



# UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE STRUTTURALE E GEOTECNICA

---

CORSO DI PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA

A. A. 2016/2017

RELAZIONE GENERALE SUL PROGETTO DI ELEMENTI STRUTTURALI IN  
CA PER EDIFICI IN ZONA SISMICA.

*Comments generale*

*Un po' di errori e di omissioni, anche se non particolarmente gravi*

---

ALLIEVO :  
DEBORAH SCUDERI  
MATRICOLA:049000161

DOCENTI:  
AURELIO GHERSI- FABIO NERI

## Relazione generale

### Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in progetto è sito a Teramo in Corso Porta Romana 34.

Il suolo su cui sorge l'edificio può essere classificato in base alle proprie caratteristiche, 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	0.059	2.473	0.280
50	0.074	2.449	0.293
475	0.183	2.490	0.350
975	0.236	2.530	0.360

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	$S^*a_g$	$T_B$ [s]	$T_C$ [s]
SLD	0,111	0,154	0,461
SLV	0,261	0,173	0,520

*indicare anche S*

Nella figura che segue sono riportati i due spettri di risposta elastica, per SLD e SLV per un suolo di tipo C.

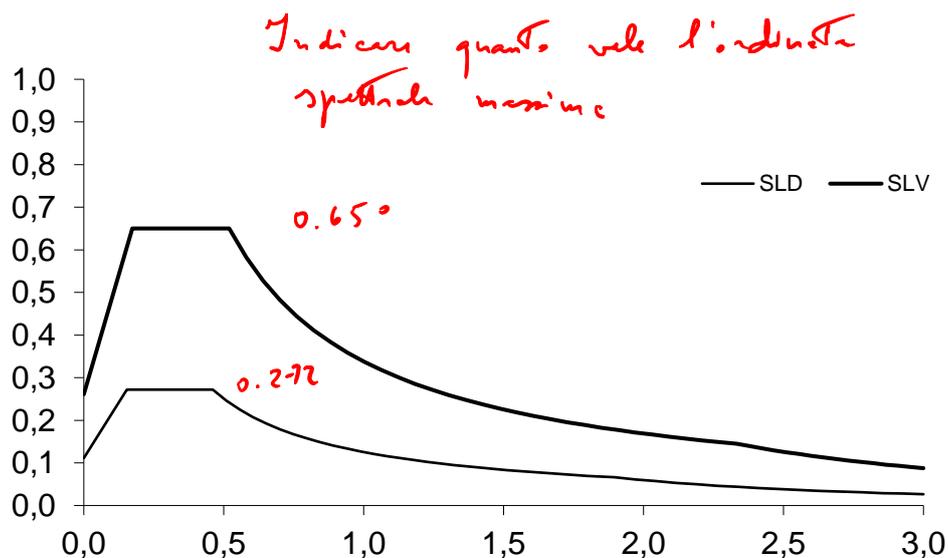


Fig.1. Spettro di risposta elastica per suolo di tipo c

## Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un piano interrato, un piano terra, tre piani in elevazione e da una mansarda abitabile, per un totale di ~~6 piani~~ <sup>impalcati</sup>. La pianta a forma di L presenta un vano scala centrale.

La pianta ha una forma a L, con tre appartamenti ed un vano scala centrale. La copertura è costituita da una mansarda abitabile. Nelle figure che seguono sono riportate le piante dei diversi piani e la sezione dell'edificio.

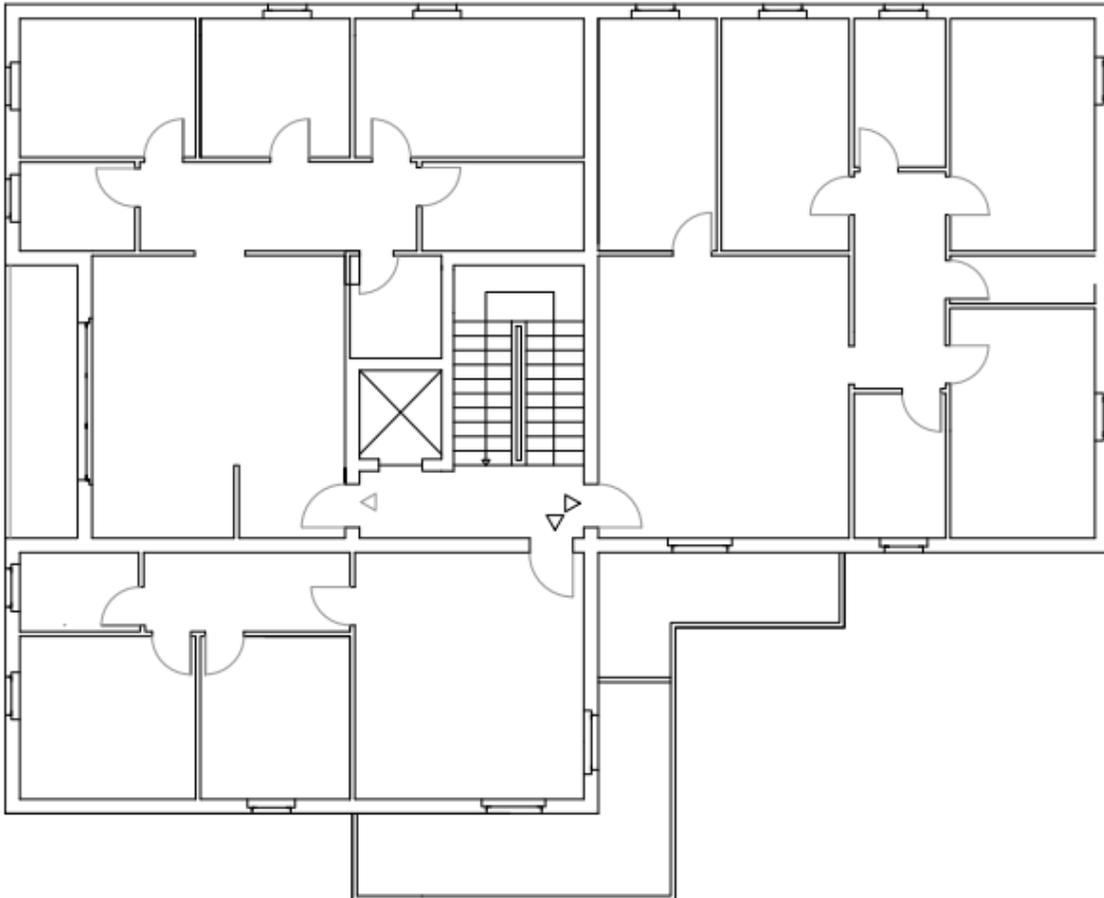


Fig.2 Pianta piano tipo

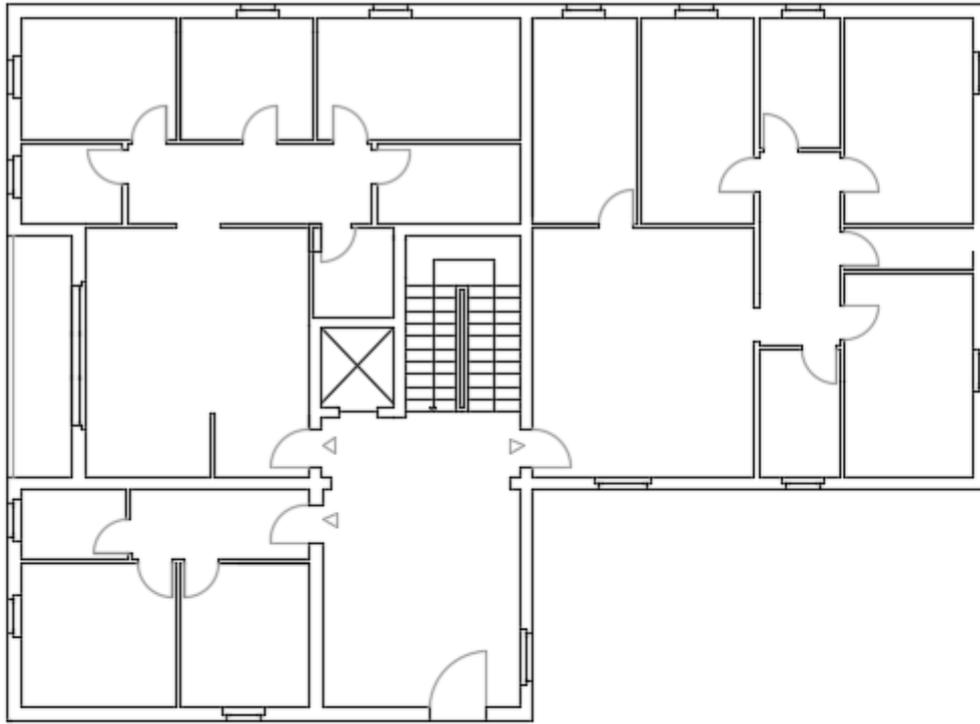


Fig. 3. Pianta piano terra

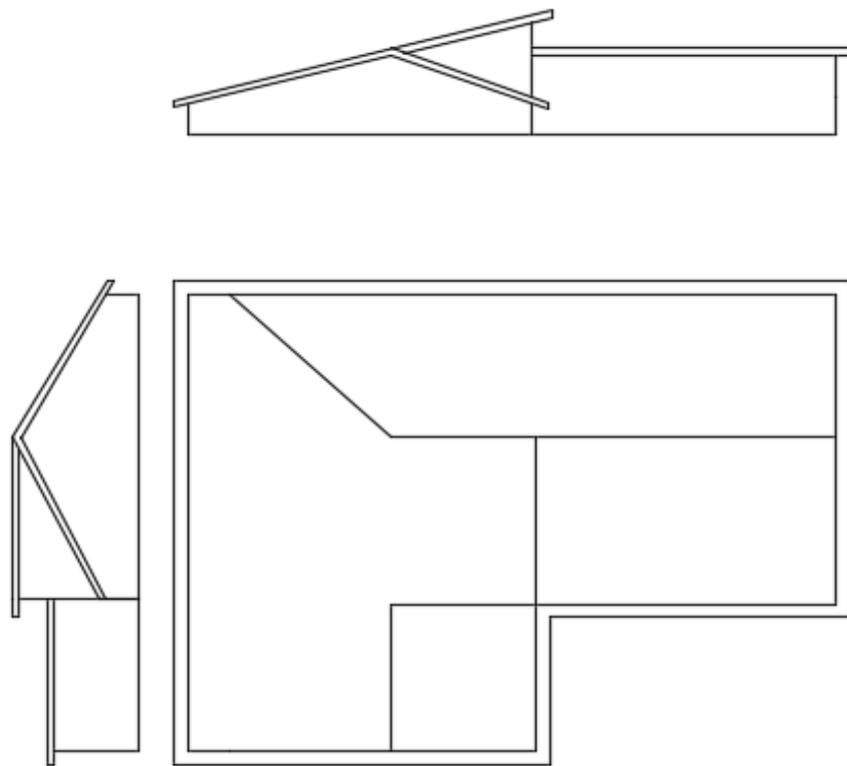


Fig. 4. Pianta e prospetto della copertura

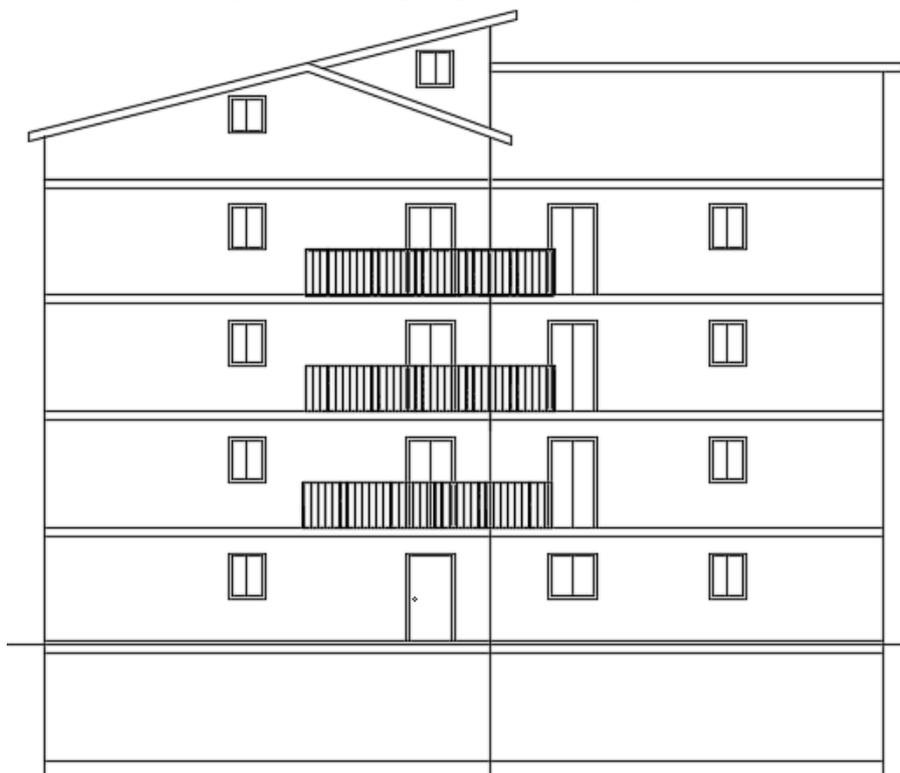


fig.5.Prospetto



fig.6.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.

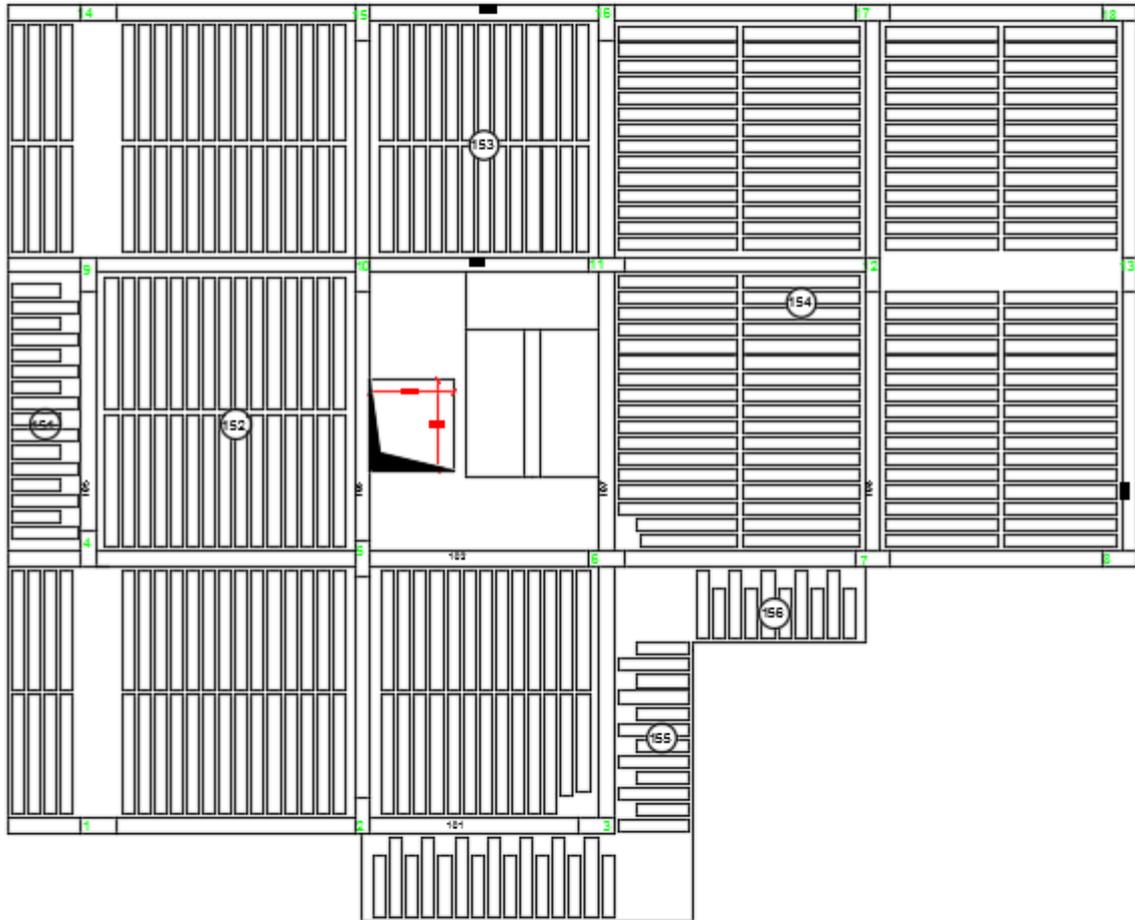


Fig. 7. Carpenteria piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri hanno tutti sezione  $30 \times 70$ . I pilastri mantengono la stessa sezione a tutti i piani. Le travi emergenti hanno sezione  $30 \times 70$  ai primi tre impalcati,  $30 \times 60$  al quarto e quinto impalcato e  $30 \times 50$  nella mansarda. Le travi a spessore hanno tutte sezione  $60 \times 24$ .

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

piano	pilastri	travi emergenti
mansarda	$30 \times 50$	$30 \times 50$
5	$30 \times 70$	$30 \times 60$
4	$30 \times 70$	$30 \times 60$
3	$30 \times 70$	$30 \times 70$
2	$30 \times 70$	$30 \times 70$
interrato	$30 \times 70$	$30 \times 70$

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

Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo.

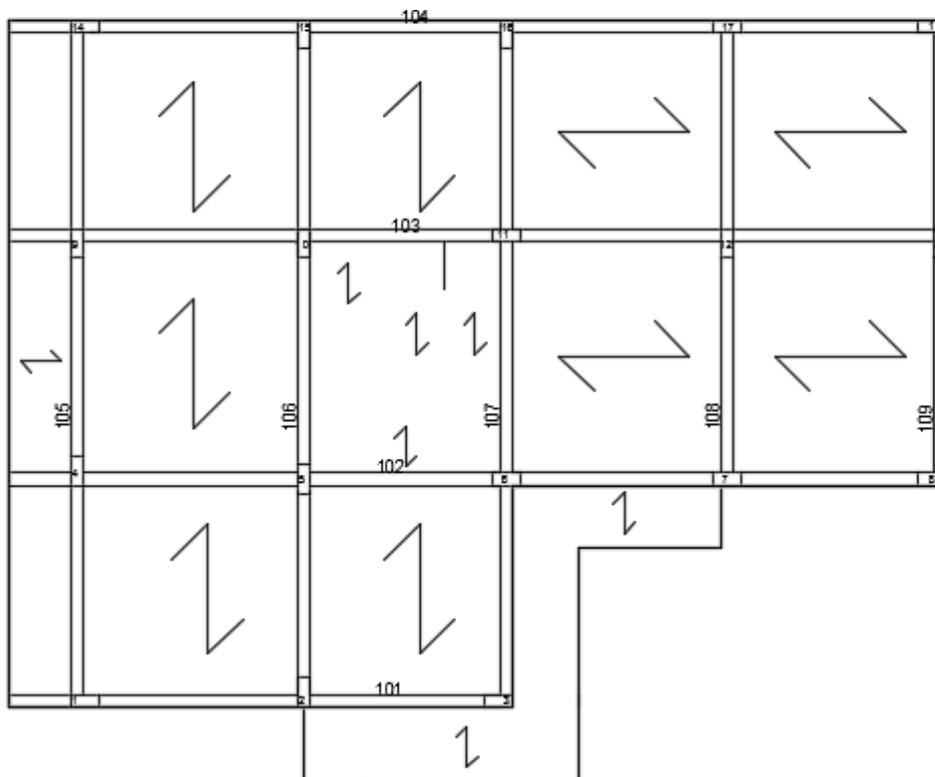


Fig. 8. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

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

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

Dei 18 pilastri, 9 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con  $x$ ) e 9 hanno sezione allungata nella direzione verticale in pianta (che si indica con  $y$ ).

La distribuzione degli elementi strutturali (pilastri e travi) in altezza si presenta molto regolare. Non esistono pilastri in falso, né cambi repentini di dimensione dei pilastri tra un piano e l'altro. La sezione dei pilastri si mantiene addirittura costante.

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

Il reticolo di travi di fondazione collega adeguatamente tra loro tutti i pilastri, impedendone spostamenti relativi. La sezione della trave di fondazione è dotata di un momento d'inerzia nettamente maggiore di quello delle travi e dei pilastri. La rigidità della trave di fondazione è inoltre tale da consentire di ipotizzare un vincolo rigido (incastro) al piede dei pilastri.

Eventuali cedimenti differenziali del terreno non provocheranno quindi effetti rilevanti sulla struttura in elevazione

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

### Previsione numerica del comportamento della struttura

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

Il calcolo è stato effettuato facendo riferimento ad una analisi lineare statica. Si è scelto di progettare la struttura come classe di duttilità alta (CD "A"). È quindi possibile utilizzare un valore del fattore di struttura  $q$  pari a  $4.5 \times 1.3 = 5.85$ .

Lo spettro di progetto è riportato nella figura che segue.

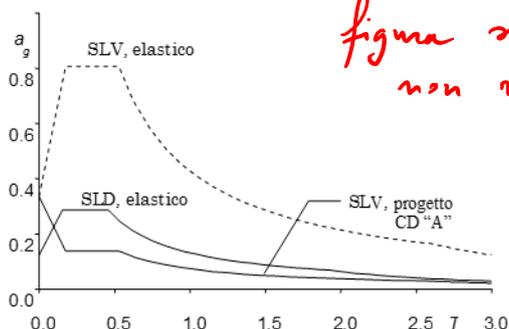


Fig. 9. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo C e  $q=5.85$

Inizialmente sono state stimate le masse di piano moltiplicando la superficie dell'impalcato per una incidenza di massa calcolata a metro quadro, stimata approssimativamente. Più avanti le masse verranno calcolate in maniera più dettagliata, considerando il peso di tutti gli elementi presenti a ciascun livello.

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

Impalcato	Altezza interpiano [m]	Superficie [m <sup>2</sup> ]	Incidenza [KN/m <sup>2</sup> ]	Peso impalcato [KN]
6 (mansarda)	2,7	370,04	8	2960,32
5	3,2	355,65	10	3556,50
4	3,2	355,65	10	3556,50
3	3,2	355,65	10	3556,50
2	3,2	355,65	10	3556,50
1 (interrato)	3,7	329,24	10	3292,40
Somma				<b>20478,72</b>

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

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 19.2^{3/4} = 0.69 \text{ s}$$

Tale valore è maggiore di  $T_C$  (che vale 0.530 s per SLV). Si è quindi nel tratto dello spettro elastico che decresce in maniera inversamente proporzionale a  $T$ . Trovate l'ordinata spettrale per SLV sia per lo spettro di risposta elastica e per quello di progetto sono state ricavate le forze di piano, applicando le formule di normativa per l'analisi statica, con un coefficiente riduttivo  $\lambda=0.85$ . I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

*Indicare  $S_d(T_1)$ , vale a 0.084 g*

Tab. 5. Forze di piano valutate per analisi statica

**Taglio alla base** 1456,7 kN

	Altezza impalcato [m]	Wz [KNm]	Forze al piano [KN]	Taglio globale [kN]
	19,20	56838,14	351,64	351,64
	16,50	58682,25	363,05	714,69
	13,30	47301,45	292,64	1007,33
	10,10	35920,65	222,23	1229,56
	6,90	24539,85	151,82	1381,38
Testa	3,70	12181,88	75,37	1456,75
Somma		235464,22	1456,75	<del>6141,34</del> m.

Si è valutata in seguito la rigidezza della struttura, calcolando la stessa per singolo pilastro utilizzando la seguente formula:

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

*rigidezza  $\sum I_t$*

In seguito, sommando le rigidezze di ciascun pilastro per ogni impalcato è stata determinata la rigidezza di piano della struttura. Di seguito è riportato uno schema delle rigidezze di piano stimate separatamente per la direzione x e y.

*Hai fatto per tutti i pilastri, uno ad uno (Troppo faticoso)*

Tab. 6. Riepilogo rigidezze di piano

	Kx	Ky
6 (mansarda)	559,04	406,92
5	280,12	257,26
4	323,57	298,38
3	371,21	344,52
2	371,21	344,52
1 (piano interrato)	410,24	397,79

*← cresce molto*

Come si può osservare le rigidezze variano con regolarità lungo l'altezza, confermando il giudizio di regolarità in altezza espresso in seguito all'esame visivo della struttura, un andamento non regolare

*ma allora è regolare o no?*

si ha invece nella mansarda, dovuto con molta probabilità ad una differente altezza dei pilastri e all'uso di travi a spessore al posto di quelle emergenti.

Utilizzando questi valori delle rigidezze, che per definizione sono il rapporto tra taglio e spostamento relativo, sono stati 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

Piano	F [kN]	V [kN]	kx [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
6	351,64	351,64	559,04	0,63	16,88
5	363,05	714,69	280,12	2,55	16,25
4	292,64	1007,33	323,57	3,11	13,70
3	222,23	1229,56	371,21	3,31	10,58
2	151,82	1381,38	371,21	3,72	7,27
1	75,37	1456,75	410,24	3,55	3,55

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione y

Piano	F [kN]	V [kN]	ky [kN/mm]	dr [mm]	u [mm]
6	351,64	351,64	406,92	0,86	18,26
5	363,05	714,69	257,26	2,78	17,39
4	292,64	1007,33	298,38	3,38	14,62
3	222,23	1229,56	344,52	3,57	11,24
2	151,82	1381,38	344,52	4,01	7,67
1	75,37	1456,75	397,79	3,66	3,66

Sulla base degli spostamenti trovati si è ricalcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh.

Il periodo trovato sia per la direzione x che per la direzione y si discosta da quello di normativa. Infatti troviamo per la direzione x un periodo di 0,8 s anziché 0,69 s e nella direzione y troviamo 0,82s anziché 0,69 s.

Poiché i periodi si discostano da quelli di normativa, sono state ricalcolate le forze statiche con i nuovi periodi differenziandoli in direzione x e y.

Tab. 9. Periodo proprio valutato con la formula di Rayleigh in direzione x

piano	m	F	u	F u	m u <sup>2</sup>
6	301,77	351,64	16,88	5935,05	85,96
5	362,54	363,05	16,25	5899,25	95,72
4	362,54	292,64	13,70	4008,51	68,02
3	362,54	222,23	10,58	2352,21	40,62
2	362,54	151,82	7,27	1104,08	19,17
1	335,62	75,37	3,55	267,62	4,23
somma				19566,72	313,73

T <sub>x</sub>	0,80 s
----------------	--------

Tab. 10. Periodo proprio valutato con la formula di Rayleigh in direzione y

piano	m	F	u	F u	m u <sup>2</sup>
6	301,77	351,64	18,26	6420,54	100,60
5	362,54	363,05	17,39	6315,12	109,69
4	362,54	292,64	14,62	4277,40	77,45
3	362,54	222,23	11,24	2498,00	45,81
2	362,54	151,82	7,67	1164,72	21,34
1	335,62	75,37	3,66	275,99	4,50
somma				20951,8	359,4

T <sub>y</sub>	0,82 s
----------------	--------

Di seguito sono riportate le forze calcolate con i nuovi periodi.

Tab 11. Forze di piano ricalcolate in direzione x

*anche qui, indicare i nuovi valori di S<sub>d</sub>(T<sub>i</sub>)*

taglio alla base 1253,3 kN

	altezza impalcato	Wz [kNm]	Forze al piano [kN]	Taglio globale [kN]
	19,20	56838,14	302,53	302,53
	16,50	58682,25	312,35	614,88
	13,30	47301,45	251,77	866,65
	10,10	35920,65	191,19	1057,84
	6,90	24539,85	130,62	1188,46
testa	3,70	12181,88	64,84	1253,30
somma		235464,22	1253,30	5283,65

Tab 12. Forze di piano ricalcolate per la direzione y

taglio alla base 1225,8 kN

	altezza impalcato	Wz [KNm]	Forze al piano [KN]	Taglio globale [kN]
	19,20	56838,14	295,89	295,89
	16,50	58682,25	305,49	601,39
	13,30	47301,45	246,25	847,63
	10,10	35920,65	187,00	1034,63
	6,90	24539,85	127,75	1162,38
testa	3,70	12181,88	63,42	1225,80
somma		235464,22	1225,80	5167,72

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, 9 pilastri 30×70 e 14 travi (30×70 dal primo al terzo impalcato, 30x60 quarto e quinto impalcato o 30×50 al sesto impalcato);
- in direzione y, 9 pilastri 30×70, nonché 13 travi 30×60 (30×70 dal primo al terzo impalcato, 30x60 quarto e quinto impalcato o 30×50 al sesto impalcato);

Anche se il numero di pilastri orditi in direzione x e y è analogo, il taglio non si distribuisce equamente in tutti i pilastri. È pertanto opportuno calcolare per ogni direzione e per ogni impalcato il numero di pilastri equivalenti dividendo la rigidezza di ciascun impalcato per la maggiore delle rigidezze di ciascun pilastro relativo allo stesso impalcato.

Tab 13. Pilastri equivalenti in direzione x e y

piano	Pilastri x	Pilastri y
6	6,50	8,88
5	10,24	9,74
4	10,09	9,61
3	9,93	9,50
2	9,93	9,50
1	10,10	9,94

Calcolato il taglio dei pilastri si è poi risaliti 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 (considerando in quest'ultimo valore anche un piccolo contributo dei pilastri secondari, che sono più rigidi al piede grazie alla elevata rigidezza della trave di fondazione). Infine, il momento flettente nelle travi è stato stimato con riferimento all'equilibrio di un nodo a quattro vie e quindi come media tra il momento al piede del pilastro superiore e del momento in testa al pilastro inferiore. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

– Tab. 14. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi in direzione x

	Altezza impalcato [m]	Forze al piano [kN]	Taglio globale [kN]	Taglio pilastro kN	Momento pilastro KNm	Momento trave KNm
	19,20	302,53	302,53	46,54	62,83	31,42
	16,50	312,35	614,88	60,06	96,10	79,46
	13,30	251,77	866,65	85,87	137,39	116,75
	10,10	191,19	1057,84	106,50	170,40	153,90
	6,90	130,62	1188,46	119,65	191,44	180,92
testa	3,70	64,84	1253,30	124,08	183,64	187,54
Somma		1253,30	5283,65			

Tab. 15. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi in direzione y

	Altezza impalcato [m]	Forze al piano [kN]	Taglio globale [kN]	Taglio pilastro kN	Momento pilastro KNm	Momento trave KNm
	19,20	295,89	295,89	33,33	44,99	22,49
	16,50	305,49	601,39	61,76	98,81	71,90
	13,30	246,25	847,63	88,18	141,08	119,95
	10,10	187,00	1034,63	108,89	174,22	157,65
	6,90	127,75	1162,38	122,33	195,73	184,98
testa	3,70	63,42	1225,80	123,38	182,60	189,17
piede					273,90	
somma		1225,80	5167,72			

In modo alternativo il taglio di piano poteva essere suddiviso più semplicemente per il numero di pilastri per ciascuna direzione.

Nel caso in esame ciò veniva fatto dividendo il taglio in 9 parti poiché i pilastri in direzione x e y sono uguali in numero. Di seguito è riportata la tabella utilizzando questo procedimento più approssimato.:

*forse inutile*

Tab. 16. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi

	Altezza impalcato [m]	Wz [kNm]	Forze al piano [kN]	Taglio globale [kN]	Taglio pilastro kN	Momento pilastro KNm
	19,20	56838,14	351,64	351,64	39,07	52,75
	16,50	58682,25	363,05	714,69	79,41	127,06
	13,30	47301,45	292,64	1007,33	111,93	179,08
	10,10	35920,65	222,23	1229,56	136,62	218,59
	6,90	24539,85	151,82	1381,38	153,49	245,58
testa	3,70	12181,88	75,37	1456,75	161,86	239,55
piede						359,33
somma		235464,22	1456,75	6141,34		

Occorre inoltre tener conto che per i pilastri tutti i valori, escluso quello alla base del primo ordine, dovranno essere incrementati per la gerarchia delle resistenze. L'incremento indicato dalla normativa

per CD "A" è del 30%, ma tenendo conto delle sovraresistenza delle travi è opportuno considerare un incremento maggiore, orientativamente del 50%.

Per valutare l'effetto dei carichi verticali è stato valutato il carico massimo sulle travi pari a 65 kN in assenza e 39kN.in presenza di sisma

A tali valori corrispondono momenti flettenti di 138,65 e 82,2 kNm con riferimento ad una campata lunga 6m.

Per la trave a spessore più caricata, lunga 5,2 m, si ha invece un carico massimo di 15 kN/m in assenza di sisma e 9,38 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 40 kNm e 25.35 kNm.

Il momento flettente è stato calcolato tramite la seguente formula:

$$M = \frac{ql^2}{10}$$

Una verifica di massima della sezione per la trave emergente più sollecitata è stata fatta sommando a questo momento da azione sismica quello calcolato precedentemente per azione sismica, ottenendo il momento massimo totale. Infine conoscendo il momento massimo totale, è stata determinata l'altezza utile della sezione con la seguente formula:

$$d = r \sqrt{\left(\frac{M}{b}\right)}$$

di seguito sono riportate le sezioni delle travi calcolate per ogni impalcato in direzione x e y

*de dove viene?  
3. averi  
p. 82.2*

Tab. 17. Sezioni travi in direzione x

	Momento con sisma	Momento da sisma	Momento massimo totale	fck	Base	Altezza utile	Sezione
6	140,04	31,42	171,46	25	0,3	0,43	30X50
5	140,04	79,46	219,50	25	0,3	0,49	30X60
4	140,04	116,75	256,79	25	0,3	0,53	30X60
3	140,04	153,90	293,94	25	0,3	0,56	30X70
2	140,04	180,92	320,96	25	0,3	0,59	30X70
1	140,04	187,54	327,58	25	0,3	0,59	30X70

Tab. 18. Sezioni travi in direzione y

	Momento con sisma	Momento da sisma	Momento massimo totale	fck	Base	Altezza utile	Sezione
6	140,04	22,49	162,53	25	0,3	0,42	30X50
5	140,04	71,90	211,94	25	0,3	0,48	30X60
4	140,04	119,95	259,99	25	0,3	0,53	30X60
3	140,04	157,65	297,69	25	0,3	0,57	30X70
2	140,04	184,98	325,02	25	0,3	0,59	30X70
1	140,04	189,17	329,21	25	0,3	0,60	30X70

Per quanto riguarda i pilastri è stato calcolato lo sforzo normale relativo al pilastro più sollecitato e quello relativo pilastro meno sollecitato. È stato calcolato inoltre, un ΔN da sisma dovuto al taglio delle travi.

Dapprima è stato stimato il taglio delle travi come:

$$V_{trave} = \frac{2Mt}{l}$$

il  $\Delta N$  ad un ordine è la somma dei tagli delle travi sovrastanti

$$\Delta N = \sum V_{trave}$$

Per le coppie M-N più gravose è stata fatta una verifica a pressoflessione per verificare la grandezza della sezione. Il momento è stato moltiplicato per la gerarchia delle resistenze non tenendo conto dell'incremento dell'eccentricità perché il pilastro considerato non è perimetrale

Tab. 19 Coppie M-N in direzione x

impalcati	momento pilastro (kNm)	N +sollecitato	N -sollecitato	$\Delta N$ (KN)	N +sollecitato+DN (KN)	N-sollecitato-DN
mansarda	92,83	276,55	80,89	10,31	286,86	70,57
4	153,00	291,84	96,19	37,63	329,47	58,56
3	223,17	583,69	192,37	79,43	663,11	112,95
2	280,67	875,53	288,56	135,41	1010,94	153,15
1	317,50	1167,37	384,74	201,87	1369,24	182,87
piano interrato testa	306,34	1459,22	480,93	271,18	1730,40	209,75
piano interrato piede	306,34					

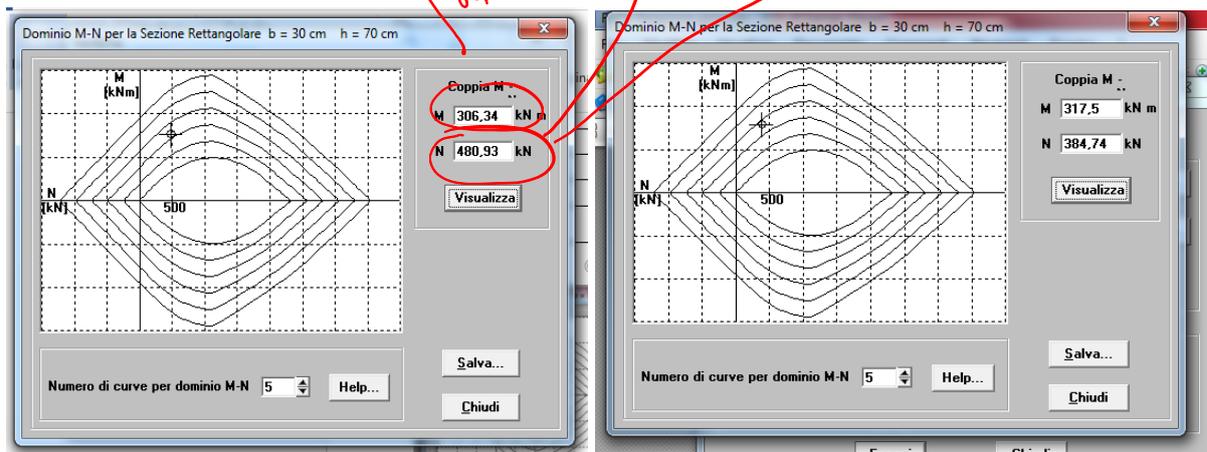


Fig 10. Verifica a pressoflessione del pilastro in direzione x

Tab. 20. Coppie M-N in direzione y

impalcati	momento pilastro (kNm)	N +sollecitato	N -sollecitato	$\Delta N$ (KN)	N +sollecitato+DN (KN)	N-sollecitato-DN
mansarda	89,35	276,55	80,89	9,93	286,47	70,96
4	147,26	291,84	96,19	36,22	328,06	59,97
3	214,80	583,69	192,37	76,45	660,13	115,92
2	270,14	875,53	288,56	130,33	1005,86	158,23
1	305,59	1167,37	384,74	194,30	1361,67	190,44
piano interrato testa	294,85	1459,22	480,93	261,02	1720,23	219,92
piano interrato piede	442,28					

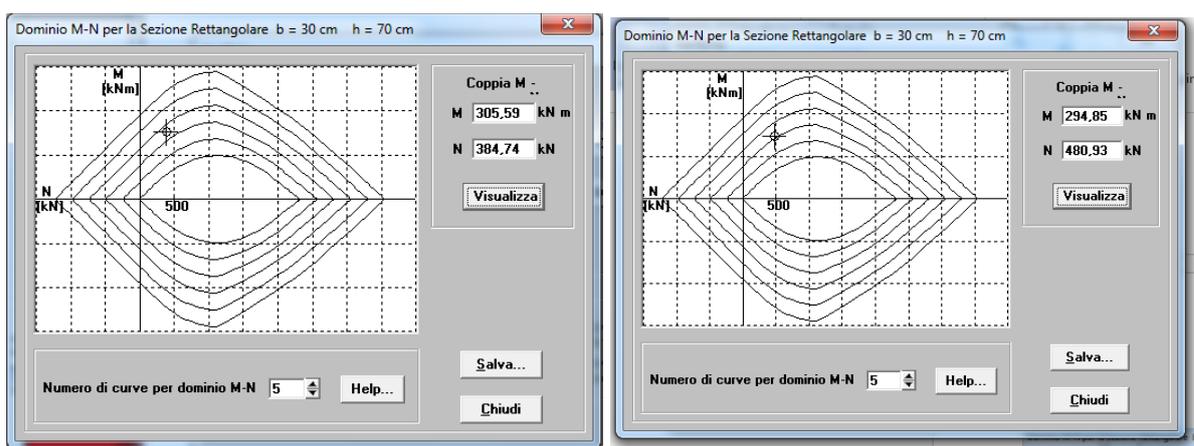


Fig 11. Verifica a pressoflessione del pilastro in direzione y

Il momento flettente massimo accoppiato agli sforzi normali richiede un'armatura non superiore a  $3\phi 20$  per lato, più che accettabile.

L'annullarsi dello sforzo normale, per il  $\Delta N$  da sisma, potrebbe portare ad un ulteriore incremento dell'armatura, che potrebbe passare a  $4 \phi 20$  per lato, valore accettabile.

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

Nel file "Analisi\_carichi.xls" 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 alla stima preliminare effettuata e sono quindi da ritenere accettabili.

Nel file "Analisi\_carichi.xls" sono inoltre 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. 21. Masse di piano

piano	superf.	W/A.	W	xg	yg	$\rho$
6	370,0	7,38	2731,4	10,91	7,97	8,31
5	355,7	10,64	3782,4	11,02	8,54	7,98
4	355,7	10,64	3782,4	11,02	8,54	7,98
3	355,7	10,93	3887,7	11,02	8,54	7,98
2	355,7	10,93	3887,7	11,02	8,54	7,98
1	329,24	11,52	3793,5	10,87	7,94	7,91
Totale			18071,7			

Il rapporto tra peso ed area dell'impalcato (incidenza) 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.

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 23,9 m in direzione  $x$  e 19,2 m in direzione  $y$ , le eccentricità accidentali massime sono 1,2 m e 0,96 m, rispettivamente per sisma agente in direzione  $x$  e in direzione  $y$ .

Tab. 22. Eccentricità accidentali per ogni impalcato

piano	Direzione x		Direzione y	
	6	23,9	1,20	19,2
5	22,9	1,15	18,7	0,94
4	22,9	1,15	18,7	0,94
3	22,9	1,15	18,7	0,94
2	22,9	1,15	18,7	0,94
1	22,9	1,15	16,9	0,85

### Programma di calcolo e modellazione della struttura

La struttura è stata modellata utilizzando il programma Tel2008, un programma freeware realizzato da Aurelio Ghersi.

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 rigidità 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. La struttura intelaiata non presenta alcuna particolarità che richieda altre considerazioni sulla modellazione. Si sottolinea in particolare che anche la soletta rampante della scala non costituisce vincolo mutuo tra gli impalcato, essendo costituita da rampe separate in corrispondenza del pianerottolo di riposo e collegate direttamente all'impalcato di provenienza.

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

La struttura è stata analizzata mediante analisi lineare.

Dapprima è stata svolta un'analisi statica della struttura mentre l'effetto del sisma è stato valutato mediante analisi modale con spettro di risposta. Lo spettro utilizzato è quello di progetto, ottenuto dai dati del sito e dall'uso di un fattore di struttura  $q=5.85$ , già riportato in precedenza.

Sono stati risolti otto 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 statica lineare per forze lungo x
4. Analisi statica lineare per forze lungo y
5. Analisi modale per sisma agente in direzione x, con centro di massa nella sua posizione nominale.
6. Analisi modale per sisma agente in direzione y, con centro di massa nella sua posizione nominale.
7. Effetto della eccentricità accidentale per sisma agente in direzione x, valutata mediante l'applicazione di coppie di piano.
8. Effetto della eccentricità accidentale per sisma agente in direzione y, valutata mediante l'applicazione di coppie di piano.

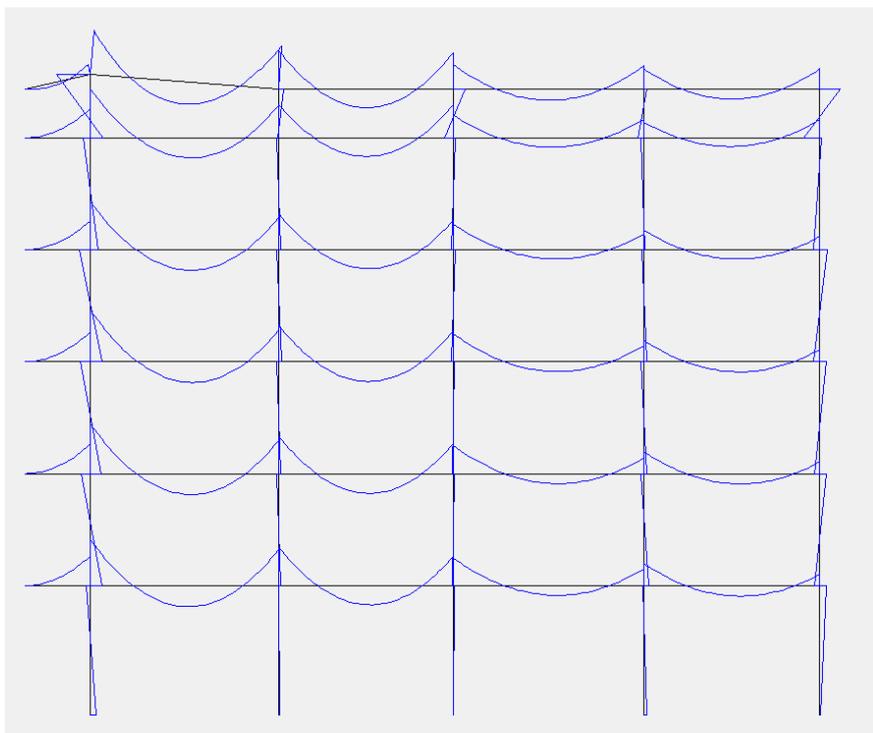
Si noti che le coppie da applicare per lo schema 7 e 8 sono state determinate moltiplicando l'eccentricità accidentale per le forze valutate per analisi statica, forze a loro volta calcolate tenendo conto dell'effettivo periodo proprio della struttura.

## Esame dei risultati del calcolo

I risultati forniti dal TEL sono stati esaminati al fine di confrontare i risultati trovati precedentemente e comprendere se il comportamento della struttura è analogo a quello che ci si aspettava.

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. Per i carichi verticali massimi si ha il diagramma del momento flettente riportato nella figura che segue. I valori del momento flettente agli estremi sono in linea con le previsioni. In presenza di sisma, i momenti invece risultano più bassi.

*potesi  
citare qualche  
numero per  
fare confronti:*



### Analisi statica

*non necessario in relazione, ma ok*

Dai risultati forniti da TEL per la terza e quarta condizione di carico sono stati presi gli spostamenti della struttura.

*F calcolati con quale periodo?*

Essi sono stati confrontati con quelli trovati precedentemente confermando una buona previsione.

A partire dagli spostamenti è stato altresì calcolato il periodo corrispondente rispettivamente per la direzione x e y.

Il periodo trovato non si discosta molto da quello esaminato in precedenza: per precisione le sollecitazioni dovrebbero essere incrementate del 2% in direzione x e y. Poiché questo incremento non comporterebbe una variazione significativa dei risultati, si è preferito mantenere le sollecitazioni trovate in precedenza.

Direzione x	
Spostamenti Previsti [mm]	Spostamenti Massimi [mm]
16,88	15,83
16,25	15,06
13,70	12,76
10,58	9,85
7,27	6,63
3,55	3,13

Direzione_y	
Spostamenti Previsti [mm]	Spostamenti Massimi [mm]
18,26	17,44
17,39	16,49
14,62	13,91
11,24	10,72
7,67	7,21
3,66	3,42

Oltre agli spostamenti sono state confrontate le sollecitazioni previste per la direzione x e y con quelle uscenti dal calcolo, inizialmente confrontando i momenti agenti sulle travi:

Tab.24.Confronto dei momenti delle travi previsti e massimi per analisi statica in direzione x

piano	M previsto	Mprevisto_tx	M max
6	26,37	31,42	11,24
5	89,90	79,46	86,62
4	153,07	116,75	123,41
3	198,83	153,90	202,24
2	232,08	180,92	232,71
1	242,57	187,54	243,08

Tab.25.Confronto dei momenti delle travi previsti e massimi per analisi statica in direzione y

piano	M previsto	M previsto_ty	M max
6	26,37	22,49	43,61
5	89,90	71,90	95,70
4	153,07	119,95	135,70
3	198,83	157,65	218,93
2	232,08	184,98	250,37
1	242,57	189,17	261,92

La prima colonna riporta i valori trovati con il periodo di normativa, la seconda quelli trovati utilizzando il periodo determinato tramite le formule di Rayleigh distinto per la direzione x e y.

Come si può osservare, il momento previsto è abbastanza vicino a quello massimo trovato con TEL, tranne per l'ultimo impalcato in cui si ha la mansarda.

In seguito è stato confrontato anche il taglio dei pilastri e il momento degli stessi per pilastri orientanti lungo x e lungo y

Tab.26.Confronto dei momenti e del taglio dei pilastri previsti e massimi per analisi statica in direzione x

Piano	Taglio previsto	Taglio previsto	Taglio_max
6	39,07	46,54	58,821
5	79,41	60,06	55,848
4	111,93	85,87	97,997
3	136,62	106,50	123,244
2	153,49	119,65	144,94
1	161,86	124,08	126,938

Piano	Mprevisto	Mprevisto Tx	Mmax
6	52,75	62,83	19,562
5	127,06	96,10	102,018
4	179,08	137,39	153,797
3	218,59	170,40	203,412
2	245,58	191,44	228,616
1	239,55	183,64	188,686
?	<del>somma</del>		
	359,33	275,46	-280,983

?

*forse al piede*

Tab.28.Confronto dei momenti e del taglio dei pilastri previsti e massimi per analisi statica in direzione y

Piano	T_previsto	Taglio previsto	Taglio_max
6	39,07	33,33	60,276
5	79,41	61,76	81,24
4	111,93	88,18	101,284
3	136,62	108,89	130,117
2	153,49	122,33	147,52
1	161,86	123,38	135,507

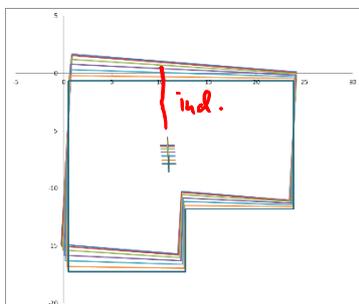
Piano	M_previsto	Mprevisto Ty	Mmax
6	52,75	44,99	43,609
5	127,06	98,81	157,76
4	179,08	141,08	156,244
3	218,59	174,22	215,174
2	245,58	195,73	234,379
1	239,55	182,60	198,831
<i>1 piano</i>	359,33	273,90	-302,545

Anche in questo caso i risultati rispecchiano abbastanza le previsioni.

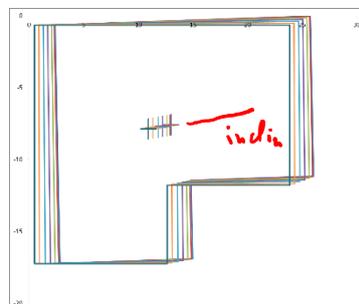
### Analisi modale:

Per quanto riguarda i risultati dell'analisi modale, occorre prima di tutto esaminare le deformate modali (indipendenti dalla direzione del sisma), soprattutto per vedere se mostrano accoppiamento tra traslazione e rotazione. I valori dei periodi evidenziano la rigidezza della struttura nelle due direzioni e la rigidezza rotazionale e vanno confrontati con quelli previsti.

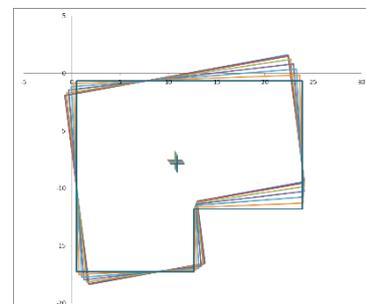
Per quanto riguarda l'effetto del sisma, valutato col centro di massa nella sua posizione nominale, si riportano nella figura che segue le deformate modali dell'edificio (viste dall'alto) con i relativi periodi.



Modo 1  
T=0,86 s



Modo 2  
T=0,815 s



Modo 3  
T=0,724s

*Vede anche un po' di accoppiamento x - y*

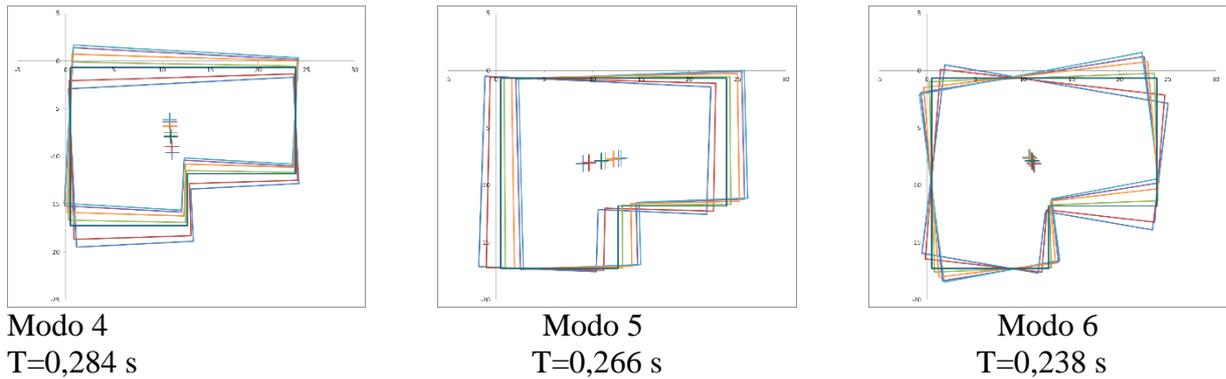


Fig. 11. Modi di oscillazione libera della struttura

*a me sembrano forti*

Il primo modo mostra traslazioni in direzione  $y$ , con trascurabili rotazioni. Il suo periodo (0.86 s) è di poco superiore rispetto a quello previsto (0.82 s). Il secondo modo mostra traslazioni in direzione  $x$ , accoppiate con rotazioni non trascurabili ma non particolarmente elevate, che si ritengono accettabili. Il suo periodo (0.815 s) è quasi coincidente con quello previsto (0.80 s). Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione con un periodo di 0.724 s)

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 superiore al 75% ed un successivo modo (il quarto per la direzione  $y$ , il quinto per la  $x$ ) che contribuisce con un ulteriore 10%. 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.

*non del tutto*

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

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0,864	0,93%	75,17%
2	0,815	81,70%	1,76%
3	0,724	1,57%	7,51%
4	0,284	0,08%	9,97%
5	0,266	10,38%	0,16%
6	0,238	0,32%	0,52%

*quanto è grande*

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 lungo l'asse  $x$ , e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti in testa molto prossimo a quello stimato (6,88 mm). Tuttavia in direzione  $y$  vi è una leggera rotazione. L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

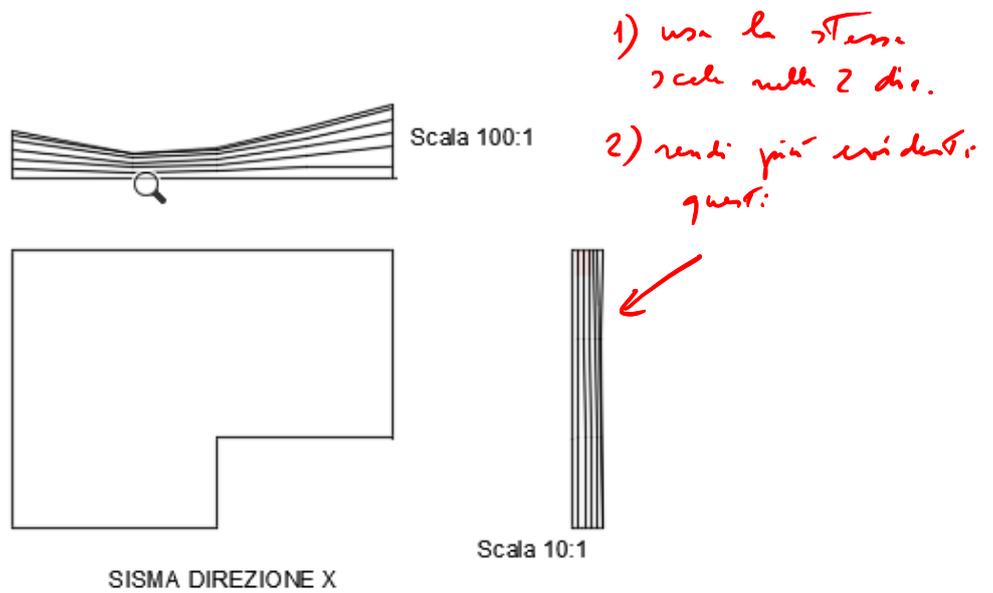
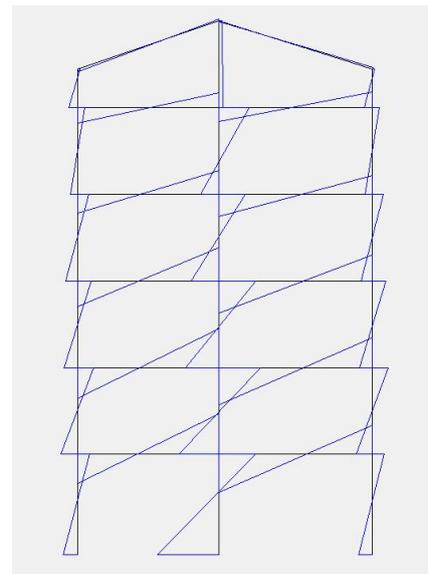
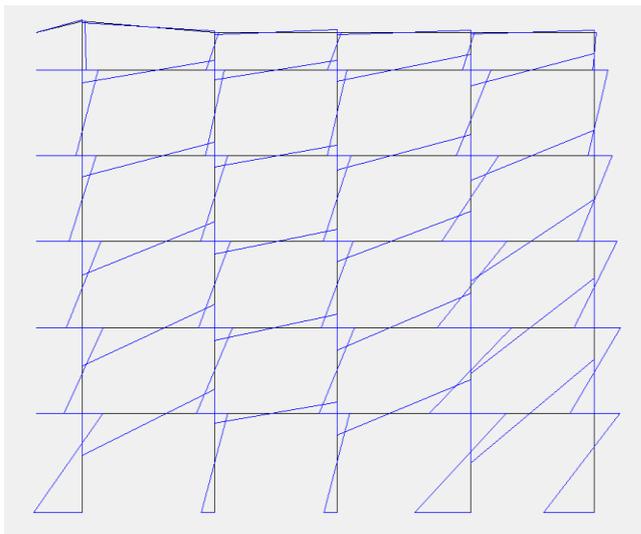


Fig. 12. Inviluppo delle deformate modali, sisma  $x$

Di seguito sono riportati i momenti flettenti nei 2 telai di estremità <sup>1a</sup> 1 e 11. L'immagine mostra i momenti flettenti sono abbastanza uniformi per pilastri allungati lungo  $x$  per i due telai, ciò evidenzia un contributo trascurabile della rotazione.



Per sisma in direzione  $y$  si verifica la stessa situazione. Si ha una leggera rotazione lungo l'asse  $x$  ritenuta trascurabile.

Di seguito è riportato l'inviluppo degli spostamenti modali per sisma lungo  $y$  e il diagramma del momento flettente per i due telai di estremità.

la rotazione cioè

IDEM

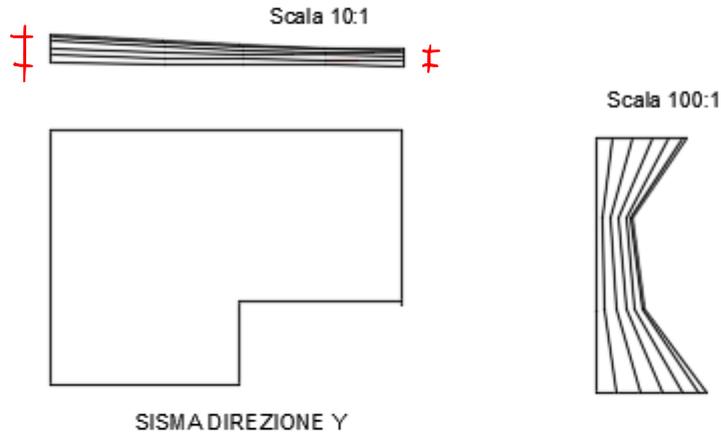
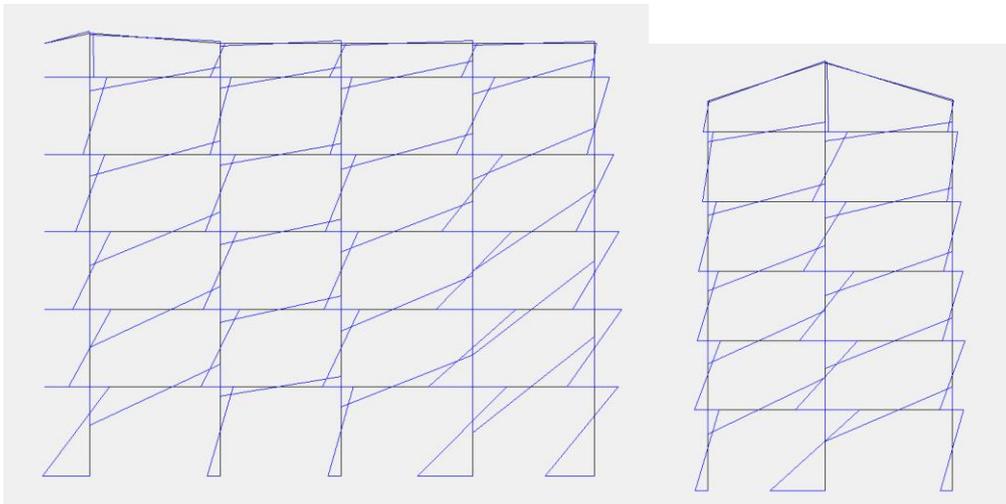


Fig. 13. Inviluppo delle deformate modali, sisma y



Nelle tabelle che seguono sono confrontati i valori di momento flettente e taglio previsti con quelli massimi forniti dal calcolo. Lo scarto rispetto alla previsione risulta modesto

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

Taglio_max	Taglio_mod
58,82	67,70
55,84	65,03
97,99	111,53
123,24	139,35
144,94	166,23
126,93	146,97

Mmax	M modale
19,562	22,517
102,018	117,825
153,797	174,446
203,412	230,508
228,616	263,311
188,686	219,125
-280,983	-324,718

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

Taglio_max	Taglio mod	Mmax	M_modale
60,276	69,029	43,609	50,013
81,24	93,847	157,76	180,664
101,284	113,736	156,244	174,56
130,117	144,581	215,174	239,455
147,52	166,118	234,379	264,734
135,507	151,958	198,831	223,19
		-302,545	-341,084

Tab. 15. Momenti flettenti delle travi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo in direzione x(sinistra) e direzione y (destra)

M max	M_modale	M max	M_modale
11,24	12,42	43,61	50,01
86,62	99,95	95,70	109,93
123,41	140,80	135,70	166,60
202,24	228,08	218,93	267,10
232,71	264,14	250,37	306,74
243,08	279,56	261,92	324,21

Come si è visto la struttura presenta un comportamento rotazionale che essendo molto ridotto si è ritenuto accettabile.

Si è valutato inoltre l'effetto degli incrementi degli spostamenti dovuto all'eccentricità accidentale in direzione x e y. La linea nera mostra gli spostamenti del sesto impalcato prodotti dall'analisi modale, la linea rossa mostra gli spostamenti incrementati per tener conto dell'eccentricità accidentale.

Per sisma in x si può notare che l'eccentricità accidentale provoca un incremento degli spostamenti maggiore nella zona centrale dell'edificio, agli estremi l'incremento degli spostamenti è abbastanza contenuto

*ma la linea rossa mostra valori minori, non incrementati!*

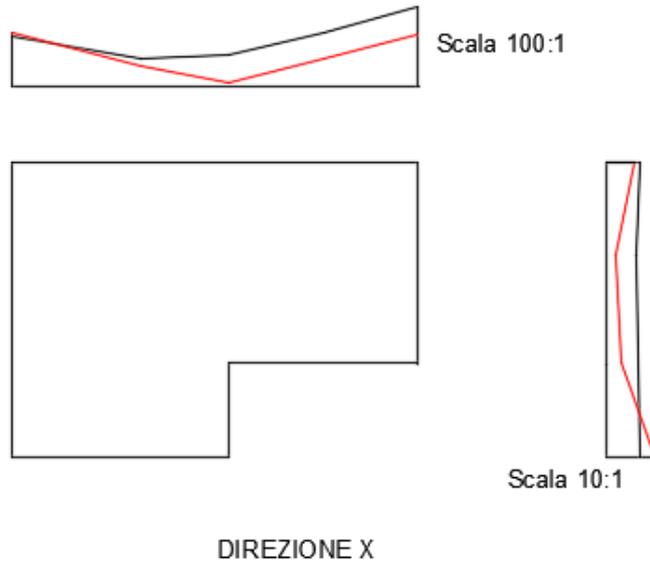


Fig. 14. Effetto complessivo del sisma  $x$ , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

Per sisma in direzione  $y$  l'incremento risulta invece molto elevato anche nelle travi più esterne.

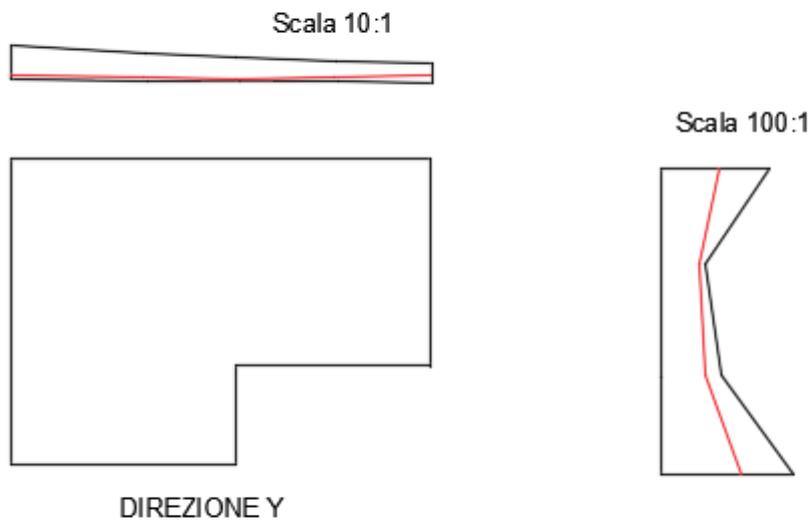


Fig. 15. Effetto complessivo del sisma  $y$ , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale

$$\begin{aligned}
 e &= x \pm 0.3 y \\
 &= y \pm 0.3 x
 \end{aligned}$$

?

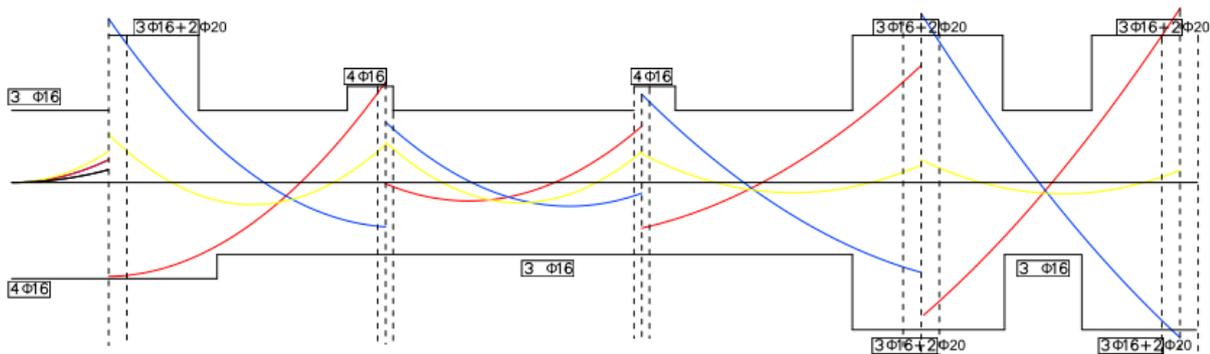
## Esame delle armature

### Armatura a flessione delle travi:

Partendo dall'involuppo dei risultati, è stata esaminata la trave 14-18.

Di seguito è riportato l'involuppo del diagramma del momento flettente rispettivamente per tre combinazioni di carico:

- qmin+sisma
- qmin-sisma
- qmax



Partendo dall'involuppo dei diagrammi, facendo riferimento ai valori ai filo pilastro, la trave è stata armata a flessione.

Tramite la seguente formula si è verificato che non è necessaria armatura a compressione poiché solo quella tesa potrebbe portare un momento pari a 337 kNm per una trave 30x70:

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

*ma forse la trave 30x70 è eccessiva*

La quantità di armatura tesa necessaria superiormente ed inferiormente è stata calcolata tramite la seguente formula.

$$As = \frac{M}{0,9} * d * f_{yd}$$

Di seguito è riportato la disposizione delle armature scelte.

	0	14	14	15	15	16	16	17	17	18
M+max	0,0	-29,2	180,3	84,9	8,4	25,9	85,0	164,2	230,3	268,3
M-max	0,0	-39,8	-269,1	-174,4	-103,8	-96,5	-156,6	-195,2	-273,4	-285,7
As_sup	0,00	-1,25	7,76	3,65	0,36	1,11	3,66	7,06	9,91	11,54
As_inf	0,00	-1,71	-11,58	-7,50	-4,47	-4,15	-6,74	-8,40	-11,76	-12,29
barre sup	3 fi 16	4 fi 16	4 fi 16	3 fi 16	3 fi 16	3 fi 16	3 fi 16	3 fi 16/2 fi 20	3 fi 16/2 fi 20	3 fi 16/2 fi 20
barre inf	3 fi 16	3 fi 16/2 fi 20	3 fi 16/2 fi 20	4 fi 16	4 fi 16	4 fi 16	4 fi 16	3 fi 16/2 fi 20	3 fi 16/2 fi 20	3 fi 16/2 fi 20
As=	6,03	8,04	8,04	6,03	6,03	6,03	6,03	12,32	12,32	12,32
As_inf =	6,03	12,32	12,32	8,04	8,04	8,04	8,04	12,32	12,32	12,32

M+Rd	140,2	186,9	186,9	140,2	140,2	140,2	140,2	286,2	286,2	286,2
M-rd	140,2	286,2	286,2	186,9	186,9	-186,9	-186,9	-286,2	-286,2	-286,2

Sulla base delle aree di armatura necessaria è stata disposta un'armatura filante di 3φ16 superiormente ed inferiormente sovrapposta in mezzera, a questa sono stati aggiunti i monconi inferiori (1 φ16 o 2 φ20) e monconi superiori (1 φ16 o 2 φ20).

Nella tabella è anche indicato il momento resistente corrispondente alle armature disposte ,che in seguito, amplificato per il fattore di sovraresistenza, verrà utilizzato per disporre l'armatura a taglio nelle travi

### Armatura a taglio delle travi

Per definire l'armatura a taglio nelle travi come specificato nell'NTC 08 al paragrafo 7.4.4.1.1. sono state calcolate le sollecitazioni di taglio di calcolo, sommando al contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave le sollecitazioni di taglio prodotte dai momenti resistenti  $M_{bR_d}$ , delle due sezioni delle travi adiacenti al pilastro dovuto al sisma , amplificati del fattore di sovraresistenza  $\gamma_{R_d}$  assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD"A".

$$V = \frac{ql}{2} + \gamma_{rd} * \frac{M_{rdsin} + M_{rddes}}{l}$$

La staffatura necessaria è stata calcolata con la seguente formula:

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

Per verificare la sezione e definire l'armatura a taglio è stato calcolato il taglio resistente del calcestruzzo e di varie staffature per trave 30x70.

		cot teta	1	2
		Ast/s	VRsd	VRsd
staffe		cm2/m	kN	kN
fi 8 /	8,4	11,9	<b>276,7</b>	<b>553,4</b>
fi 8 /	10	10,0	<b>232,4</b>	<b>464,9</b>
fi 8 /	12,5	8,0	<b>185,9</b>	<b>371,9</b>
fi 8 /	15	6,7	<b>155,0</b>	<b>309,9</b>
fi 8 /	20	5,0	<b>116,2</b>	<b>232,4</b>

Poiché l'edificio è stato progettato il classe di duttilità A, per il progetto dell'armatura in zona critica è stata posta la  $\cot\theta=1$ . Per tale valore di cotangente è possibile utilizzare staffe φ 8/10 che producono un taglio resistente maggiore di quello sollecitante.

Per la zona non critica è stato svolto lo stesso procedimento utilizzando  $\cot\theta=2$ , ciò consente di utilizzare staffe φ8/15

TRAVE 0-18										
primo impalcato										
	0	14	14	15	15	16	16	17	17	18
M+Rd	140,2	186,9	186,9	140,2	140,2	140,2	140,2	286,2	286,2	286,2
M-rd	140,2	286,2	286,2	186,9	186,9	-186,9	-186,9	-286,2	-286,2	-286,2
luce	1,85	1,85	5,35	5,35	4,95	4,95	5,4	5,4	5	5

q/2	23,98		69,34		64,152		36,018		33,35	
Vsism	30,31		0,00		79,30		105,15		137,40	
Vmax	54,29		69,34		143,46		141,17		170,75	

A questo punto si sono disposti  $\phi 8/10$  cm nella zona critica che va dal filo pilastro a 105 cm (1,5\*70cm). Nella zona al di fuori di quella critica è stata disposta una staffatura  $\phi 8/15$  cm .

## Pilastri

Il pilastro studiato è il pilastro 17. È un pilastro esterno, sollecitato prevalentemente in direzione x. I valori del momento flettente che sono stati impiegati, sono stati determinati con la gerarchia delle resistenze tranne al primo impalcato in cui non occorre applicare la gerarchia delle resistenze. Per applicare la stessa, occorre conoscere i momenti resistenti all'estremità delle travi che convergono in ciascun nodo. Da questi momenti è stato calcolato il massimo momento resistente che può essere trasmesso dalle travi a ciascun nodo, sommando il massimo valore positivo dell'una con quello negativo dell'altra

Nella seguente tabella sono riportati i momenti e la somma dei momenti delle travi che convergono nel pilastro 17.

Piano		DIREZIONE X			DIREZIONE Y			rip
		sin	des	$\Sigma M$	sin	des	$\Sigma M$	RIPARTIZIONE
6	M-RD	-97,72	-97,72	0,00	-	-97,72	-97,72	
	M+RD	-97,72	-97,72		-	-97,72		
5	M-RD	140,20	140,20	280,40	-	118,96	118,96	0,31
	MRD	-140,20	-140,20		-	-118,96		0,69
4	M-RD	140,20	140,20	327,13	-	118,96	118,96	0,41
	M+RD	-186,93	-186,93		-	-158,61		0,59
3	M-RD	186,93	186,93	473,17	-	140,20	140,20	0,45
	M+RD	-286,24	-286,24		-	-186,93		0,55
2	M-RD	286,24	286,24	572,48	-	140,20	140,20	0,47
	M+RD	-286,24	-286,24		-	-186,93		0,53
1	M-RD	286,24	286,24	572,48	-	140,20	140,20	0,50
	MRD	-286,24	-286,24		-	-186,93		0,50

La somma ottenuta è stata moltiplicata per  $\gamma_{rd} = 1,3$  e ripartita tra il pilastro al di sopra e quello al di sotto del nodo, tenendo conto della variazione del taglio di piano lungo l'altezza utilizzando i coefficienti di ripartizione.

Per la verifica a pressoflessione deviata e per il progetto delle armature si sono considerati non solo i valori del momento flettente  $M_{crd}$  ma anche lo sforzo normale.

Nella tabella che segue sono riepilogati i valori da utilizzare per verificare a pressoflessione i pilastri e per progettare le armature

piano	My	Mx	N		My	Mx	N	
6	179,35	26,90	242,85	205,66	53,81	89,68	234,70	213,81
5	185,17	27,78	373,11	399,94	68,85	92,58	373,91	399,14
4	189,80	32,54	485,28	599,25	94,20	108,46	495,26	589,26
3	262,23	31,47	576,64	830,02	123,44	104,89	596,57	810,09
2	288,20	29,59	654,80	1070,75	136,06	98,63	684,98	1040,56
1	235,55	24,18	723,52	1313,30	109,63	80,62	760,88	1275,95
1 piede	366,50	24,28			109,95	80,93		

Le prime tre colonne si riferiscono al sisma agente in direzione x mentre le altre tre al sisma in direzione y.

Per la direzione x, My è preso dalla gerarchia delle resistenze, mentre Mx è il maggiore tra il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze e il valore fornito dal calcolo in corrispondenza all'My massimo.

Con lo sforzo normale si è indicata la fascia di valori per cui N varia per questa direzione del sisma. Il dimensionamento delle armature è stato effettuato separatamente per le due direzioni mediante formule analitiche.

Inizialmente sono stati determinati i valori di sforzo normale e momento flettente massimo che la sezione in calcestruzzo è in grado di portare in assenza di armature.

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

$$M_{c,max} = 0,12 * A_c * h * f_{cd}$$

È stato poi calcolato il valore del momento flettente che la sezione di calcestruzzo può portare per il valore di sforzo normale di calcolo

$$M_c(N) = M_{c,max} \left[ 1 - \left( \frac{0,48 * N_{c,max} - N_{ed}}{0,48 * N_{c,max}} \right)^2 \right]$$

L'armatura dovrà portare la differenza tra il momento sollecitante Med e il momento portato dal calcestruzzo

$$A_s = \frac{(M_{ed} - M_c(N))}{(h - 2c) * f_{cd}}$$

Ac= 2100 cm<sup>2</sup>

Nc, max=2975 N

m=1,61

Mcx, max=107,1 kNm

Mcy, max=249,9 kNm

Sulla base di questi valori si sono disposte le barre di armatura come riportato di seguito

	Lato Corto		Lato Lungo	
6	2 fi 20+1 fi 16	8,29	2fi16+Arm spigolo	10,30
5	2 fi 20+1 fi 16	8,29	2fi16+Arm spigolo	10,30
4	2 fi 20+1 fi 16	8,29	2fi16+Arm spigolo	10,30
3	2 fi 20+1 fi 16	8,29	2fi16+Arm spigolo	10,30
2	3 fi 20	9,42	2fi16+Arm spigolo	10,30
1	3 fi 20	9,42	2fi16+Arm spigolo	10,30

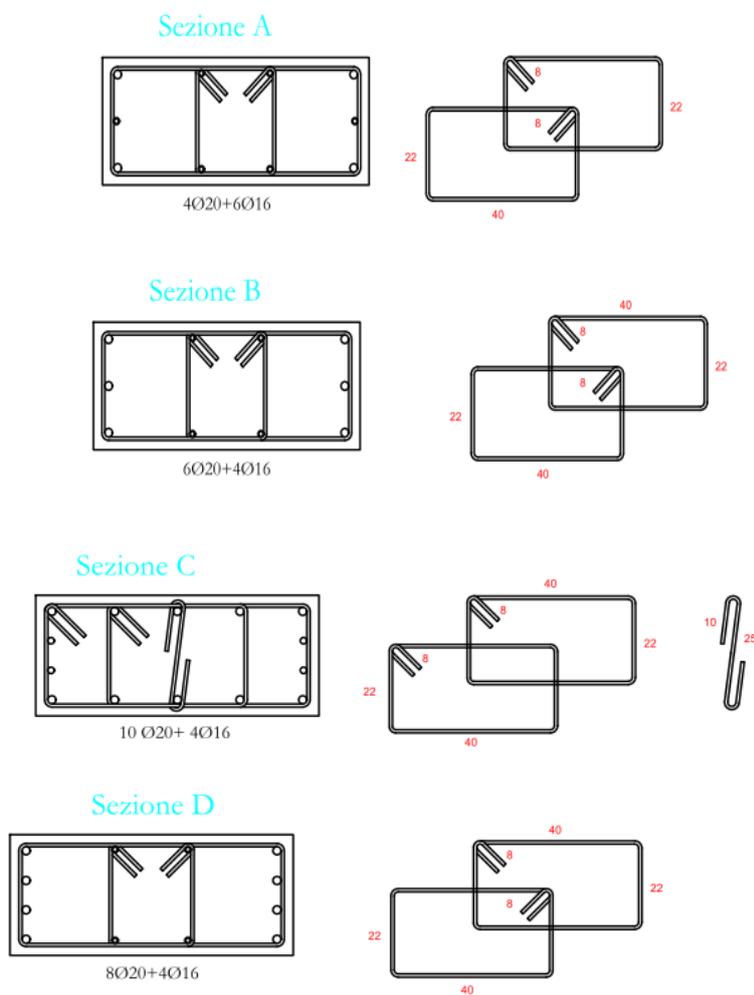
Dopo aver disposto l'armatura è stata eseguita la verifica a pressoflessione deviata per tutti i valori  $M_x$  ed  $M_y$  ed N.

Per ciascuna terna di valori sono stati determinati i momenti resistenti  $M_{xRd}$  e  $M_{yRd}$  corrispondenti ad  $N_{ed}$  verificando che:

$$\left(\frac{M_{xEd}}{M_{xRd}}\right)^{1,5} + \left(\frac{M_{yEd}}{M_{yRd}}\right)^{1,5} \leq 1$$

Le verifiche sono state effettuate per tutti gli ordini e risultano pienamente soddisfatte.

Quanto fatto per questo pilastro è stato ripetuto per tutte le tipologie di pilastri utilizzando 4 differenti disposizioni di armatura rappresentate di seguito.



Di seguito è riportata la tabella con le tipologie di armature scelte per ogni pilastro.

ORDINE		VI	V	IV	III	II	I	DALLA FONDAZIONE
PILASTRO	SEZIONE	ARMATURA						
1	70X30	A	A	A	A	A	A	D
2	30X70	A	A	C	C	C	C	C
3	70X30	A	A	A	A	A	A	D
4	30X70	A	A	C	C	C	C	C
5	30X70	A	A	C	C	C	C	C
6	70X30	A	A	C	C	C	C	C
7	70X30	A	A	A	A	B	B	B
8	70X30	A	A	A	A	A	A	D
9	30X70	A	A	C	C	C	C	C
10	30X70	A	A	C	C	C	C	C
11	70X30	A	A	C	C	C	C	C
12	30X70	A	A	C	C	C	C	C
13	30X70	A	A	C	C	C	C	C
14	70X30	A	A	A	A	A	A	D
15	30X70	C	C	C	C	C	C	C
16	30X70	C	C	C	C	C	C	C
17	70X30	A	A	A	A	B	B	B
18	70X30	A	A	A	A	A	A	D

### Armatura a taglio

Le relazioni usate per armare a taglio il pilastro sono analoghe a quelle usate per la trave. Il taglio è stato determinato seguendo la gerarchia delle resistenze come:

$$V_{ed} = \gamma_{rd} * \frac{M_{rd}^{sup} + M_{rd}^{inf}}{l_p}$$

Con  $\gamma_{Rd} = 1,3$  per classe di duttilità A

		cot teta	1	2	1,89	2,1	2,4	2,5
		Ast/s	VRsd	VRsd	VRsd	VRsd	VRsd	VRsd
staffe		cm2/m	kN	kN	kN	kN	kN	kN
fi 8 /	8,4	11,9	<b>276,7</b>	<b>553,4</b>	<b>522,3</b>			
fi 8 /	10	10,0	<b>232,4</b>	<b>464,9</b>		<b>489,3</b>		
fi 8 /	12,5	8,0	<b>185,9</b>	<b>371,9</b>			<b>447,4</b>	
fi 8 /	15	6,7	<b>155,0</b>	<b>309,9</b>				<b>387,4</b>
fi 8 /	20	5,0	<b>116,2</b>	<b>232,4</b>				<b>290,5</b>

La resistenza al taglio del pilastro deve essere molto elevata.

Poiché il taglio sollecitante il pilastro risulta superiore a 300 kN, si è scelto di utilizzare staffe  $\phi 8/8,4$  come imposto dalla normativa utilizzando una  $\cot\theta=1,89$ .

In questo modo il taglio resistente risulta superiore a quello sollecitante

Per la zona non critica pari all'altezza della sezione è stato calcolato il rapporto  $\frac{A_{sh}}{h}$  utilizzando una  $\cot\theta$  pari a 2,5 (valore limite) e si è pervenuti alla conclusione che l'utilizzo di staffe  $\phi 8/15$  è più che accettabile.

## Nodi trave pilastro

La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che il nodo non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti.

Poiché il nodo più critico è quello d'angolo ed i nodi perimetrali è stato studiato il nodo relativo al pilastro 18.

Il taglio agente in direzione orizzontale in un nodo deve essere calcolato tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. La forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_c$$

In cui  $\gamma_{Rd} = 1,20$ , e  $V_c$  è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

Per strutture di classe di duttilità A per la verifica del nodo si deve verificare che tensione di compressione non superi il valore

$$\tau \leq \eta f_{cd} \left( \sqrt{1 - \left( \frac{\sigma}{\eta f_{cd}} \right)^2} \right)$$

ovvero

$$V_{jbd} \leq \eta \cdot f_{cd} \cdot b_j \cdot h_{jc} \cdot \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}}$$

In cui:

$$\eta = \alpha_j \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

Contemporaneamente occorre verificare che la tensione di trazione non superi la resistenza a trazione cioè:

$$\tau \leq f_{ctd} \sqrt{1 + \left( \frac{\sigma}{f_{ctd}} \right)^2}$$

Ovvero che  $V_{jbd} \leq f_{ctd} b_j h_{jc} * \sqrt{1 + \frac{N_c}{f_{ctd} b_j h_{jc}}}$

Dai calcoli risulta che per il secondo impalcato per sisma agente in verso positivo si ha che

$$V_{jbd} = 529,38 \text{ kN}$$

Il taglio per resistenza a compressione è pari a 1033 KN, valore accettabile.

Per resistenza a trazione il taglio invece è pari a 263.2 kN minore di  $V_{jbd}$ .

È necessario dunque disporre staffe di contenimento

L'area totale di staffe da disporre è pari a  $12,12 \text{ cm}^2$

Si è deciso di aggiungere tre staffe a doppio braccio di diametro  $\phi 16$  nel nodo ricoprendo in questo modo l'area di armatura necessaria .