggiore rispetto a quelli previsti. Questo scarto è imputabile, probabilmente, al fatto che i due telai in tale direzione sono abbastanza rigidi, essendo costituiti da pilastri di "coltello", collegati da una o 2 travi emergenti, con campate non eccessivamente lunghe; inoltre, essendo la struttura simmetrica rispetto a y , l'azione del sisma viene assorbita sostanzialmente dai telai in direzione y senza contributo da parte dei telai in direzione x . Tenendo conto di questo, si può ritenere che il comportamento della struttura risulti anche in questo caso coerente con le previsioni e con la rotazione riscontrata.

io non sono tanto soddisfatto

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

piano	pilastri telaio 10		pilastri telaio 19		travi telaio 10		travi telaio 19	
	previsto	calcolato	previsto	calcolato	previsto	calcolato	previsto	calcolato
6	120,0	185.57	120,0	185.57	66,7	95.01	66,7	95.01
5	219,4	225.48	219,4	225.48	188,5	208.57	188,5	208.57
4	299,6	305.94	299,6	305.94	288,3	278.80	288,3	278.80
3	360,7	414.61	360,7	414.61	366,8	382.84	366,8	382.84
2	402,6	432.84	402,6	432.84	424,1	434.18	424,1	434.18
1 testa	404,1	367.09	404,1	367.09	448,2	422.25	448,2	422.25
1 piede	606,2	544.56	606,2	544.56				

10 y e 19 y hanno necessariamente risultati uguali

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 quinto impalcato prodotti dall'analisi modale, la linea continua mostra gli spostamenti incrementati per tener conto dell'eccentricità accidentale.

SI può notare che, sia l'incremento degli spostamenti massimi in direzione x , che quello degli spostamenti in direzione y , sono abbastanza contenuti, intorno al 10%.

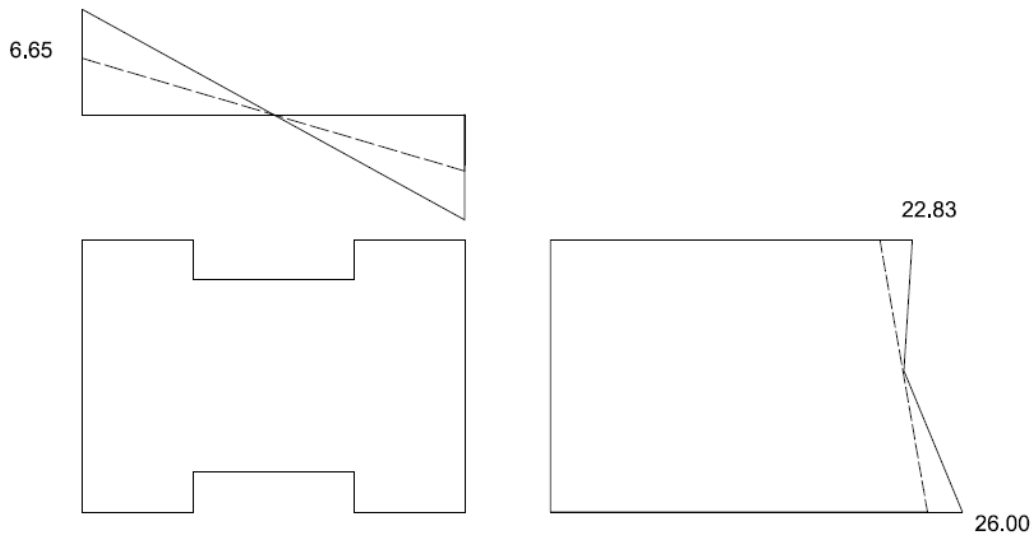


Fig. 16. Effetto complessivo del sisma x , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

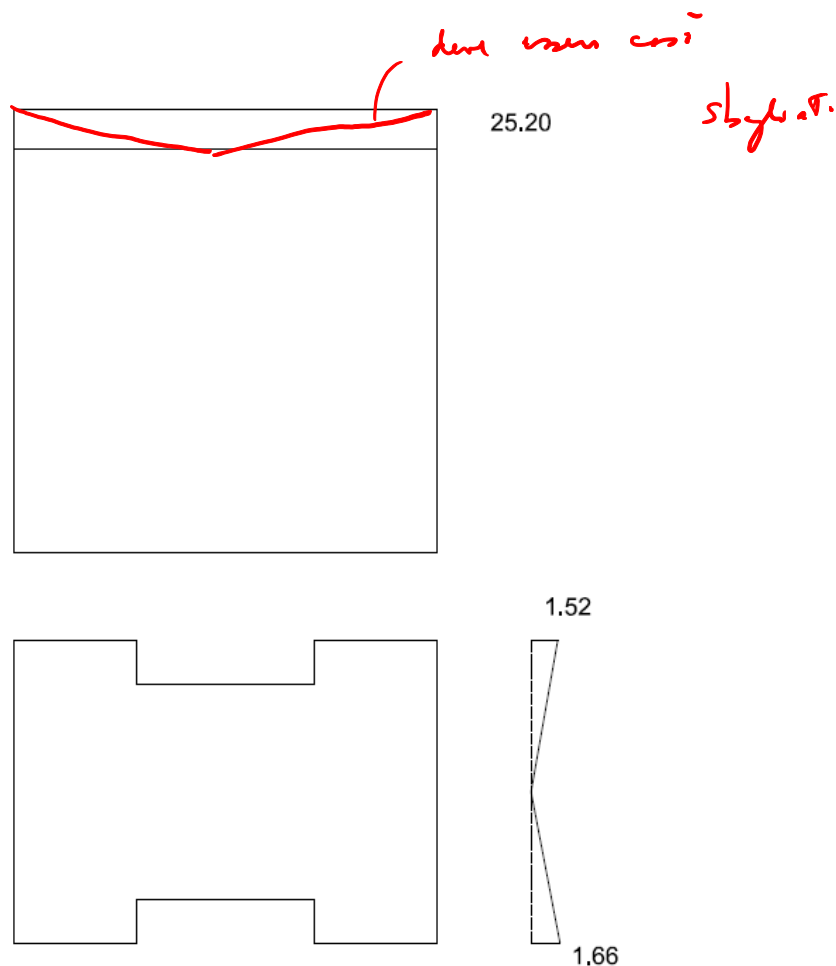


Fig. 17. Effetto complessivo del sisma y, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

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. La linea tratteggiata rappresenta l'effetto del solo sisma x (o y), la linea continua mostra l'incremento dovuto all'aliquota di sisma nell'altra direzione.

Si nota un modesto incremento degli spostamenti massimi in ciascuna direzione, dell'ordine del 5%. In definitiva, rispetto agli spostamenti forniti dall'analisi modale l'incremento dei massimi spostamenti è inferiore al 10% in direzione x ed al 15% in direzione y , valori coerenti con le stime iniziali. Ciò conferma il comportamento sostanzialmente buono della struttura. 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.

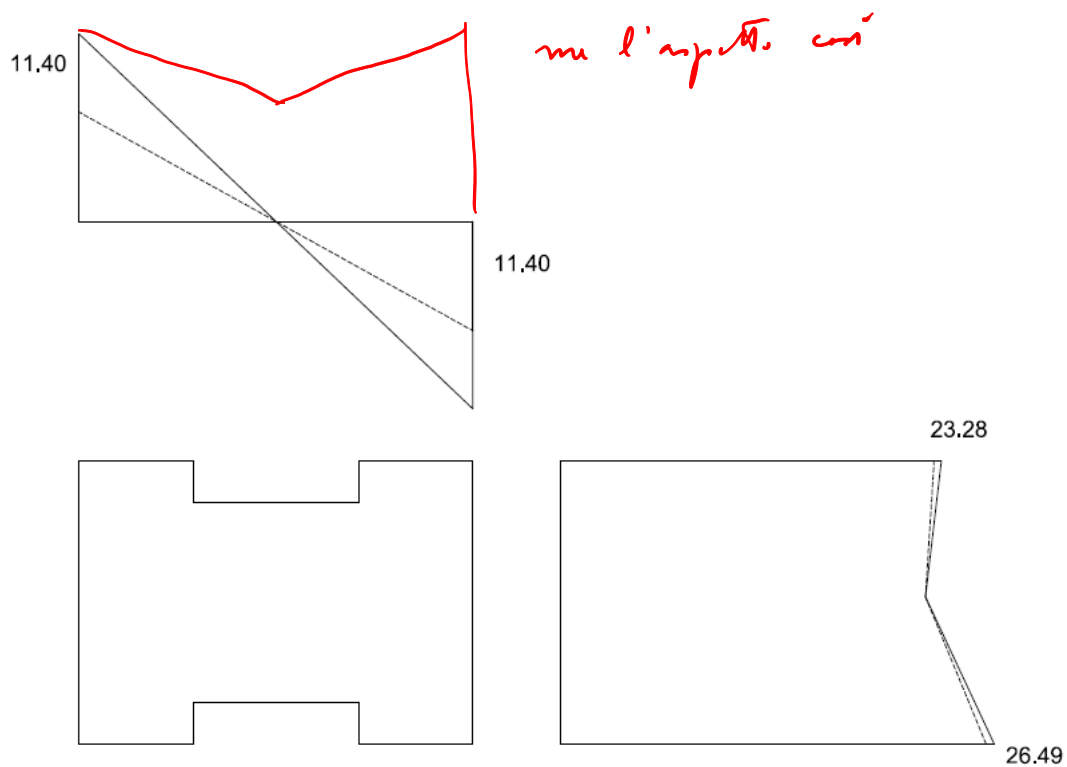


Fig. 18. Effetto del sisma prevalente x , ovvero sisma $x + 0.3$ sisma y

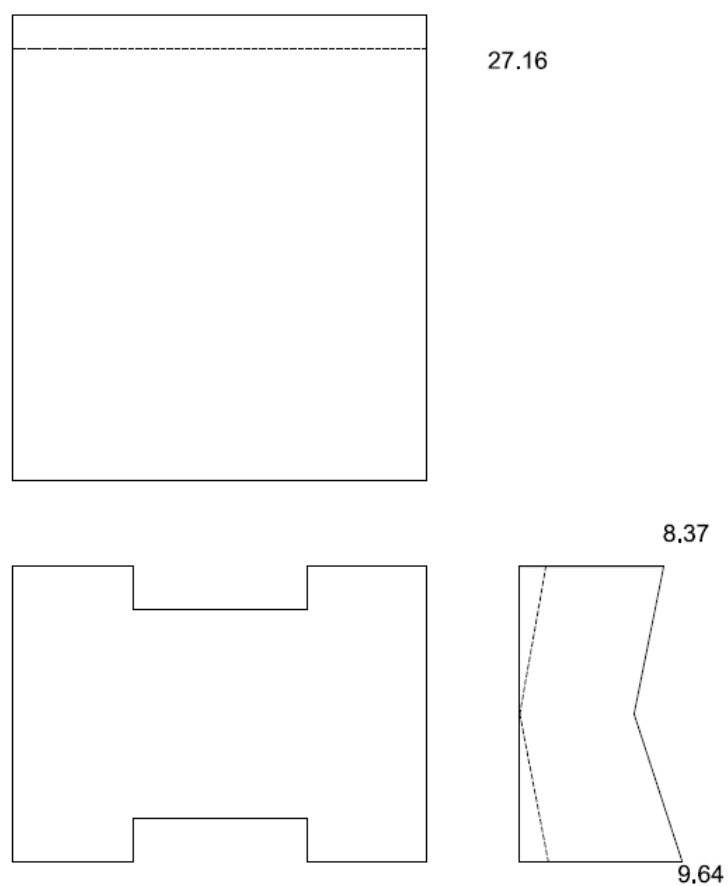


Fig. 19. Effetto del sisma prevalente y , ovvero sisma $y + 0.3$ sisma x

Esame delle armature

Travi

Armature a flessione

Tramite l'analisi eseguita con il software Tel2008 sono state ottenute le caratteristiche della sollecitazione utilizzate per la progettazione dell'armatura a flessione delle travi. I calcoli sono stati eseguiti riferendosi ai valori a filo pilastro.

Sulla base di questi dati, per le campate emergenti, maggiormente sollecitate, si è scelto di disporre, a tutti gli impalcati, un'armatura filante di 3 ϕ 20 minimo, fino ad un massimo di 4 ϕ 20, sia superiormente che inferiormente. A tale armatura, quando necessario, si aggiungono dei monconi (1 ϕ 16, 1 ϕ 20 o 2 ϕ 20 a seconda dell'appoggio). Sono inoltre presenti una coppia di ϕ 16 di parete in tutte le travi emergenti. Per le travi a spessore, invece, è stata disposta un'armatura filante costituita da 4 ϕ 16, sia superiormente che inferiormente. Nella tabella seguente sono riportati i valori di momento agente, area di armatura necessaria, armatura disposta e momento resistente di tale armatura relativi alla trave 112 appartenente al telaio 10, per il primo impalcato.

Tab. 15. Telaio 10 - impalcato 1, momenti massimi a filo pilastro e armature

	1	9	9	13	13	19	19	27
M_{\max}^- [kNm]	-413.4	-356.8	-375.9	-371.9	-365.4	-362.1	-360.7	-428.1
M_{\max}^+ [kNm]	351.3	310.3	342.8	345.2	319.7	317.8	351.6	402.9
A_s^{\sup} [cm ²]	16.53	14.27	15.04	14.88	14.61	14.48	14.43	17.12
A_s^{\inf} [cm ²]	14.05	12.41	13.71	13.81	12.79	12.71	14.06	16.11
barre superiori	6 ϕ 20	5 ϕ 20	5 ϕ 20	4 ϕ 20+1 ϕ 16	4 ϕ 20+1 ϕ 16	5 ϕ 20	5 ϕ 20	6 ϕ 20
barre inferiori	5 ϕ 20	4 ϕ 20+1 ϕ 16	4 ϕ 20+1 ϕ 16	4 ϕ 20+1 ϕ 16	4 ϕ 20+1 ϕ 16	5 ϕ 20+1 ϕ 16	5 ϕ 20+1 ϕ 16	5 ϕ 20+1 ϕ 16
M_{Rd}^- [kNm]	-471.1	-392.6	-392.6	-364.1	-364.1	-392.6	392.6	-471.1
M_{Rd}^+ [kNm]	392.6	364.1	364.1	364.1	364.1	442.6	442.6	442.6

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

Le armature disposte sono tali da soddisfare le limitazioni imposte dalla normativa al paragrafo 7.4.6.2.1.

Agli ordini superiori le armature nelle varie campate sono leggermente inferiori a causa delle sollecitazioni più basse.

Per le altre travi presenti nell'edificio sono stati eseguiti dei calcoli analoghi. È possibile trovare valori dettagliati al capitolo 4 del foglio di calcolo relativo alla progettazione delle armature.

Armatura a taglio

Note le armature disposte, e quindi i relativi momenti resistenti, il calcolo del taglio agente su una determinata trave è stato eseguito mediante la relazione:

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

Dove il coefficiente di sovrarresistenza γ_{Rd} è pari a 1 per CD “B”.

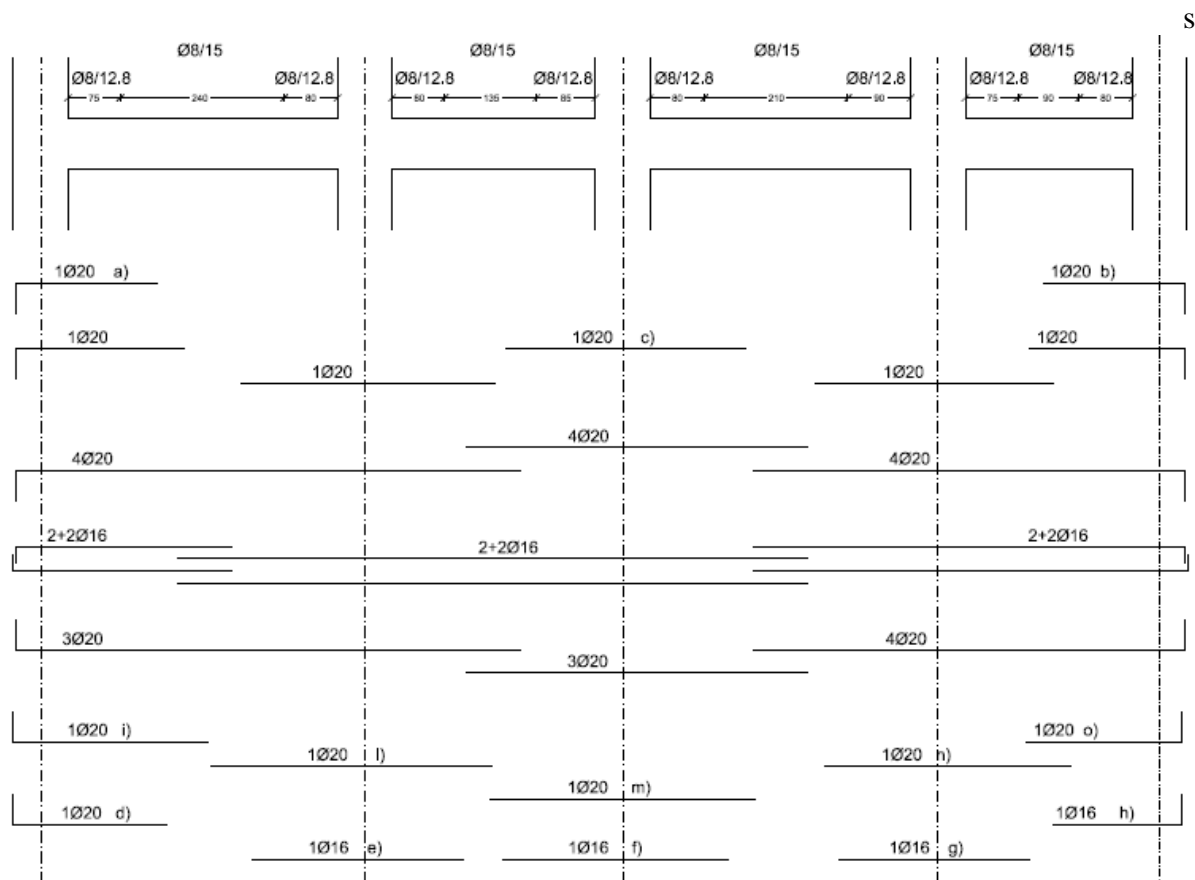
Il passo minimo delle staffe in zona critica è stato determinato seguendo le prescrizioni di normativa.

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 225 mm;
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali;
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0.9d f_{yd} \cot \theta}$$

Nella figura sottostante si riporta la distinta delle armature della trave analizzata (112) relativamente al primo impalcato. Le variazioni di armatura agli ordini superiori sono annotate sulla figura stessa.

Per un'analisi più dettagliata della travata si rimanda alla tavola 3, nella quale sono riportati anche i diagrammi del momento flettente e del taglio sia per carichi verticali che per effetto del sisma.



Le armature sono riferite al primo impalcato. Ai piani superiori sono così modificate:

Impalcato	a)	b)	c)	d)	e)	f)	g)	h)	i)	l)	m)	n)	o)
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	-	-	1φ16	1φ16	-	-	-	1φ16	1φ16	1φ16	1φ16	-	1φ16
2	-	-	1φ20	1φ20	1φ16	1φ16	1φ16	1φ20	1φ20	1φ20	1φ20	1φ16	1φ20

Fig. 20. Armatura della trave del telaio 10

Pilastri

Armatura a pressoflessione

Al fine di determinare l'armatura da disporre nei pilastri, si è proceduto utilizzando un approccio "per tipologia" studiando un pilastro interno, uno d'angolo e uno perimetrale, scegliendo di volta in volta il più sollecitato di ognuna di queste tipologie.

Sono stati studiati il pilastro 17 (interno), il pilastro 19 (perimetrale) e il pilastro 30 (d'angolo). Per quanto riguarda l'armatura da disporre sul lato corto di ogni pilastro, il calcolo è stato effettuato in modo tale da soddisfare il criterio della gerarchia delle resistenze, come prescritto dalla normativa per gli elementi principali che dovranno "assorbire" il sisma. Il momento resistente del pilastro è stato quindi calcolato a partire dal momento resistente delle travi che si innestano sul lato corto del pilastro stesso in modo tale che per ogni nodo trave-pilastro sia rispettata la seguente relazione:

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

Dove γ_{Rd} è il fattore di sovrarresistenza, pari a 1,1 per CD "B".

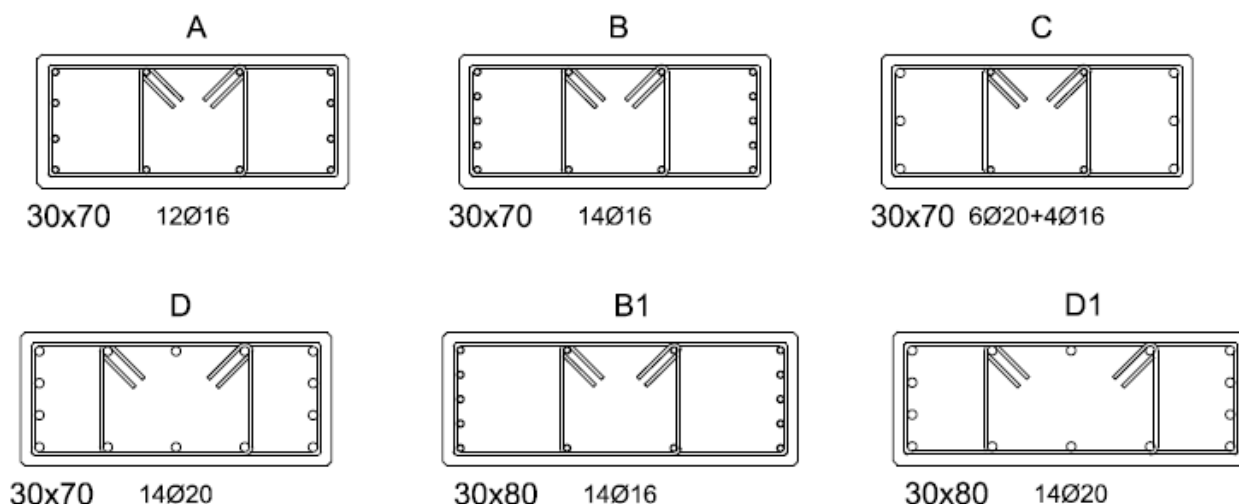
Relativamente al lato lungo dei pilastri studiati, il calcolo è stato eseguito imponendo il criterio della gerarchia delle resistenze, che ha portato a quantità di armatura ritenute accettabili, pertanto anche se, i pilastri di piatto, per la struttura in esame, sono sottoposti a sollecitazioni piuttosto basse e possono essere considerati elementi secondari rispetto al sisma, essendo l'azione sismica assorbita prevalentemente dagli elementi di coltello, si è scelto comunque di rispettare il criterio della gerarchia delle resistenze.

Si riportano in tabella 16 le sollecitazioni agenti sul pilastro interno studiato, sulla base delle quali sono state determinate le armature da disporre.

Tab. 16. Pilastro 17, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

Impalcato	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	136.44	15.20	208.31	200.12	40.93	50.66	207.65	200.78
5	249.45	27.78	478.76	445.43	74.84	92.62	473.98	450.21
4	219.36	24.81	760.33	685.57	65.81	82.71	747.25	698.65
3	390.63	23.48	1051.01	923.57	117.19	78.26	1025.99	948.59
2	377.19	22.67	1350.66	1159.27	113.16	75.57	1309.83	1200.10
1 testa	367.38	22.08	1666.37	1406.84	110.22	73.60	1608.47	1464.74
1 piede	427.08	26.43			130.25	60.20		

La medesima procedura è stata effettuata per le altre tipologie studiate. Si riportano di seguito la tabella riepilogativa dei pilastri e le relative sezioni.



Una volta determinata la tipologia di armatura da disporre nei vari pilastri, essi sono stati verificati a pressoflessione deviata. La verifica risulta sempre soddisfatta, a conferma che le armature sono state progettate correttamente. I calcoli dettagliati sono riportati nel capitolo 21 della relazione di calcolo.

Armatura a taglio

Come per la pressoflessione, anche nello studio dell'armatura trasversale si è scelto di procedere con un approccio per tipologia di pilastro. Similmente a quanto fatto per le travi, è stato determinato il taglio agente a partire dai momenti resistenti in testa e al piede del pilastro stesso, secondo la relazione:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,sup} + M_{Rd,inf}}{l_p}$$

Per classe di duttilità B, la normativa impone in zona critica un passo staffe non superiore alla

minore delle seguenti quantità:

- un terzo dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm;
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali.

Noto il passo da utilizzare, è stato possibile calcolare l'area d'armatura trasversale da disporre. Vista la notevole resistenza a taglio della sezione del pilastro, quasi sempre l'armatura minima prevista dalla normativa è sufficiente a contenere le sollecitazioni agenti. Si è deciso di disporre quindi in tutti i pilastri una doppia staffa Ø8/15, infittita a Ø8/12.8 in zona critica (la lunghezza della zona critica è 80 cm per i primi tre ordini e 70 cm agli altri). Solo in alcuni pilastri particolarmente sollecitati è stato necessario infittire il passo delle staffe portandolo da 15 cm a 12.8 cm, cioè lo stesso della zona critica, come al secondo ordine del pilastro 19, o, al più, riducendolo a 10 cm, nel caso del pilastro 17, al primo ordine. Calcoli dettagliati riguardanti la verifica a taglio sono riportati al capitolo 9 del foglio di calcolo relativo alla progettazione delle armature. In figura viene mostrata l'armatura tipo di un pilastro d'angolo.

mettere la Tabella pilastri

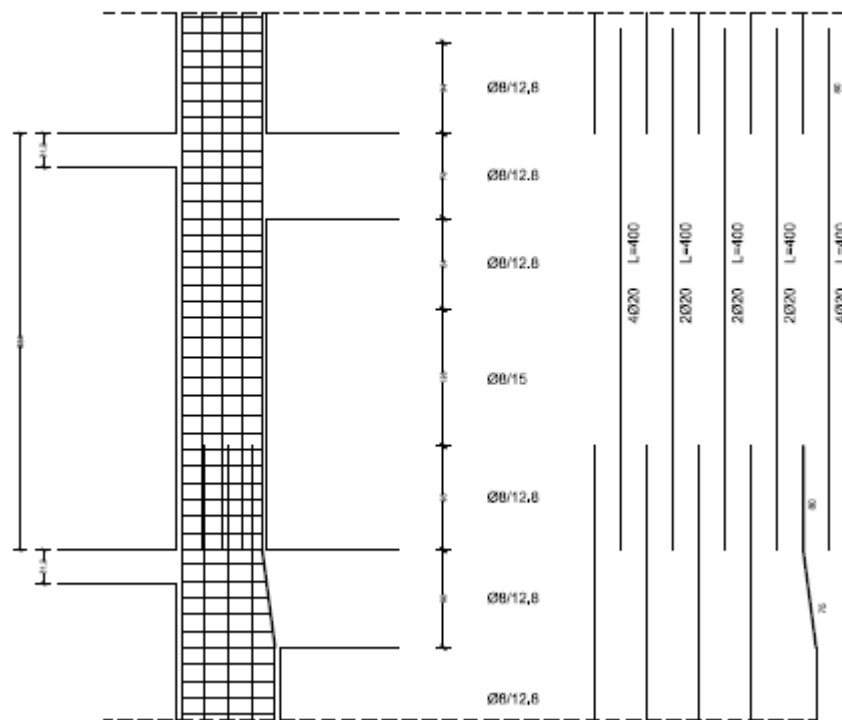


Fig. 23. Armatura tipo di un pilastro d'angolo

Nodi trave-pilastro

Avendo deciso di progettare in classe di duttilità B, la normativa (NTC 2008) prevede al paragrafo 7.4.4.3.1 che la verifica al nodo, definito come la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti, deve essere effettuata solo per di strutture in CD "A". Si è, comunque, deciso di utilizzare, pure per le staffe al nodo, un passo pari a quello della zona critica.