



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI CATANIA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE INGEGNERIA CIVILE STRUTTURALE E GEOTECNICA

CORSO DI PROGETTAZIONE IN ZONA SISMICA MODULO A– A.A. 2016-2017

Considerazioni generali

Varie piccole annotazioni, ma niente di serio da criticare

**Docente : Prof. Ing. Aurelio Gherzi
Prof. Ing. Fabio Neri**

Allievo : CARMELO LAZZARO DANZUSO

Matricola : 049/000158

Indice

Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito.....	3
Descrizione dell'edificio.....	4
Struttura dell'edificio.....	6
Esame visivo della struttura.....	8
Previsione numerica del comportamento della struttura.....	10
Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali.....	16
Perfezionamento dei dati e ricalcolo dei periodi.....	17
Programma di calcolo e modellazione della struttura.....	18
Tipo di analisi svolta e schemi di carico base considerati.....	19
Esame dei risultati del calcolo.....	20
Esame delle armature – Le travi.....	28
Esame delle armature – I pilastri.....	34
Nodi trave – pilastro.....	39
Verifica degli impalcati.....	39
Conclusioni.....	40

Relazione generale

Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in progetto è sito a Isernia in via Giovanni XXIII.

Dalle indagini geotecniche il fabbricato risulta appartenere ad un sottosuolo di categoria B delle NTC08.

L'edificio è destinato ad essere una civile 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	T_r [anni]	a_g [g]	F_o	T_c^*
Operatività	30	0.071	2.383	0.280
Danno	50	0.091	2.378	0.290
Salvaguardia vita	475	0.262	2.351	0.363
Prevenzione Collasso	975	0.349	2.369	0.382

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 B, riportati nella tabella che segue.

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

Stato limite	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLD	1.200	0.136	0.409	1.964
SLV	1.154	0.163	0.489	2.648

Nella figura che segue sono riportati i due spettri di risposta elastica, per SLD e SLV. Il valore massimo dell'accelerazione, nel tratto compreso tra T_B e T_C , è pari rispettivamente a 0.711 g per SLV e 0.260 g per SLD.

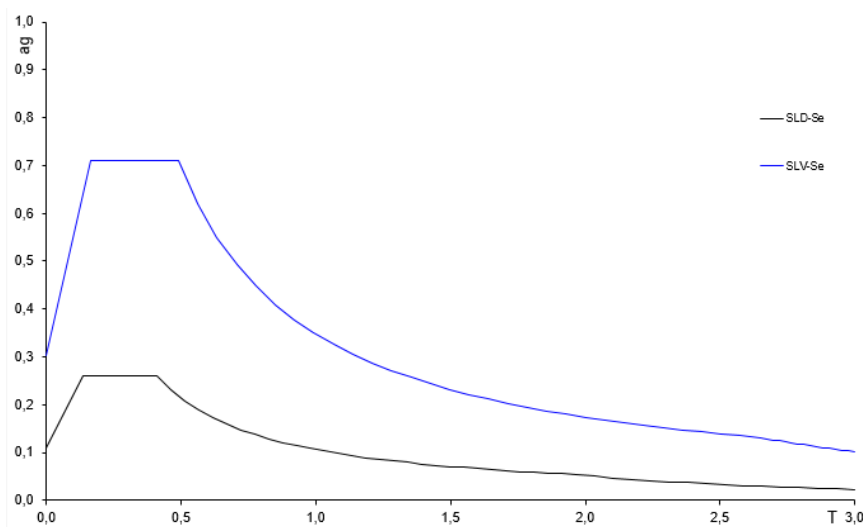


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo B

Descrizione dell'edificio

L'edificio è costituito da un totale di cinque impalcati. La pianta ha una forma quasi rettangolare, con due appartamenti ed un vano scala-ascensore centrale. La copertura è costituita da una terrazza praticabile, cui si accede da un torrino scale. Nelle figure che seguono sono riportate le piante del piano terra che è identica a tutti gli altri piani e quella del quinto impalcato in cui è stato aggiunto un cornicione, è riportata anche la sezione dell'edificio.

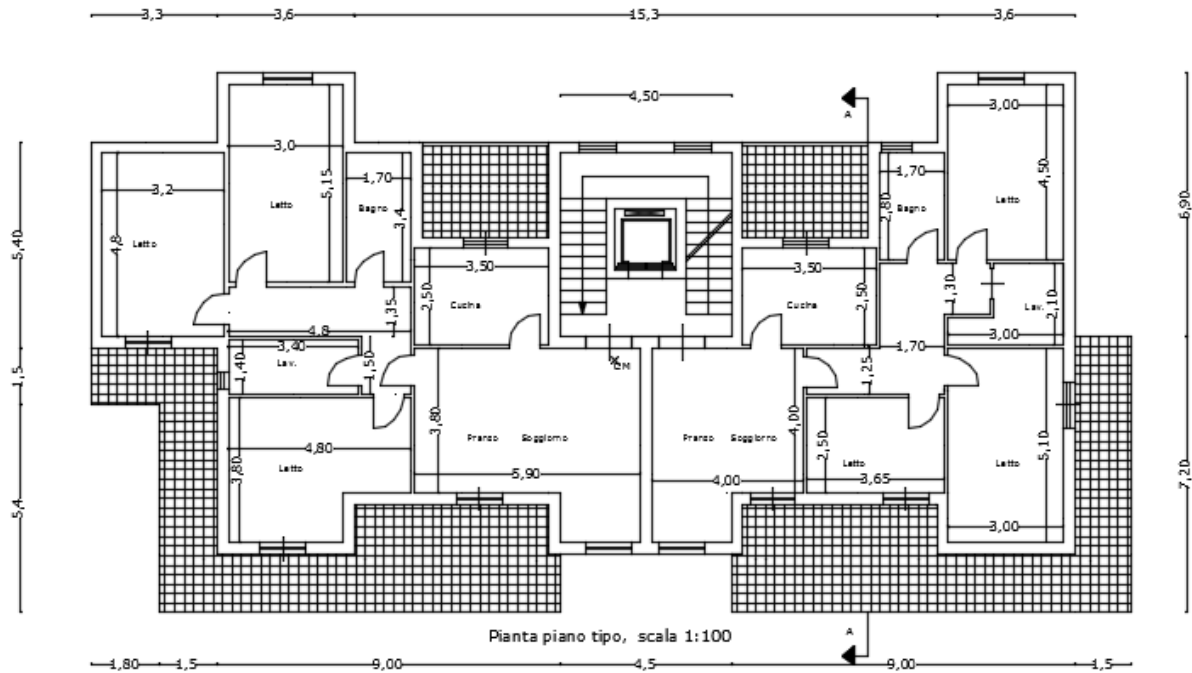


Fig. 2. Pianta piano tipo

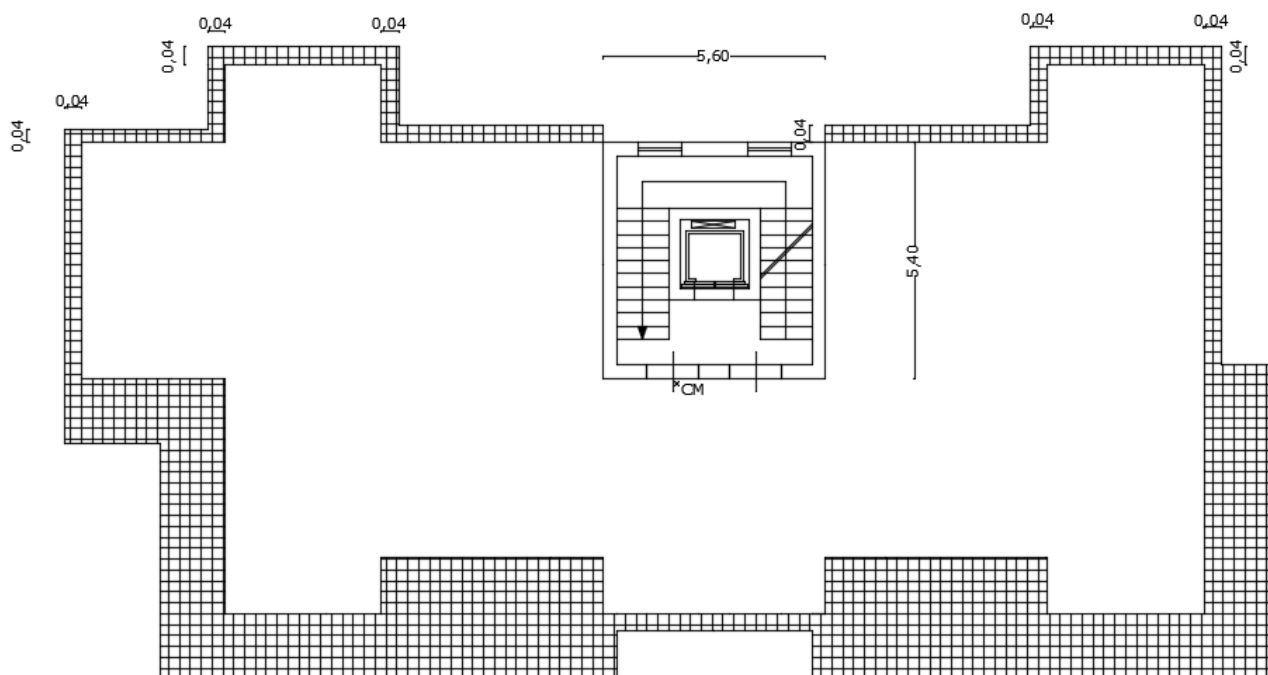


Fig. 3. Pianta copertura

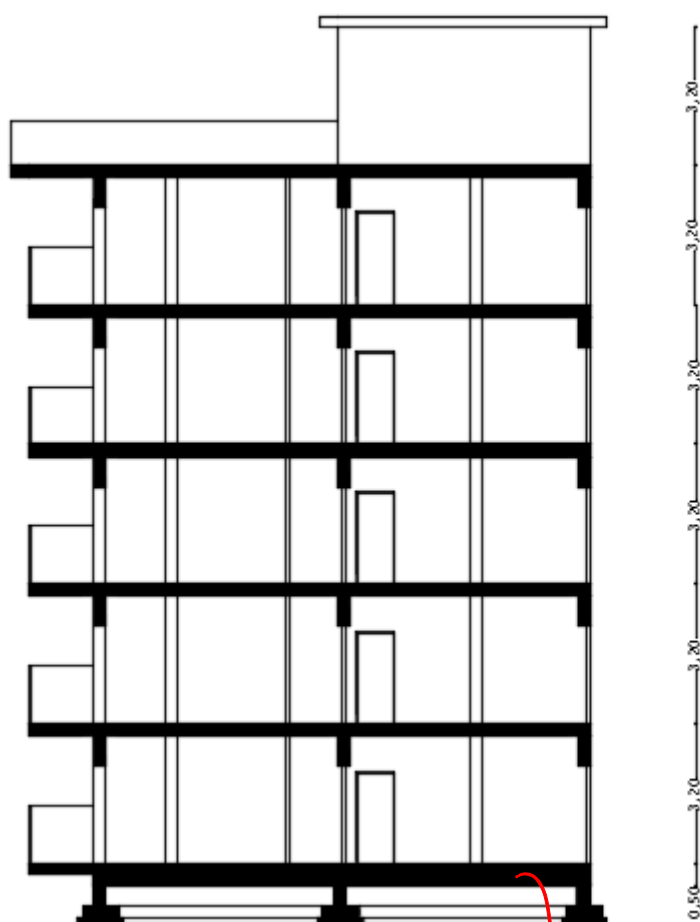


Fig. 4. Sezione

ritengo sia un respato,
ma così sembra un
solario in c.a.

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. 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 di copertura è analoga a quella del piano tipo con l'aggiunta di un cornicione. Il torrino scale è ottenuto prolungando i pilastri 10, 11, 17 e 18.

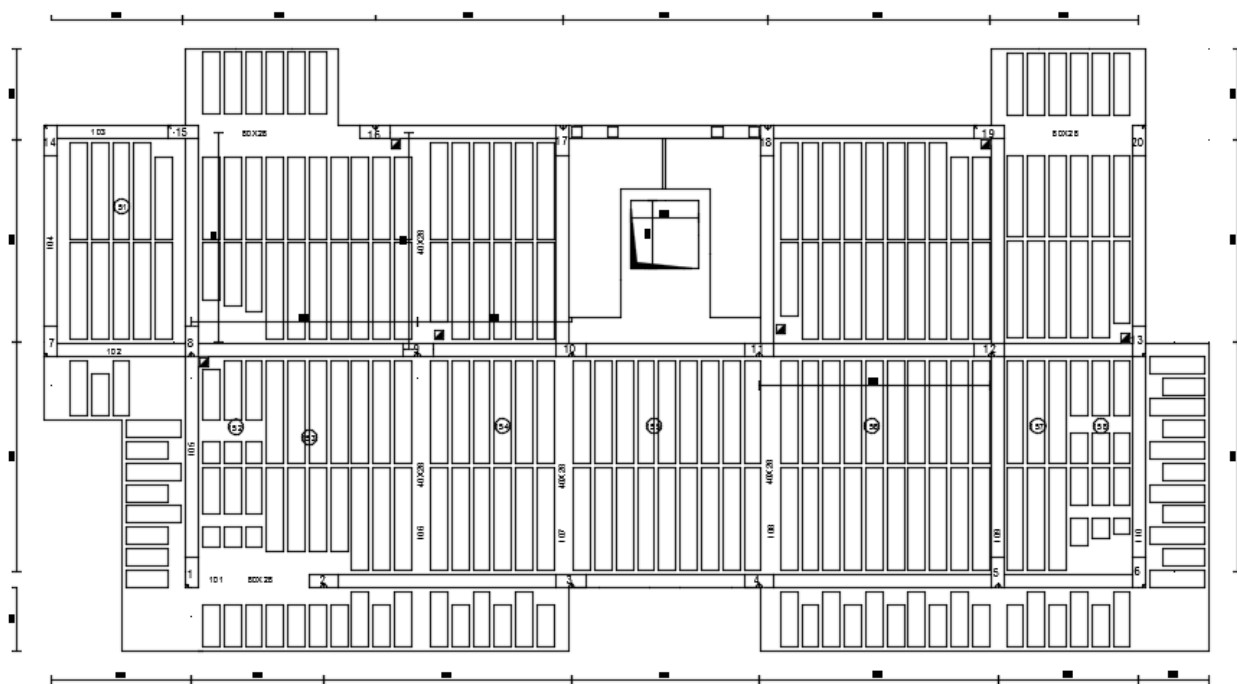


Fig. 5. Carpenteria piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri hanno tutti sezione 30×80 ai primi tre ordini, sezione 30×70 al quarto ordine e 30×60 al quinto. I pilastri mantengono la stessa sezione a tutti i piani. In corrispondenza del torrino scale i pilastri hanno sezione 30×60 . Le travi emergenti hanno sezione 30×70 ai primi tre impalcati, 30×60 al quarto impalcato e 30×50 al quinto impalcato e nella copertura del torrino scale. Le travi a spessore che portano il carico del solaio hanno tutte sezione 80×28 mentre quelle trasversali che non portano il carico verticale del solaio hanno sezione 40×28 . Si è scelta un'altezza del solaio pari a 28 cm per cercare di ridurre la larghezza della trave a spessore, soprattutto la trave 103 campata P15-16 che porta un carico non trascurabile.

Tab. 3. Sezione di pilastri e travi emergenti

piano	pilastri	travi emergenti	travi a spessore x	travi a spessore y
torrino	30×60	30×50		
5	30×60	30×50	80×28	40×28
4	30×70	30×60	80×28	40×28
3	30×80	30×70	80×28	40×28
2	30×80	30×70	80×28	40×28
1	30×80	30×70	80×28	40×28

È stata progettata una scala alla Giliberti sempre con soletta rampante. Le due rampe che partono da ciascun impalcato sono portate da una trave appoggiata alla trave d'impalcato mediante dei pilastri. Il pianerottolo di riposo viene realizzato separato in due parti mediante un giunto e ciascuna delle due rampe rimane solidale all'impalcato a cui è collegata evitando così eccessive sollecitazioni in presenza di uno scorrimento relativo tra i due piani.

Nel progetto sono stati utilizzati i seguenti materiali : calcestruzzo di classe C25/30, ovvero con $f_{ck} = 25$ MPa e $R_{ck} = 30$ MPa, acciaio B450C, ovvero con $f_{yk} = 450$ MPa. Le corrispondenti resistenze di calcolo sono : per il calcestruzzo $f_{cd} = 14.17$ MPa (incluso in tale valore un coefficiente $\alpha_{cc} = 0.85$), per l'acciaio $f_{yd} = 391.3$ MPa.

Esame visivo della struttura

La forma della pianta è quasi rettangolare e quasi simmetrica nonostante ciò bisogna fare attenzione alla distribuzione planimetrica degli elementi strutturali, al fine di ottenere una regolarità della distribuzione della rigidezza e delle masse in pianta. Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo.

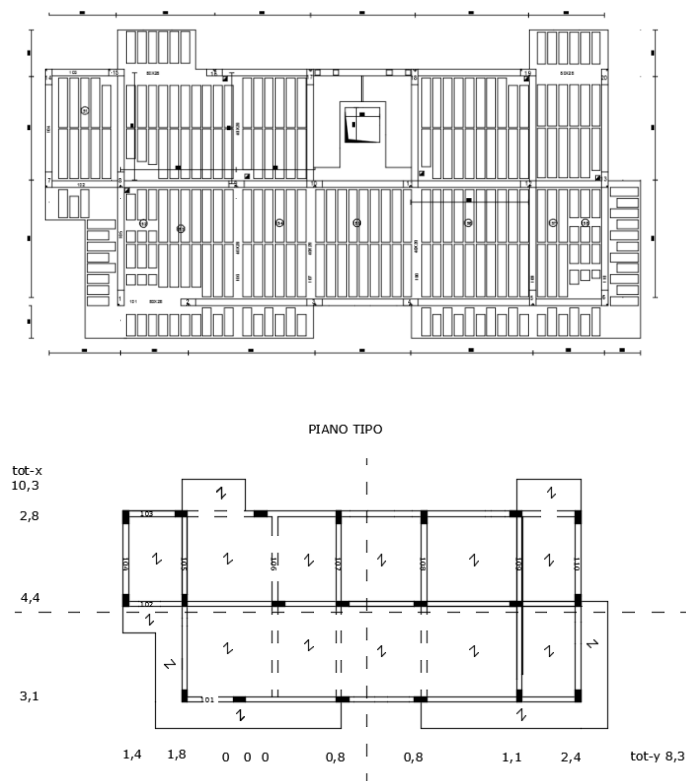


Fig. 6. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria tipo

Si nota innanzitutto che i pilastri, di sezione rettangolare, che danno un rilevante contributo all'assorbimento dell'azione sismica sono quelli che si presentano di coltello nella direzione del sisma e che possiedono quindi maggiore rigidezza, perché collegati ad almeno una trave emergente. La rigidezza aumenta a maggior ragione se la trave ha una luce non elevata e il pilastro si trova di coltello tra due travi emergenti. Pertanto questi pilastri e le travi ad essi collegate devono considerarsi elementi principali per la direzione di maggiore rigidezza. Gli stessi pilastri che sono disposti di piatto lungo la direzione del sisma danno invece un contributo poco rilevante e presentano minore rigidezza e, anche se inseriti nel calcolo, possono considerarsi sostanzialmente elementi secondari. Tutte le travi a spessore possono anch'esse considerarsi elementi secondari, in quanto l'edificio presenta prevalentemente travi emergenti.

Particolare attenzione deve essere prestata nel caso di edificio con tutte le travi a spessore, perché in questo caso la distinzione tra pilastri di coltello e pilastri di piatto tende a perdersi, a causa del diverso irrigidimento fornito dalle travi.

Si nota inoltre che la distribuzione dei pilastri è abbastanza uniforme, con pochissime travi particolarmente corte e rigide che potrebbero portare a concentrazioni di tensioni. Le travi più sollecitate dal sisma potrebbero essere la 104, 105 (campata P1-8), 110 (campata P6-13) in quanto si trovano tra due pilastri di coltello e possiedono una considerevole eccentricità.

Facendo un conteggio forfettario delle rigidezze si osserva che dei 20 pilastri, 10 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con x) e 10 hanno sezione allungata nella direzione verticale in pianta (che si indica con y). Visto il numero di pilastri rigidi e di travi

*la valutazione deve essere fatta guardando
solo i pilastri "che contano"*

emergenti presenti nelle due direzioni e tenendo conto del fatto che tutti i pilastri hanno la stessa sezione, la rigidità della struttura è maggiore nella direzione x .

La distribuzione dei pilastri appare sicuramente bilanciata rispetto alla direzione y , perché 11 pilastri sono a sinistra dell'asse baricentrico per le masse e 9 a destra. Meno bilanciata appare invece la distribuzione rispetto alla direzione x , perché 14 pilastri sono al di sopra dell'asse baricentrico per le masse e solo 6 al di sotto. Dei pilastri al di sopra del baricentro, però, sette hanno una distanza molto piccola.

La distribuzione degli elementi strutturali (pilastri e travi) in altezza si presenta regolare.

Non esistono cambi repentini di dimensione dei pilastri tra un piano e l'altro. La sezione dei pilastri si riduce gradualmente a partire dal quarto ordine. Anche per le travi la sezione varia con gradualità in altezza, riducendosi solo al quarto, quinto impalcato e al torrino.

L'impalcato 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.

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 e verificare quindi se si è fatto un giusto dimensionamento della struttura, si è effettuata una valutazione semplificata delle caratteristiche di sollecitazione nella struttura, usando modelli molto semplici secondo quanto richiesto dal capitolo 10 delle NTC 08.

Il calcolo è stato effettuato facendo riferimento ad una analisi lineare statica. Si è scelto di progettare la struttura come classe di duttilità bassa (CD “B”). Si tratta di una struttura intelaiata, con più piani e più campate, sicuramente regolare in altezza e probabilmente anche regolare in pianta (ai fini della valutazione del fattore di struttura, un edificio deve essere considerato regolare in pianta se presenta un comportamento sostanzialmente bilanciato). È quindi possibile utilizzare un valore del fattore di struttura q pari a $3 \times 1.3 = 3.9$. Lo spettro di progetto è riportato nella figura che segue.

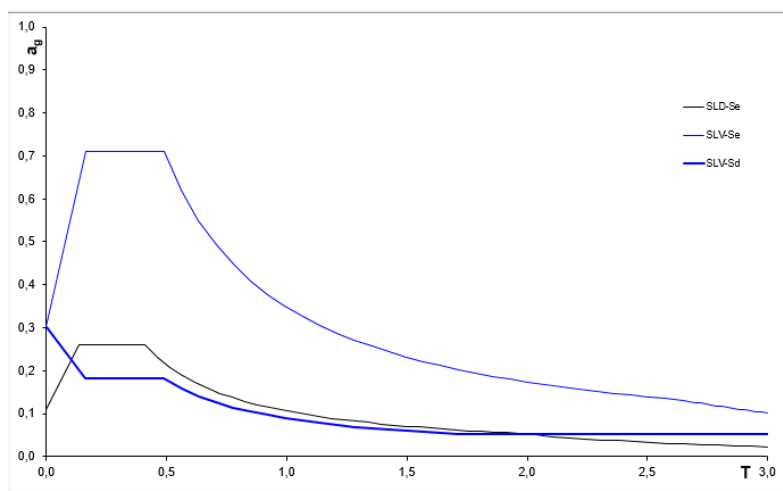


Fig. 7. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo B e $q=3.9$

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

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

impalcato	superficie[m ²]	peso unitario [kN/m ²]	peso impalcato [kN]	massa[kNs ² /m]
5+torrino	369,8	9	3328,6	339,3
4	324,6	10	3246,3	330,9
3	324,6	10	3246,3	330,9
2	324,6	10	3246,3	330,9
1	324,6	10	3246,3	330,9
totale	-	-	16313,8	1663,0

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

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

In cui H rappresenta l'altezza dell'edificio ed è stata posta pari a 16.5 visto che il primo impalcato risulta avere un'altezza pari a 3.70m, i successivi 4 impalcati pari a 3.20m. Non è stata considerata l'altezza del torrino di 3.20m.

Tale valore del periodo è maggiore di T_C (che vale 0.489 s per SLV) e si è quindi nel tratto dello spettro elastico che decresce in maniera inversamente proporzionale a T .

Quindi l'ordinata spettrale per SLV è, per lo spettro di risposta elastica:

$$S_e = 0.711 \times 0.489 / 0.614 = 0.566 \text{ g}$$

e per quello di progetto:

$$S_d = 0.566 / 3.9 = 0.145 \text{ g}$$

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

Si riporta il valore del taglio alla base ed in seguito le forze di piano ed il taglio globale.

I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue.

Tab. 5. Forze di piano valutate per analisi statica

$V_b[\text{KN}]$	2012,2				
impalcato	W[KN]	z[m]	W* z[KNm]	F[KN]	V_globale[KN]
5+torrino	3328,6	16,50	54921	668,6	668,6
4	3246,3	13,30	43176	525,6	1194,2
3	3246,3	10,10	32788	399,1	1593,3
2	3246,3	6,90	22399	272,7	1866,0
1	3246,3	3,70	12011	146,2	2012,2
tot	-	-	165295	-	-

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 rigidezza della struttura intelaiata ai diversi piani e gli spostamenti conseguenti all'azione sismica. La rigidezza è stata stimata con l'espressione

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

nella quale la sommatoria è estesa a tutti i pilastri e travi considerati come elementi principali, L_p è la lunghezza dei pilastri (altezza di interpiano) e L_t la lunghezza media delle travi. Il dettaglio dei calcoli è riportato nella relazione di calcolo. Nella tabella che segue sono riportate le rigidezze di piano stimate, separatamente per la direzione x e quella y . Prima sono state stimate con un approccio globale semplificato e successivamente con un approccio per tipologia di pilastro. Attraverso un approccio globale semplificato si è ottenuto :

1
spiegare in che consiste

Tab. 6. Riepilogo rigidezze di piano

piano	direzione x	direzione y
5	79,84	76,99
4	335,85	245,72
3	491,02	358,23
2	578,75	432,66
1	571,54	467,37

Mentre con l'approccio per tipologia di pilastro :

Tab. 7. Riepilogo rigidezze di piano

piano	direzione x	direzione y
5	275,16	203,3
4	352,88	261,68
3	352,88	261,68
2	529,37	396,93
1	625,39	545,58

non più forte la differenza

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

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione x

IMPALCATO	K_x [kN/mm]	$V_{globale}$ [kN]	d_r [mm]	u [mm]	Forza F [kN]	F_u [kNmm]	m [kNs ² /m]	μu^2 [kNmms ²]
5+torrino	275,2	668,6	2,4	15,6	668,6	10407,2	339,3	82,2
4	352,9	1194,2	3,4	13,1	525,6	6904,4	330,9	57,1
3	529,4	1593,3	3,0	9,8	399,1	3892,5	330,9	31,5
2	529,4	1866,0	3,5	6,7	272,7	1838,5	330,9	15,0
1	625,4	2012,2	3,2	3,2	146,2	470,5	330,9	3,4
Periodo :								
T	0,563							

Tab. 9. Spostamenti di piano – direzione y

IMPALCATO	K_y [kN/mm]	$V_{globale}$ [kN]	d_r [mm]	u [mm]	Forza F [kN]	F_u [kNmm]	m [kNs ² /m]	μu^2 [kNmms ²]
5+torrino	203,0	668,6	3,3	20,3	668,6	13545,2	339,3	139,3
4	261,7	1194,2	4,6	17,0	525,6	8917,7	330,9	95,3
3	396,9	1593,3	4,0	12,4	399,1	4950,6	330,9	50,9
2	396,9	1866,0	4,7	8,4	272,7	2287,6	330,9	23,3
1	545,6	2012,2	3,7	3,7	146,2	539,3	330,9	4,5
Periodo :								
T	0,639							

Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh. Il periodo trovato per la direzione x è più basso di quello stimato con la formula di normativa (0.563 s anziché 0.614 s), indica che la formula di normativa aveva sottostimato la rigidezza per la direzione x , di conseguenza le sollecitazioni sismiche saranno più elevate. Nella direzione y , meno rigida, il periodo aumenta di un 2,51% circa e conseguentemente diminuiranno di poco le azioni sulla struttura.

Tale risultato conferma l'esame visivo della struttura che si presenta più rigida nella direzione x e meno rigida in y .

Nel seguito il calcolo è stato condotto con le forze valutate in precedenza (cioè corrispondenti al periodo 0.614 s).

perché non differenziazione x e y ? (poi è fatto)

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 , 10 pilastri 30×80 ai primi tre impalcati, 30 x70 al quarto, 30 x60 al quinto e per il torrino. E 14 travi 30×70 ai primi tre impalcati, 30×60 al 4° impalcato e 30×50 al 5° impalcato;
- in direzione y , 10 pilastri 30×80 ai primi tre impalcati, 30 x70 al quarto, 30 x60 al quinto e per il torrino. E 9 travi 30×70 ai primi tre impalcati, 30×60 al 4° impalcato e 30×50 al 5° impalcato.

La ripartizione è stata fatta con riferimento alla direzione y che appare leggermente meno rigida e resistente della direzione x . Ciascun pilastro assorbe quindi 1/10 del taglio di piano. Dal taglio dei pilastri si è risalito al momento flettente, moltiplicando il taglio per $0.5 h$ a tutti i piani tranne il primo, per il quale si è considerato un moltiplicatore pari a $0.4 h$ per la sezione in testa e $0.6 h$ per la sezione al piede (in quest'ultimo valore si è considerato forfetariamente anche un piccolo contributo dei pilastri secondari, che sono più rigidi al piede grazie alla elevata rigidezza della trave di fondazione) e al quinto impalcato è stato considerato anche un braccio pari a $0.4 h$. 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

Indicazioni carpenteria						
num pilastri	10					
$h_{\text{interpiano}}[\text{m}]$	3,2					
$h_{\text{interpiano, l-impalc}}[\text{m}]$	3,7					
impal / ordine	$V_{\text{globale}}[\text{KN}]$	$V_{\text{pilastro}}[\text{KN}]$	pos. punto di nullo[m]	$M_{\text{pilastro}}[\text{KNm}]$	$M_{\text{trave}}[\text{KNm}]$	$\Delta N_{\text{pilastro}}[\text{KN}]$
5+torrino	668,6	66,9	1,28	85,6	42,8	18,4
4	1194,2	119,4	1,6	191,1	138,3	77,9
3	1593,3	159,3	1,6	254,9	223,0	173,8
2	1866,0	186,6	1,6	298,6	276,7	292,8
1	2012,2	201,2	1,48	297,8	298,2	421,1
piede			2,22	446,7		

Questi valori dovrebbero corrispondere con i risultati del calcolo per sisma in direzione y , con riferimento allo schema con centro di massa nella sua posizione nominale. L'eccentricità accidentale e la combinazione delle due componenti orizzontali del sisma potranno produrre incrementi di circa il 20% nei telai di estremità.

Tab. 11. Caratteristiche di sollecitazione incrementate del 20%

Incremento del 20%			
impal / ordine	V pilastro [KN]	M _{pilastro} [KNm]	M _{trave} [KNm]
5+torrino	80,2	102,7	51,3
4	143,3	229,3	166,0
3	191,2	305,9	267,6
2	223,9	358,3	332,1
1	241,5	357,4	357,8
piede		536,1	

Occorre inoltre tener conto che per i pilastri tutti i valori, escluso quello alla base del primo ordine, dovranno essere incrementati per la gerarchia delle resistenze. L'incremento indicato dalla normativa per CD "B" è del 30%.

Tab. 12. Caratteristiche di sollecitazione incrementate per gerarchie resistenze

Incremento 1,3	
impal / ordine	M _{pilastro} [KNm]
5+torrino	133,5
4	298,1
3	397,7
2	465,8
1	464,6
piede	536,1

Per sisma in direzione x ci si deve aspettare valori simili, essendo l'azione ripartita tra 10 pilastri, ma ad occhio la struttura sembra più rigida. Viene fatto uno studio per individuare le travi più sollecitate. Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, per la trave maggiormente caricata da carichi verticali, perché possiede luce di 5,80 m, si stima un valore pari a circa 65,4 kN/m in assenza di sisma e 37,4 kN/m in presenza di sisma. Valori dettagliati sono riportati nella relazione di calcolo. A tali valori del carico corrispondono momenti flettenti pari rispettivamente a 220,14 kNm e 125,68 kNm. Per la trave a spessore più caricata, lunga 4,50 m, si ha invece un carico massimo di 69,9 kN/m in assenza di sisma e 43,3 kN/m in presenza di sisma e valori del momento flettente pari rispettivamente a 141,59 kNm e 87,67 kNm. Una verifica di massima della trave emergente 30×70 più sollecitata (trave 101, campata 2-3) può essere fatta sommando l'effetto del sisma ($1.05 \times 298,2 = 313,1$ kNm) a quello dei carichi verticali (125,7 kNm), ottenendo circa 438,8 kNm, valore al limite per tale sezione. Si è deciso di incrementare del 5% i valori del momento flettente da sisma della trave per considerare la modesta entità dell'eccentricità rispetto al centro di massa di tale trave e poiché ha una luce molto elevata 5,80 m. Tale luce rende i pilastri meno rigidi ne segue che portano una minor quantità di aliquota sismica nonostante di coltello. Per la trave 30×70 in direzione y (trave 110, campata 6-13) tengo conto dell'effetto del sisma incrementato del 10% il valore ottenuto dall'analisi statica, in quanto considero l'eccentricità non trascurabile rispetto al centro di massa, non incremento del 20% in quanto la trave ha luce elevata (5,40 m) e mi sembra eccessivo considerare tale valore d'incremento. In tal maniera si arriva ad un momento totale di 432,6 kNm, valore accettabile per tale sezione. Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto ai carichi verticali può essere stimato variabile da 379,3 kN a 1412,93 kN per i carichi in condizioni sismiche. Valori dettagliati sono riportati nella relazione di calcolo. Si è considerata anche una variazione di sforzo normale indotto da sisma per effetto del taglio agente nelle travi, considerando una luce di trave di 4,65m. Tale valore è stato sottratto al pilastro meno caricato per sforzo normale (pilastro 14) perché perimetrale ed è stato fatto il pre-dimensionamento per queste due situazioni limite. Considerando per il pilastro 30×80 un momento massimo pari a

$1.2 \times 446,7 \approx 536,1$ kNm, si studia il pilastro meno caricato e si osserva che per effetto della variazione dello sforzo normale indotto da sisma, il pilastro va in trazione. Inoltre è stato considerato, l'80% del valore massimo del momento sollecitante 536,1 kNm, in quanto il pilastro ha all'incirca tale percentuale di rigidezza rispetto al pilastro più rigido. Dalla figura che segue si mostra che sono necessari quasi 6Ø20 sul lato corto, un'armatura consistente, al limite dell'accettabile. Analogamente si procede per il pilastro 30×80 più caricato per sforzo normale e si considera per questo un momento sollecitante di 388,1 kNm, la figura che segue mostra che sono necessari quasi 2Ø20 sul lato corto, valore accettabile.

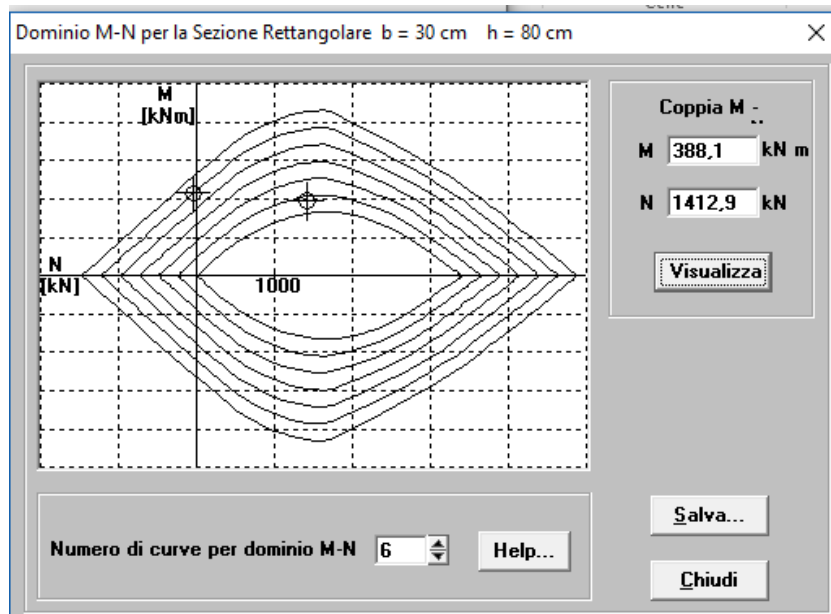


Fig. 8. Domini di resistenza dei pilastri

Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali

Nella relazione di calcolo sono riportati in dettaglio i carichi verticali agenti sulle travi nelle due condizioni di carico da esaminare, ovvero in assenza di sisma (valori g_d+q_d , che per brevità saranno in seguito indicati come “carichi massimi”) ed in presenza di sisma (valori $g_k+\psi_2 q_k$, che per brevità saranno in seguito indicati come “carichi minimi”).

Al fine di avere una stima delle sollecitazioni più accurata, sono stati determinati con maggior precisione 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. 13. Masse di piano

Piano	Area A [m ²]	Massa m [t]	Peso W [kN]	W/A [kN/m ²]	x_G [m]	y_G [m]	ρ_m [m]
5+torrino	369,8	302.3	2965.3	8.02	13.77	5.50	8.68
4	324.6	335.4	3290.7	10.14	13.74	5.06	8.51
3	324.6	348.5	3419.1	10.53	13.74	5.06	8.51
2	324.6	351.0	3443.1	10.61	13.74	5.06	8.51
1	324.6	354.0	3473.1	10.70	13.74	5.06	8.51

Il rapporto tra peso ed area dell'impalcato non si discosta di molto dalla stima iniziale ed è quindi da ritenersi accettabile. Le coordinate del baricentro delle masse, riportate graficamente nella pianta, risultano a occhio accettabili. Il raggio d'inerzia è stato calcolato considerando una distribuzione di masse uniforme nell'impalcato, calcolando il baricentro geometrico dell'impalcato e i momenti d'inerzia baricentrici e quindi il raggio d'inerzia. Poiché la struttura ha quasi una forma rettangolare con rapporto 2:1, essendo $b=27,30$ m e $h=14,10$ m, l'ordine di grandezza del raggio d'inerzia deve essere circa $0,32 L$, con L il lato maggiore della pianta, dai risultati viene confermato tale ordine.

Le eccentricità accidentali sono state assunte pari a $0.05 L$, con L dimensione massima dell'edificio in direzione ortogonale al sisma. Poiché la dimensione massima dell'edificio è pari a $27,30$ m in direzione x e $14,10$ m in direzione y , le eccentricità accidentali sono 0.705 m e 1.365 m, rispettivamente per sisma agente in direzione x e in direzione y nel piano tipo, si avranno valori molto simili al quinto impalcato.

Perfezionamento dei dati e ricalcolo dei periodi

Dall’approccio per tipologia di pilastro sono state stimate le rigidezze di ogni singolo pilastro e da queste le rigidezze di piano e quelle totali lungo la direzione x e y della struttura, ricavando i rispettivi periodi citati in precedenza. Si è notato che tali periodi sono abbastanza diversi lungo la direzione x e y, motivati dal fatto che la struttura ha differente rigidezza pertanto al fine di effettuare un calcolo delle sollecitazioni più veritiero si è deciso di ricavare l’ordinata spettrale differente nelle due direzioni e calcolare le caratteristiche della sollecitazione corrispondenti. Affinando ulteriormente il calcolo considerando il reale peso a metro quadro dei diversi impalcati e calcolando anche l’eccentricità accidentale, come coppia da applicare al centro di massa dell’impalcato, si ottengono i seguenti risultati:

Tab. 14. Direzione x

[illegible]

Tab. 15. Direzione y

[illegible]

Tali sono i valori che verranno utilizzati come input nel programma di calcolo, al fine di eseguire uno studio più preciso della struttura. I risultati in maggior dettaglio sono riportati nelle relazione di calcolo.

Programma di calcolo e modellazione della struttura

La struttura è stata calcolata utilizzando il programma agli elementi finiti Tel2008, un programma freeware realizzato da Aurelio Gherzi. Il programma e la relativa documentazione sono disponibili nel sito internet www.dica.unict.it/users/agherzi/software.

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, incastrati al piede. La scelta di modellare come incastro il vincolo costituito 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. Il modesto disallineamento di alcuni pilastri non inficia la validità del modello, sia per il piccolo valore di questo disallineamento che per il fatto che gli elementi non perfettamente allineati danno un contributo secondario all'assorbimento dell'azione sismica (sono pilastri di piatto e travi a spessore).

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

Tipo di analisi svolta e schemi di carico base considerati

La struttura è stata analizzata mediante analisi lineare. L'effetto del sisma è stato valutato mediante analisi modale con spettro di risposta. Lo spettro utilizzato è quello di progetto, ottenuto dai dati del sito e dall'uso di un fattore di struttura $q=3,9$, già riportato in precedenza.

Sono stati risolti sei schemi base.

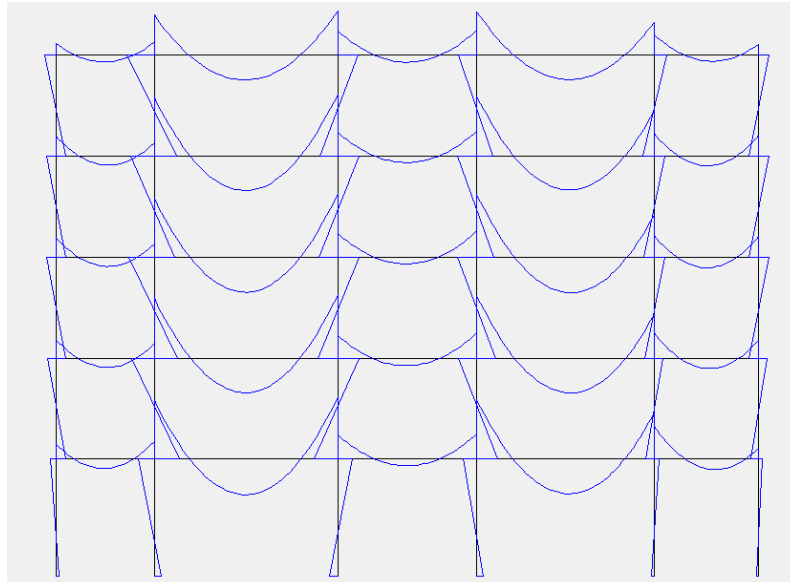
1. Carichi verticali (permanenti e variabili) valutati in condizione non sismica (g_d+q_d), applicati a tutte le campate.
2. Carichi verticali (permanenti e variabili) valutati in condizione sismica ($g_k+\psi_2 q_k$), applicati a tutte le campate.
3. Analisi modale per sisma agente in direzione x ,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

Si noti che le coppie da applicare per lo schema 5 e 6 sono state determinate moltiplicando l'eccentricità accidentale per le forze valutate per analisi statica, forze ricalcolate a loro volta tenendo conto dell'effettivo periodo proprio della struttura nelle due direzioni fornito dall'analisi modale (0.554 s per direzione x , 0.657 s per direzione y). Il dettaglio della determinazione delle coppie di piano è riportato nel foglio excel "forze x e y", pagina di calcolo "confronti con il tel".

Esame dei risultati del calcolo

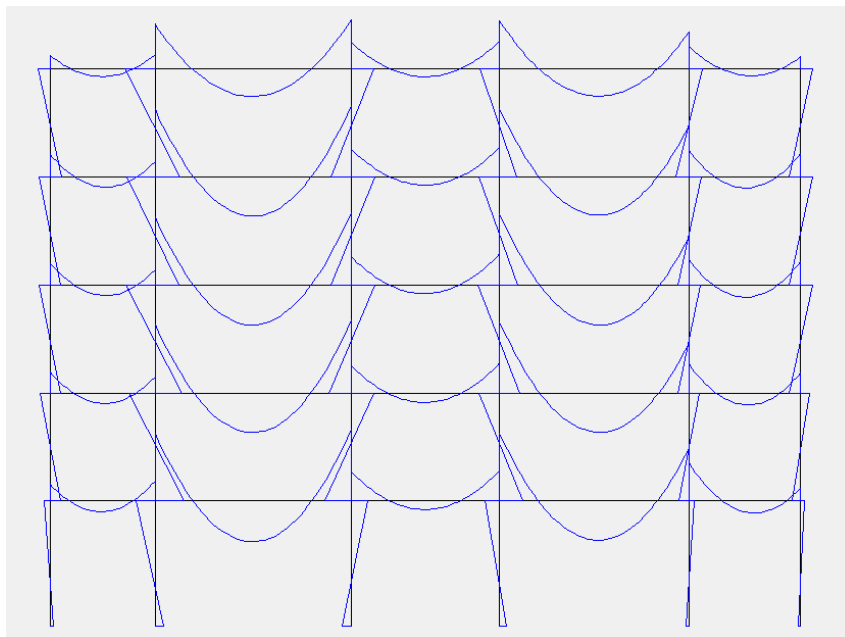
Gli schemi di carico facenti riferimento ai carichi verticali sono gli schemi 7 e 8. Questi mostrano risultati coerenti con le previsioni. Dall'analisi dei telai spaziali, il più sollecitato risulta essere il telaio 1x, come previsto, nel quale vi è presente la trave emergente più sollecitata (trave 101, campata 2-3) nella quale i valori agli estremi delle travi risultano essere pari a 174,736 kNm e 183,691 kNm. *un po' meno di quanto previsto*

Fig. 9 Diagramma del momento flettente – telaio 1x (1..6), carichi verticali massimi



Discorso analogo può essere fatto per la condizione di carico 8, carichi verticali in presenza di sisma, in cui i momenti coerentemente alla combinazioni scendono 107,082 kNm e 112,149 kNm.

Fig. 10 Diagramma del momento flettente – telaio 1x (1..6), carichi verticali minimi



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. Per le deformate modali successive alla terza, si rimanda al foglio di calcolo excel "DefMod2".

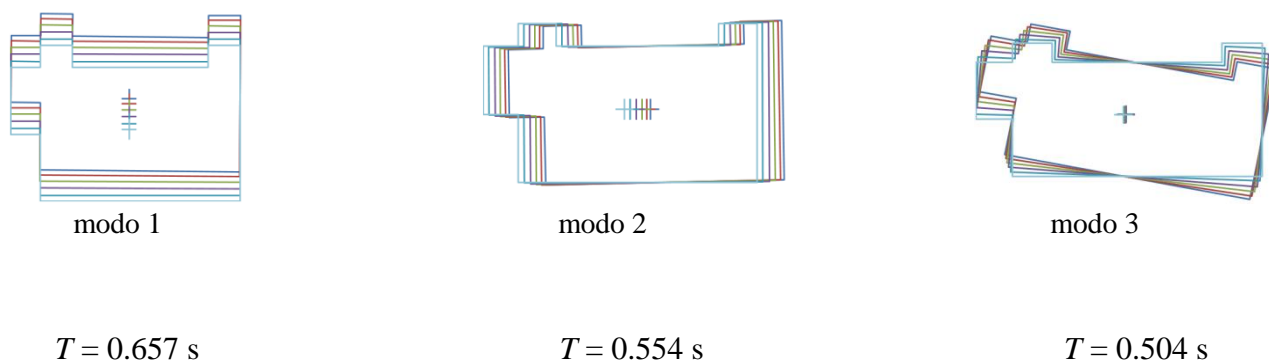


Fig. 11. Modi di oscillazione libera della struttura

Il primo modo mostra traslazioni in direzione y , senza rotazioni. Il suo periodo (0.657 s) è di poco superiore rispetto a quello previsto (0.639 s); probabilmente per l'aumento di incidenza di peso conteggiata con il calcolo più dettagliato delle masse di piano, la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.136 g. Il secondo modo mostra traslazioni in direzione x , accoppiate con rotazioni trascurabili, che si ritengono accettabili. Il suo periodo (0.554 s) è poco più basso di quello previsto (0.563 s); la corrispondente ordinata dello spettro di progetto è 0.161 g. Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione, con leggerissimi spostamenti in direzione x . Il suo periodo (0.504 s) è inferiore rispetto ai primi due, mostrando che la struttura ha una buona rigidezza torsionale. Inoltre il rapporto di periodo tra il primo modo e il terzo è circa 1,3, segno ulteriore di buona rigidezza torsionale. I modi successivi mostrano spostamenti e rotazioni sostanzialmente non accoppiati.

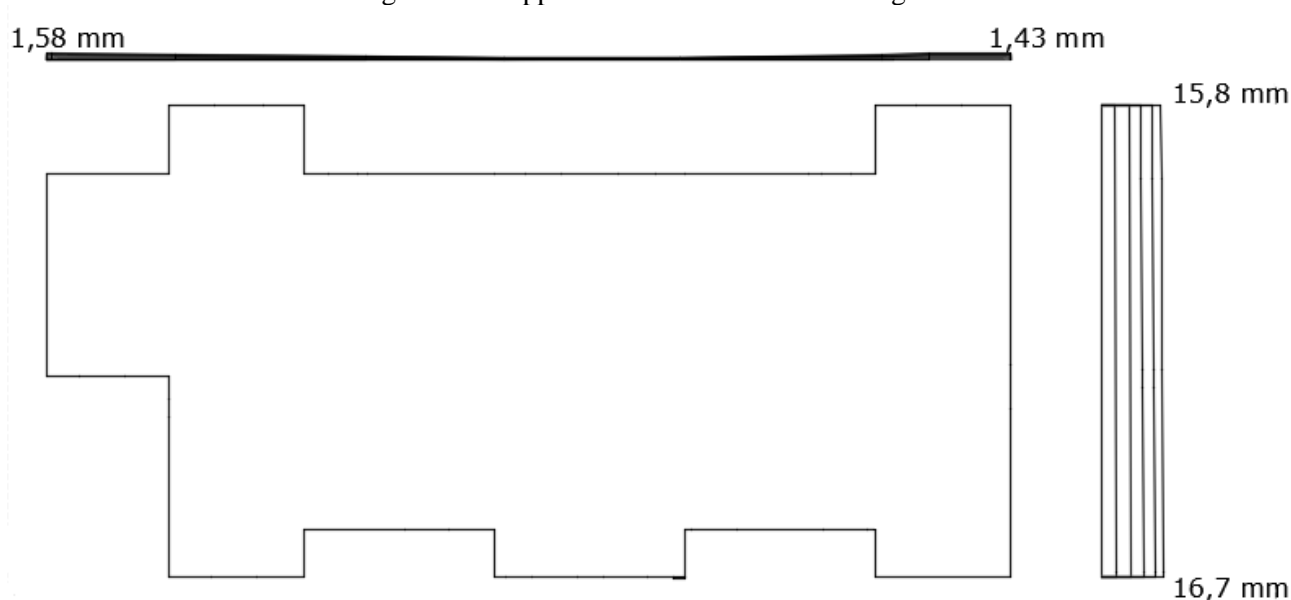
Le masse partecipanti relative ai primi 10 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione y , il secondo per la x) con massa partecipante superiore all'80% ed un successivo modo (il quarto per la direzione 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.

Tab. 16. Masse partecipanti, per sisma x e y

Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0,657	0,00%	81,74%
2	0,554	83,65%	0,00%
3	0,504	0,31%	0,06%
4	0,227	0,00%	11,59%
5	0,196	10,41%	0,00%
6	0,175	0,12%	0,00%
7	0,122	0,00%	4,23%
8	0,110	3,54%	0,00%
9	0,094	0,05%	0,00%
10	0,078	0,00%	1,76%

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione x è riportato nella figura che segue. Si ha una conferma del comportamento sostanzialmente traslazionale, e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti in testa molto prossimo a quello stimato (16.70 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

Fig. 12. Involuppo delle deformate modali lungo x



Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità ($1x$ e $3x$) per effetto del sisma in direzione x . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione x .

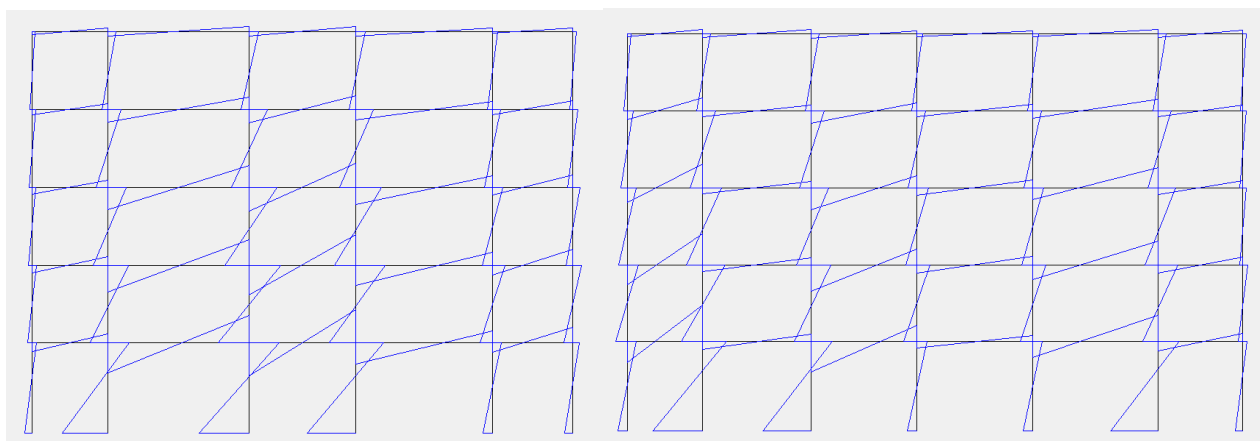


Fig. 13. Diagramma del momento flettente nei telai 1x e 3x, analisi modale, sisma x

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai di estremità (1x e 3x) per effetto del sisma in direzione x. L'analisi numerica svolta si può ritenere accettabile per le previsioni fatte per il sisma agente in direzione x, in quanto lo scarto tra i valori massimi del telaio 1x sono modesti.

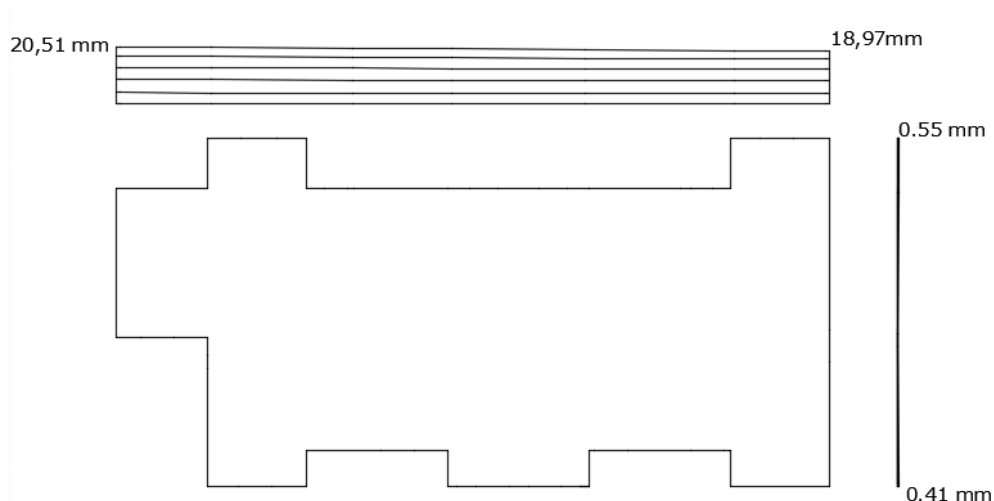
Tab. 17. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma x

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 1x	telaio 3x	previsto	telaio 1x	telaio 3x
5	65,9	92,8	71,9	33,0	47,4	37,2
4	164,4	175,8	116,8	115,1	129,1	110,1
3	243,7	266,9	162,2	204,0	229,6	204,5
2	289,2	303,4	196,6	266,4	288,2	265,4
1 testa	293,8	285,6	203,7	291,5	319,9	255,2
1 piede	440,7	475,9	418,1			

*Il 3x è meno sollecitato (come pilastri)
c'è una spiegazione?*

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione y è riportato nella figura che segue. Si ha una conferma del comportamento sostanzialmente traslazionale, e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti in testa molto prossimo a quello stimato (19.10 mm). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

Fig. 14. Involuppo delle deformate modali lungo y



Quando il sisma agisce in direzione y , gli spostamenti traslazionali sono paragonabili a quelli di quando agisce lungo la direzione x , anche se di poco maggiori, ma ciò era prevedibile in quanto la struttura presenta minore rigidità lungo la direzione y .

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nel telaio perimetrale sinistro (4y) e nel telaio perimetrale destro (10y) per effetto del sisma in direzione y . L'immagine conferma che in ciascun telaio i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione y . Con momenti maggiori nel telaio 4y per le travi e nel telaio 10y per i pilastri.

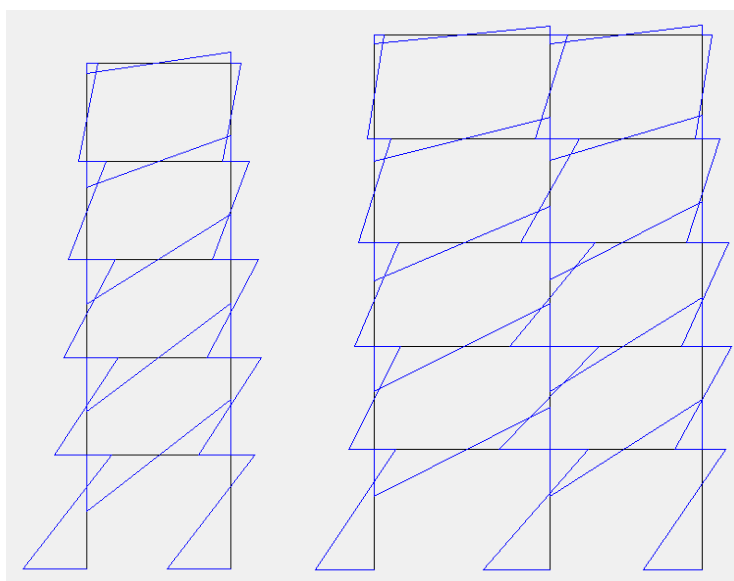


Fig. 15. Diagramma del momento flettente nei telai 4y e 10y, analisi modale, sisma y

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai (4y e 10y) per effetto del sisma in direzione y . Questi sono i due telai più eccentrici rispetto al centro di massa e maggiormente sollecitati dal sisma, anche perché presentano pilastri di coltello lungo y , infatti le caratteristiche della sollecitazione maggiori in travi e pilastri si osservano in questi due telai e si può già prevedere una maggior armatura per tali sezioni. I valori numerici rispetto al sisma agente in direzione x si discostano un po' di più, i pilastri di tale telaio, per l'esattezza quello che dovrebbe stare in condizioni peggiori, pilastro 14, per via del basso sforzo normale, è stato dimensionato considerando un incremento del 20% del momento flettente. Per le travi, il momento previsto è stato incrementato del 10%, scelta motivata in precedenza. Tali travi, appartenente al telaio 4y e 10y, sono quelle che presentano una maggior eccentricità rispetto al centro di massa ed inoltre hanno campate con pilastri di coltello in direzione

y, per tali motivazioni ha sollecitazioni abbastanza elevate. Probabilmente per tali travi la scelta della sezione 30x70, considerando l'incremento per l'eccentricità e per la combinazione delle due direzioni del sisma, si dimostrerà un po' al limite, in quanto come detto prima dovranno essere armate un po' di più rispetto alle altre travi.

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

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 4y	telaio 10y	previsto	telaio 4y	telaio 10y
5	78,6	72,4	121,1	39,3	72,44	68,0
4	195,0	128,9	205,4	136,8	173,6	163,5
3	285,9	189,2	314,1	240,5	301,9	282,4
2	339,3	214,6	354,5	312,6	360,3	338,0
1 testa	296,2	165,5	265,3	317,8	375,9	350,5
1 piede	444,4	425,4	464,1			

Anche qui una differenza tra i valori 4y - 10y che compaiono, ma da motivare*

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

Si può notare che l'incremento degli spostamenti massimi in direzione x è molto contenuto, inferiore al 7%, mentre quello degli spostamenti in direzione y è un po' più alto, ma comunque inferiore al 16%.

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

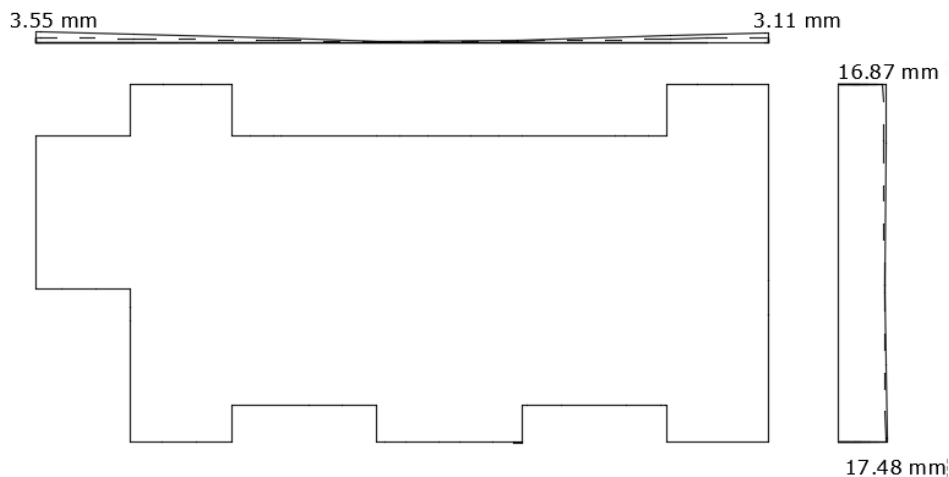
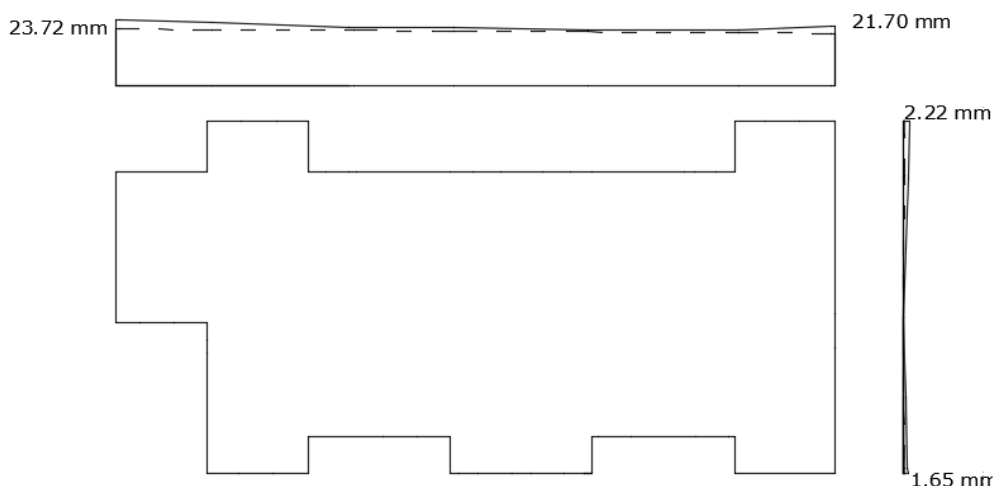


Fig. 17. Effetto complessivo del sisma y, includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale



Nelle figure che segue è mostrato cosa avviene combinando l'effetto del sisma in una direzione col 30% dell'effetto del sisma nell'altra direzione. La linea tratteggiata rappresenta l'effetto del solo sisma x (o y), la linea continua mostra l'incremento dovuto all'aliquota di sisma nell'altra direzione. Si nota un modesto incremento degli spostamenti massimi in ciascuna direzione, dell'ordine del 4,5%. In definitiva, rispetto agli spostamenti forniti dall'analisi modale l'incremento dei massimi spostamenti è inferiore all'11% in direzione x ed al 21% in direzione y , valori coerenti con le stime iniziali. Ciò conferma il comportamento sostanzialmente buono della struttura. Si nota però anche che ai massimi spostamenti in ciascuna direzione si accoppiano spostamenti nella direzione ortogonale pari a circa il 60% dei massimi, il che implica una non trascurabile pressoflessione deviata nei pilastri.

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

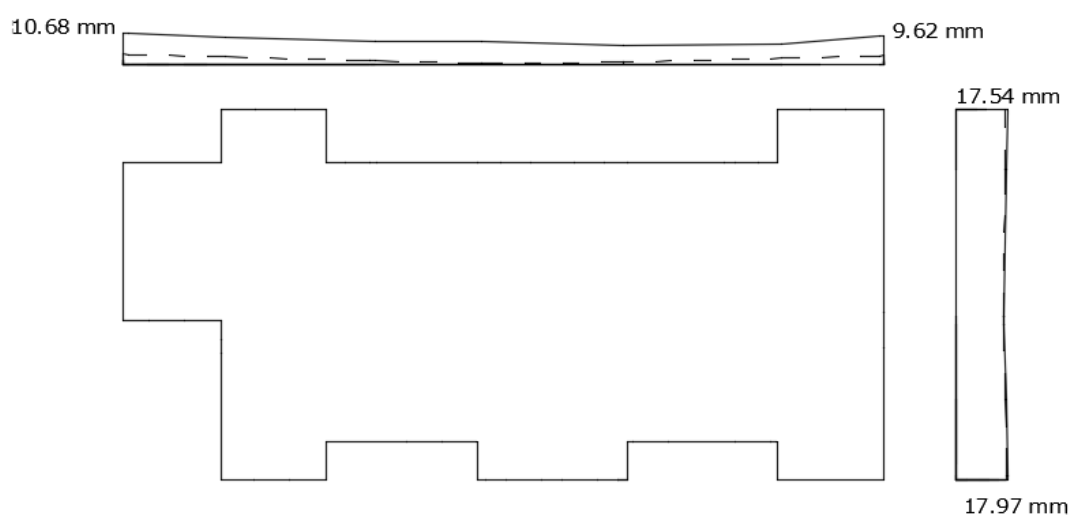
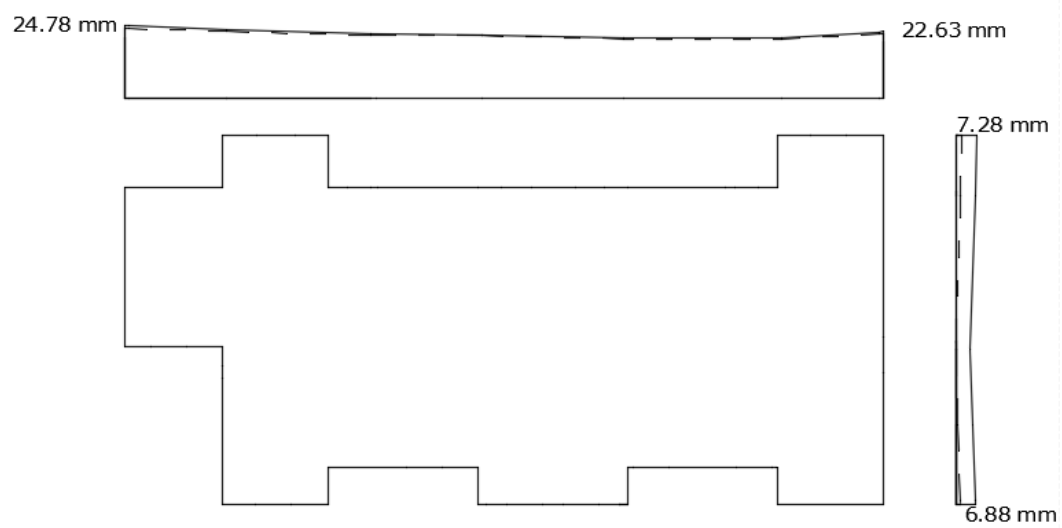


Fig. 19. Effetto del sisma prevalente y , ovvero sisma $y + 0.3$ sisma x



Esame delle armature

In questa fase, si attesta l'idoneità della scelte delle sezioni di travi e pilastri, infatti dalle 6 condizioni di carico base si ottengono le combinazioni di carico più gravose da cui si ricavano i valori delle caratteristiche delle sollecitazioni con cui verificare la sezione e armare. Una buona scelta progettuale comporta una non eccessiva armatura nelle sezioni. Inoltre verrà rispettato il criterio della gerarchia delle resistenze, secondo il quale è richiesta una maggior resistenza flessionale dei pilastri rispetto alle travi, una maggior resistenza a taglio di travi e pilastri rispetto a quella flessionale. Con tali criteri si è proceduto ad armare.

Trave armatura a flessione

In generale è stata disposta una quantità di armatura omogenea in tutto l'edificio, ad eccezione delle travi 104, 105, 110 ma già tale situazione era stata prevista dai risultati dell'analisi modale forniti dal programma di calcolo. Dove la massima armatura disposta è abbastanza forte $5\phi 20+1\phi 16$ in zona compressa e $5\phi 20$ in zona tesa, per la trave 104 al primo impalcato nell'estremo 7, tale armatura rientra nei limiti imposti dalla normativa però è notevole e di conseguenza i pilastri 7 e 14, dove converge tale trave saranno armati di conseguenza al fine di rispettare la gerarchia delle resistenze. I calcoli della quantità di armatura necessaria sono stati eseguiti riferendosi ai valori del momento flettente a filo pilastro. È stata studiata nel dettaglio la trave 102, la quale è composta da sei campate, tutte di trave emergente. Di seguito si riportano i valori di calcolo per il primo impalcato, del quale è stata fatta la tavola esecutiva.

Tab. 19. Telaio 2x – ordine 1, risultati degli schemi in base alle loro combinazioni, valori momento a filo pilastro e calcolo armature necessarie

		7	8	8	9	9	10	10	11	11	12	12	13
1	q max	-34,051	-93,508	-126,814	-161,057	-90,917	-83,688	-138,47	-143,477	-170,107	-174,545	-69,83	-42,952
2	q min	-20,869	-56,963	-77,203	-97,369	-56,89	-50,521	-87,363	-89,725	-104,597	-106,958	-42,949	-25,731
3	Fx	143,849	-84,916	118,494	-197,538	348,657	-336,532	297,914	-305,485	263,234	-265,706	274,428	-176,792
4	Fy	-0,353	0,208	-0,294	0,487	-0,852	0,822	-0,732	0,75	-0,647	0,653	-0,671	0,434
5	Fx ey	-0,218	0,13	-0,184	0,299	-0,509	0,493	-0,444	0,454	-0,392	0,395	-0,403	0,267
6	Fy ex	-0,355	0,212	-0,299	0,486	-0,828	0,802	-0,723	0,739	-0,637	0,644	-0,657	0,435
	sisma x	144,1	-85,0	118,7	-197,8	349,2	-337,0	298,4	-305,9	263,6	-266,1	274,8	-177,1
	sisma y	-0,7	0,4	-0,6	1,0	-1,7	1,6	-1,5	1,5	-1,3	1,3	-1,3	0,9
	x+0.3y	143,9	-84,9	118,5	-197,5	348,7	-336,5	297,9	-305,5	263,2	-265,7	274,4	-176,8
	q+F	123,0	-141,9	41,3	-294,9	291,8	-387,1	210,6	-395,2	158,6	-372,7	231,5	-202,5
	q-F	-164,7	28,0	-195,7	100,2	-405,6	286,0	-385,3	215,8	-367,8	158,8	-317,4	151,1
a filo	M-max	-146,2	-119,9	-172,0	-230,3	-300,7	-283,6	-286,9	-296,4	-284,6	-289,1	-239,32	-174,19
	M+max	121,5	29,6	47,8	118,1	245,9	238,7	200,7	206,3	164,8	165,3	207,70	141,65
luce	M+max	121,5		133,5		245,9		206,3		165,5		207,70	
	As,sup	6,29	5,16	7,40	9,91	12,94	12,20	12,34	12,75	12,24	12,44	10,30	7,49
	As,inf	5,23	1,27	2,06	5,08	10,58	10,27	8,63	8,88	7,09	7,11	8,94	6,09
	As,inf max	5,23		5,74		10,58		8,88		7,12		8,94	

Si è proceduto così alla verifica delle sezioni, per cui si ha :
Momento resistente con semplice armatura ($r = 0.0197$)

$$M_{Rd} = \frac{bd^2}{r^2} = 336.73kNm$$

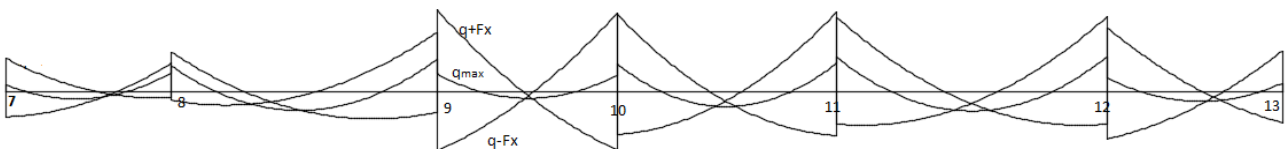
Con doppia armatura ($u = 0.25$; $r = 0.0171$) :

$$M_{Rd} = \frac{bd^2}{r'^2} = 446.91kNm$$

La sezione, per tali valori risulta essere pienamente accettabile.

Essendo il telaio orientato in direzione x è stato considerato il sisma prevalente in direzione x sommando l'aliquota del 30% del sisma in direzione y, il valore dei momenti massimi a filo pilastro è stato ricavato dal valore massimo del momento che si otteneva confrontando le 3 combinazioni di carico q_{max} , $q_{min} + F_x$, $q_{min} - F_x$. Vengono riportati i momenti flettenti generati da queste 3 condizioni di carico:

Fig. 20. Involuppo momenti flettenti trave



Di seguito è riportata la tabella delle barre disposte e i relativi momenti resistenti:

Tab. 20. Armatura disposta e Momenti resistenti

Armatura longitudinale					M ⁻ _{Rd}	M ⁺ _{Rd}
campata	Armatura tesa		Armatura compressa			
7	7,16	2Φ 16+1Φ 20	7,16	2Φ 16+1Φ 20	176,99	176,99
8	7,16	2Φ 16+1Φ 20	9,17	3Φ 16+1Φ 20	225,60	177,00
8	7,16	2Φ 16+1Φ 20	9,17	3Φ 16+1Φ 20	225,60	177,00
9	11,18	4Φ 16+1Φ 20	13,19	5Φ 16+1Φ 20	322,88	274,44
9	11,18	4Φ 16+1Φ 20	13,19	5Φ 16+1Φ 20	322,88	274,44
10	11,18	4Φ 16+1Φ 20	13,19	5Φ 16+1Φ 20	322,88	274,44
10	11,18	4Φ 16+1Φ 20	13,19	5Φ 16+1Φ 20	322,88	274,44
11	9,17	3Φ 16+1Φ 20	13,19	5Φ 16+1Φ 20	322,57	225,75
11	9,17	3Φ 16+1Φ 20	13,19	5Φ 16+1Φ 20	322,57	225,75
12	9,17	3Φ 16+1Φ 20	13,19	5Φ 16+1Φ 20	322,57	225,75
12	9,17	3Φ 16+1Φ 20	13,19	5Φ 16+1Φ 20	322,57	225,75
13	7,16	2Φ 16+1Φ 20	9,17	3Φ 16+1Φ 20	225,60	177,00

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

Tale valore verrà successivamente amplificato del fattore di sovra-resistenza ed utilizzato per definire l’armatura a taglio nelle travi ed i valori di progetto del momento flettente nei pilastri.

Le armature disposte sono tali da soddisfare le limitazioni imposte dalla normativa al paragrafo 7.4.6.2.1 e l’area dell’armatura necessaria è stata calcolata con la seguente formula $A_s = \frac{M_{Ed}}{(0.9 d f_{yd})}$.

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

Per le altre travi presenti nell’edificio sono stati eseguiti dei calcoli analoghi. È possibile trovare valori dettagliati nella pagina Excel “armature trave”.

Trave armatura a taglio

Ricavato il momento resistente, si è determinato il taglio per ogni campata e le relative staffe da disporre nella trave, poiché la struttura è di classe di duttilità “B” i momenti resistenti dovranno essere moltiplicati per un coefficiente $\gamma_{Rd} = 1.1$. Le campate sono state analizzate singolarmente, considerando la luce netta da filo pilastro a filo pilastro ed è stato calcolato il taglio prodotto da sisma con verso positivo e da sisma con verso negativo, al maggiore tra i due viene successivamente sommato il taglio prodotto da carichi verticali minimi (q), viene considerato anche il taglio nella combinazione di carico di massimi carichi verticali (q_{max}) e viene preso il massimo tra questi due. La formula con il quale è stato calcolato il taglio è la seguente:

$$V_{max} = \frac{ql}{2} + \gamma_{Rd} V_{s,max}$$

Tab. 21. Taglio massimo

campata	q sisma	M _{Rd} ⁻	M _{Rd} ⁺	V1	V2	Vsolocv	V _{max}
7	43,00	176,99	176,99	198,6954	182,4948	134,012	198,6954
8		225,60	177,00				
8	40,60	225,60	177,00	201,6633	201,6965	184,011	201,6965
9		322,88	274,44				
9	45,00	322,88	274,44	276,3307	276,3307	133,768	276,3307
10		322,88	274,44				
10	55,60	322,88	274,44	265,9158	252,4773	195,398	265,9158
11		322,57	225,75				
11	44,90	322,57	225,75	222,4686	222,4686	198,462	222,4686
12		322,57	225,75				
12	40,60	322,57	225,75	212,883	229,2291	124,93	229,2291
13		225,60	177,00				

Il passo minimo delle staffe in zona critica è stato determinato seguendo le prescrizioni di normativa. Per classe di duttilità B è dato dalla minore delle seguenti quantità:

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

Da queste limitazioni il passo minimo viene di 12,8 cm.

Tab. 22. Limiti di passo in zona critica

CONDIZIONI PASSO (SISMICHE)				
d/4 [m]	0,225 [m]	8φ16	24φstaffe	MIN
0,165	0,225	0,128	0,192	0,128
0,165	0,225	0,128	0,192	0,128
0,165	0,225	0,128	0,192	0,128
0,165	0,225	0,128	0,192	0,128
0,165	0,225	0,128	0,192	0,128
0,165	0,225	0,128	0,192	0,128

Una volta determinato il passo s si è calcolata l'area di armatura da disporre tramite la:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,9 d f_{yd} \cot \theta} \quad (6)$$

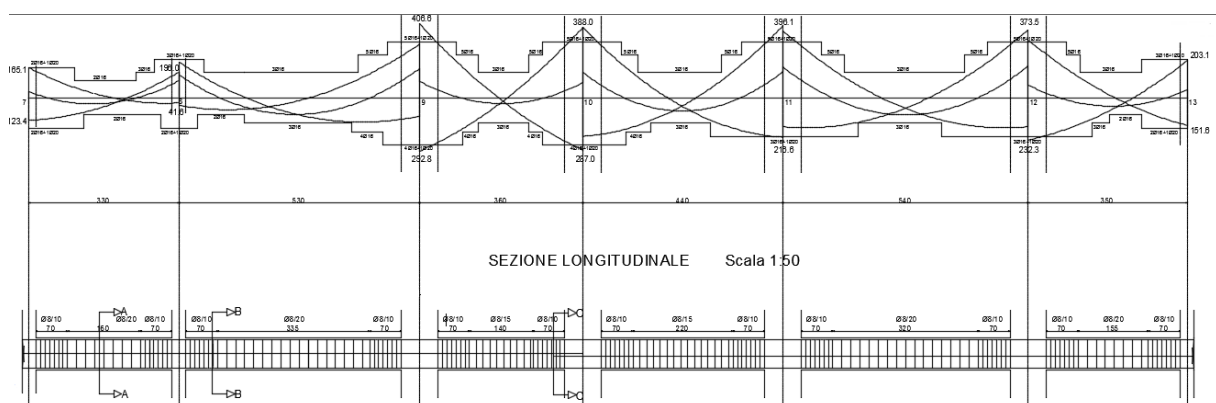
Per verificare la sezione e stabilire l'armatura a taglio si è calcolato il taglio resistente del calcestruzzo e di varie possibili staffature per trave emergente 30x70, 30x60 e 30x50 e per trave a spessore 80x28 e 40x28, rispettivamente con staffe a due bracci.

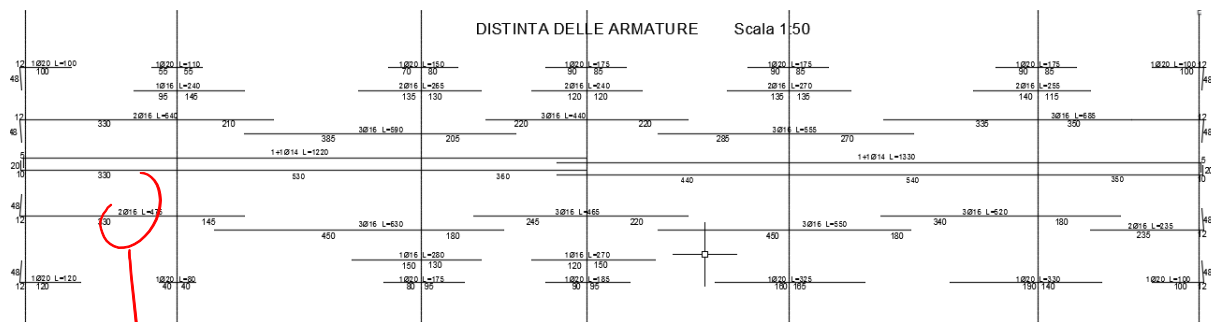
Tab. 23. Taglio resistente

taglio resistente							
sez		30x70	80x28	30x60	30x50	40x28	
cot teta=2		V _{Rcd}	505,0	489,7	428,5	352,0	244,9
			30x50	30x60	30x70	80x28	40x28
V _{Rsd}		Ast/s	VRsd	VRsd	VRsd	VRsd	VRsd
staffe	passo[cm]	cm2/m	kN	kN	kN	kN	kN
fi 8 /	6	16,7	540,0	657,4	774,8	281,7	281,7
fi 8 /	8,3	12,0	390,4	475,2	560,1	203,7	203,7
fi 8 /	10	10,0	324,0	394,4	464,9	169,0	169,0
fi 8 /	15	6,7	216,0	263,0	309,9	112,7	112,7
fi 8 /	20	5,0	162,0	197,2	232,4	84,5	84,5
fi 8 /	25	4,0	129,6	157,8	185,9	67,6	67,6

Essendo la struttura di classe di duttilità "B" si assume $\cot \theta = 2$. Dai valori di taglio che si ottengono nelle varie campate, quelli che non verificano per un'armatura Ø8/20 sono la campata 9-10, 10-11, per queste in campata è stata scelta un'armatura Ø8/15, in tutte le altre si è adottato un passo di 20 cm. Per questioni di sicurezza si sceglie di mettere nelle zone critiche, con lunghezza di tali zone pari all'altezza della trave, quindi al primo impalcato 70 cm, staffe Ø8/10. Nelle travi a spessore ho rispettato l'unica limitazione $s < 0,8d$. Per le altre travi sono stati eseguiti dei calcoli analoghi per la determinazione dell'armatura a taglio. È possibile trovare risultati dettagliati nella pagina Excel "armatura trave". Si aggiungono, infine, fuori calcolo una coppia di Ø16 di parete (due per lato) che oltre ad assorbire eventuali sollecitazioni di trazione prodotte da ritiro o variazioni termiche, evitano la "traslazione del diagramma del momento flettente". Calcolate tutte le armature da inserire nella trave, si è passati alla disposizione delle barre longitudinali, e delle staffe, come mostrato nelle figure.

Fig. 21. Telaio 2x – impalcato 1, diagramma del momento flettente e resistente, sezione longitudinale e distinta armature.





Per maggior dettagli si veda la tavola N°3.

migliore sempre 3φ16 sup - inf

Pilastri armatura longitudinale

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.

Si è condotta l'analisi per tutti e 20 i pilastri, riportata in dettaglio nel foglio Excel "Armatura pilastro", qui si riporta la descrizione dell'armatura disposta nel pilastro 11, del quale è stata elaborata la tavola esecutiva N°4. Si fa riferimento ai valori a filo trave, di cui però si prendono solo quelli riferiti alle sezioni della testa del pilastro del 5° ordine, quelli del piede del 1° ordine ed i valori dello sforzo normale. Per tutte le altre sezioni è necessario rispettare il criterio di gerarchia delle resistenze che richiede (con riferimento ad ogni nodo) che la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula

$$M_{c1,Rd} + M_{c2,Rd} \geq \gamma_{Rd}(M_{b1,Rd} + M_{b2,Rd})$$

in cui γ_{Rd} vale 1.1 per strutture di classe di duttilità "B".

Tab. 24. Pilastro 11, combinazioni dei risultati degli schemi base

ORDINE		My testa (kNm)	Mx testa (kNm)	My piede (kNm)	Mx piede (kNm)	N (kN)
5	qmin + sisma prev. X	100,32	10,24	-61,8	-9,22	295,3
	qmin - sisma prev. X	-101,65	-27,28	69,4	20,05	274,4
	qmin + sisma prev. Y	30,08	47,60	-16,2	-38,37	267,6
	qmin - sisma prev. Y	-31,41	-64,64	23,7	49,20	302,1
4	qmin + sisma prev. X	141,37	17,01	-135,1	-18,16	631,9
	qmin - sisma prev. X	-158,05	-25,10	147,3	26,09	551,4
	qmin + sisma prev. Y	37,40	58,76	-36,9	-62,06	525,4
	qmin - sisma prev. Y	-54,08	-66,85	49,2	69,99	657,9
3	qmin + sisma prev. X	213,33	23,16	-177,1	-22,53	993,1
	qmin - sisma prev. X	-226,68	-31,26	189,3	30,62	810,6
	qmin + sisma prev. Y	60,64	77,01	-50,0	-75,18	752,8
	qmin - sisma prev. Y	-73,99	-85,11	62,2	83,27	1050,9
2	qmin + sisma prev. X	233,83	27,13	-220,0	-28,26	1367,9
	qmin - sisma prev. X	-247,08	-34,91	234,2	37,11	1057,8
	qmin + sisma prev. Y	-80,08	87,91	-62,5	-92,34	964,1
	qmin - sisma prev. Y	66,83	-95,69	76,7	101,20	1461,6
1	qmin + sisma prev. X	204,22	19,50	-61,8	-29,08	1749,1
	qmin - sisma prev. X	-214,26	-24,98	69,4	32,53	1309,1
	qmin + sisma prev. Y	-68,45	62,36	-16,2	-88,54	1181,2
	qmin - sisma prev. Y	58,41	-67,83	23,7	92,00	1876,9

Per applicare il criterio di gerarchia delle resistenze occorrono i momenti resistenti all'estremità delle travi che convergono in ciascun nodo; di questi si è calcolato il massimo momento resistente che può essere trasmesso dalle travi a ciascun nodo, sommando in valore assoluto il momento positivo dell'una e quello negativo dell'altra (si è presa la coppia che restituisce la massima somma). Questo valore è stato successivamente moltiplicato per il coefficiente γ_{Rd} e ripartito tra il pilastro al di sopra e al di sotto del nodo, tenendo conto solo della variazione del taglio di piano lungo l'altezza (nella ripartizione si sono quindi utilizzati i coefficienti indicati nell'ultima colonna della tab.21).

Tab. 25. Momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 11

PIANO		DIREZIONE X			DIREZIONE Y			rip.
		sinistra	destra	ΣM	sinistra	destra	ΣM	
4	M-Rd	189,62	125,98	315,6	51,56	51,56	200,5	0,35
	M+Rd	189,62	125,98		148,96	125,98		0,65
3	M-Rd	252,84	177,00	429,8	51,56	51,56	249,84	0,42
	M+Rd	252,84	177,00		198,28	176,99		0,58
2	M-Rd	301,46	225,74	526,7	51,56	51,56	277,16	0,46
	M+Rd	301,00	176,99		225,60	177,00		0,54
1	M-Rd	322,57	225,75	548,3	51,56	51,56	277,16	0,5
	M+Rd	322,57	225,75		225,60	177,00		0,5

Per verificare il pilastro a pressoflessione vengono utilizzati i valori ricavati dalla gerarchia delle resistenze (Tab. 22), dove le tre colonne di sinistra indicano i valori per sisma prevalente in direzione x. M_y è fornito dalla gerarchia delle resistenze mentre per M_x è stato preso il maggiore tra il valore fornito dal calcolo in corrispondenza dell' M_y massimo ed il 30% del valore fornito dalla gerarchia delle resistenze. Le successive tre colonne si riferiscono al caso di sisma prevalente in direzione y, solo che in questo caso M_x è fornito dalla gerarchia delle resistenze e M_y è il maggiore tra i due casi.

Tab. 26. Pilastro 11, valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni

piano	M_y [kNm]	M_x [kNm]	N[kN]		M_y [kNm]	M_x [kNm]	N[kN]	
5 testa	101,65	27,28	274,4	295,3	31,41	64,64	267,6	302,1
5 piede	121,50	36,45			36,45	61,76		
4	225,65	67,69	551,4	631,9	67,69	114,69	525,4	657,9
3	274,24	82,27	810,6	993,1	82,27	127,52	752,8	1050,9
2	312,88	93,86	1057,8	1367,9	93,86	131,71	964,1	1461,6
1 testa	301,57	90,47	1309,1	1749,1	90,47	121,95	1181,2	1876,9
1 piede	467,68	32,53			143,90	92,00		

Sulla base di questi valori trovati sono state definite le armature sul lato corto e lungo, progettate a pressoflessione retta (rispettivamente per i valori massimi di M_x ed M_y) poi controllate a pressoflessione deviata.

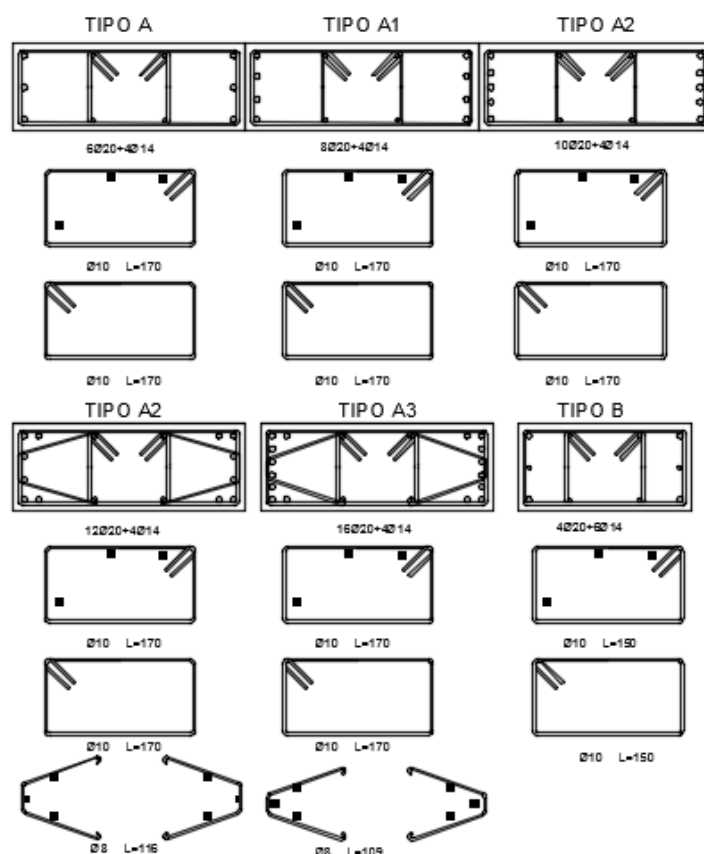
In base a questi valori sono state definite le barre da disporre nella sezione e nel caso specifico di questo pilastro si ritiene che sia sufficiente disporre 4 \varnothing 20 sul lato corto e 2 \varnothing 14 su quello lungo. Questa armatura è stata disposta per i primi due ordini, per il terzo ordine si è ritenuto sufficiente disporre 3 \varnothing 20 sul lato corto e 2 \varnothing 14 su quello lungo, per il quarto e il quinto ordine si sono disposti 2 \varnothing 20+1 \varnothing 14 nel lato corto e 2 \varnothing 14 su quello lungo. Dal pre-dimensionamento erano stati previsti 2 \varnothing 20 sul lato corto ed effettivamente, il calcolo richiede un'armatura sul lato corto di 5,28 cm², però l'armatura disposta dipende dall'armatura delle travi che convergono sul lato corto del pilastro. Nel definire il quantitativo di barre nella sezione si tenuto in conto dei limiti posti dalla normativa (NTC 08, punto 7.4.6.2.2) che impone un'area totale di armatura pari ad almeno 1% dell'area della sezione di calcestruzzo e inferiore al 4% dell'area della sezione di calcestruzzo ed inoltre che la distanza tra le barre non sia superiore ai 25 cm. Tale procedura è stata applicata anche ai pilastri restanti. Di seguito vengono riportate la tabella riepilogativa dei pilastri e le relative sezioni.

*Ma alcuni pilastri sono più armati (uno molto di più).
Non fanno le necessarie considerazioni
(rettifica: c'è qualcosa alla fine)*

Tab. 27. Tabella pilastri

PILASTRO	SEZIONE ORDINE I-II-III	SEZIONE ORDINE IV	SEZIONE ORDINE V	torrino	V	IV	III	II	I	dalla fondazione
1	30x80	30x70	30x60		B	A	A1	A2	A2	A2
2	80x30	70x30	60x30		B	A	A1	A1	A1	A1
3	80x30	70x30	60x30		B	A	A1	A1	A1	A1
4	80x30	70x30	60x30		B	B	A	A1	A1	A1
5	30x80	30x70	30x60		B	A	A1	A1	A1	A1
6	30x80	30x70	30x60		B	A	A1	A2	A2	A2
7	30x80	30x70	30x60		B	A	A2	A3	A3	A4
8	30x80	30x70	30x60		B	A	A1	A2	A2	A2
9	80x30	70x30	60x30		B	B	A	A1	A1	A1
10	80x30	70x30	60x30	B	B	B	A	A1	A1	A1
11	80x30	70x30	60x30	B	B	B	A	A1	A1	A1
12	80x30	70x30	60x30		B	B	A	A1	A1	A1
13	30x80	30x70	30x60		B	A	A1	A2	A2	A2
14	30x80	30x70	30x60		B	A	A2	A3	A3	A4
15	80x30	70x30	60x30		B	A	A	A1	A1	A2
16	80x30	70x30	60x30		B	A	A	A1	A1	A1
17	30x80	30x70	30x60	B	B	B	A	A1	A1	A1
18	30x80	30x70	30x60	B	B	B	A	A1	A1	A1
19	80x30	70x30	60x30		B	B	A	A	A	A
20	30x80	30x70	30x60		B	A	A1	A2	A2	A3

Fig. 22. Sezioni pilastri



Una volta disposte le barre si determinano i momenti resistenti e si effettua la verifica a pressoflessione deviata. Per le barre di armature disposte tutti e 20 i pilastri studiati verificano a pressoflessione deviata, ovvero soddisfano la seguente relazione:

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

Come criterio di assegnazione delle armature nei pilastri è stata considerata la gerarchia delle resistenze, in primo luogo considerando il momento resistente delle armature nelle travi come sollecitazione al nodo del pilastro e calcolando l'armatura necessaria considerando questo valore amplificato del 10% ed inoltre per tutti i pilastri è stato rispettato anche il criterio di aver sul lato corto una quantità di area maggiore uguale della somma dell'armatura superiore e inferiore della trave che gli converge. Quest'ultimo criterio giustifica la forte armatura o l'armatura in abbondanza disposta rispetto a quella fornita dal calcolo soprattutto per i pilastri facente parte delle travi più sollecitate e armate ovvero 104, 105 e 110, dove tra l'altro l'azione del sisma provoca trazione nei pilastri 7,14 e 20, nei quali è disposta un'armatura molto forte. I pilastri più armati risultano essere questi tre, perché come si può osservare dalla disposizioni in carpenteria, sono perimetrali e risentono fortemente dell'eccentricità e dell'accoppiamento delle direzioni del sisma. Ulteriore criterio adottato per armare è stato quello di analizzare i pilastri secondari rispetto al sisma, ovvero disposti di piatto rispetto ad una o due travi emergenti, in quanto richiedevano per via dei momenti resistenti nella direzione secondaria un'armatura sul lato lungo del pilastro elevata, delle volte aumentando con il crescere dell'ordine. Sono stati attenzionati i pilastri 5,7,8,10,11,12,14,15,17,18 sono state calcolate le percentuali di taglio assorbite dal pilastro rispetto al taglio di piano per osservare se effettivamente fossero pilastri secondari per una direzione del sisma. Sono stati ricavati i seguenti valori: 2,5%, 3,7%, 5,6%, 4,3%, 3,4%, 4,3%, 3,6%, 3,9%, 2,3%, 2,4%, considerando che i pilastri di coltello assorbono circa il 11% del taglio di piano, si osserva che si possono considerare secondari e quindi teoricamente si potrebbe trascurare il momento resistente. Per tali pilastri però si è preferito prendere un valore ridotto di tale momento resistente. Si è preso il 70% per i pilastri che sono perimetrali e di piatto per una trave emergente, come il 7,14 e 15. Il 60% del momento resistente per i pilastri che si trovano di piatto tra due travi emergenti (pilastro 5,8,12,17 e 18), e il 90% per i pilastri che si trovano di piatto tra una trave emergente e una a spessore (pilastro 10 e 11). Inoltre ad ogni impalcato è stata rispettata la condizione di avere la dimensione del lato lungo del pilastro maggiore dell'altezza della trave.

Pilastri armatura a taglio

Per classe di duttilità B, la normativa impone in zona critica un passo staffe non superiore alla minore delle seguenti quantità:

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

Da tali limitazioni il passo in zona critica non deve essere superiore a 11,2 cm.

Noto il passo da utilizzare, è stato possibile calcolare l'area d'armatura trasversale da disporre.

Il taglio sollecitante, sempre per rispettare la gerarchia delle resistenze e quindi assicurarsi una resistenza a taglio maggiore di quella flessionale, viene calcolato dai momenti resistenti ottenuti in base all'armatura longitudinale disposta nel pilastro tramite la seguente formula:

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

in cui l_p è la lunghezza (netta) del pilastro ed il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} vale 1.1 nel caso di struttura con classe di duttilità "B". Date le forti armature longitudinali disposte, si è scelto di adottare una staffa $\phi 10$ per evitare di disporre passi troppo piccoli che sarebbero da ostacolo per la messa in opera. Per il pilastro 11 in esame il maggior taglio sollecitante si verifica nel secondo ordine ed ha un valore di 596,11 kN.

I valori delle armature trasversali disposti in generale sono i seguenti:

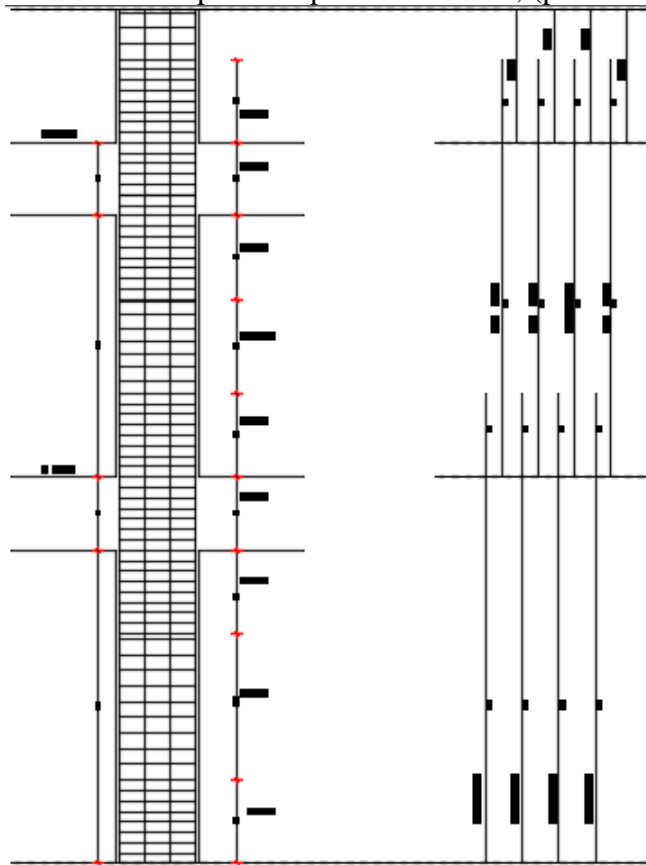
Sezione 30x80		
staffe	cot θ	V_{Rd} [kN]
$\Phi 10/10$	1,6	676,26
$\Phi 10/15$	2,1	587,05

Tab. 27. Resistenza a taglio del pilastro

Si è deciso di disporre quindi in tutti i pilastri 30x80 una staffa a due bracci $\phi 10/15$ in zona non critica, infittita a $\phi 10/10$ in zona critica, in alcuni pilastri al secondo ordine dove solitamente il pilastro presenta sempre maggior sollecitazione tagliente in quanto ha minor lunghezza netta rispetto al primo ordine, è stato prolungato il passo di 10 cm anche in zona non critica, questo avviene nei pilastri 1,6,8 e 13 o 12,5 cm per i pilastri 5,9,10,11,12 e 20 (la lunghezza della zona critica è 60 cm all'ultimo ordine, 70 cm al quarto e 80 cm agli altri). Discorso aparte si deve fare per i pilastri più armati 7 e 14, in quanto richiedono una riduzione del passo al secondo ordine a 8,5 cm nella zona critica e non critica.

Calcoli dettagliati riguardanti la verifica a taglio sono riportati nel foglio excel "Armatura pilastri". In figura 23 viene mostrata l'armatura del pilastro 11, per maggior dettaglio si veda la tavola N°4.

Fig. 23. Armatura tipo di un pilastro centrale, (primi tre ordini)



Nodo Trave-Pilastro

La normativa non impone verifiche per strutture con classe di duttilità B, è stato ricavato il limite massimo dell'interasse di staffatura nel nodo trave-pilastro, tramite la seguente formula:

$$i \leq \frac{n_{st} A_{st}}{b_j 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}}$$

Dove n_{st} è il numero dei bracci delle staffe preso pari a 2, $A_{st} = 0,79 \text{ cm}^2$ l'area delle staffe disposte $\phi 10$ e $b_j = 30 \text{ cm}$. Essendo cls 25/30 e acciaio B450C $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$. Tale valore non deve essere superiore a 18 cm, per sicurezza però è stato adottato il criterio di prolungare nel nodo lo stesso passo delle staffe in zona critica del pilastro sottostante, quindi solitamente 10 cm. Questo per mettersi in sicurezza soprattutto per i pilastri 7,14, 20 più sollecitati e perimetrali poiché tale verifica è più gravosa per tali tipologie di pilastro, non interamente confinati.

Verifica degli impalcati

Osservando la pianta dell'edificio non si evincono particolari indebolimenti dell'impalcato, inoltre le rientranze presenti non sono di entità così elevata da richiedere una verifica di rigidezza e resistenza dell'impalcato stesso.

Gli orizzontamenti si possono ritenere sufficientemente rigidi da poter portare adeguatamente sia le azioni orizzontali che quelle verticali, per facilitare il compito della ripartizione dei carichi si dispone una rete elettrosaldata.

Conclusioni

Se si volesse esprimere un giudizio a posteriori sulla progettazione dell'edificio in base ai risultati ottenuti si potrebbe affermare che nonostante l'impostazione della carpenteria sia stata vincolata dall'architettonico è stata ottenuta una buona regolarità dell'edificio in pianta confermata anche da una buona rigidezza torsionale. Per la fase di pre-dimensionamento e previsione delle caratteristiche della sollecitazione si può dire che per le travi le previsioni siano coerenti anche se per via dell'inesperienza non mi sarei aspettato dei valori dei momenti flettenti così elevati per la trave 104 che porta un bassissimo carico verticale che diminuisce ancor di più in presenza di sisma. Ci si aspettava un incremento delle sollecitazioni per tale trave in quanto ha una sola campata con due pilastri di coltello per la direzione y del sisma ed è la più eccentrica dell'edificio però non mi aspettavo che l'eccentricità accidentale e l'accoppiamento delle due direzioni del sisma provocassero un aumento delle sollecitazioni di tale entità. Questo come già detto è dovuto ad un primo approccio alla progettazione e sicuramente in futuro in vista dell'esperienza acquisita tramite questo primo approccio si deciderà di fare delle scelte differenti. Per quanto riguarda la previsione delle caratteristiche della sollecitazione dei pilastri. Nel pilastro 11 è stata confermata l'armatura che era stata prevista inizialmente, anche se poi per scelta progettuale ne è stata disposta in quantità maggiore. Nel pilastro perimetrale 14 in fase di previsione è stato considerato un ΔN da sisma che addirittura generava trazione nel pilastro, risultato che è stato confermato successivamente. Si è commesso però l'errore di considerare come luce per il calcolo del ΔN quella della trave 104 (4,70 m) invece di quella della trave 103 14-15 (3,10 m), con tale svista al piede del primo ordine del pilastro erano stati previsti sul lato corto $6\phi 20$ invece in realtà dal calcolo finale il pilastro ne richiede $23,04 \text{ cm}^2$. Se fosse stata prevista tale armatura ci si sarebbe posta la domanda se confermare la sezione del pilastro scelta o modificarla. Probabilmente si sarebbe cambiata perchè con tale armatura disposta il pilastro 14 a differenza degli altri pilastri che verificano con un limite superiore di armatura longitudinale di 2,5% della sezione del pilastro, tale pilastro supera tale percentuale e verifica con il 3,5% che è un valore ancora accettabile per la normativa ma indice ulteriore di un maldimensionamento della sezione. Sarebbe stato interessante inoltre capire come sarebbe variato il comportamento della struttura se fosse stata scelta una classe di alta "A".