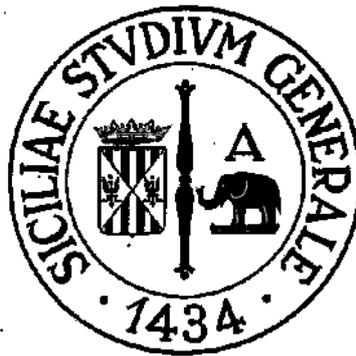


UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI CATANIA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA

Corso di laurea in ingegneria strutturale e geotecnica

A.A. 2016/2017



PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA SISMICA Modulo A

Commento generale

Prof. Ing. Aurelio Ghersi

*Un po' di confusione tra rigidità con approccio globale e
per tipologia*

Non commentato l'effetto di eccentricità accidentale e accoppiamento $x-y$

Studente: Marotta Giuseppe

Matricola: 049000160

- ✓ Calcolo spettro di risposta elastico:

Sulla Base dei valori relativi ai parametri di pericolosità sismica 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.

Stato limite	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLD	1.500	0.153	0.460	1.928
SLV	1.340	0.177	0.530	2.596

Nella figura seguente 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 (cioè $S_e(T_C)$), è pari rispettivamente a 0.804 g per SLV e 0.285 g per SLD.

La figura dello spettro elastico per SLV e SLD è la seguente:

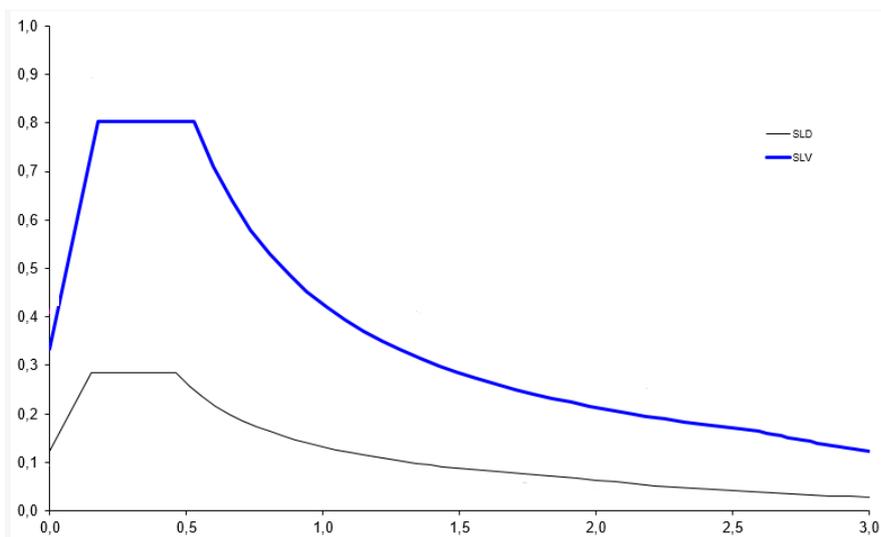


Fig. 2. Spettro elastico

Descrizione dell'edificio

Rispetto alla pianta di partenza sono state apportate le seguenti modifiche:

Si è cambiata la disposizione di alcune stanze perché si è ritenuto che il rumore causato dall'ascensore potesse essere più fastidioso per una camera da letto, rispetto alla cucina. Inoltre sono state controllate le dimensioni del vano ascensore usufruendo delle indicazioni progettuali riportate nel seguente link (http://www.ascensori-montascalciam.it/userdata/pdf/2_GUIDA ALLA PROGETTAZIONE DEI VANI.pdf). Usando un ascensore oleodinamico per uso residenziale a singolo ingresso per una portata di 630kg per 8 persone, le dimensioni sono: CxD sono pari a 1650x1800mm; AxB=1100x1400 mm; S=400mm :

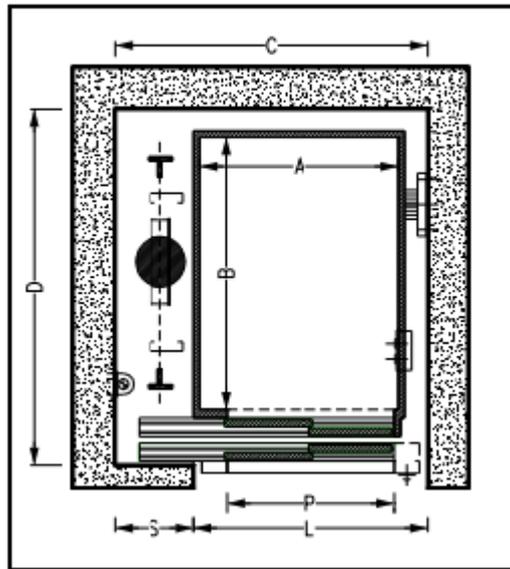


Fig. 3. Dettaglio costruttivo Ascensore

Le dimensioni del vano scala che risultano essere 2,3m x 4,5 m. L'edificio è costituito da un piano interrato, un piano terra e quattro piani in elevazione e quindi da un totale di sei impalcati. L'edificio è compreso anche di copertura realizzata da due solai (in latero cemento gettato in opera) inclinati con una certa pendenza α , questi due solai sono collegati al solaio orizzontale dell'ultimo impalcato, in modo da costituire una scatola rigida. Le travi emergenti perimetrali dell'edificio sono estradossate, in modo da collegare i solai inclinati con il resto della struttura, evitando di creare pilastri troppo corti (pilastrini troppo corti sono molto sollecitati e non vanno bene). La copertura è accessibile solo per manutenzioni da una botola situata all'ultimo impalcato, rispetto i muri esterni la copertura sporge di 75 cm. Il piano interrato è destinato al deposito dei veicoli, costituito da una serie di box-garage. La pianta ha una forma abbastanza rettangolare, a meno di alcune rientranze, con due appartamenti ed un vano scala centrale. Nelle figure che seguono sono riportate le piante ai diversi piani, la pianta del piano tipo (per piano tipo si intende il terzo impalcato), la pianta di copertura e la sezione AA' dell'edificio :

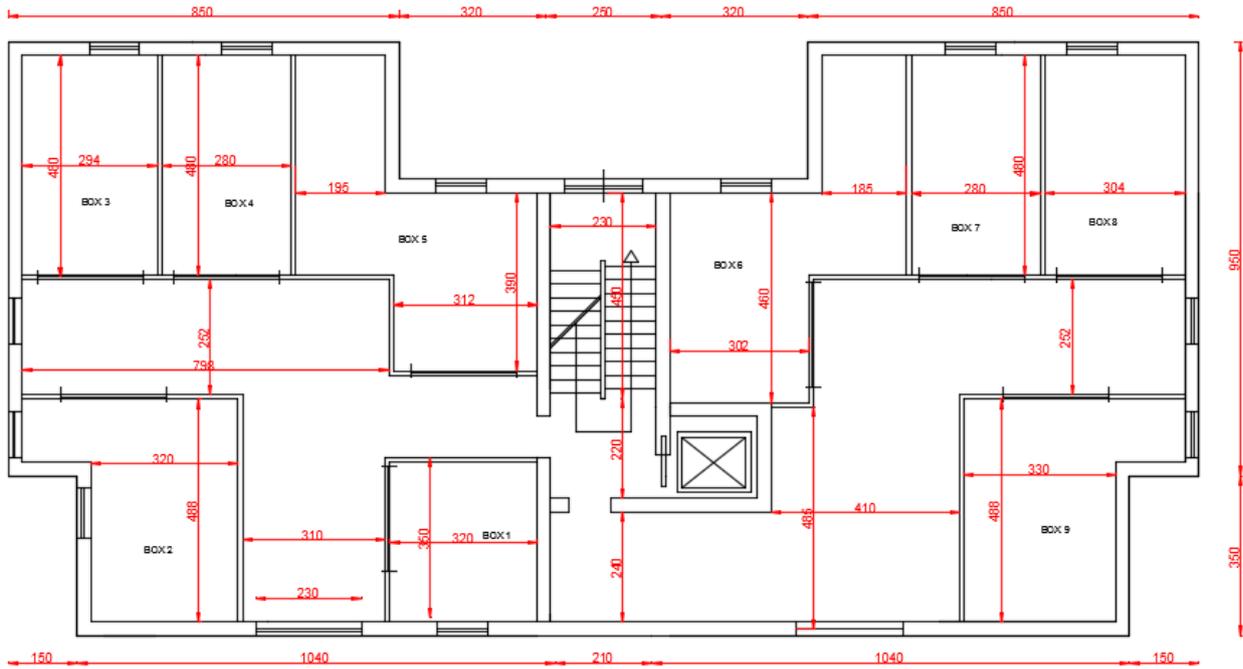


Fig. 4. Pianta piano terra

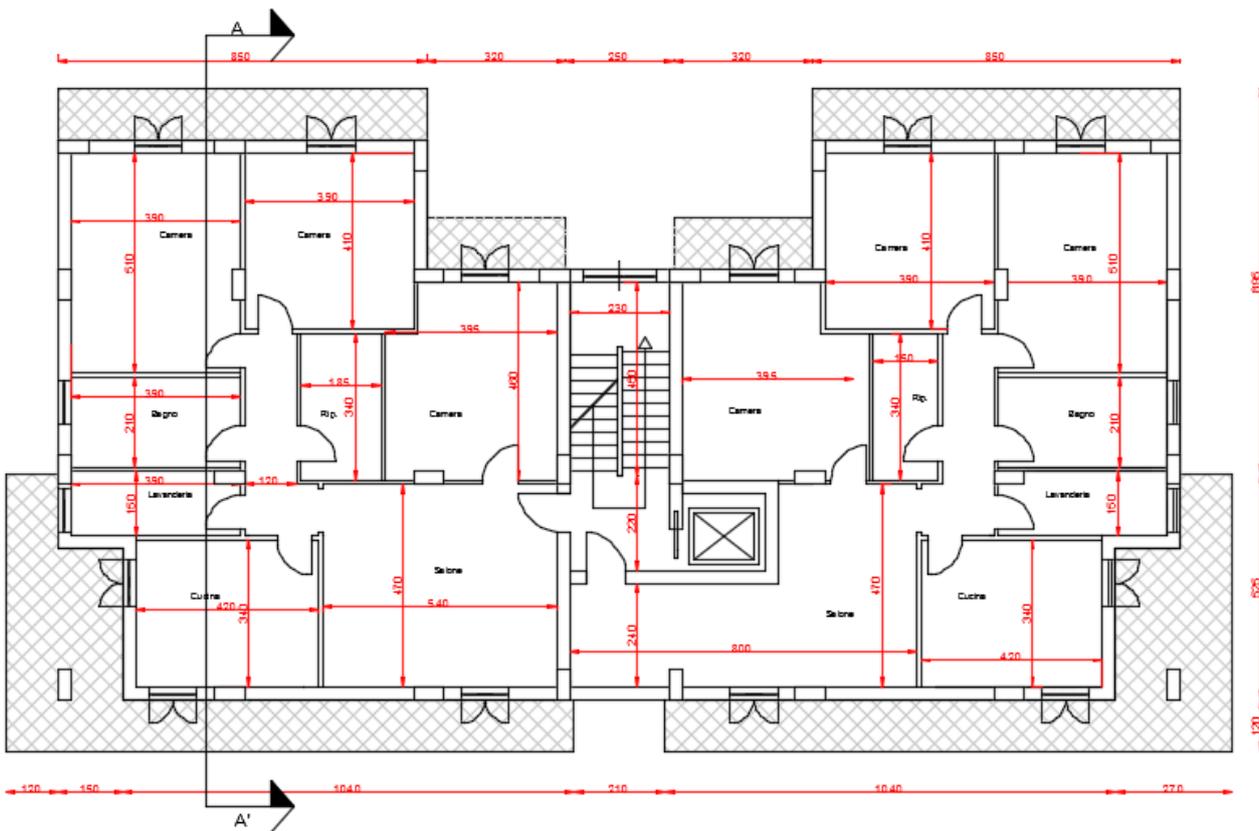


Fig. 5. Pianta piano tipo con Pilastrini

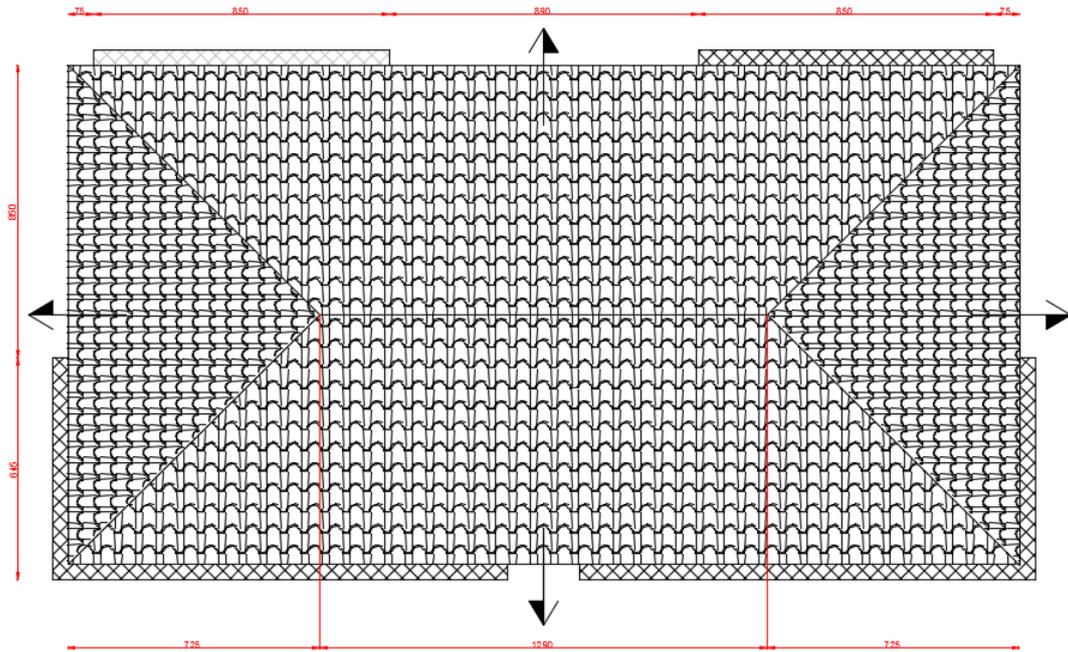


Fig. 6. Pianta copertura

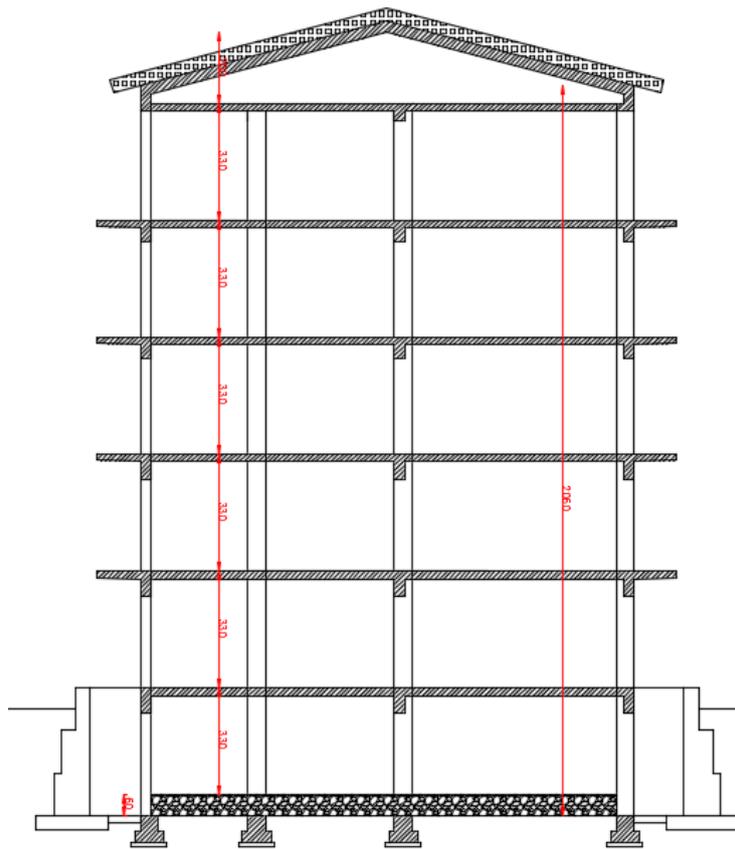


Fig. 7. Sezione A-A'

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, 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:

Sarebbe stata utile anche la carpenteria della copertura, per capire come funziona

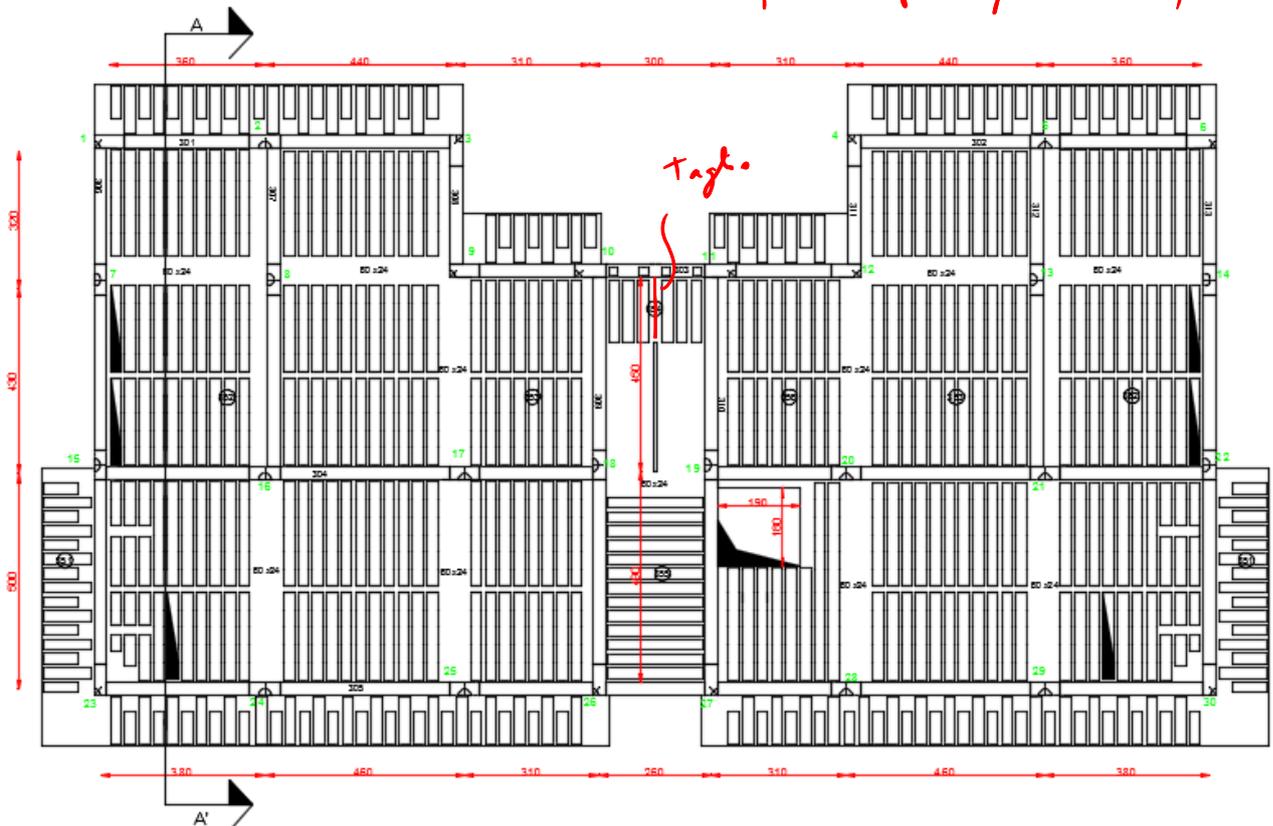


Fig. 8. Carpenteria piano tipo

Per quanto riguarda la copertura sono stati prolungati i pilastri del piano inferiore (tranne i pilastri perimetrali) ed oltre alle travi estradossate è stata realizzata una trave di “copertura” che collega i pilastri 3 e 4, la trave in questione ha lo scopo di portare solo i carichi verticali. Questo è stato fatto perchè in quella zona è presente uno sbalzo con luce rilevante che potrebbe causare deformazioni notevoli. Per la pendenza che bisogna dare alla copertura bisogna rifarsi alle indicazioni di normativa fornite al Cap 3.4.5.1. Nel seguente progetto si è scelto un α di 15° . Scelto l'Angolo si è calcolata la pendenza come $\tan 15^\circ = 0.27\%$ che è circa il 30%, l'altezza massima di colmo è quindi 2 m.

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri al primo e secondo ordine hanno sezione 30×80 , i pilastri al terzo e quarto ordine hanno sezione 30×70 ed infine al quinto e sesto ordine si hanno pilastri 30×60 . Le travi emergenti hanno in genere sezione 30×70 ai primi tre impalcati, 30×60 al quarto e quinto impalcato ed 30×50 all'ultimo impalcato. Anche la trave di copertura che collega i pilastri 3 e 4 ha sezione 30×50 . Le travi a spessore hanno tutte sezione 90×22 . Ho ridotto le travi a spessore ad unadimensione 60×22 , perchè erano troppo eccessive.

A occhio la trave estradossata di copertura sembra più di 30×50

Le altre travi del tetto (impalcato 7) come sono?

Piano	Pilastrini	Travi a spessore	Travi emergenti
6+copertura	30×60	60×22	30×50
5	30×60	60×22	30×60
4	30×70	60×22	30×60
3	30×70	60×22	30×70
2	30×80	60×22	30×70
1	30×80	60×22	30×70

Tab. 2. Sezioni di pilastri e travi

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 pilastrini 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

Materiali utilizzati e carichi unitari

La determinazione delle sezioni dei pilastri e travi ovviamente dipende dai carichi unitari che agiscono sugli elementi strutturali. Per l'edificio in esame i materiali utilizzati e le dimensioni sono riportate nelle seguenti tabelle:

Calcestruzzo utilizzato		Acciaio utilizzato		Dimensioni Pignatte solaio	
Rck	30	B450C	450	Base cm	25
fck	25	γ_M	1.15	Altezza cm	18
fcm	33	f_{yd}	391.30	Lunghezza cm	40
Ecm [N/mm ² o Mpa]	31475.81			Soletta cm	4
Ecm [kN/m ²]	31475806.21				

Dimensioni Pignatte Sbalzo		Dimensione travetti		Tompagno	
Base cm	25	Numero travetti	3	Altezza m	3.2
Altezza cm	14	Base travetti cm	8	Spessore intonaco cm	3
Lunghezza cm	40	Altezza travetti (Solaio) cm	18	Altezza cm	3200
Soletta cm	4	Altezza travetti (Sbalzo) cm	14	Spessore intonaco m	0.03
				Base(interna) cm	8
				Base(esterna) cm	12

Dimensioni Solaio da copertura		Dimensioni Copertura	
Base Pignatta cm	25	Base Pignatta m	0.25
Altezza Pignatta cm	18	Altezza Pignatta m	0.18
Lunghezza Pignatta cm	40	Lunghezza Pignatta m	0.4
Soletta cm	4	Soletta m	0.04
Base Pignatta m	0.25	Malta d'alletamento m	0.01
Altezza Pignatta m	0.18	Correnti (8x8) cm	8
Lunghezza Pignatta m	0.4	Listelli (5x5) cm	5
Soletta m	0.04	Coppi altezza cm	26
		Coppi base cm	42
		Barriera a vapore m	0.0003
		Coibente termico spessore m	0.08

Tab. 3. Materiali impiegati e Dimensioni

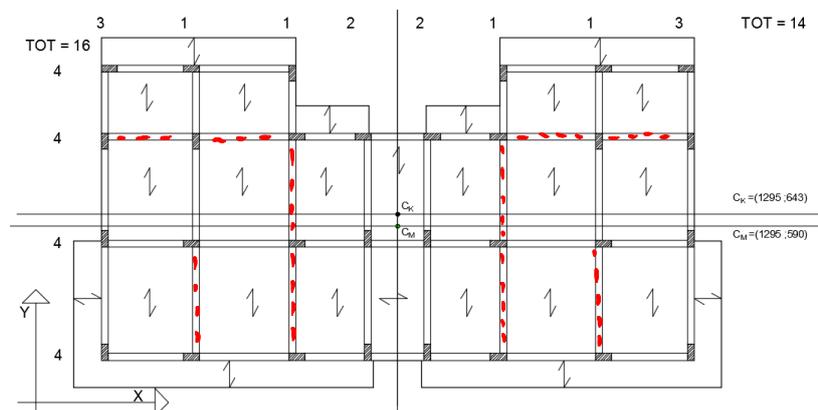
Come riportato nella normativa italiana NTC08 al Capitolo 3 inerente alle azioni sulle costruzioni per opere civili e industriali, la descrizione e la determinazione dei carichi devono essere fatte a partire dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali. Seguendo le indicazioni da Normativa si sono determinati i carichi unitari, in presenza e assenza di sisma, per tutti gli elementi costituenti la struttura in esame:

q	Carichi verticali Senza sisma	Carichi verticali con sisma
soffitto + incidenza tramezzi Kn/m ²	10.93	6.70
balcone Kn/m ²	11.10	5.12
scala Kn/m ²	12.89	6.5
trave emergente(30X70) Kn/m	5.59	4.30
trave emergente(30X60) Kn/m	4.62	3.55
trave emergente(30X50) Kn/m	3.64	2.80
trave a spessore(90X22) Kn/m	2.74	2.11
pilastro 6° ordine (30X60) Kn/m	16.38	12.60
pilastro 5° ordine (30X60) Kn/m	15.80	12.15
pilastro 4° ordine (30X70) Kn/m	18.43	14.18
pilastro 3° ordine (30X70) Kn/m	17.75	13.65
pilastro 2° ordine (30X80) Kn/m	20.28	15.60
pilastro 1° ordine (30X80) Kn/m	22.62	17.40
tamponatura Kn/m	9.15	7.04
tramezzi Kn/m	4.33	3.33
Solaio Copertura Kn/m ²	4.95	3.38
Copertura Kn/m ²	8.86	6.54

Tab. 4. Carichi Unitari

Esame visivo della struttura

La forma della pianta presenta un asse di simmetria lungo y. Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri:



*differenti
le travi
~ spessore*

Fig. 9. 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.

Si sono assegnati prima i pilastri "vincolati" (cioè quelli che stanno dentro le tamponature). Poi si è fatto un conteggio sui pilastri in direzione x e y e se ne sono disposti 12 e 12 (in funzione di considerazioni personali) con soli 6 pilastri orientati liberamente. Questi 6 pilastri sono stati orientati per ottenere un buon bilanciamento. Dei 30 pilastri, 16 hanno sezione allungata nella direzione orizzontale in pianta (che si indica con x) e 14 hanno sezione allungata nella direzione verticale in pianta (che si indica con y). Visto il numero di pilastri rigidi e di travi emergenti presenti nelle due direzioni e tenendo conto che la rigidità della struttura sembra sostanzialmente analoga nelle due direzioni, in questa prima fase del lavoro si può dedurre che la struttura è abbastanza bilanciata.

L'impalcato si presenta adeguatamente compatto e dotato di una soletta continua di spessore pari a 4 cm, l'altezza del solaio è di 22 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 poter esprimere un giudizio di validazione generale della struttura, si è fatta una previsione numerica stimando le masse, la stima delle rigidità e del periodo fondamentale della struttura. Per avere un termine di paragone con il quale giudicare i risultati forniti da un programma di 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 primo passo è stato quello di attribuire una classe di duttilità meglio di scegliere il fattore di comportamento Fattore di struttura o di comportamento:

$$q = q_0 * K_R$$

-Si è scelto di progettare una struttura dissipativa di tipo A con maggior duttilità, minor resistenza e quindi minor armatura.

-la struttura di riferimento è una struttura intelaiata, cioè $= 4.5 * \alpha_u / \alpha_1$

- Il rapporto α_u / α_1 è il rapporto tra resistenza ultima e di prima plasticizzazione che per una struttura a telaio a più piani e a più campate vale 1.3

-per la regolarità in altezza invece utilizzo un valore di $K_R = 1$

Quindi il fattore di struttura che si è usato in questo progetto, vale:

$$q = 4.5 * 1.3 * 1 = 5.85$$

Lo spettro di progetto è riportato nella figura che segue:

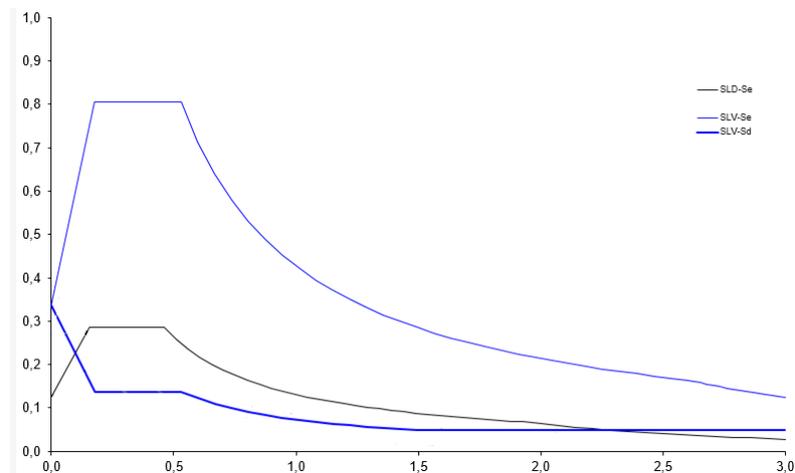


Fig.10. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo C e $q=5.85$

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

Impalcato	Superficie m^2	Peso unitario KN/m^2	Peso impalcato KN	Massa KN/g	Altezza interpiano m
Copertura	0	0	0	0.0	0.50
6+Copertura	397.1	12	4765.2	485.7	3.3
5	382.1	10	3821.2	389.5	3.3
4	382.1	10	3821.2	389.5	3.3
3	382.1	10	3821.2	389.5	3.3
2	382.1	10	3821.2	389.5	3.3
1	299.5	10	2995	305.3	3.6
Somma pesi TOT	23045				

Tab. 5. Valore stimato del peso delle masse di piano

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

$$T_1 = C_1 * H^{3/4} = 0.075 * (20.6)^{3/4} = 0.73 \text{ s}$$

Quindi l'ordinata spettrale per SLV per lo spettro di progetto vale:

$$S_d = 0.10 \text{ g}$$

Periodo di vibrazione della struttura			
	C1	0.075	
	H	20.60	
	T1	0.73	
	Sd(T1)	0.1	

Partendo dal taglio alla base si sono ricavati i valori delle forze di piano, applicando le formule di normativa per l'analisi statica, con un coefficiente riduttivo $\lambda=0.85$. Calcolo del taglio alla base:

$$V_b = 0.85 * \sum_{i=1}^n m_i * S_d(T_1) = 0.85 * 23045 * 0.1 = 1958.8 \text{ kN}$$

I valori ottenuti sono riportati nella tabella che segue:

Calcolo delle Forze per analisi statica				
Ordine Impalcato	Peso impalcato W	Quota z	Wz	Forza F
	KN	m	KN*m	KN
Copertura	0	0	0.0	0.0
6+Copertura	4765.2	20.6	98163.1	662.9
5	3821.2	16.8	64196.2	433.5
4	3821.2	13.5	51586.2	348.4
3	3821.2	10.2	38976.2	263.2
2	3821.2	6.9	26366.3	178.0
1	2995	3.6	10782.0	72.8
Somma dei Wz	290070			

Tab.6. Forze di piano valutate per analisi statica

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

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

Nella tabella che segue sono riportate le rigidzze di piano stimate, separatamente per la direzione x e quella y.

Tab. 7. Riepilogo rigidzze di piano

piano	direzione x	direzione y
6	434.20	358.04
5	501.20	425.84
4	667.70	540.80
3	757.80	615.18
2	874.94	700.88
1	1128.80	957.60

I valori ottenuti, con questo approccio, riportati nel foglio Excel, sono diversi. Questi sono "per Tipologia di pil."

Utilizzando questi valori delle rigidzze, che per definizione sono il rapporto tra taglio e spostamento relativo, si sono calcolati gli spostamenti relativi corrispondenti ai tagli di piano e i conseguenti spostamenti assoluti. I valori sono riportati nelle tabelle che seguono.

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione x

Impalcato/ordine	Forza F KN	Taglio V Impalcato KN	Kx kN/mm	dr mm	u mm	Massa KN/g
6+Copertura	662.89	662.89	434.20	1.53	12.02	485.75
5	433.51	1096.40	501.20	2.19	10.50	389.52
4	348.36	1444.76	667.70	2.16	8.31	389.52
3	263.20	1707.96	757.80	2.25	6.14	389.52
2	178.05	1886.01	874.94	2.16	3.89	389.52
1	72.81	1958.83	1128.80	1.74	1.74	305.30

Tab. 9. Spostamenti di piano – direzione y

Impalcato/ordine	Forza F KN	Taglio V Impalcato KN	Ky kN/mm	dr mm	u mm	Massa KN/g
6+Copertura	662.89	662.89	358.04	1.85	14.61	485.75
5	433.51	1096.40	425.84	2.57	12.76	389.52
4	348.36	1444.76	540.80	2.67	10.18	389.52
3	263.20	1707.96	615.18	2.78	7.51	389.52
2	178.05	1886.01	700.88	2.69	4.74	389.52
1	72.81	1958.83	957.60	2.05	2.05	305.30

Sulla base di questi spostamenti si è infine calcolato il periodo proprio della struttura mediante la formula di Rayleigh, vedi tabella:

Tab.10 . Periodo proprio valutato con la formula di Rayleigh

	F*u KN mm	Massa*u ² KN mm s ²	PERIODO in X
	7969.78	70.21	0.60
	4550.19	42.91	
	2894.35	26.89	
	1617.33	14.71	
	692.78	5.90	
	126.35	0.92	
SOMMA	17850.78	161.54	

Tab. 11. Periodo proprio valutato con la formula di Rayleigh

	F*u KN mm	Massa*u ² KN mm s ²	PERIODO in Y
	9685.14	103.69	0.66
	5531.21	63.41	
	3547.81	40.40	
	1977.41	21.99	
	843.33	8.74	
	148.94	1.28	
SOMMA	21733.85	239.51	

Il periodo trovato per la direzione y è abbastanza vicino a quello stimato con la formula di normativa (0.66 s anziché 0.73 s). Mentre nella direzione x il periodo stima con formula di normativa risulta essere un pò più grande(0.60 s anziché 0.73 s).

Per valutare le caratteristiche di sollecitazione conseguenti alle forze sismiche, si è ipotizzato che l'azione sismica sia portata esclusivamente dagli elementi principali, che sono:

- in direzione x , 16 pilastri e 20 travi (ad ogni impalcato) ;
- in direzione y , 14 pilastri e 16 travi (ad ogni impalcato) ;

La ripartizione è stata fatta, a vantaggio di sicurezza, con riferimento alla direzione y che appare leggermente meno rigida e resistente della direzione x . Ciascun pilastro assorbe quindi $1/14$ del taglio di piano. Dal taglio dei pilastri si è risalito al momento flettente, moltiplicando il taglio per $0.5 h$ a tutti i piani tranne il primo, per il quale si è considerato un moltiplicatore pari a $0.4 h$ per la sezione in testa e $0.6 h$ per la sezione al piede (in quest'ultimo valore si è considerato forfetariamente anche un piccolo contributo dei pilastri secondari, che sono più rigidi al piede grazie alla elevata rigidità della trave di fondazione). Infine, il momento flettente nelle travi è stato stimato con riferimento all'equilibrio di un nodo a quattro vie e quindi come media tra il momento al piede del pilastro superiore e del momento in testa al pilastro inferiore. I risultati ottenuti sono riportati nelle tabelle che seguono:

Tab.12. Caratteristiche di sollecitazione previste per i pilastri

SOLLECITAZIONI PILASTRO					
Impalcato/ordine	Forza F KN	Taglio V Impalcato KN	Taglio V Pilastro KN	Punto di nullo m	Momento M pilastro KN*m
Copertura	0.0	0.0	0.0	0.25	0.0
6+Copertura	662.9	662.9	47.3	1.65	78.1
5	433.5	1096.4	78.3	1.65	129.2
4	348.4	1444.8	103.2	1.65	170.3
3	263.2	1708.0	122.0	1.65	201.3
2	178.0	1886.0	134.7	1.65	222.3
1 Testa	72.8	1958.8	139.9	1.44	201.5
1 Piede	72.8	1958.8	139.9	2.16	302.2

Tab.13. Caratteristiche di sollecitazione previste per le travi

SOLLECITAZIONI TRAVE						
Impalcato/ordine	Momento M Trave KN*m	Lunghezza Trave in direzione y più piccola (m)	Taglio V Trave KN	ΔN Pilastro	KN	
Copertura	0.0	4.7	0.0	0.0		
6+Copertura	39.1		16.6	16.6		
5	103.7		44.1	60.7		
4	149.7		63.7	124.5		
3	185.8		79.1	203.5		
2	211.8		90.1	293.6		
1 Testa	211.9		90.2	383.8		
1 Piede	262.2		111.6	495.4		

L'eccentricità accidentale e la combinazione delle due componenti orizzontali del sisma potranno produrre incrementi di circa il 20% nei telai di estremità. Occorre inoltre tener conto che per i pilastri tutti i valori, escluso quello alla base del primo ordine, dovranno essere incrementati per la gerarchia delle resistenze. L'incremento indicato dalla normativa per CD "A" è del 30%. Tenendo conto di questi fenomeni si sono ottenuti i valori che poi sono stati utilizzati per fare un primo dimensionamento degli elementi strutturali, le caratteristiche della sollecitazione sono riportate nella seguente tabella:

Incremento caratteristiche della sollecitazione					
Calcolo valore percentuale 0,2%	Eccentricità accidentale e effetto combinato sisma			Gerarchia resist	
	Taglio V Pilastro KN	Momento M pilastro KN*m	Momento M Trave KN*m	Momento M pilastro KN*m	
0.2					
6+Copertura	56.8	93.8	46.9	140.6	
5	94.0	155.1	124.4	232.6	
4	123.8	204.3	179.7	306.5	
3	146.4	241.6	222.9	362.3	
2	161.7	266.7	254.1	400.1	
1 Testa	167.9	241.8	254.3	362.7	
1 Piede	167.9	362.7		362.7	

Per quanto riguarda l'effetto dei carichi verticali, si può stimare il carico massimo sulle travi in assenza di sisma e in presenza di sisma. Nel progetto in esame si sono volute studiare le travi 103(a spessore), 104 e 105 (travi emergenti senza e con sbalzi) e la trave di copertura; i valori ottenuti sono mostrati nella tabella che segue:

Campata/Trave	q senza sisma Kn/m	q con sisma Kn/m	Lunghezza Trave m	Momento senza sisma Kn*m	Momento con sisma Kn*m
8-9 /103	42.1	25.8	4.6	89.0	54.6
16-17 /104	53.0	32.5	4.6	112.2	68.8
24-25 /105	51.5	30.7	4.6	108.9	65.0
3-4 /Copertura	15.4	11.0	9.2	130.3	92.7

A tali valori dei momenti flettenti corrispondono rispettivamente, campate con lunghezze pari a 4.60 m per le travi emergenti e anche per quelle a spessore, mentre 9.00 m per la trave di copertura. I valori dei momenti devono essere combinati in funzione di diverse osservazioni:

- Per la trave a spessore si useranno i momenti senza sisma proprio perché le travi a spessore non assorbono l'azione sismica e quindi vengono progettate solo per carichi verticali
- Anche per la trave di copertura si utilizzerà il momento senza sisma perché essa è progettata solo per portare carichi verticali
- Mentre per la trave emergente 104 si sono usati i valori del momento con sisma al quale è stato sommato il valore del momento sulla trave non incrementato del 20% perché non è una trave perimetrale
- Per la trave emergente 105 si è usato sempre il momento con sisma al quale invece è stato sommato il momento della trave incrementato del 20% proprio perché è una trave perimetrale

Questo procedimento è stato effettuato a tutti gli impalcati ottenendo così le diverse sezioni da utilizzare, come mostrato in tabella:

SEZIONI TRAVI Emergenti		
Impalcati	Base cm	Altezza cm
6+Copertura	30	50
5	30	60
4	30	60
3	30	70
2	30	70
1	30	70

Tab.14. Sezioni Travi Emergenti

Mentre per le travi a spessore si sono usate le stesse dimensioni ai vari impalcati, cioè (90 x 22) cm.

Per quanto riguarda i pilastri, lo sforzo normale dovuto dai carichi verticali deve essere combinato con il Δ_N indotto dal sisma, ottenendo così delle coppie M-N più gravose, come mostarto nella seguente tabella:

Impalcato/ordine	Momento M pilastro KN*m	ΔN da sisma - Min	ΔN da sisma + Max
6+Copertura	140.63	12.89	131.42
5	232.59	42.15	366.49
4	306.50	51.80	621.17
3	362.33	46.11	891.19
2	400.10	29.36	1172.27
1	400.10	29.36	1172.27

Tab.15. Coppie M-N Più gravose

Le verifiche a presso/tenso flessione sono state fatte ad ogni impalcato, nella relazione però sono riportati solo quelle relative al primo ordine (cioè un pilastro 30x80):

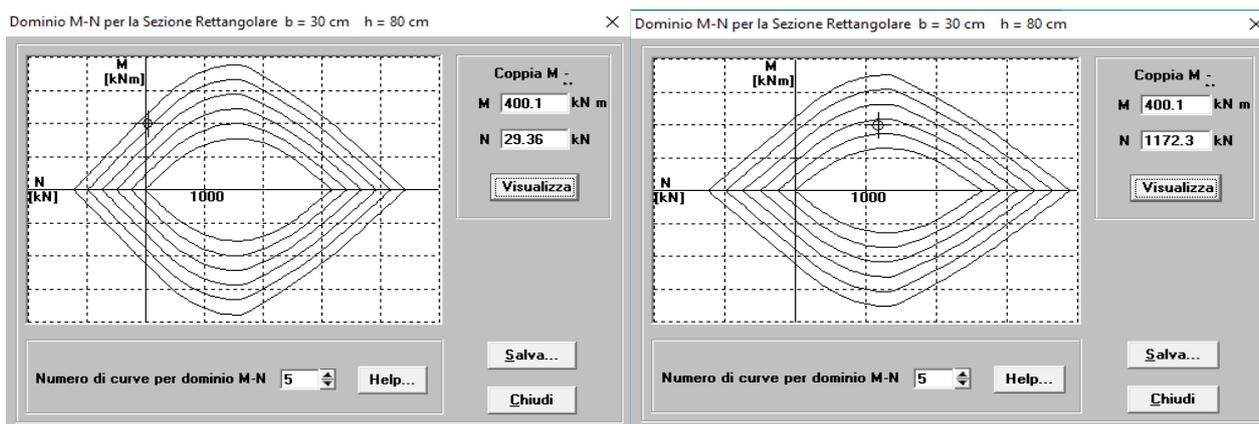


Fig. 11. Domini di resistenza dei pilastri

Dai domini di resistenza si possono dedurre le sezioni e le armature da utilizzare ai diversi impalcati:

SEZIONI PILASTRI	
6+Copertura	(30x60)
5	(30x60)
4	(30x70)
3	(30x70)
2	(30x80)
1	(30x80)

Tab.16. Sezioni dei pilastri

Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali

Dopo aver fatto questo primo predimensionamento si sono determinati i carichi verticali agenti su ogni trave ai vari impalcati, distinguendo 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”).

Oltre la determinazione dei carichi verticali agenti sulle travi, è di fondamentale importanza la determinazione delle masse di piano. In una prima fase si sono stimati i pesi unitari, in questa fase invece si sono calcolati i pesi unitari corretti e quindi le masse di piano da utilizzare. La seguente Tabella riassume i valori stimati e quelli calcolati in maniera rigorosa:

Impalcato	Peso unitario stimato	Peso unitario calcolato	Peso impalcato stimato	Peso impalcato calcolato	Massa stimata	Massa calcolata
	KN/m ²	KN/m ²	KN	KN	KN/g	KN/g
Copertura	0		0		0.0	
6+Copertura	12	8.1	4765.2	3219.9	485.7	328.2
5	10	9.6	3821.2	3658.7	389.5	373.0
4	10	9.7	3821.2	3691.1	389.5	376.3
3	10	9.9	3821.2	3771.2	389.5	384.4
2	10	10.0	3821.2	3802.4	389.5	387.6
1	10	11.4	2995	3408.2	305.3	347.4
Somma pesi TOT	23045.0	21551.6				

Tab.17. Masse di piano

Il rapporto tra peso ed area dell'impalcato non si discosta di molto dalla stima iniziale ed è quindi da ritenersi accettabile, tranne che per il sesto impalcato, dove forse si è ecceduto un po' troppo utilizzando 12 kN/m^2 .

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 15.40 m in direzione y e 28.30 m in direzione x , le eccentricità accidentali sono $e_y = 0.77 \text{ m}$ e $e_x = 1.42 \text{ m}$, rispettivamente per sisma agente in direzione x e in direzione y .

Perfezionamento dei dati e ricalcolo dei periodi

Prima di eseguire un controllo ed una verifica dei risultati utilizzando il programma di calcolo si è scelto, di affinare i calcoli effettuando nuovamente un'analisi delle forze di piano. In questo caso però sono state usate le masse di piano ricalcolate accuratamente e quindi si è proceduto al calcolo del taglio globale e delle forze al piano, inoltre si sono confermate le dimensioni delle sezioni. In prima analisi si è ricalcolato il periodo della struttura studiando la rigidità dei pilastri per tipologia, ottenendo i seguenti valori:

non corrispondo a quanto c'è nei fogli di calcolo

Impalcato/ordine	Forza F KN	Taglio V Impalcato KN	Kx kN/mm	dr mm	u mm	Massa KN/g	F*u KN mm	Massa*u ² KN mm s ²	PERIODO in X
6+Copertura	662,89	662,89	563,68	1,18	10,67	485,75	7075,75	55,34	0,57
5	433,51	1096,40	757,80	1,45	9,50	389,52	4117,55	35,14	
4	348,36	1444,76	757,80	1,91	8,05	389,52	2804,73	25,25	
3	263,20	1707,96	757,80	2,25	6,14	389,52	1617,33	14,71	
2	178,05	1886,01	874,94	2,16	3,89	389,52	692,78	5,90	
1	72,81	1958,83	1128,80	1,74	1,74	305,30	126,35	0,92	
SOMMA							16434,48	137,26	
Impalcato/ordine	Forza F KN	Taglio V Impalcato KN	Ky kN/mm	dr mm	u mm	Massa KN/g	F*u KN mm	Massa*u ² KN mm s ²	PERIODO in Y
6+Copertura	662,89	662,89	463,66	1,43	13,07	485,75	8666,15	83,02	0,64
5	433,51	1096,40	615,18	1,78	11,64	389,52	5047,65	52,81	
4	348,36	1444,76	615,18	2,35	9,86	389,52	3435,29	37,88	
3	263,20	1707,96	615,18	2,78	7,51	389,52	1977,41	21,99	
2	178,05	1886,01	700,88	2,69	4,74	389,52	843,33	8,74	
1	72,81	1958,83	957,60	2,05	2,05	305,30	148,94	1,28	
SOMMA							20118,78	205,71	

Tab.18. Ricalcolo dei periodi con le nuove forze di piano

Si è voluta ripetere la previsione utilizzando le forze stimate con il nuovo periodo (lungo x), così da avere una conferma sulle sezioni utilizzate:

Periodo di vibrazione della struttura

$$T1 = 0,57$$

$$Sd(T1) = 0,13$$

Per questo periodo ho ottenuto:

Dimensione Trave	Copriferro c m	Base b m	Altezza utile d m	r	Altezza h m	Dimensione Trave m
Trave a spessore	0,04	0,89	0,18	0,018	0,22	(0,22)X(0,90)
Trave emergente	0,04	0,3	0,65	0,018	0,69	(0,3)X(0,7)

COPPIE M-N

Più Gravose

Momento Kn*m 398,4

N_{min} Kn 14,5

Momento Kn*m 520,1

N_{max} Kn 1260,4

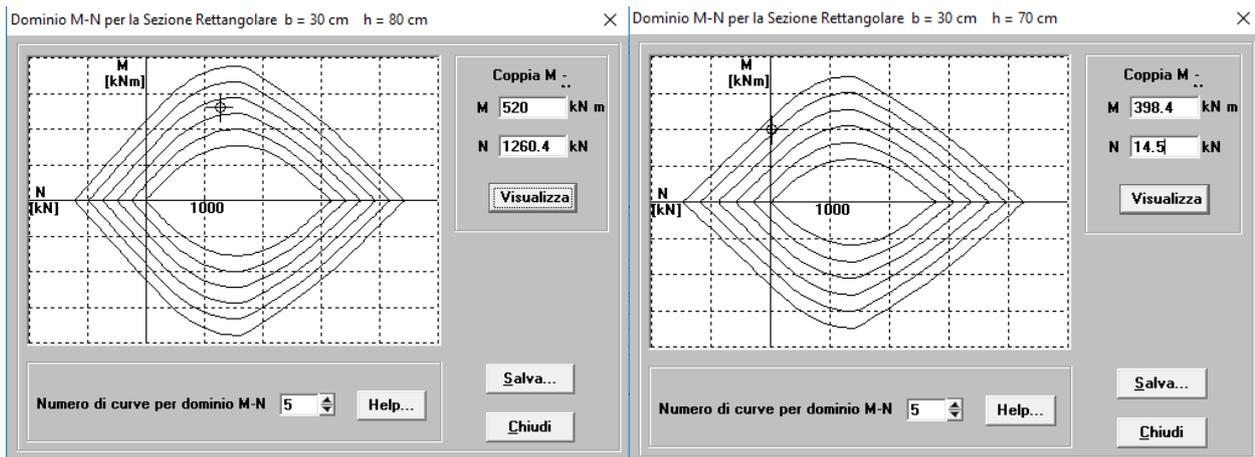


Fig. 12. Dominio M-N Sezione 30 x 80 e Sezione 30 x 70

Quindi le sezioni ipotizzate sia per i pilastri che per le travi sono confermate. L'altro valore del periodo è $T = 0.64$ s (più simile a quello calcolato con formula da normativa) è più grande di $T = 0.53$ s, e quindi anche per questo periodo le sezioni ipotizzate sono confermate.

Programma di calcolo e modellazione della struttura

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

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, incastrati al piede. La scelta di modellare come incastro il vincolo costituito da fondazione e terreno è giustificata dalla notevole 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, se non nella zona di fronte la scala dell'edificio, di raccordo fra i due "rettangoli". Entrambe queste scelte però sono state confermate successivamente dall'esame dei risultati del calcolo e solo per quella zona ritenuta debole si è scelto di disporre fuori calcolo la trave a spessore 115 ai fini di "cucire" la zona di debolezza presente a bordo dell'edificio.

La scelta di utilizzare il modello di insieme spaziale di telai piani è giustificata dalla disposizione dei pilastri, che fanno sì che la struttura sia in effetti sostanzialmente costituita da due insiemi di telai piani ortogonali tra loro, con pilastri continui a tutti i piani e senza elementi in falso. Il modesto disallineamento di alcuni pilastri non inficia la validità del modello, sia per il piccolo valore di questo disallineamento che per il fatto che gli elementi non perfettamente allineati danno un contributo secondario all'assorbimento dell'azione sismica (sono pilastri di piatto e travi a spessore).

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

Tipo di analisi svolta e schemi di carico base considerati

La struttura è stata analizzata mediante analisi lineare. L'effetto del sisma è stato valutato mediante analisi modale con spettro di risposta. Lo spettro utilizzato è quello di progetto, ottenuto dai dati del sito e dall'uso di un fattore di struttura $q=5.85$, già riportato in precedenza.

Sono stati risolti sei schemi base:

L'ordine non è quello suggerito ...

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

Si noti che le coppie da applicare per lo schema 4 e 5 sono state determinate moltiplicando l'eccentricità accidentale per le forze valutate per analisi statica, forze a loro volta calcolate tenendo conto dell'effettivo periodo proprio della struttura nelle due direzioni.

... e questo riferimento è sbagliato (3 e 4)

Esame dei risultati del calcolo

Gli ultimi due schemi base di carico, carichi verticali massimi (in assenza di sisma) e minimi (in presenza di sisma) mostrano risultati coerenti con le previsioni. Ad esempio, nel telaio 3x per i carichi verticali massimi si ha il diagramma del momento flettente riportato nella figura che segue.

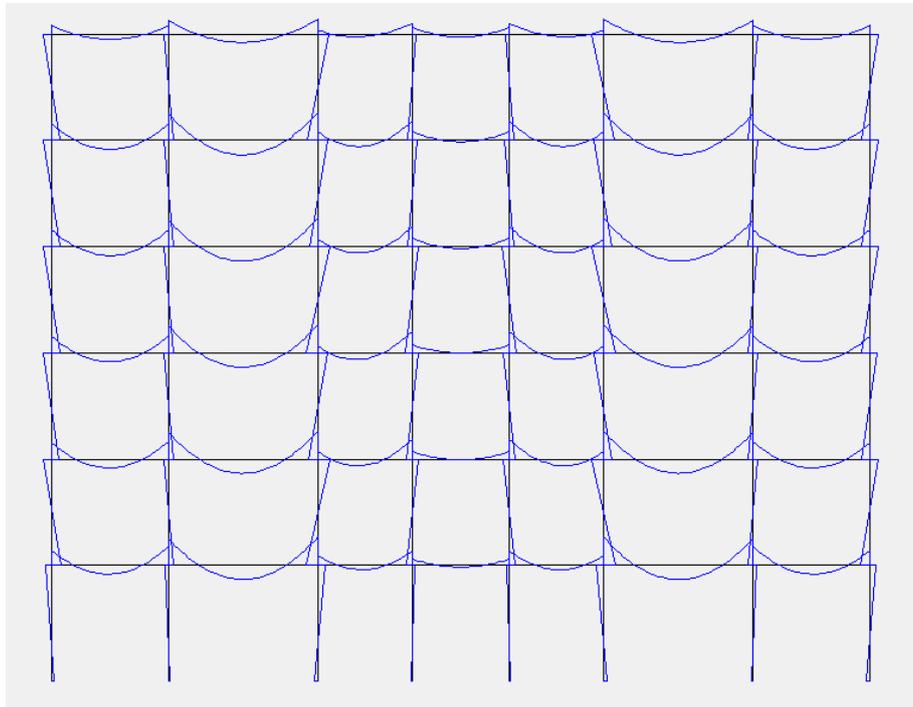


Fig. 13. Diagramma del momento flettente – telaio 3x , carichi verticali massimi

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità (6y e 13y) per effetto del sisma in direzione y . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione y .

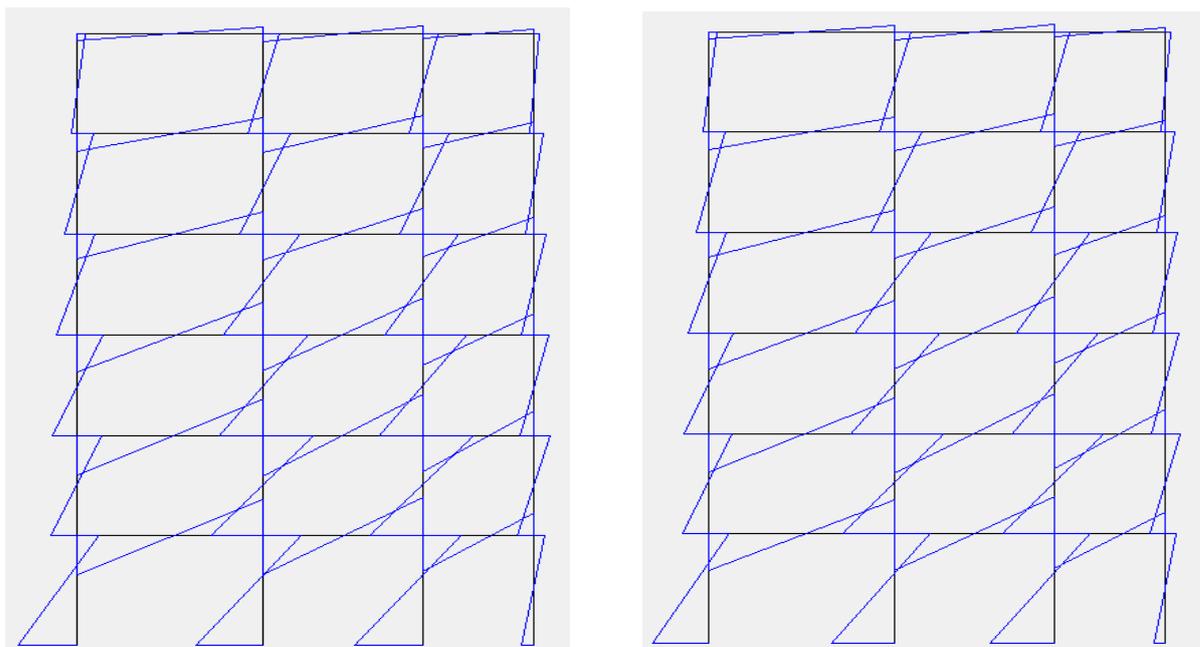


Fig. 14. Diagramma del momento flettente nei telai 6y e 13y, analisi modale, sisma y

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai di estremità (6y e 13y) per effetto del sisma in direzione y. Lo scarto rispetto alla previsione è modesto e l'analisi numerica svolta conferma quindi le previsioni fatte.

Tab. 19. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma y

piano	pilastri			travi		
	previsto	telaio 6y	telaio 13y	previsto	telaio 6y	telaio 13y
6	74.9	74.42	73.94	37.4	64.4	64.1
5	144.5	120.77	119.84	109.7	152.5	151.9
4	201.1	174.26	173.41	172.8	201.3	200.4
3	244.7	199.47	196.4	222.9	281	279.2
2	274.5	230.58	226	259.6	299.7	294.4
1 testa	251.7	295.93	277.9	263.1	284.1	273.4

un po' diversi

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti in un telaio posto a sinistra (1x) e nel telaio (3x) posto a destra per effetto del sisma in direzione x. L'immagine conferma che in ciascun telaio i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione x.

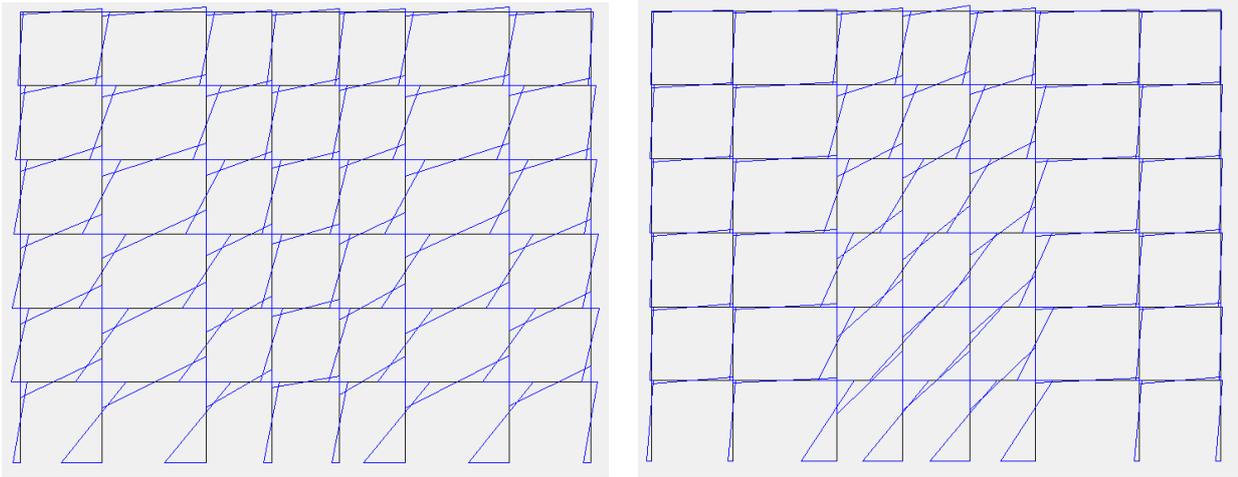


Fig. 15. Diagramma del momento flettente nei telai 1x e 3x, analisi modale, sisma x

Nella tabella che segue sono confrontati i valori del momento flettente previsti con quelli massimi forniti dal calcolo nei due telai (1x e 3x) per effetto del sisma in direzione x.

Piano	pilastri telaio 1x		pilastri telaio 3x		travi telaio 1x		travi telaio 3x	
	previsto	calcolato	previsto	calcolato	previsto	calcolato	previsto	calcolato
6	82.3	59.17	82.3	61.46	41.1	63.6	41.1	54.3
5	158.8	108.36	158.8	112.77	120.6	145.9	120.6	116.3
4	221	149	221	167.8	189.6	186.3	189.6	154.6
3	268.9	179	268.9	196.05	245	242.9	245	220.9
2	301.7	199	301.7	239	285	262.5	285	249.3
1 testa	276.6	297	276.6	254	289.1	253.3	289.1	269.2

diversi

differenza da mediana e discentu

Tab. 20. Momenti flettenti massimi (kNm): valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma x

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

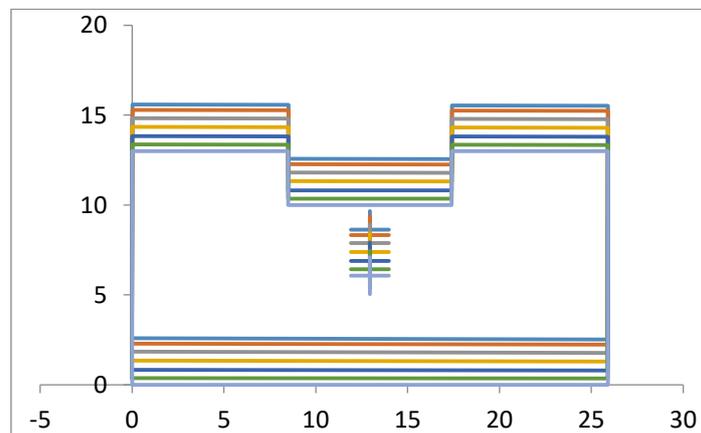


Fig. 16. Modo 1 T=0.64 s

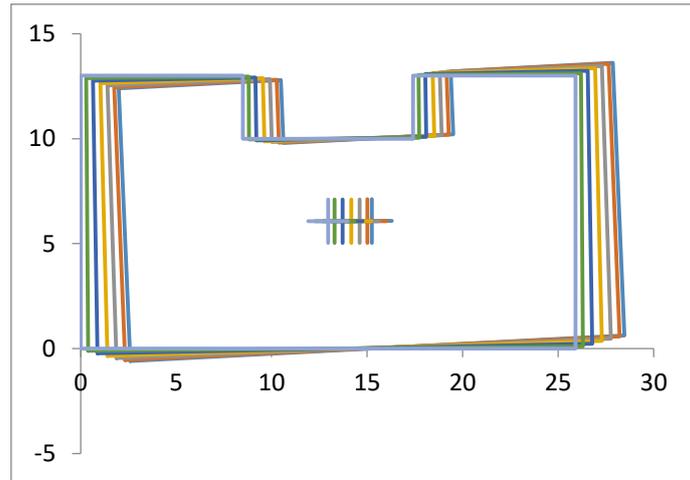


Fig. 17. Modo 2 $T = 0.571$ s

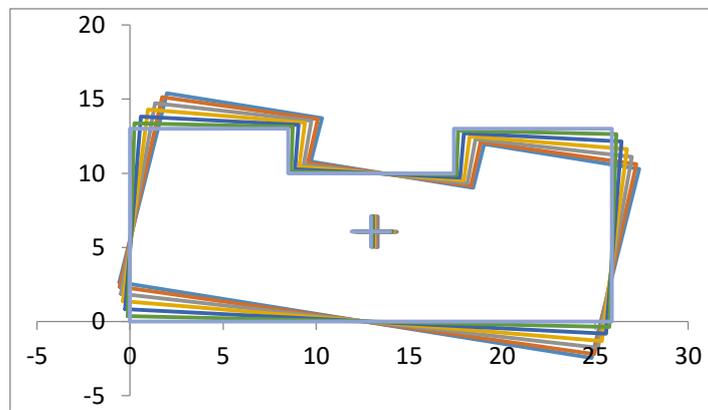


Fig. 18. Modo 3 $T = 0.541$ s

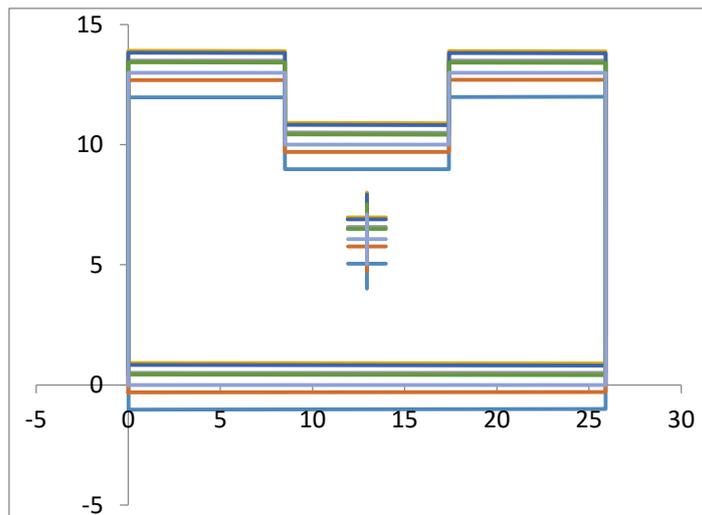


Fig. 19. Modo 4 $T = 0.224$ s

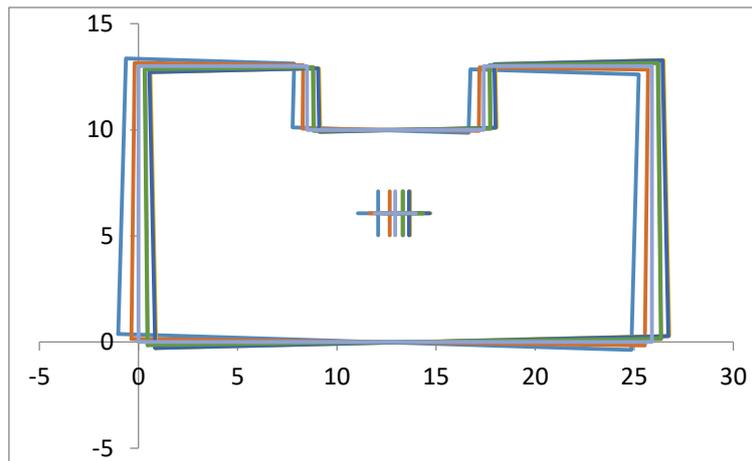


Fig. 20. Modo 5 T = 0.203 s

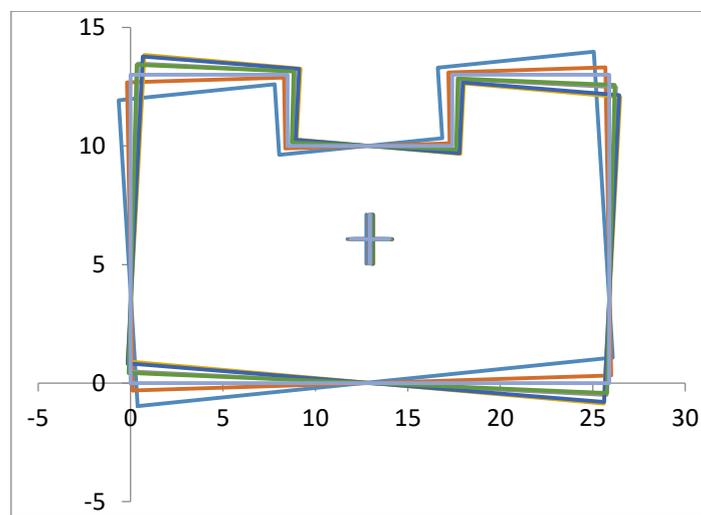


Fig. 21. Modo 5 T = 0.19 s

Il primo modo mostra pure traslazioni in direzione y , senza nessuna rotazione, questo è legato al fatto che la struttura è simmetrica rispetto l'asse y . Il suo periodo (0.64 s) è identico rispetto a quello previsto (0.64 s). Il secondo modo mostra traslazioni in direzione x , accoppiate con rotazioni trascurabili che quindi si ritengono accettabili. Il suo periodo (0.571 s) è quasi coincidente con quello previsto (0.57 s). Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione, il suo periodo (0.541 s) risulta essere inferiore rispetto ai primi a tal punto da non dubitare sulla rigidità torsionale della struttura. I modi successivi mostrano spostamenti e rotazioni sostanzialmente disaccoppiati, con inversioni di segno; corrispondono quindi a quelli che sarebbero i modi successivi al primo per uno schema piano. Le masse partecipanti relative ai primi 6 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione y , il secondo per la x) ed un successivo modo (il quarto per la direzione y , il quinto per la x). 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.

Modo	T	Mas X %	Mas Y %
1	0.64 s	0.0	79.67
2	0.571 s	77.98	0.0
3	0.541 s	2.64	0.01
4	0.224 s	0.0	12.59

5	0.203 s	11.22	0.0
6	0.19 s	1.0	0.0

Tab. 21. Periodi e Masse modali

L'involuppo degli spostamenti modali e l'involuppo degli spostamenti modali con eccentricità, fornito dall'analisi modale per sisma in direzione x , è riportato nella figura che segue. L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

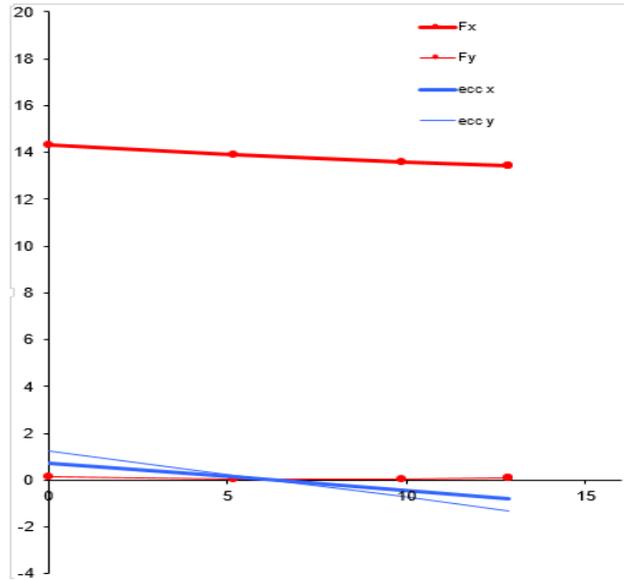


Fig. 22. Involuppo delle deformate modali, sisma x

L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione y è riportato nella figura che segue.

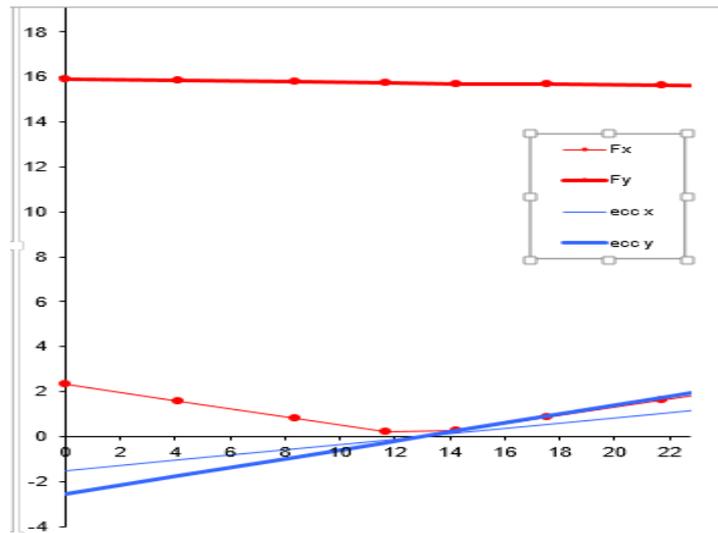


Fig. 23. Involuppo delle deformate modali, sisma y

eccentricità accidentale e accoppiamento $x-y$?

Esame delle armature

Dopo aver modellato la struttura, con conseguente risoluzione degli schemi base, è possibile ottenere l'involuppo degli schemi base. Il primo passo è stato quello di studiare l'armatura a flessione delle travi che deve essere definita a partire dai risultati ottenuti dal calcolo. Le travi sono elementi duttili con capacità di plasticizzarsi a flessione durante il sisma e quindi dissipare energia.

Partendo dall'involuppo dei risultati si esamina come esempio la trave 23-30 al primo impalcato, i valori sono riportati nella tabella seguente:

Telaio	Estr.1	Estr.2	Piano		Fx	Fy	Mod x	Mod y	M(Fx)	M(Fy)	qmax	qmin	sisma in x	sisma in y	sismaX+0.3 sismaY	sismaY+0.3 sismaX
1	23	24	1	Msin	108.9	-0.8	112.6	-1.5	5.7	9.6	-29.6	-19.0	118.3	-11.1	121.6	-46.6
1	23	24	1	Mdes	-164.9	1.3	-170.5	2.4	-8.7	-14.5	-40.2	-27.8	-179.2	16.9	-184.2	70.6
1	24	25	1	Msin	185.4	-1.4	191.4	-2.6	9.8	16.3	-68.9	-46.3	201.2	-18.9	206.9	-79.3
1	24	25	1	Mdes	-183.9	1.3	-189.9	2.6	-9.7	-16.2	-72.4	-48.2	-199.5	18.8	-205.2	78.6
1	25	26	1	Msin	180.6	-1.4	186.7	-2.6	9.5	15.9	-19.6	-14.6	196.2	-18.5	201.8	-77.3
1	25	26	1	Mdes	-89.7	0.7	-92.9	1.3	-4.7	-7.9	-34.8	-22.5	-97.6	9.2	-100.4	38.5
1	26	27	1	Msin	42.2	-0.2	43.4	-0.5	2.2	3.7	-22.6	-15.3	45.6	-4.2	46.9	-17.9
1	26	27	1	Mdes	-42.2	0.2	-43.4	0.5	-2.2	-3.7	-22.6	-15.4	-45.6	4.2	-46.9	17.9
1	27	28	1	Msin	89.7	-0.7	92.9	-1.3	4.7	7.9	-34.7	-22.4	97.6	-9.2	100.4	-38.5
1	27	28	1	Mdes	-180.6	1.4	-186.7	2.6	-9.5	-15.9	-19.8	-14.7	-196.2	18.5	-201.8	77.3
1	28	29	1	Msin	183.9	-1.3	189.9	-2.6	9.7	16.2	-72.2	-48.0	199.5	-18.8	205.2	-78.6
1	28	29	1	Mdes	-185.4	1.4	-191.4	2.6	-9.8	-16.3	-69.1	-46.4	-201.2	18.9	-206.9	79.3
1	29	30	1	Msin	164.9	-1.3	170.5	-2.4	8.7	14.5	-40.0	-27.7	179.2	-16.9	184.2	-70.6
1	29	30	1	Mdes	-108.9	0.8	-112.6	1.5	-5.7	-9.6	-29.7	-19.1	-118.3	11.1	-121.6	46.6

Tab. 22. Involuppo dei risultati del calcolo

Utilizzando il programma "MOMCAD" si è ottenuto il diagramma del momento flettente al primo impalcato per la trave 23-30 (CD "A") :

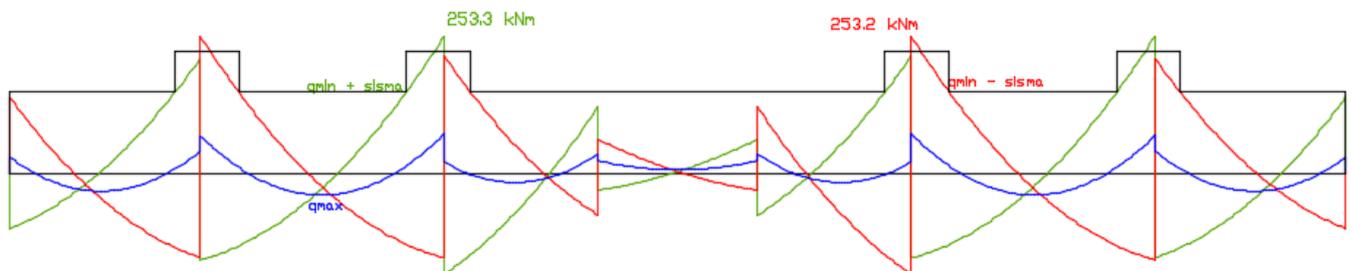


Fig. 24. Diagramma dei momenti flettenti

E' possibile fare riferimento ai valori a filo pilastro e quindi spuntare i valori dei momenti in corrispondenza dei pilastri:

Telaio	Estr.1	Estr.2	Piano	Sisma Prevalente	qmin+ (sismax+0.3sis may)PREVALENTE	qmin- (sismax+0.3sis may)PREVALENTE	Numero Pilastro	Base Filo Pilastro	qmin+ sisma Prevalnete Spuntato	qmin- sisma Prevalnete Spuntato	MOMENTO MAX	MOMENTO MIN
1	23	24	1	121.6	102.6	-140.7	23	0.15	97.09	-120.70	97.09	-120.70
1	23	24	1	-184.2	-212.1	156.4	24	0.4	-156.88	143.62	143.62	-156.88
1	24	25	1	206.9	160.6	-253.1	24	0.4	150.44	-191.63	150.44	-191.63
1	24	25	1	-205.2	-253.3	157.0	25	0.4	-191.50	147.19	147.19	-191.50
1	25	26	1	201.8	187.2	-216.3	25	0.4	160.73	-159.44	160.73	-159.44
1	25	26	1	-100.4	-122.9	77.8	26	0.15	-100.71	68.74	68.74	-100.71
1	26	27	1	46.9	31.5	-62.2	26	0.15	29.38	-54.95	29.38	-54.95
1	26	27	1	-46.9	-62.2	31.5	27	0.15	-54.97	29.36	29.36	-54.97
1	27	28	1	100.4	77.9	-122.8	27	0.15	68.80	-100.65	68.80	-100.65
1	27	28	1	-201.8	-216.4	187.1	28	0.4	-153.55	160.62	160.62	-153.55
1	28	29	1	205.2	157.1	-253.2	28	0.4	147.30	-191.38	147.30	-191.38
1	28	29	1	-206.9	-253.3	160.4	29	0.4	-191.74	150.33	150.33	-191.74
1	29	30	1	184.2	156.5	-211.9	29	0.4	143.72	-156.77	143.72	-156.77
1	29	30	1	-121.6	-140.8	102.5	30	0.15	-120.78	97.02	97.02	-120.78

Tab. 23. Valori a filo pilastro

Per il progetto si usano le formule tradizionali, le prime due per il calcolo del momento resistente a semplice e doppia armatura, le ultime due invece utilizzate per la determinazione dell'area di armatura necessaria A_S :

$$M_{Rd} = \frac{b * d^2}{r^2} \quad M_{Rd} = \frac{b * d^2}{r'^2}$$

$$A_S = \frac{M_{Ed}}{0.9 * d * f_{yd}} \quad A'_S = \frac{M_{Ed}}{0.9 * d * f_{yd}}$$

Momento Resistente con SEMPLICE armatura M_{RD}	A_S cm^2	Verifica Mmax	Verifica Mmin	Momento Resistente con DOPPIA armatura M_{RD}	A_S' cm^2	Verifica Mmin
kN*m				kN*m		
336.73	4.18	Verifica	Verifica	336.73	5.19	Verifica
336.73	6.18	Verifica	Verifica	336.73	6.75	Verifica
336.73	6.47	Verifica	Verifica	336.73	8.24	Verifica
336.73	6.33	Verifica	Verifica	336.73	8.24	Verifica
336.73	6.92	Verifica	Verifica	336.73	6.86	Verifica
336.73	2.96	Verifica	Verifica	336.73	4.33	Verifica
336.73	1.26	Verifica	Verifica	336.73	2.36	Verifica
336.73	1.26	Verifica	Verifica	336.73	2.36	Verifica
336.73	2.96	Verifica	Verifica	336.73	4.33	Verifica
336.73	6.91	Verifica	Verifica	336.73	6.86	Verifica
336.73	6.34	Verifica	Verifica	336.73	8.23	Verifica
336.73	6.47	Verifica	Verifica	336.73	8.25	Verifica
336.73	6.18	Verifica	Verifica	336.73	6.74	Verifica
336.73	4.17	Verifica	Verifica	336.73	5.20	Verifica

non capisco questi valori tutti uguali (semplice = doppia?)

Tab. 24. Momento resistente e armatura necessaria

Rispettando le prescrizioni di normativa ed adottando come armatura minima da disporre $3\phi 16$, pre la trave 23-30 al primo impalcato si sono ottenuti i seguenti valori:

										VERIFICHE											
Telaio	Estr.1	Estr.2	n°	Ø	n°	Ø	A_s [cm2]	M_{RD}^+	verifica armatura	n°	Ø	n°	Ø	A'_s [cm2]	M_{RD}^-	verifica armatura	ρ_{Tesa}	$\rho_{Compresa}$	CONDIZIONI DI VERIFICA		
1	23	24		20	3	16	6.03	140.20	Verifica								28.72	28.72	Verifica	Verifica	Verifica
1	23	24	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	43.68	43.68	Verifica	Verifica	Verifica
1	24	25	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	43.68	43.68	Verifica	Verifica	Verifica
1	24	25	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	43.68	43.68	Verifica	Verifica	Verifica
1	25	26	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	43.68	43.68	Verifica	Verifica	Verifica
1	25	26		20	3	16	6.03	140.20	Verifica	20	3	16	6.03	140.20	Verifica	28.72	28.72	Verifica	Verifica	Verifica	
1	26	27		20	3	16	6.03	140.20	Verifica	20	3	16	6.03	140.20	Verifica	28.72	28.72	Verifica	Verifica	Verifica	
1	26	27		20	3	16	6.03	140.20	Verifica	20	3	16	6.03	140.20	Verifica	28.72	28.72	Verifica	Verifica	Verifica	
1	27	28		20	3	16	6.03	140.20	Verifica	20	3	16	6.03	140.20	Verifica	28.72	28.72	Verifica	Verifica	Verifica	
1	27	28	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	43.68	43.68	Verifica	Verifica	Verifica
1	28	29	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	43.68	43.68	Verifica	Verifica	Verifica
1	28	29	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	43.68	43.68	Verifica	Verifica	Verifica
1	29	30	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	1	20	3	16	9.17	213.22	Verifica	43.68	43.68	Verifica	Verifica	Verifica
1	29	30		20	3	16	6.03	140.20	Verifica	20	3	16	6.03	140.20	Verifica	28.72	28.72	Verifica	Verifica	Verifica	

Tab. 25. Armatura disposta e verifiche

Il secondo passo è stato quello di provvedere all'armatura a taglio della trave che si ricava da condizioni limite d'equilibrio seguendo il criterio della gerarchia delle resistenze:

$$V_{SD} = \frac{q * l}{2} + \gamma_{RD} \frac{M_{RD,sin} + M_{RD,des}}{l}$$

L'armatura trasversale (staffe) della trave è stata determinata con le formula classica:

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

Utilizzando una volta il valore di $\cot\theta = 1$ e $\cot\theta = 2$ si è verificato il passo minimo, utilizzando staffe a due braccia con diametro $\phi 8$; inoltre seguendo le prescrizioni di normativa si è determinata la lunghezza della zona critica che risulta essere uguale a $1.5 * h_T$, nella trave 23-30 al primo impalcato la lunghezza critica è 105 cm. Di seguito sono riportati i valori ottenuti:

VERIFICA A TAGLIO														
	23	24	24	25	25	26	26	27	27	28	28	29	29	30
Numero bracci delle STAFFE	2		2		2		2		2		2		2	
Area di $\phi 8$ cm ²	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
Area di $\phi 8$ cm ²	1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0	
STAFFE ZONA CRITICA														
Cote	1		1		1		1		1		1		1	
A_{ru} / s [cm ² /m]	7.4		7.8		8.1		6.6		8.1		7.8		7.4	
Passo	10		10		10		10		10		10		10	
VERIFICA	Verifica													

VERIFICA A TAGLIO														
	23	24	24	25	25	26	26	27	27	28	28	29	29	30
Numero bracci delle STAFFE	2		2		2		2		2		2		2	
Area di $\phi 8$ cm ²	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
Area di $\phi 8$ cm ²	1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0	
STAFFE IN CAMPATA														
Cote	2		2		2		2		2		2		2	
A_{ru} / s [cm ² /m]	3.7		3.9		4.1		3.3		4.1		3.9		3.7	
Passo	20		20		20		20		20		20		20	
VERIFICA	Verifica													

Tab. 26. Verifiche a taglio

Si sono quindi disposte staffe $\phi 8 / 10cm$ nella zona critica e staffe $\phi 8 / 20cm$ nella zona non critica (cioè in campata). La determinazione dell'armatura a flessione e a taglio è stata fatta per tutte le travi appartenenti ai telai, costituenti lo schema spaziale, e a tutti i gli impalcati.

Il terzo passo è stato quello di procedere con l'armatura a pressoflessione dei pilastri. Per la sezione alla base e in testa all'ultimo piano si sono usati i valori di calcolo, perché non entra in gioco la gerarchia delle resistenze. I pilastri sono stati tutti studiati, raggruppandoli per tipologia come indicato nella seguente tabella:

Tipologia	
A	Con solo 3 travi emergenti (26,27,10,11,2,15,5,22)
B	Ad angolo con 2 travi emergenti (1,3,4,6,23,30)
C	con tre travi emergenti e una a spessore (16,18,19,21)
D	con 2 travi emergenti e 2 a spessore (8,9,12,17,13,20)
E	con 2 travi emergenti e 1 a spessore (7,14,24,25,28,29)

Tab. 27. Verifiche a taglio

Come esempio si esamina il pilastro 24 allungato in direzione x, presenta rilevanti carichi verticali. Come per le travi anche per i pilastri bisogna partire dagli schemi di carico base, questa volta però considerando momenti in tutte e due le direzioni. Inoltre per ogni pilastro bisogna distinguere la sezione al piede e alla testa, facendo riferimento ai valori a filo pilastro, per i vari impalcati si hanno i seguenti valori:

*non mi convince
Troppo.
Io guarderei le
presenze di travi
nel piano di
maggiore e di
minore rigidezza
e parzialmente
e poi N*

Travi

VALORI A FILO						
			My,tes	Mx,tes	My,pie	Mx,pie
24	6	q+Fx	39.51	-8.30	-28.23	-0.36
	6	q-Fx	-66.40	1.59	54.90	4.87
	6	q+Fy	-33.41	7.33	28.96	-1.19
	6	q-Fy	6.53	-14.04	-2.29	5.70
	5	q+Fx	82.89	-7.73	-66.33	6.06
	5	q-Fx	-106.49	4.67	87.24	-2.66
	5	q+Fy	-47.53	12.58	39.41	-8.27
	5	q-Fy	23.93	-15.63	-18.50	11.68
	4	q+Fx	104.88	-6.20	-113.88	5.47
	4	q-Fx	-134.06	2.25	141.78	-1.65
	4	q+Fy	-59.76	7.89	62.25	-6.45
	4	q-Fy	30.58	-11.83	-34.35	10.28
	3	q+Fx	137.58	-6.46	-130.69	6.53
	3	q-Fx	-161.19	3.24	150.83	-3.26
	3	q+Fy	-68.32	9.32	63.17	-9.63
	3	q-Fy	44.71	-12.55	-43.02	12.90
	2	q+Fx	152.11	-4.89	-152.81	5.27
	2	q-Fx	-175.27	1.46	171.64	-1.32
	2	q+Fy	-74.21	5.47	71.17	-6.07
	2	q-Fy	51.05	-8.89	-52.34	10.02
	1	q+Fx	131.75	-4.56	-315.08	19.08
	1	q-Fx	-142.35	1.93	321.18	-17.48
	1	q+Fy	-58.44	5.03	125.71	-39.25
	1	q-Fy	47.84	-7.66	-119.61	40.85

Per la base del primo ordine il dimensionamento delle armature può essere effettuato separatamente per le due direzioni, utilizzando domini M-N ad esempio con il programma EC2. Rispettivamente per sisma agente in direzione x e in direzione y si ha:

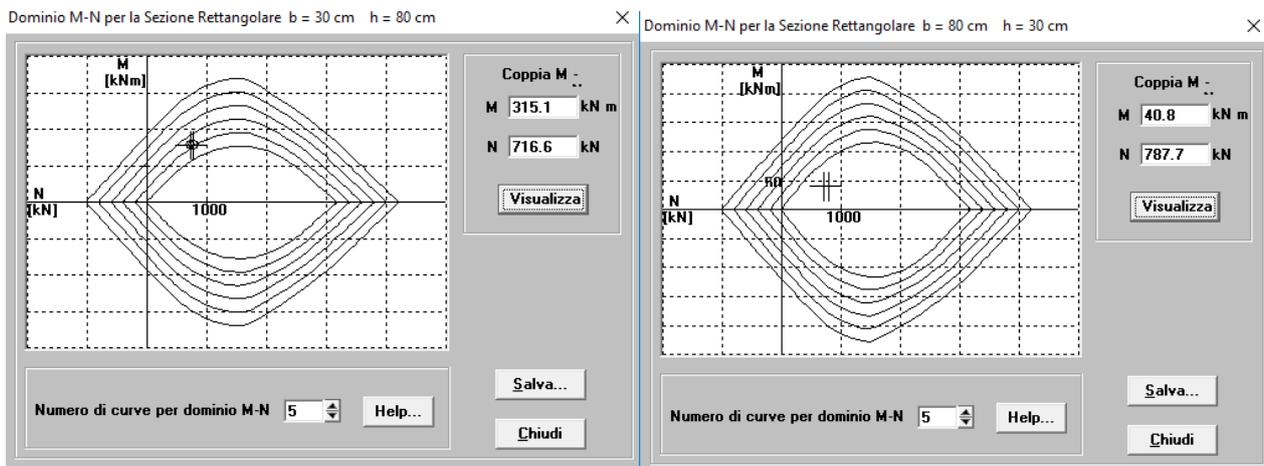


Fig. 25. Domini M-N per pilastro 24 al primo ordine

Per sisma agente in x si arma il lato corto ed occorrono appena $2\phi 20$, mentre per sisma agente lungo y si arma il lato lungo ed occorre $1\phi 20$. Seguendo i limiti di normativa per l'armatura longitudinale dei pilastri, nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale A_s non risulta essere compresa nel seguente intervallo:

$$1\% \leq \frac{A_s}{A_c} \leq 4\%$$

Quindi si è provveduto ad aumentare l'armatura disponendo $3\phi 20$ lungo il lato corto e $2\phi 16 + 2\phi 20$ lungo il lato lungo.

Come precedentemente detto per la sezione alla base e in testa all'ultimo impalcato si usano i valori di calcolo, mentre per le altre sezioni i momenti flettenti con cui armare si ricavano dai momenti resistente delle travi. Si segue il criterio della gerarchia delle resistenze secondo il quale per ogni nodo trave-pilastro ed ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri deve essere maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} in accordo con la formula:

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

I momenti resistenti nelle travi adiacenti al pilastro 24 sono mostrati in tabella:

PIANO	Momenti resistenti	Direzione x				Direzione y				Ripartisco
		SIN	DES	ΣM	$\Sigma M^* \gamma_{Rd}$	SIN	DES	ΣM	$\Sigma M^* \gamma_{Rd}$	
5	M_{Rd}^-	-126	-126	252	327.6	-41.9	0	41.9	54.5	0.42
	M_{Rd}^+	126	126			41.9	0			0.58
4	M_{Rd}^-	-126	-126	315.6	410.3	-41.9	0	41.9	54.5	0.45
	M_{Rd}^+	126	189.6			41.9	0			0.55
3	M_{Rd}^-	-149.6	-149.6	375.1	487.6	-41.9	0	41.9	54.5	0.47
	M_{Rd}^+	149.6	225.5			41.9	0			0.53
2	M_{Rd}^-	-225.7	-225.7	451.4	586.8	-41.9	0	41.9	54.5	0.49
	M_{Rd}^+	225.7	225.7			41.9	0			0.51
1	M_{Rd}^-	-225.7	-225.7	451.4	586.8	-41.9	0	41.9	54.5	0.50
	M_{Rd}^+	225.7	225.7			41.9	0			0.50

Tab. 28. Momenti resistenti delle travi

I valori di calcolo per il progetto delle armature delle sezioni dei pilastri sono i seguenti:

Valori per il progetto delle armature o la verifica delle sezioni													
Piano	Sisma prevalente in x				Sisma prevalente in y				30% Nell'altro Piano		Valori di calcolo		
	M_y (kNm)	M_x (kNm)	N (kN)		M_y (kNm)	M_x (kNm)	N (kN)		$M_y*0.3$	$M_x*0.3$	M_x (kNm)	M_y (kNm)	
6	137.0	6.8	64.5	72.1	41.1	22.8	63.7	72.9	41.1	6.8	1.6	6.5	
5	190.6	9.5	198.4	214.1	57.2	31.7	194.6	217.9	57.2	9.5	4.7	23.9	
4	225.2	9.0	354.6	333.9	67.6	29.9	324.8	363.7	67.6	9.0	1.7	30.6	
3	257.8	8.6	499.1	464.0	77.3	28.8	453.7	509.5	77.3	8.6	3.2	43.0	
2	300.6	8.4	645.0	599.8	90.2	27.9	586.8	658.1	90.2	8.4	1.5	52.3	
1 testa	293.4	8.2	773.1	716.6	88.0	27.2	702.0	787.7	88.0	8.2	1.9	47.8	
1 piede	315.1	17.5			119.6	40.8			94.5	12.3	17.5	119.6	

Tab. 29. Progetto delle armature

Il pilastro 26 è un pilastro di piatto compreso tra due travi emergenti collegati a pilastri di coltello, quindi è un elemento secondario e non sarebbe necessario tener conto della gerarchia delle resistenze. Io l'ho fatto in parte, nel senso che ho fatto il calcolo e ho messo un'armatura maggiore della minima ma non pienamente rispettosa della gerarchia delle resistenze. Prima di procedere alla determinazione delle sezione si è fatta la verifica a pressoflessione deviata (che è soddisfatta per tutti i pilastri), come esempio si riporta quella del pilastro 24:

Verifica a pressoflessione deviata														
Piano	Base	Altezza	copriferro	$N_{c,max}$	$M_{c,max}$ (X)	$M_{c,max}$ (Y)	$N_{s,max}$	$M_{s,max}$ (X)	$M_{s,max}$ (Y)	vm	m	M_{Rd} (X)	M_{Rd} (Y)	
6.0	60.0	30.0	4.0	2550.0	93.0	186.1	1543.3	116.6	286.3	0.5	1.4	149.2	336.3	verifica
5.0	60.0	30.0	4.0	2550.0	93.0	186.1	1543.3	116.6	286.3	0.5	1.4	158.7	357.6	verifica
4.0	70.0	30.0	4.0	2975.0	108.6	253.3	1543.3	116.6	341.3	0.5	1.5	172.5	455.7	verifica
3.0	70.0	30.0	4.0	2975.0	108.6	253.3	1543.3	116.6	341.3	0.5	1.5	181.2	478.7	verifica
2.0	80.0	30.0	4.0	3400.0	124.1	330.8	1543.3	116.6	396.3	0.5	1.5	195.1	589.6	verifica
1.0	80.0	30.0	4.0	3400.0	124.1	330.8	1543.3	116.6	396.3	0.5	1.5	202.3	611.5	verifica

Tab. 30. Verifica a pressoflessione deviata

Su considerazioni personali visto che alcuni pilastri erano troppo armati sul lato lungo ho deciso di diminuire l'armatura togliendo qualche ferro ed ottenendo le seguenti sezioni e la seguente tabella:

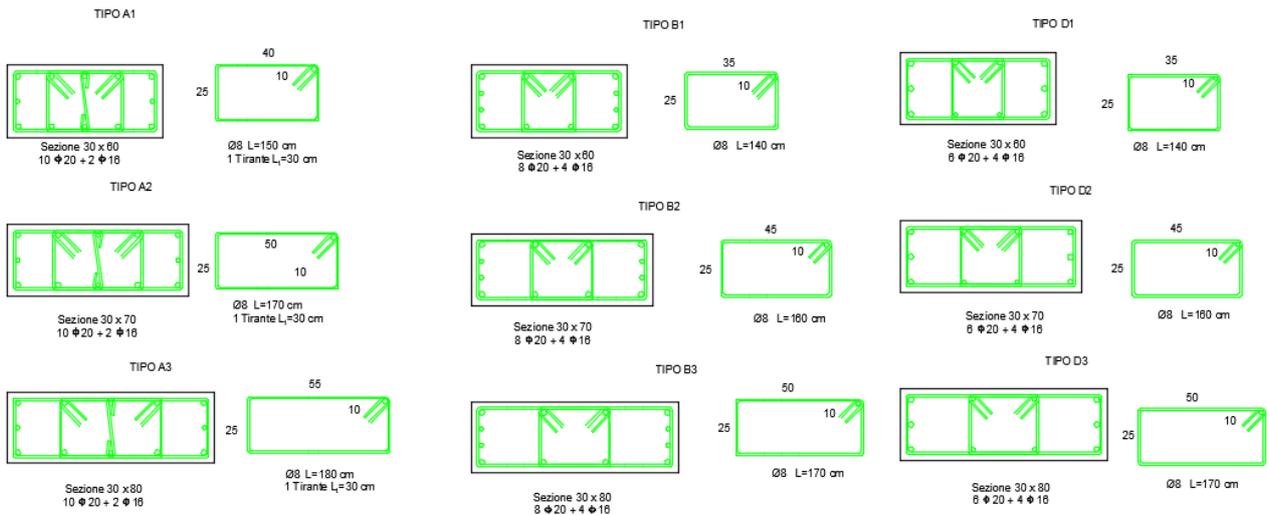


Fig. 26. Sezioni pilastri

Ordine		6	5	4	3	2	1
Pilastro	Sezione	Armatura					
1	Altezza X Base	B1	B1	B2	B2	B3	B3
2	Altezza X Base	B1	B1	B2	B2	B3	B3
3	Base X Altezza	B1	B1	B2	B2	B3	B3
4	Base X Altezza	B1	B1	B2	B2	B3	B3
5	Altezza X Base	B1	B1	B2	B2	B3	B3
6	Altezza X Base	B1	B1	B2	B2	B3	B3
7	Base X Altezza	D1	D1	D2	D2	D3	D3
8	Base X Altezza	D1	D1	D2	D2	D3	D3
9	Altezza X Base	D1	D1	D2	D2	D3	D3
10	Altezza X Base	D1	D1	D2	D2	D3	D3
11	Altezza X Base	D1	D1	D2	D2	D3	D3
12	Altezza X Base	D1	D1	D2	D2	D3	D3
13	Base X Altezza	D1	D1	D2	D2	D3	D3
14	Base X Altezza	D1	D1	D2	D2	D3	D3
15	Base X Altezza	B1	B1	B2	B2	B3	B3
16	Altezza X Base	B1	B1	B2	B2	B3	B3
17	Altezza X Base	D1	D1	D2	D2	D3	D3
18	Base X Altezza	B1	B1	B2	B2	B3	B3
19	Base X Altezza	B1	B1	B2	B2	B3	B3
20	Altezza X Base	D1	D1	D2	D2	D3	D3
21	Altezza X Base	B1	B1	B2	B2	B3	B3
22	Base X Altezza	B1	B1	B2	B2	B3	B3
23	Base X Altezza	B1	B1	B2	B2	B3	B3
24	Altezza X Base	D1	D1	D2	D2	D3	D3
25	Altezza X Base	D1	D1	D2	D2	D3	D3
26	Base X Altezza	A1	A1	A2	A2	A3	A3
27	Base X Altezza	A1	A1	A2	A2	A3	A3
28	Altezza X Base	D1	D1	D2	D2	D3	D3
29	Altezza X Base	D1	D1	D2	D2	D3	D3
30	Base X Altezza	B1	B1	B2	B2	B3	B3

Tab. 31. Tabella pilastri

Dove le dimensioni della sezione del pilastro sono Base=30 e altezza varia da 60/70/80 al variare degli impalcati.

Il quarto passo consiste nella determinazione dell'armatura a taglio dei pilastri che vanno calcolati con lo stesso criterio mostrato per le travi. Seguendo le prescrizioni di normativa, sempre per il pilastro 24, si è determinata la zona critica e l'armatura da disporre:

Lunghezza zona critica cm	Lunghezza zona non critica cm	Passo zona Critica	Passo zona non Critica
60	155	8.4	15
60	150	8.4	15
70	125	8.4	15
70	120	8.4	15
80	100	8.4	15
80	165	8.4	15

Armatura a Taglio

Piano	Base	Altezza	copriferro	Lunghezza netta PIL	fattore di sovrarestistenza dell'acciaio	MRD (X)	MRD (Y)	V _{Ed} (Y)	V _{Ed} (X)	fi	braccio	passo	A _{st}	V _{Ed,max}	cot	V _{Ed,s}	
6	60	30	4	2.8	1.3	149.2	336.3	141.1	317.9	8	4	8.4	23.94	343.0	1.88	412.29	VERIFICA
5	60	30	4	2.7	1.3	158.7	357.6	152.8	344.4	8	4	8.4	23.94	343.0	1.88	412.29	VERIFICA
4	70	30	4	2.7	1.3	172.5	455.7	169.3	447.1	8	4	8.4	23.94	400.2	2.07	454.22	VERIFICA
3	70	30	4	2.6	1.3	181.2	478.7	181.2	478.7	8	4	8.4	23.94	400.2	2.07	454.22	VERIFICA
2	80	30	4	2.6	1.3	195.1	589.6	195.1	589.6	8	4	8.4	23.94	457.3	2.25	492.60	VERIFICA
1	80	30	4	3.3	1.3	202.3	611.5	161.9	489.2	8	4	8.4	23.94	457.3	2.25	492.60	VERIFICA

Piano	Base	Altezza	copriferro	Lunghezza netta PIL	sovrarestistenza dell'acciaio	MRD (X)	MRD (Y)	V _{Ed} (Y)	V _{Ed} (X)	fi	braccio	passo	A _{st}	V _{Ed,max}	cot	V _{Ed,s}	
6	60	30	4	2.8	1.3	149.2	336.3	141.1	317.9	8	2	8.4	11.97	369.4	1.88	444.00	VERIFICA
5	60	30	4	2.7	1.3	158.7	357.6	152.8	344.4	8	2	8.4	11.97	369.4	1.88	444.00	VERIFICA
4	70	30	4	2.7	1.3	172.5	455.7	169.3	447.1	8	2	8.4	11.97	435.4	1.88	523.28	VERIFICA
3	70	30	4	2.6	1.3	181.2	478.7	181.2	478.7	8	2	8.4	11.97	435.4	1.88	523.28	VERIFICA
2	80	30	4	2.6	1.3	195.1	589.6	195.1	589.6	8	2	8.4	11.97	501.3	1.88	602.57	VERIFICA
1	80	30	4	3.3	1.3	202.3	611.5	161.9	489.2	8	2	8.4	11.97	501.3	1.88	602.57	VERIFICA

Tab. 32. Armatura a taglio

Un ulteriore passo è la verifica ed armatura dei nodi, di solito le regole applicative della norma portano a valori eccessivi, non realizzabili, è opportuno comunque armarli bene. A titolo d'esempio si riportano i valori ottenuti per i pilastri 23,24,26 (che sono dei pilastri con nodi non confinati) al secondo ordine:

Pilastro	Ordine		V _c kN	N _c kN	A _s cm ²	A' _s cm ²	V _{jbd} kN	b _j cm	h _j cm	h _{jw} cm	Taglio Limite a Trazione	Verifica	A _{sh} cm ²	
23.0	2.0	sisma x	qmin+	33.4	268.7	9.2	9.2	427.2	30.0	72.0	62.0	369.9	non verifica	1.9
			qmin-	49.2	867.2	9.2	9.2	425.7	30.0	72.0	62.0	540.3	verifica	non necessita armatura
		sisma y	qmin+	23.7	231.9	9.2	11.2	522.6	30.0	72.0	62.0	356.8	non verifica	6.5
			qmin-	7.8	904.0	9.2	11.2	524.2	30.0	72.0	62.0	549.1	verifica	non necessita armatura
24.0	2.0	sisma x	qmin+	117.2	663.8	9.2	9.2	418.9	30.0	72.0	62.0	489.1	verifica	non necessita armatura
			qmin-	133.4	709.0	9.2	9.2	417.3	30.0	72.0	62.0	501.0	verifica	non necessita armatura
		sisma y	qmin+	55.9	650.8	6.0	6.0	277.6	30.0	72.0	62.0	485.7	verifica	non necessita armatura
			qmin-	39.7	722.1	6.0	6.0	279.2	30.0	72.0	62.0	504.3	verifica	non necessita armatura
26.0	2.0	sisma x	qmin+	55.0	817.0	9.2	9.2	425.1	30.0	72.0	62.0	528.2	verifica	non necessita armatura
			qmin-	48.8	450.9	9.2	9.2	425.7	30.0	72.0	62.0	429.0	verifica	non necessita armatura
		sisma y	qmin+	16.7	349.9	9.2	9.2	428.9	30.0	72.0	62.0	397.3	non verifica	0.9
			qmin-	22.9	927.0	9.2	9.2	428.3	30.0	72.0	62.0	554.5	verifica	non necessita armatura

Tab. 33. Verifica ai nodi

La dove il nodo necessita di armatura si sono disposte staffe in genere divise in due pezzi ad U, per facilitare il montaggio.

Verifica di rigidezza dell'impalcato

Questa verifica è necessaria solo se si effettua l'ipotesi di impalcato planimetricamente indeformabile. Oggi giorno si è soliti avere solai alleggeriti con laterizi che prevedono una soletta di spessore adeguato e ben armata. Di fondamentale importanza è anche la forma dell'edificio, infatti una forma compatta sicuramente garantisce una buona rigidezza d'impalcato. Da una visione planimetrica l'edificio in esame, non presenta irregolarità e quindi non sono state eseguite verifiche di rigidezza e resistenza dell'impalcato.