



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA

Corso di Laurea in Ingegneria Civile Strutturale e
Geotecnica

CORSO DI PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

Prof. Ing Aurelio Ghersi

RELAZIONE GENERALE DI UN EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO IN ZONA SISMICA

Commento generale

Qualche discordanza (messe con stima preliminare e calcoli dettagliato scambiate) e qualcosa da precisare, ma niente di serio da criticare

Docente:
Prof. Ing. Aurelio Ghersi

Allievo:
Torrise Graziella
049/000155

Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in progetto è sito a Belpasso in via F. Filzi. In base alle caratteristiche del suolo su cui esso deve sorgere, ai fini sismici, è stato supposto un 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

stato limite	SLO	SLD	SLV	SLC
T_r [anni]	30	50	475	975
a_g [g]	0,084	0,103	0,215	0,272
F_o	2,554	2,553	2,564	2,547
T_c^*	0,238	0,252	0,319	0,358

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

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

Stato limite	$S \times a_g$	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLD	0.154	0.139	0.417	2.012
SLV	0.294	0.163	0.488	2.460

*in di cosa anche S
1.500
1.369*

Nella figura 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 0.755 g per SLV e 0.394 g per SLD.

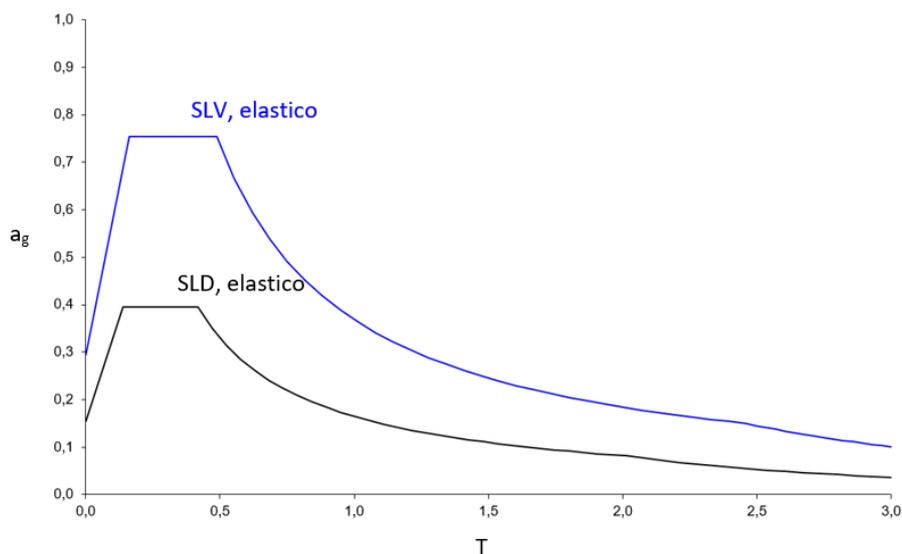


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo B

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 è costituita da due rettangoli ben uniti tra loro, con tre appartamenti ed un vano scala centrale. La copertura è costituita da una terrazza praticabile, cui si accede da un torrino scale. Nelle figure che seguono sono riportate le piante dei diversi piani e la sezione dell'edificio.

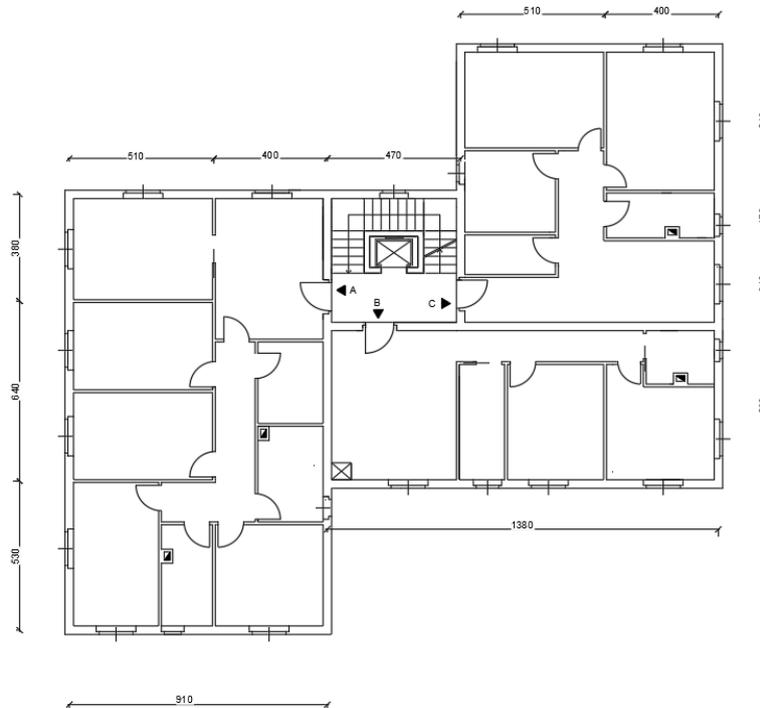


Fig. 2. Pianta piano terra

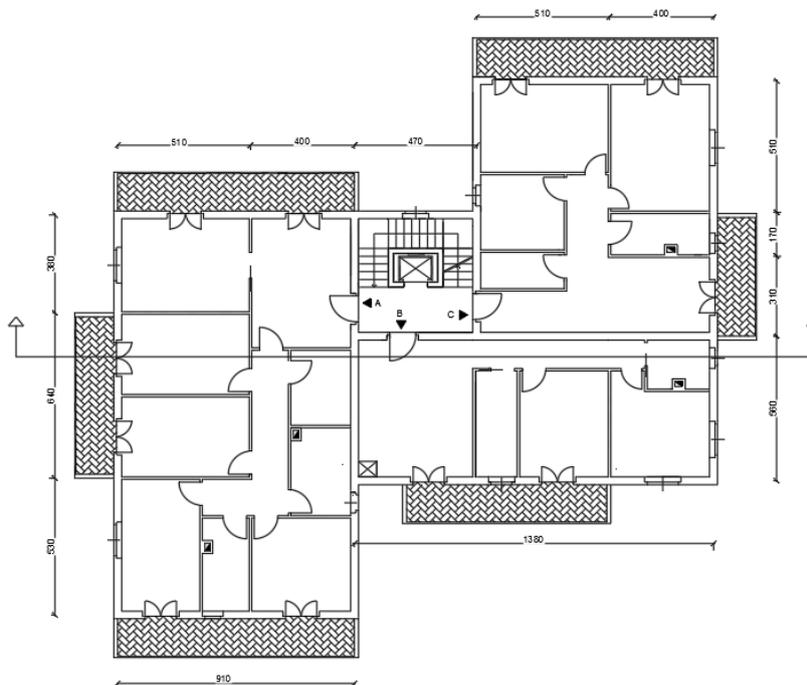


Fig. 3. Pianta piano tipo

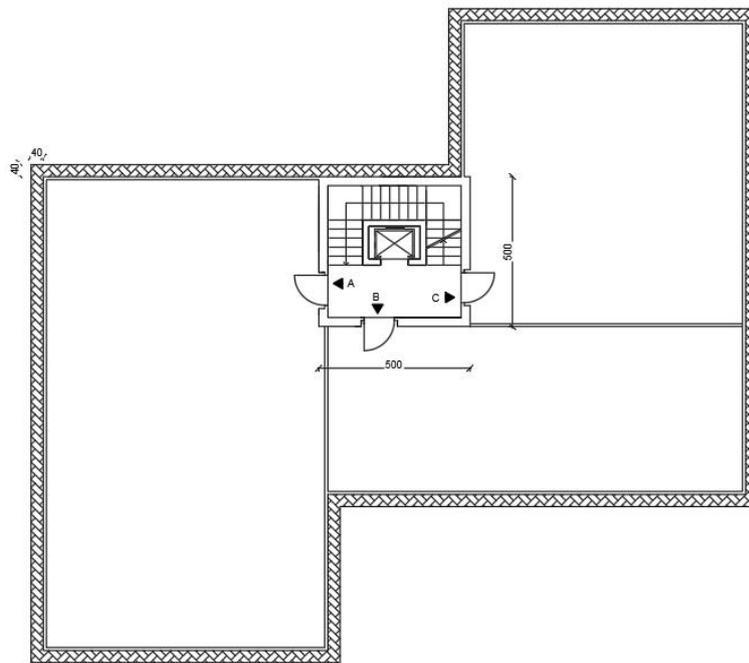


Fig. 4. Pianta della copertura

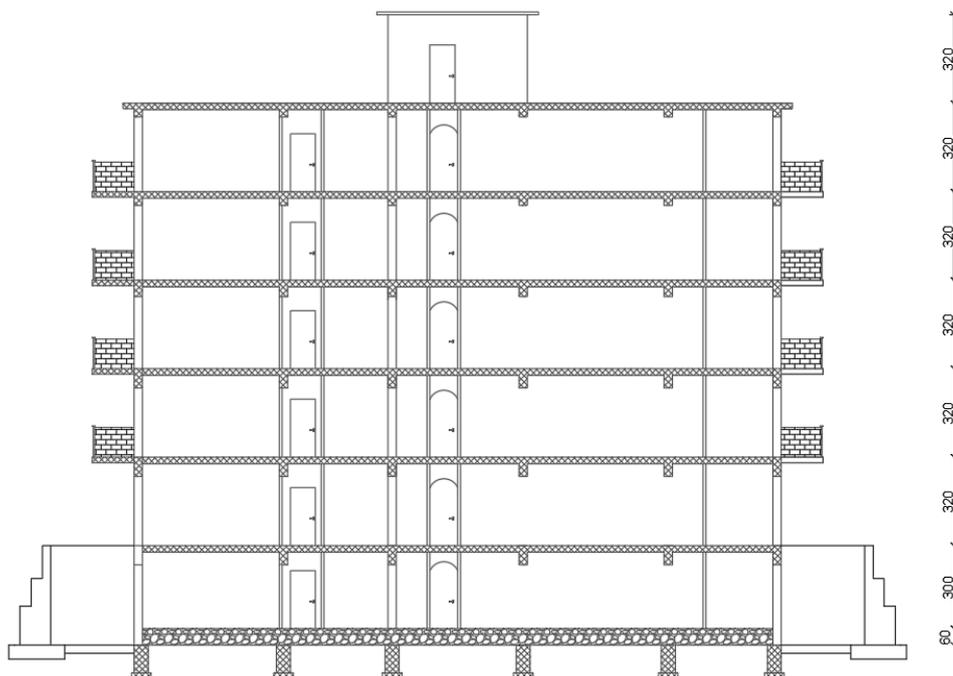


Fig. 5. Sezione

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. Non sono presenti pareti in cemento armato, nemmeno nel piano interrato. In esso infatti i muri di sostegno del terreno sono collegati alla fondazione ma indipendenti dalla struttura intelaiata. Anche 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 del primo impalcato è analoga, con la sola assenza degli sbalzi. La carpenteria di copertura è analoga a quella del piano interrato con l'aggiunta di un cornicione di 40 cm. Il torrino scale è ottenuto prolungando i pilastri 12, 13, 18, 19.

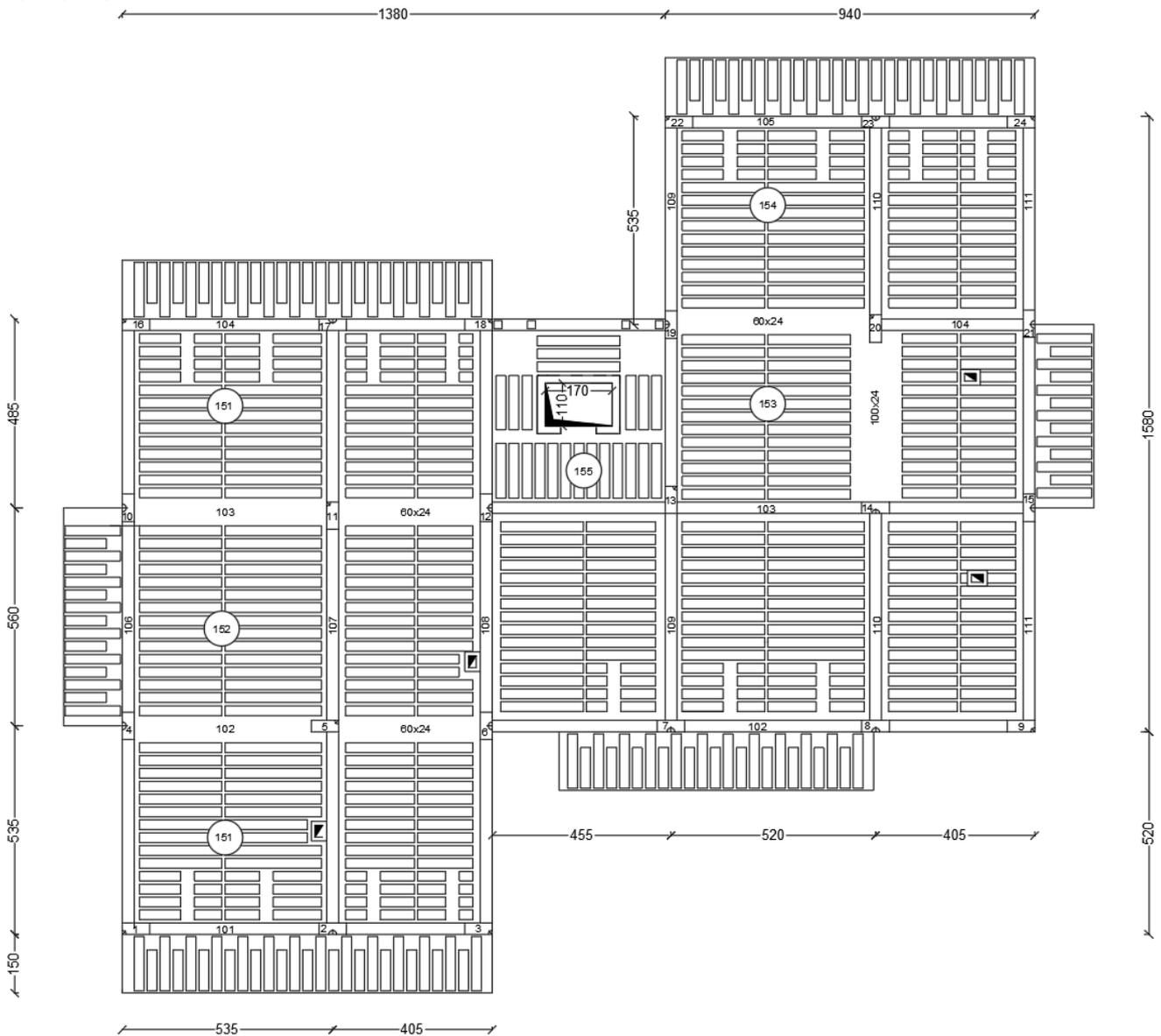


Fig. 5. Carpenteria del piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

Impalcato	Sezione pilastri	Sezione Travi
6+torrino	30x60	30x50
5	30x60	30x50
4	30x70	30x60
3	30x70	30x70
2	30x80	30x70
1	30x80	30x70

Per quanto riguarda la trave a spessore, della campata 14-20, che porta carichi verticali si è effettuato un calcolo inizialmente approssimativo che poi è stato confermato eseguendo in modo dettagliato l'analisi dei carichi che fornisce un valore della base della trave pari a circa 95 centimetri. Le dimensioni delle travi a spessore sono le seguenti:

Tab. 4. Sezione travi a spessore

Campata	Travi a spessore
14-20	100x24
4-5, 5-6, 10-11, 11-12, 19-20	60x24

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

Tale struttura risulta essere pressoché simmetrica a specchio in entrambe le direzioni. La non perfetta simmetria è dovuta alla differente disposizione dei balconi. Ho prestato molta attenzione nella distribuzione planimetrica degli elementi strutturali per continuare a mantenere la simmetria ma dovendo rispettare l'architettoneco, sono arrivata alla conclusione mostrata nella figura che segue.



Fig. 8. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

Rispetto la direzione y la disposizione dei pilastri del blocco di sinistra è analoga a quella di destra. Considerando la direzione x si hanno 6 pilastri che contano al di sopra dell'asse baricentrico delle masse e sei al di sotto, senza contare quelli in prossimità dell'asse baricentrico perché danno poco contributo. Si nota inoltre che non ci sono travi particolarmente corte e rigide che potrebbero portare a concentrazioni di tensioni.

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, sempre tenendo conto che la fila centrale di pilastri lungo la direzione x è vicino l'asse di simmetria e quindi danno poco contributo.

La distribuzione dei pilastri in altezza diminuisce ogni due piani ma senza brusche riseghe, anche per le travi la sezione varia con gradualità.

L'impalcato si presenta compatto e dotato di una soletta continua di spessore pari a 4 cm. Il foro dell'ascensore ha dimensioni modeste, ma considerando la soletta rampante della zona scala come parte mancante all'impalcato si potrebbe pensare l'edificio più deformabile. 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.

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, regolare in altezza e anche in pianta. 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.

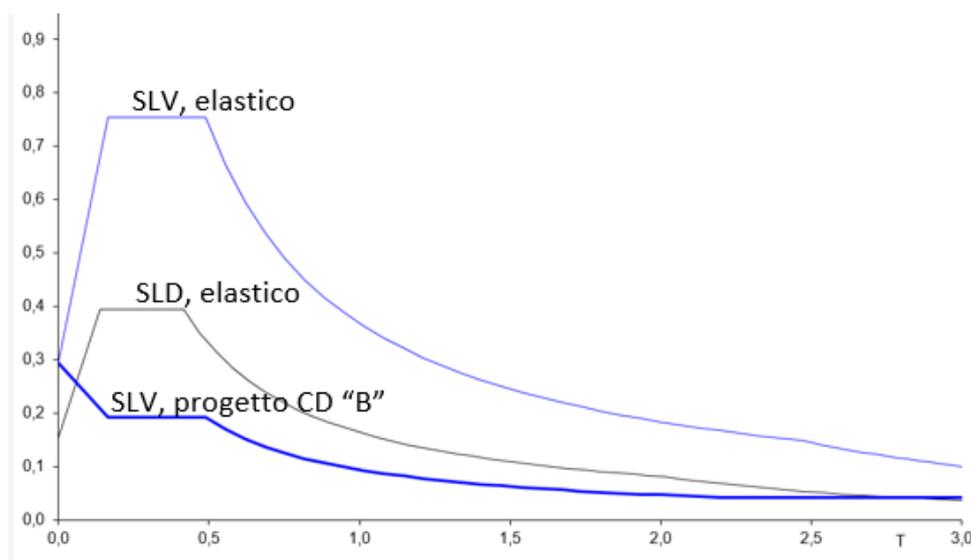


Fig. 9. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo C e $q=3.9$

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

Tab. 5. Forze di piano valutate per analisi statica

Impalcato	Quota z [m]	Superficie [m ²]	Peso unit. [kN/m ²]	Peso imp. [kN]	Massa [kNm]	Wz [kNm]	Forza F [kN]	Taglio V [kN]
6+torrino	19,6	405	9	3645,0	371,6	71442	702,5	702,5
5	16,4	415	10	4150,0	423,0	68060	669,3	1371,8
4	13,2	415	10	4150,0	423,0	54780	538,7	1910,5
3	10	415	10	4150,0	423,0	41500	408,1	2318,6
2	6,8	415	10	4150,0	423,0	28220	277,5	2596,1
1	3,6	344	10	3440,0	350,7	12384	121,8	2717,9
somma				23685,0	2414,373	276386		

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

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 19.60^{3/4} = 0.699 \text{ s}$$

Tale valore è maggiore di T_C (che vale 0.488 s per SLV) si è quindi nel tratto dello spettro elastico che decresce in maniera inversamente proporzionale a T . Quindi l'ordinata spettrale per SLV di progetto è:

$$S_e = 0.755 \times 0.488 / 0.699 = 0.527 \text{ g}$$

e per quello di progetto

$$S_d = 0.527 / 3.9 = 0.135 \text{ g}$$

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

(Taglio alla base) $V_b = 0.85 \sum_{i=1}^n m_i S_d(T_1) = 0.85 * 24195.7 * 0.135 = 2476.4 \text{ kN}$ in Tab. 2717,9

(Forza al piano) $F_K = \frac{m_k z_k}{\sum_{i=1}^n m_i z_i} V_b$

queste sono le masse valutate con maggiore precisione, non quelle inizialmente stimate

I valori ottenuti sono riportati nella tabella precedente.

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 utilizzando sia l'approccio semplificato, che l'approccio per tipologia di pilastro ed entrambi hanno fornito risultati analoghi.

Qui riporto l'espressione e i risultati ottenuti con l'approccio per tipologia di pilastro:

$$k = \frac{12EI_p}{L_p^3} \frac{1}{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{EI_p/L_p}{EI_{t,sup}/L_t} + \frac{EI_p/L_p}{EI_{t,inf}/L_t} \right)}$$

Tab. 6. Rigidezze di piano

Impalcato	K_x [KN/mm]	K_y [KN/mm]
6+torrino	306,0	295,6
5	365,0	354,0
4	471,0	455,7
3	546,9	527,2
2	687,6	659,8
1	698,5	643,3

Le rigidità variano con regolarità lungo l'altezza, confermando il giudizio di regolarità in altezza. 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

Impalcato	Forza F [KN]	Taglio V [KN]	K _x [KN/mm]	d _r [mm]	u [mm]	Massa [KNm]
6+torrino	702,5	702,5	306,0	2,3	22,0	371,6
5	669,3	1371,8	365,0	3,8	19,7	423,0
4	538,7	1910,5	471,0	4,1	16,0	423,0
3	408,1	2318,6	546,9	4,2	11,9	423,0
2	277,5	2596,1	687,6	3,8	7,7	423,0
1	121,8	2717,9	698,5	3,9	3,9	350,7
Somma						

Tab. 8. Spostamenti di piano direzione y

Impalcato	Forza F [KN]	Taglio V [KN]	K _y [KN/mm]	d _r [mm]	u [mm]	Massa [KNm]
6+torrino	702,5	702,5	295,6	2,4	23,0	371,6
5	669,3	1371,8	354,0	3,9	20,6	423,0
4	538,7	1910,5	455,7	4,2	16,7	423,0
3	408,1	2318,6	527,2	4,4	12,6	423,0
2	277,5	2596,1	659,8	3,9	8,2	423,0
1	121,8	2717,9	643,3	4,2	4,2	350,7
Somma						

Gli spostamenti ottenuti sono accettabili e inoltre sono simili in entrambi le direzioni. Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N m_i u_i^2}{\sum_{i=1}^N F_i u_i}}$$

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

Direzione x				Direzione y			
Impalcato	Fu [KN mm]	mu ² [KN mm s ²]	T	Impalcato	Fu [KN mm]	mu ² [KN mm s ²]	T
6+torrino	15467,3	180,1	0,692	6+torrino	15161,5	196,6	0,708
5	13198,4	164,5		5	14857,9	179,9	
4	8598,7	107,8		4	9470,0	118,7	
3	4858,7	60,0		3	5562,5	66,7	
2	2127,5	24,9		2	2470,0	28,2	
1	473,9	5,3		1	547,5	6,3	
Somma	44724,5	542,6		Somma	48069,3	569,3	

Il periodo trovato per entrambi le direzioni è molto vicino a quello stimato con la formula di normativa. Proprio per questo nel seguito il calcolo è stato condotto con le forze valutate in precedenza.

Per valutare le caratteristiche di sollecitazione conseguenti alle forze sismiche, si è ipotizzato che l'azione sismica sia portata maggiormente dagli elementi principali. La ripartizione è stata fatta, con riferimento alla direzione y che dal calcolo approssimativo appare leggermente meno rigida e resistente della direzione x . Dal taglio dei pilastri si è risalito al momento flettente, considerando il punto di nullo a $0,5h$ per tutti i piani tranne che, per l'ultimo a $0,4h$ e per il primo piano a $0,4h$ per la sezione in testa e $0,6h$ per la sezione al piede (quest'ultimo valore è dovuto al contributo dei pilastri secondari, che sono più rigidi al piede grazie alla elevata rigidità della trave di fondazione). Infine, il momento flettente nelle travi è stato stimato con riferimento all'equilibrio di un nodo a quattro vie e quindi come media tra il momento al piede del pilastro superiore e del momento in testa al pilastro inferiore. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 10. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi

Impalcato	V_{globale} [KN]	V_{pilastro} [KN]	M_{pilastro} [KNm]	M_{trave} [KNm]
6+torrino	702,5	62,2	79,6	39,8
5	1371,8	121,4	194,2	136,9
4	1910,5	169,1	270,5	232,4
3	2318,6	205,2	328,3	299,4
2	2596,1	229,7	367,6	347,9
1 testa	2717,9	240,5	346,3	357,0
1 piede			519,5	

*precisare:
si è diviso per
un numero di
"pilastri equivalenti"
stimato come
in fig. 8*

L'eccentricità accidentale e la combinazione delle due componenti 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 pari a 1,3.

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, si sono analizzate le travi più significative e si sono prese in considerazione quelle più sollecitate. La trave 106 perimetrale della campata 4-10 porta un carico pari a circa 66,34 kN/m in assenza di sisma. A tale valore del carico corrisponde un momento flettente pari a 208,03 kNm, con riferimento ad una campata lunga 5,00 m. Sommando ai carichi verticali l'effetto del sisma pari a 428,4 kN/m, considerando l'eccentricità visto che è una trave perimetrale, si ottiene un valore del momento pari a 553,2 kNm, valore che può essere portato da un sezione 30x70. Stesso procedimento fatto con la trave 107 di spina della campata 2-5, porta un carico pari a circa 36,86 kN/m in presenza di sisma e quindi un momento flettente pari a 92 kNm. In questo caso sommo l'effetto del sisma senza considerare l'eccentricità ottenendo un momento pari a 439,9 kNm valore accettabile per la sezione 30x70.

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 514 kN a 1605 kN per i carichi in condizioni sismiche. Dopo aver calcolato la variazione di sforzo normale a seguito dell'azione sismica, sono state determinate le coppie M-N più gravose.

AN da sisma?

Tab. 11 Coppie M-N più gravose

M	540,3
N _{max}	1220,9
M	436,4
N _{min}	-111

Considerando pilastri 30x80 con ferri 6 Φ 20 si ottengono i seguenti domini di resistenza :

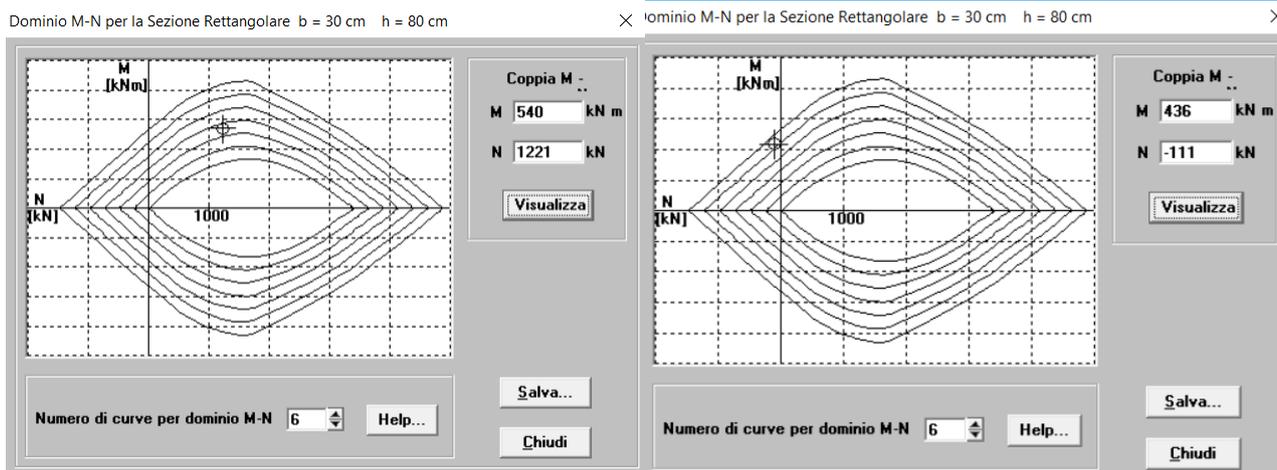


Fig. 10. Domini di resistenza dei pilastri

La coppia con lo sforzo normale minimo richiede molta armatura perché il pilastro va in trazione.

Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali

I calcoli finora eseguiti si basano su dati iniziali approssimati. Per validare il lavoro svolto e confermare le scelte prese si è proceduto a calcolare in dettaglio ogni valore. Per ogni trave sono stati calcolati i carichi agenti 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”).

Con questi valori sono stati determinare i pesi delle masse di piano con più precisione. Come riportato in tabella il peso unitario non si discosta di molto dalla stima iniziale.

Tab. 12. Masse di piano

Impalcato	Peso W [kN]	Massa [kN/m]	Area [m ²]	Peso unit. [kN/m ²]
6+torrino	3197,55	325,95	380	8,41
5	4184,74	426,58	415	10,08
4	4201,84	428,32	415	10,12
3	4326,79	441,06	415	10,43
2	4342,09	442,62	415	10,46
1	3942,70	401,91	344	11,46

Le coordinate del baricentro delle masse ed il raggio d'inerzia delle masse, sono stati calcolati con autocad. I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue

Tab. 13. Baricentro e raggi di inerzia delle masse

Impalcato	x_m [m]	y_m [m]	r_m [m]
6+torrino	11,60	10,50	8,83
5	11,40	10,50	9,12
4	11,40	10,50	9,12
3	11,40	10,50	9,12
2	11,60	10,50	9,12
1	11,60	10,50	8,52

Confrontando i centri di rigidezza con i centri di massa si nota che si discostano di poco, ciò conferma che la struttura è ben bilanciata.

Tab. 14. Centri di massa e di rigidezza

Impalcato	x_m [m]	y_m [m]	x_r [m]	y_r [m]
6+torrino	11,6	10,5	11,6	10,7
5	11,4	10,5	11,6	10,7
4	11,4	10,5	11,6	10,7
3	11,4	10,5	11,6	10,7
2	11,6	10,5	11,6	10,7
1	11,6	10,5	11,7	10,5

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 24.00 m in direzione x e 26.20 m in direzione y , le eccentricità accidentali sono 1.20 m e 1.31 m, rispettivamente per sisma agente in direzione x e in direzione y .

Programma di calcolo e modellazione della struttura

La struttura è stata studiata utilizzando il programma Tel2008, un programma freeware realizzato da Aurelio Ghersi. Il programma e la relativa documentazione sono disponibili nel sito internet www.dica.unict.it/users/aghersi/software.

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

La scelta di utilizzare il modello di insieme spaziale di telai piani è giustificata dalla disposizione dei pilastri, che fanno sì che la struttura sia in effetti sostanzialmente costituita da due insiemi di telai piani ortogonali tra loro, con pilastri continui a tutti i piani e senza elementi in falso. Il modesto disallineamento di alcuni pilastri non inficia la validità del modello, sia per il piccolo valore di questo

disallineamento che per il fatto che gli elementi non perfettamente allineati danno un contributo secondario all'assorbimento dell'azione sismica (sono pilastri di piatto e travi a spessore).

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 inizialmente mediante un'analisi statica e modale, in modo da poter validare le previsioni fatte. È stato fatto un confronto tra le rigidità, gli spostamenti e le sollecitazioni previste con i valori ottenuti dal tel, ottenendo dei risultati soddisfacenti.

Successivamente la struttura è stata analizzata considerando sei schemi base. L'effetto del sisma è 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.

Gli schemi base risolti sono:

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.

Tab. 15. Coppie di piano

Impalcato	Forze in direzione x			Forze in direzione y		
	F (KN)	e_a (m)	M (KNm)	F (KN)	e_a (m)	M (KNm)
6+torrino	635,63	1,20	762,76	635,63	1,31	832,67
5	696,05	1,20	835,26	696,05	1,31	911,83
4	562,53	1,20	675,03	562,53	1,31	736,91
3	438,83	1,20	526,60	438,83	1,31	574,87
2	299,46	1,20	359,35	299,46	1,31	392,29
1	143,95	1,20	172,75	143,95	1,31	188,58

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 6y (1...16) per i carichi verticali massimi si ha il diagramma del momento flettente riportato nella figura che segue. I valori del momento flettente agli estremi della trave della campata 1-4 variano da 46.6-82.4kNm e nelle previsioni si era stimato un momento massimo di 97kN/m, mentre valori leggermente più elevati si

hanno nella campata centrale perché la trave porta il balcone 79.4-140.7kNm, anch'essi in linea con i valori stimati con un massimo di 170kN/m.

Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti sono più bassi e variano da 29.6-54.06 kN/m per la campata di sinistra e da 47.98- 87.1 kN/m per quella centrale, valori paragonabili con quelli stimati pari a 61kN/m e 105kN/m.

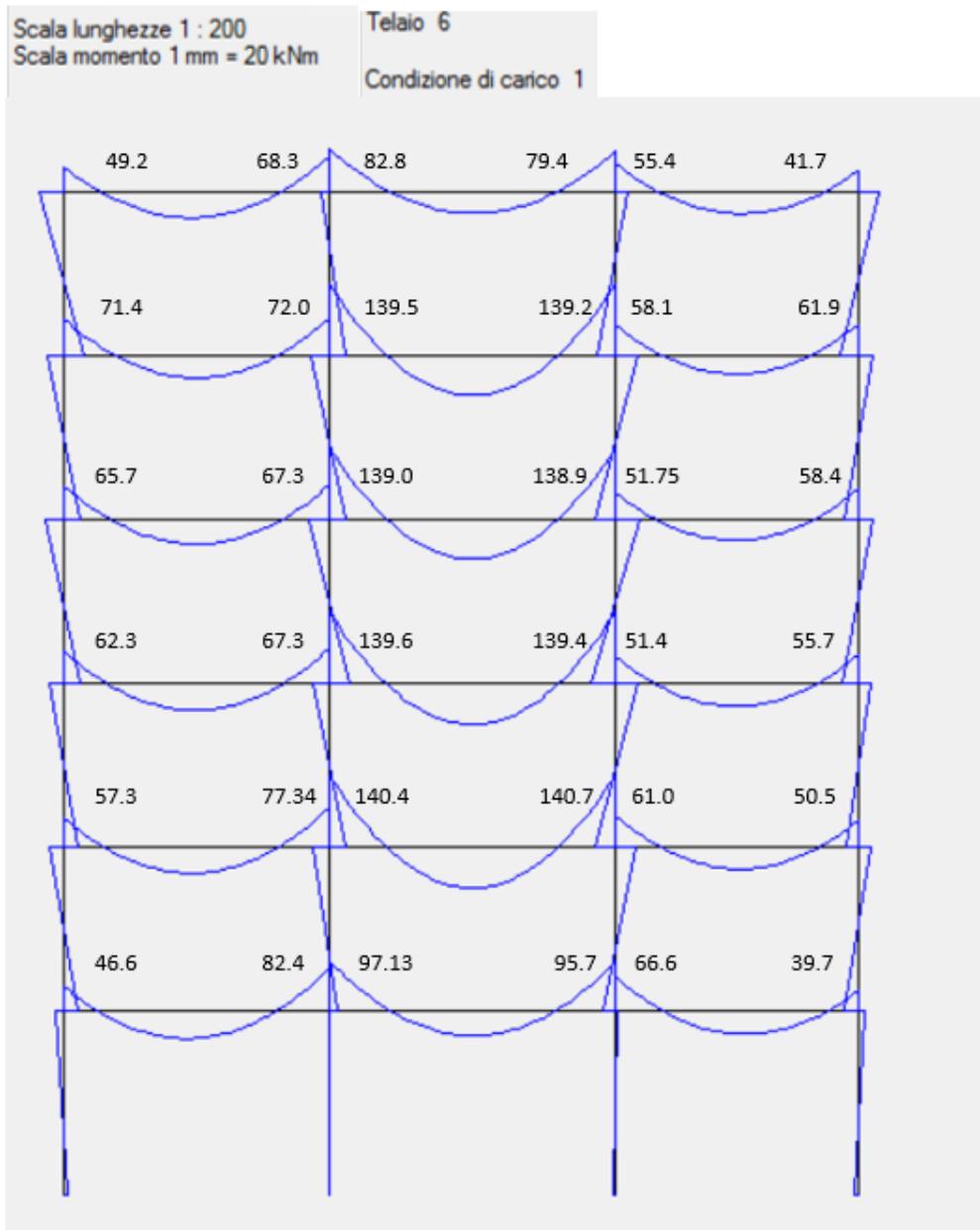


Fig. 11. Diagramma del momento flettente – telaio 6y (1...16), carichi verticali massimi

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

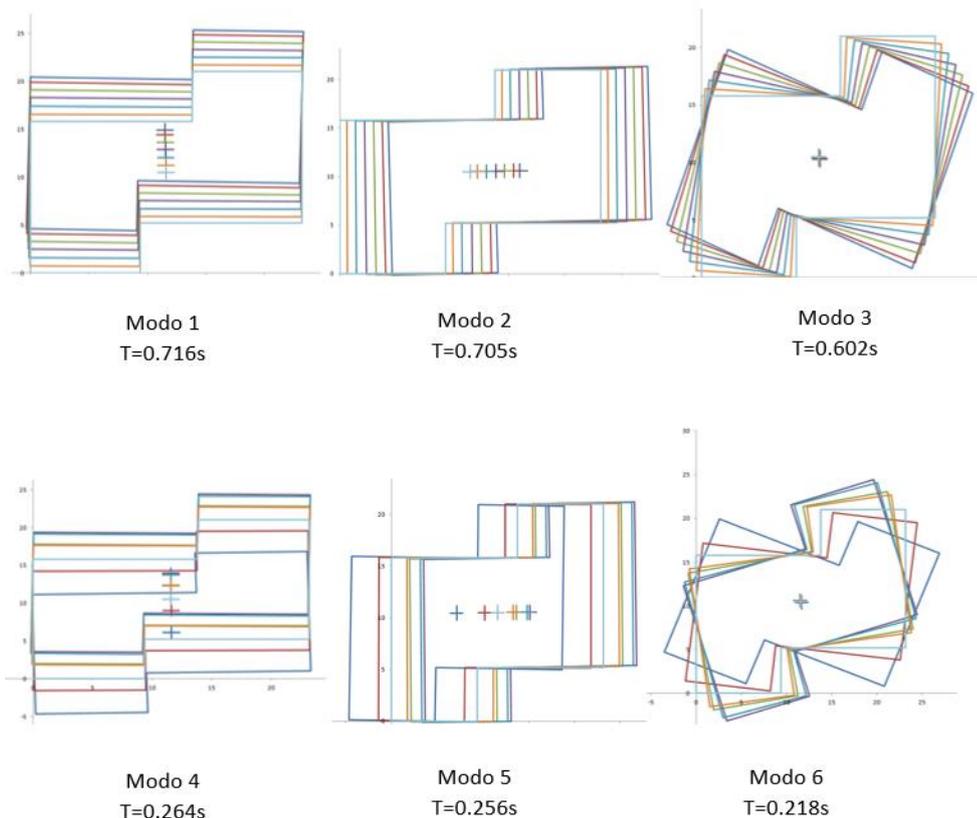


Fig. 12. Modi di oscillazione libera della struttura

Il primo modo mostra traslazioni in direzione y , con trascurabili rotazioni. Il suo periodo 0.716 s è molto simile a quello previsto 0.706 s ; la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.134 g . Il secondo modo mostra traslazioni in direzione x , con rotazioni trascurabili il suo periodo 0.705 s anch'esso molto simile a quello previsto 0.691 s ; la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.134 g . Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione, il suo periodo 0.602 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 6 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione y , il secondo per la x) con massa partecipante pari a circa all'80% ed un successivo modo (il quarto per la direzione y , il quinto per la x) che contribuisce con quasi il 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. 16. Masse partecipanti, per sisma x e y

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0,716	0,04%	81,02%
2	0,705	79,52%	0,05%
3	0,602	0,18%	0,14%
4	-0,264	0,00%	11,72%
5	0,256	12,50%	0,00%
6	0,218	0,01%	0,02%

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione x e y sono riportati nelle figure che seguono. Si ha una conferma del comportamento sostanzialmente traslazionale, e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti in testa molto simile a quello stimato. L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

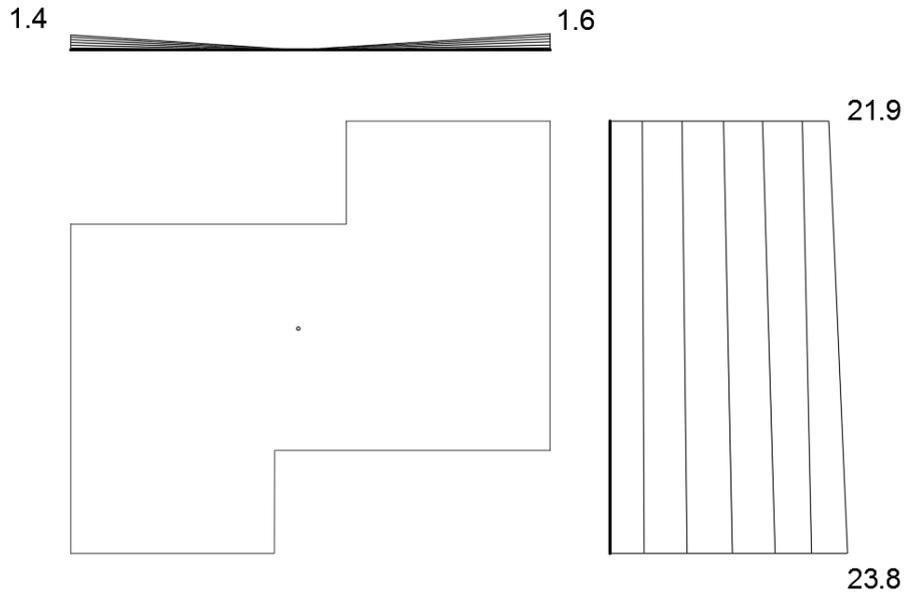


Fig. 13. Involuppo delle deformate modali, sisma x

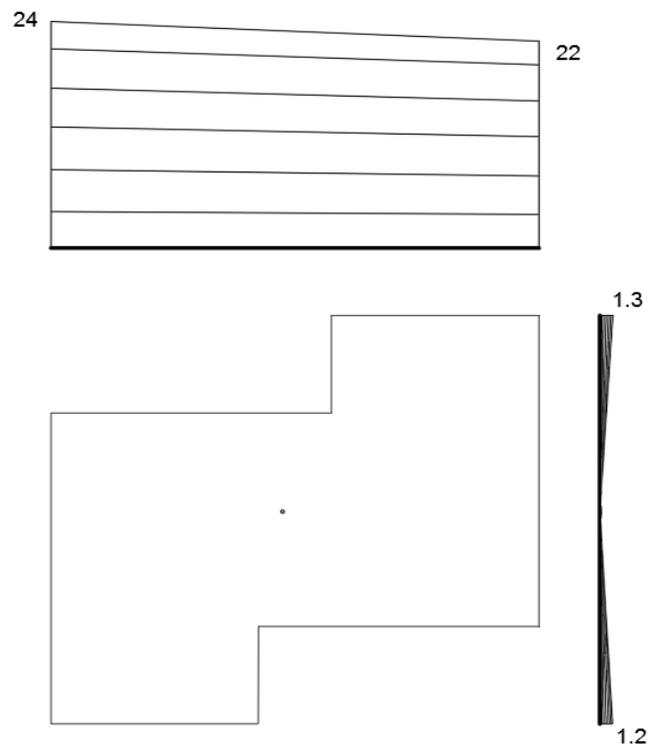


Fig. 14. Involuppo delle deformate modali, sisma y

Nella figura che segue è riportato il momento flettente del telaio 1x che risulta il più sollecitato per effetto del sisma in direzione x . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri. Di seguito è riportata la tabella che confronta i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo per il telaio 1x per effetto del sisma in direzione x . Lo scarto rispetto alla previsioni non è eccessivo quindi l'analisi numerica svolta conferma le previsioni fatte.

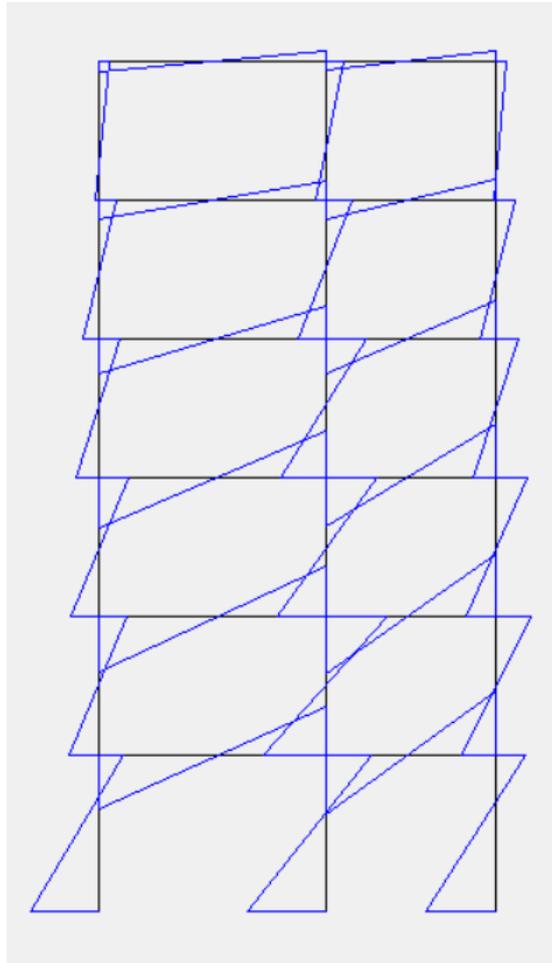


Fig. 15. Diagramma del momento flettente nel telaio 1x, analisi modale, sisma x

Tab. 17. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma x

*Ma quei valori previsti?
I numeri sono simili
ma non identici a
quelli di Tab. 10*

Impalcato	pilastri		travi	
	previsto	telaio 1x	previsto	telaio 1x
6+torrino	68,24	104,17	34,12	61,42
5	178,70	155,24	123,47	115,98
4	254,19	256,02	216,44	215,97
3	313,07	294,26	283,63	312,65
2	353,26	362,55	333,16	359,27
1 testa	335,32	259,98	344,29	367,04
1 piede	502,97	449,62		

Per la direzione y , è riportato il momento flettente del telaio 6y che risulta il più sollecitato per effetto del sisma in direzione y . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione y . Di seguito è riportata la tabella che confronta i

valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo per il telaio 6y per effetto del sisma in direzione y. Lo scarto rispetto alla previsioni non è eccessivo quindi l'analisi numerica svolta conferma le previsioni fatte.

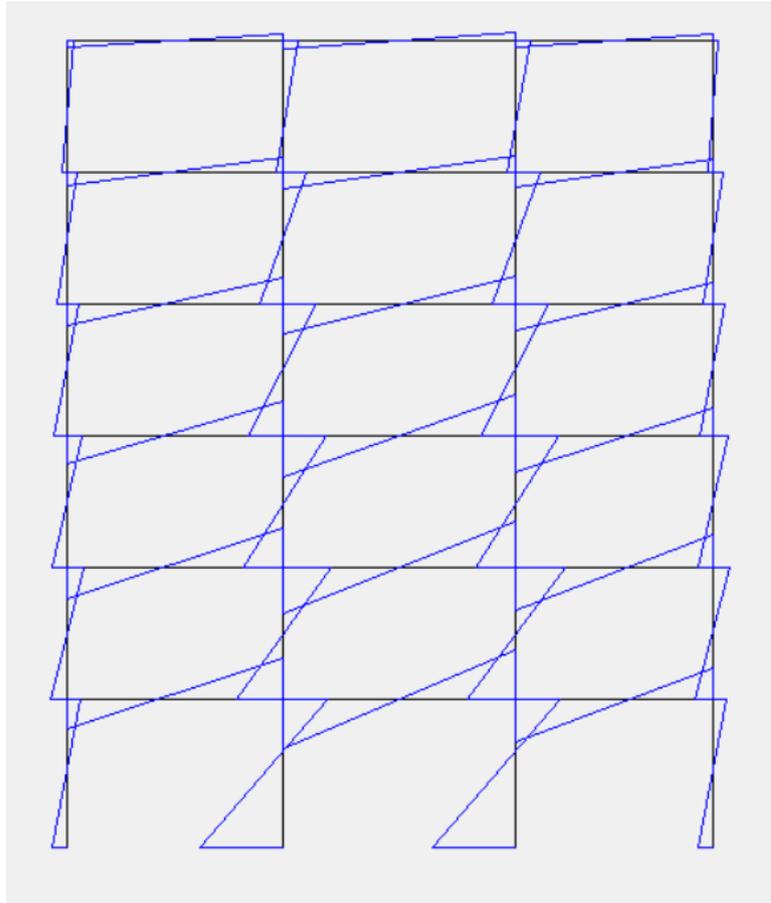


Fig. 16. Diagramma del momento flettente nel telaio 6y, analisi modale, sisma y

Tab. 18. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma y

DEH

Impalcato	pilastri		travi	
	previsto	telaio 6y	previsto	telaio 6y
6+torrino	71,47	90,96	35,73	61,42
5	187,16	146,01	129,31	115,98
4	266,22	214,98	226,69	215,97
3	327,90	263,29	297,06	312,65
2	369,98	297,70	348,94	359,27
1 testa	351,19	273,49	360,59	367,04
1 piede	526,79	503,76		

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 è basso.

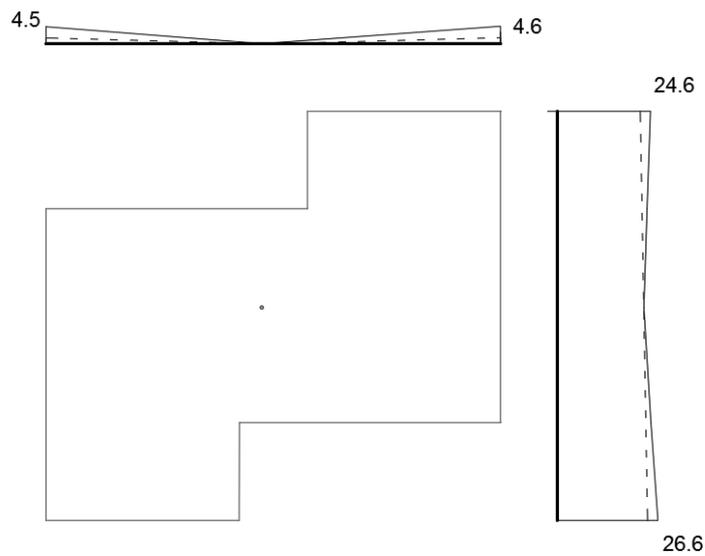


Fig. 17. Effetto complessivo del sisma x, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

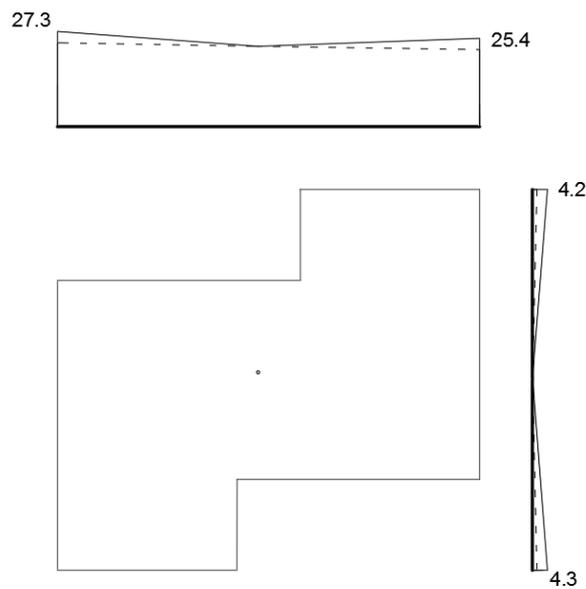


Fig. 18. Effetto complessivo del sisma y, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

Di seguito inoltre viene 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 incremento degli spostamenti per i telai in direzione y soggetti a sisma x+0.3 sisma y e per i telai in direzione x soggetti a sisma y+0.3 sisma x, senza però generare rotazioni. In definitiva ciò evidenzia una buona progettazione della struttura.

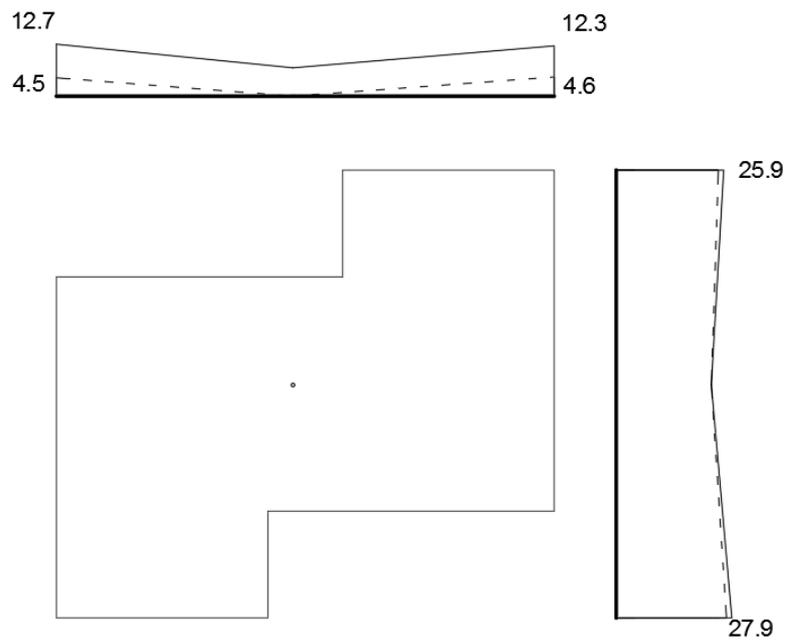


Fig. 19. Effetto del sisma prevalente x , ovvero sisma $x + 0.3$ sisma y

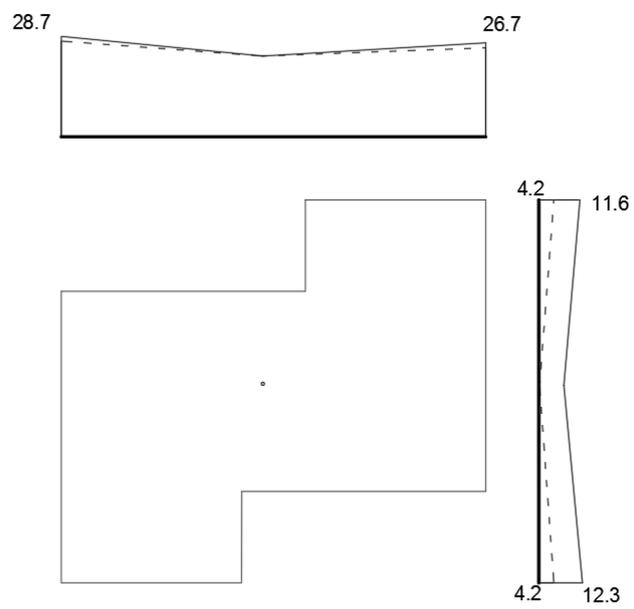


Fig. 20. Effetto del sisma prevalente y , ovvero sisma $y + 0.3$ sisma x

Esame delle armature

Travi: armatura a flessione

L'armatura a flessione della trave è stata definita in base ai risultati del calcolo forniti dal tel2008. Le sollecitazioni sono state combinate per ottenere le massime caratteristiche di sollecitazioni. La quantità di armatura necessaria per le travi di tutta la struttura è stata calcolata, utilizzando la seguente formula di normativa:

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

nella quale il momento presente è quello a filo pilastro.

Il primo passo effettuato è stato quello di verificare che il momento resistente risultasse maggiore del momento sollecitante. Inoltre sono stati rispettati i seguenti limiti di normativa:

- $\frac{b \cdot h \cdot 1.4}{f_{yk}} < A_s < A_{s,comp} + \frac{b \cdot h \cdot 3.5}{f_{yk}}$
- disporre sempre almeno 2 ϕ 16 sia superiormente che inferiormente
- Armatura compressa almeno pari a 25% dell'armatura tesa ,sempre , e al 50% dell 'armatura tesa in "zona critica" . Per CD "B" la zona critica è uguale all'altezza della trave.
- Armatura superiore sempre pari a 1/4 dell'armatura massima disposta agli estremi.

Come armature si sono utilizzate barre di diametro pari a 16 mm ($A_s=2.01 \text{ cm}^2$) e 20mm ($A_s=3.14 \text{ cm}^2$) .

Per tutte le travi è stata attribuita un'armatura minima considerando l'area necessaria fornita dalla formula precedente.

La trave studiata in dettaglio è quella del telaio 6 in direzione y. Per tracciare il diagramma del momento resistente è stato utilizzato il diagramma del momento flettente ottenuto con il software "MomCad". Le tre combinazioni utilizzate sono: carichi verticali in assenza di sisma curva in verde, q_{\min} -sisma curva in blu, q_{\min} +sisma curva in rosso.

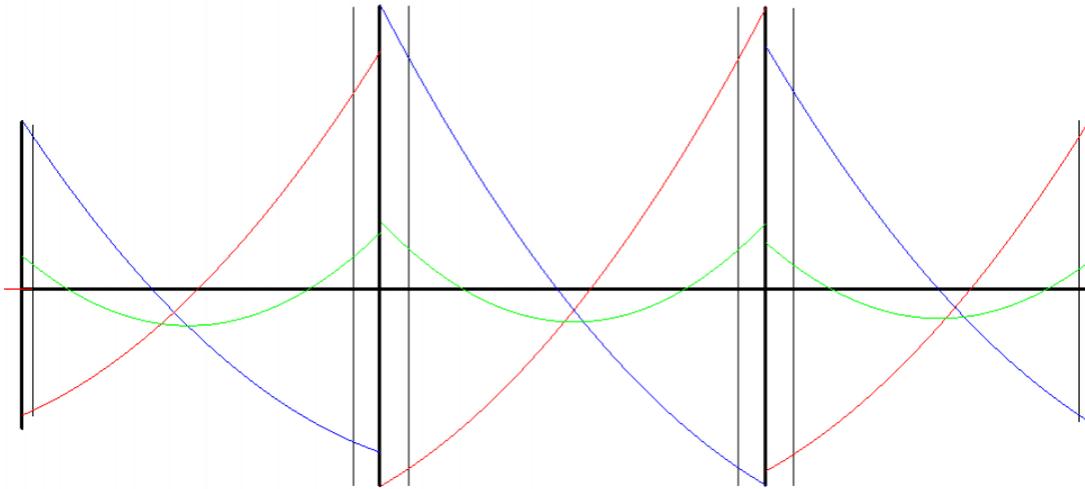


Fig. 21. Telaio 6y-impalcato 1, diagramma del momento flettente

L'effetto del sisma è rilevante e si raggiungono valori del momento pari a 412.8 kNm superiormente (in asse) e 288.6 kNm inferiormente (in asse).

Questa trave è costituita da tre campate, con solo travi emergenti e con luci modeste. Al primo ordine l'armatura filante viene interrotta nella mezzeria della campata centrale e sovrapposta per 40 diametri, utilizzando dei ferri lunghi 9.40 m. Superiormente si ha un'armatura filante pari a $3\Phi 20$ mentre inferiormente pari a $2\Phi 20+1\Phi 16$, con l'aggiunta di monconi sugli appoggi.

Nella seguente tabella sono riportati i momenti massimi a filo, le aree necessarie, l'armatura disposta, ed il momento resistente associato alle barre utilizzate, calcolato determinando la posizione dell'asse neutro con la condizione di equilibrio alla traslazione.

Tab. 19. Telaio 6y-impalcato 1, momenti massimi ed armature

	1	4	4	10	10	16
M^-_{max} (kNm)	-221,44	-283,34	-336,11	-334,54	-285,73	-221,87
M^+_{max} (kNm)	178,36	226,00	265,29	264,35	244,85	185,73
$A_{s,sup}$ (cm ²)	9,53	12,19	14,46	14,39	12,29	9,55
$A_{s,inf}$ (cm ²)	7,67	9,72	11,41	11,37	10,53	7,99
barre sup	$3\Phi 20$ $1\Phi 16$	$5\Phi 20$	$5\Phi 20$	$5\Phi 20$	$5\Phi 20$	$3\Phi 20$ $1\Phi 16$
barre sinf	$2\Phi 20$ $1\Phi 16$	$2\Phi 20$ $2\Phi 16$	$2\Phi 20$ $3\Phi 16$	$2\Phi 20$ $3\Phi 16$	$2\Phi 20$ $3\Phi 16$	$2\Phi 20$ $1\Phi 16$
M^-_{Rd} (kNm)	265,80	365,10	365,10	365,10	365,10	265,80
M^+_{Rd} (kNm)	192,77	239,51	286,24	286,24	286,24	192,77

Questi valori sono stati calcolati per tutti i piani e si trovano nel foglio di calcolo "2.Calcoli progetto" pagina "18.trave da studiare"

Travi: armatura a taglio

Il taglio con cui verificare la sezione e definire le staffe deve essere calcolato a partire dalla resistenza a flessione degli estremi delle travi.

Per definire la staffatura della trave si è calcolato inizialmente il valore del massimo taglio provocato dal sisma, la relazione impiegata per il calcolo è la seguente

$$V_{s,max} = \frac{\max(M_{Rd,sin}^+ + |M_{Rd,des}^-|; M_{Rd,des}^+ + |M_{Rd,sin}^-|)}{l}$$

Tale valore deve essere maggiorato per un fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , per classe di duttilità "B" è pari a 1. A questo valore viene sommata la quantità $(g_k + \psi_2 q_k)l/2$. La somma così ottenuta fornisce il valore del taglio all'estremità della trave; il solo $V_{s,max}$ invece consente di stimare quello in mezzzeria.

L'area necessaria è stata calcolata con l'espressione che deriva dal modello del traliccio con puntone ad inclinazione variabile.

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}}{0.9 \cdot (h - c) \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}$$

Lavorando con classe di duttilità "B" si è scelto $\cot\theta = 2$ e si è ottenuto un valore massimo pari a $7\text{cm}^2/\text{m}$. Quindi utilizzando staffe $\Phi 8$ basterebbe un passo di 14 cm. Ma il passo delle staffe è stato scelto in base alle prescrizione dell' NTC08, punto 7.4.6.2.1, perché richiede valori più restrittivi.

- Un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale
- 225 mm (per CD "B")
- 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali (per CD "B")
- 24 volte il diametro delle armature trasversali

Il valore più vincolante è quello della terza condizione. In definitiva si è scelto di usare staffe $\Phi 8/10$ a due bracci per la zona critica (altezza trave dal filo pilastro), ed $\Phi 8/20$ per la zona centrale. Inoltre, sono stati aggiunti due coppie di $2+2\Phi 16$ di parate, utili nelle travi alte per assorbire sollecitazioni di trazione e limitare le fessurazioni. La disposizione in dettaglio delle armature della trave del telaio 6y dell'impalcato 1 è descritta nella TAV 3.

Pilastri: armatura a pressoflessione

Per i pilastri, a differenza delle travi non può dirsi a priori quale sia la direzione del sisma prevalente più gravosa, quindi è necessario esaminarle entrambe. I valori del momento flettente utilizzati sono quelli forniti dal software TEL08 e così com'è stato fatto per le travi sono stati combinati in modo da considerare il contributo del sisma nelle due direzioni. Di tutti questi valori sono stati utilizzati quelli in testa del pilastro del 6° ordine, quelli al piede del 1° ordine e i valori dello sforzo normale. Gli altri valori del momento flettente saranno in genere sostituiti da quelli determinati mediante il criterio della gerarchia delle resistenze. In genere la gerarchia delle resistenze è stata rispettata quando il pilastro porta più del 3%-3.5% del taglio di piano.

Per applicare il criterio di gerarchia delle resistenze occorrono i momenti resistenti all'estremità delle travi che convergono in ciascun nodo. In particolare si riportano i risultati ottenuti per il pilastro 1, che è un pilastro d'angolo allungato nella direzione x. Il massimo momento resistente che può

essere trasmesso dalle travi a ciascun nodo, si ottiene sommando in valore assoluto il momento positivo a sinistra e quello negativo di destra e viceversa e si prende il valore massimo. La somma così ottenuta deve essere moltiplicata per $\gamma_{Rd}=1.3$ e ripartita tra il pilastro al di sopra e quella al di sotto del nodo, utilizzando i coefficienti indicati nella colonna 10 della tabella seguente.

Tab. 20. Momenti resistenti delle travi adiacenti al pilastro 1

Piano		Direzione x			Direzione y			rip	M_x	M_y	
		sin	des	ΣM	sin	des	ΣM				
6	M-Rd		102,57	102,57		102,57	102,57	sup	0,32	--	--
	M+Rd		102,57			102,57		inf	0,68	48,17	61,23
5	M-Rd		172,30	172,30		135,53	135,53	sup	0,32	100,92	128,29
	M+Rd		102,55			102,56		inf	0,68	86,22	125,47
4	M-Rd		276,30	276,30		189,86	189,86	sup	0,41	122,63	178,47
	M+Rd		190,09			126,16		inf	0,59	124,81	189,07
3	M-Rd		383,59	383,59		253,21	253,21	sup	0,45	153,72	232,88
	M+Rd		274,74			198,55		inf	0,55	130,87	198,38
2	M-Rd		383,83	383,83		253,21	253,21	sup	0,47	147,66	223,84
	M+Rd		302,15			198,55		inf	0,53	135,56	190,99
1	M-Rd		356,74	356,74		253,21	253,21	sup	0,49	142,97	201,43
	M+Rd		329,49			198,55		inf	0,51	--	--

L'armatura necessaria è stata calcolata mediante una procedura approssimata proposta da A. Ghersi e M. Muratore.

$$A_s = \frac{M_{Ed} - M_{c(N)}}{(h - 2c)f_{yd}}$$

Con:

M_{Ed} momento sollecitante e $M_{c(N)}$ momento portato dalla sezione di calcestruzzo.

$$M_{c(N)} = M_{c,max} \left[1 - \left(\frac{0.48 \cdot N_{c,max} + N_{Ed}}{0.48 \cdot N_{c,max}} \right)^2 \right]$$

N_{Ed} valore dello sforzo normale (negativo se di compressione). $N_{c,max}$ e $M_{c,max}$ rappresentano rispettivamente il massimo sforzo normale ed il massimo momento flettente

$$N_{c,max} = A_c f_{cd}$$

$$M_{c,max} = 0.12 A_c h f_{cd}$$

Avendo progettato l'armatura a pressoflessione retta occorre verificare la sezione a pressoflessione deviata. Per eseguire questa verifica è stata utilizzata l'espressione suggerita dalla normativa (NTC08, punto 4.1.2.1.2.4)

$$\left(\frac{M_{x,Ed}}{M_{x,Rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^\alpha \leq 1 \quad \text{con } \alpha = 1$$

Per il calcolo del momento resistente si sono utilizzati le relazioni seguenti:

$$M_{Rd} = (M_{c,max} + M_{s,max}) \left[1 - \left| \frac{0.48 \cdot N_{c,max} + N_{Ed}}{0.48 \cdot N_{c,max} + N_{s,max}} \right|^m \right] \quad \text{con } m = 1 + \frac{1}{1 + 2N_{s,max}/N_{c,max}}$$

Nella quale $N_{s,max}$ e $M_{s,max}$ rappresentano rispettivamente il massimo sforzo normale ed il massimo momento flettente

$$N_{s,max} = 2A_s f_{yd}$$

$$M_{s,max} = A_s (h - c) f_{yd}$$

Inoltre per rispettare il criterio della gerarchia delle resistenze, bisogna verificare che la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} :

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

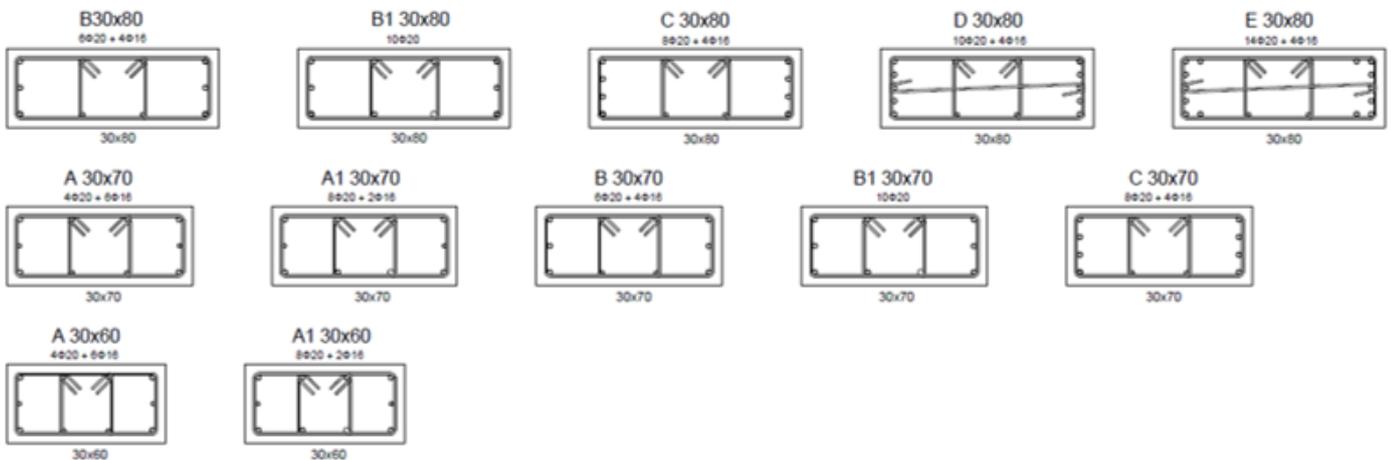
Dove γ_{Rd} è il fattore di sovraresistenza, pari a 1,1 per CD “B”.

Oltre a questa verifica sono stati rispettati i seguenti limiti:

- l' armatura longitudinale deve essere compresa tra 1% e il 4% dell'area della sezione di cls
- Interasse delle barre non superiore a 25 cm
- L'armatura minima non può scendere al di sotto di 24.6 cm², ovvero 4 Φ 20 e 6 Φ 16

Dopo aver effettuato tutti questi calcoli che si trovano nel foglio di calcolo “3.Armatura pilastri”, ho cercato di raggruppare le tipologie di armature da utilizzare ottenendone cinque. Di seguito riporto le relativi sezioni e la tabella dei pilastri. All' aumentare della lettera aumenta il quantitativo di armatura. In totale sono state utilizzate 12 tipologie di sezioni perché la stessa tipologia di armatura è stata utilizzata per diverse sezioni ed è per questo che accanto la lettera viene indicata la sezione. Le tipologie A1 e B1 stanno ad indicare un aumento di armatura sul lato lungo, si passa da un Φ 16 a un Φ 20.

Fig. 22. Sezione pilastri



pilastro	VI	V	IV	III	II	I	dalla fondazione
1	A 60x30	A 60x30	A 70x30	C 70x30	C 80x30	D 80x30	D 80x30
2	A 60x30	A 60x30	A 70x30	B 70x30	B 80x30	C 80x30	C 80x30
3	A 60x30	A 60x30	A 70x30	C 70x30	C 80x30	E 80x30	E 80x30
4	A 30x60	A 30x60	A 30x70	B 30x70	B 30x80	C 30x80	C 30x80
5	A 60x30	A1 60x30	A1 70x30	B1 70x30	B1 80x30	B1 80x30	B1 80x30
6	A 30x60	A 30x60	A 30x70	B 30x70	B 30x80	B 30x80	B 30x80
7	A 60x30	A 60x30	A 70x30	B 70x30	B 80x30	B 80x30	B 80x30
8	A 60x30	A 60x30	A 70x30	B 70x30	B 80x30	B 80x30	B 80x30
9	A 60x30	A 60x30	A 70x30	C 70x30	C 80x30	E 80x30	E 80x30
10	A 30x60	A 30x60	A 30x70	B 30x70	B 30x80	C 30x80	C 30x80
11	A 30x60	A 30x60	A 30x70	B 30x70	B 30x80	B 30x80	B 30x80
12	A 30x60	A 30x60	A 30x70	B 30x70	B 30x80	B 30x80	B 30x80
13	A 30x60	A1 30x60	A1 30x70	B1 30x70	B1 30x80	B1 30x80	B1 30x80
14	A 60x30	A 60x30	A 70x30	B 70x30	B 80x30	B 80x30	B 80x30
15	A 30x60	A 30x60	A 30x70	B 30x70	B 30x80	C 30x80	C 30x80
16	A 60x30	A 60x30	A 70x30	B 70x30	B 80x30	C 80x30	C 80x30
17	A 60x30	A 60x30	A 70x30	B 70x30	B 80x30	B 80x30	B 80x30
18	A 60x30	A 60x30	A 70x30	B 70x30	B 80x30	B 80x30	B 80x30
19	A 30x60	A 30x60	A 30x70	B 30x70	B 30x80	B 30x80	B 30x80
20	A 30x60	A 30x60	A 30x70	B 30x70	B 30x80	B 30x80	B 30x80
21	A 30x60	A 30x60	A 30x70	B 30x70	B 30x80	C 30x80	C 30x80
22	A 60x30	A 60x30	A 70x30	C 70x30	C 80x30	D 80x30	D 80x30
23	A 60x30	A 60x30	A 70x30	B 70x30	B 80x30	C 80x30	C 80x30
24	A 60x30	A 60x30	A 70x30	C 70x30	C 80x30	E 80x30	E 80x30

Fig. 23. Tabella pilastri

Si hanno armature più forti nei pilastri d'angolo 1-16-22 infatti viene utilizzata l'armatura di tipo D. I pilastri più armati dove viene utilizzata l'armatura di tipo E sono il 3,9 e 24 perché vanno in trazione, come già previsto nella previsione iniziale. Tutti i pilastri eccentrici di coltello con due travi emergenti (2-4-10-15-21-23) sono armati nello stesso modo utilizzando l'armatura di tipo C al primo ordine. Nel restante dei pilastri è sufficiente l'armatura minima, anzi al terzo ordine si è scelto di aumentarla leggermente per un confronto con l'armatura delle travi. L'armatura sul lato lungo dei pilastri 5 e 13 è stata aumentata utilizzando la tipologia A1 e B1 perché anche se elementi secondari sono tra due travi emergenti infatti portano un taglio pari a 3.5-5% del taglio di piano.

Le barre longitudinali vengono interrotte ad ogni piano e prolungate rispetto all'estradosso della trave per una lunghezza pari a 40 diametri il diametro massimo, al fine di garantire un buon ancoraggio con le barre del pilastro superiore.

Pilastri: armatura a taglio

Come per le travi, anche per i pilastri il taglio in base a cui verificare la sezione e progettare le armature trasversali deve essere determinato rispettando la gerarchia delle resistenze, a partire dalla capacità resistente a flessione delle sezioni di estremità del pilastro. Si utilizza pertanto l'espressione:

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

Le limitazioni imposte dalla normativa, indicano che la zona critica per i pilastri è pari al massimo tra:

- Il lato maggiore della sezione trasversale
- 1/6 dell'altezza netta del pilastro
- 45cm
- L'altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte il lato maggiore della sezione

Il valore maggiore viene fornito dalla prima condizione, quindi la zona critica è pari a 80 cm, per un pilastro 30x80.

Il passo deve essere non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/2 del lato minore della sezione trasversale (CD "B")
- 175mm (CD "B")
- 8 volte il diametro delle barre longitudinali

Il valore più piccolo viene fornito dalla terza condizione pari a 12.8 cm.

Considerando le limitazioni della normativa, e dovendo verificare che $V_{Rd} > V_{Ed}$ si è deciso di disporre una doppia staffa $\Phi 8$ con un passo di 10 cm nella zona critica e di 15 cm nella zona centrale. Per i pilastri 1,3,9, 22 e 24 che sono quelli con un taglio sollecitante maggiore si è deciso di utilizzare un passo di 10 cm sia nella zona critica che in quella centrale, per i primi due ordini. I valori della resistenza a taglio ottenuti con i passi e le staffe utilizzate sono riportati nella Tab. 21. I calcoli in dettaglio sono riportati nel foglio di calcolo "3.Armatura pilastri" a partire dalla casella BK per ogni pilastro.

Tab. 21. Resistenza a taglio del pilastro

Sezione	Staffe	$cot\theta$	V_{Rd} (kN)	Sezione	Staffe	$cot\theta$	V_{Rd} (kN)
30x60	$\Phi 8/10$ 2,5 br	1,82	451,7	60x30	$\Phi 8/10$ 4 br	2,10	386,3
30x70	$\Phi 8/10$ 2,5 br	1,82	523,4	70x30	$\Phi 8/10$ 4 br	2,30	423,9
30x80	$\Phi 8/10$ 2,5 br	1,82	613,1	80x30	$\Phi 8/10$ 4 br	2,49	458,6
30x60	$\Phi 8/15$ 2,5 br	2,34	386,9	60x30	$\Phi 8/15$ 4 br	2,50	306,8
30x70	$\Phi 8/15$ 2,5 br	2,34	455,9	70x30	$\Phi 8/15$ 4 br	2,50	306,8
30x80	$\Phi 8/15$ 2,5 br	2,34	525,1	80x30	$\Phi 8/15$ 4 br	2,50	306,8
30x80	$\Phi 8/10$ 3,5 br	1,44	680,3	80x30	$\Phi 8/10$ 4 br	2,49	458,6

Nodo Trave pilastro

Avendo scelto di progettare in classe di duttilità B, la normativa non richiede di effettuare la verifica dei nodi non confinati. È necessario comunque disporre nel nodo staffe con interasse

$$i \leq \frac{n_{st} A_{st}}{b_j 0.05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \cong 12 \text{ cm}$$

Si è scelto di disporre staffe $\Phi 8$ con passo di 10 cm.

Verifica dell'impalcato

Per l'edificio studiato non sono state eseguite verifiche di rigidità e resistenza dell'impalcato, perché la pianta non presenta restringimenti tali da richiedere particolari verifiche.

Si può affermare quindi che gli orizzontamenti sono sufficientemente rigidi da portare in maniera adeguata sia azioni orizzontali che verticali.