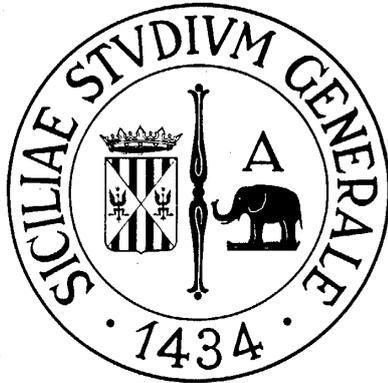


**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI
CATANIA**



FACOLTA' DI INGEGNERIA

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA CIVILE
STRUTTURALE E GEOTECNICA**

**CORSO DI PROGETTO DI STRUTTURE IN ZONA
SISMICA**

A. A. 2016/2017

**PROGETTO DI ELEMENTI IN C.A. DI UNA
STRUTTURA IN SONA SISMICA**

Relazione generale secondo NTC 2008

DOCENTE: Prof. Ing. Aurelio Ghersi

**ALLIEVO: *Damiano Emanuele*
049000159**

Commenti generali

Nella fase di previsione sono stati mischiati valori (di massa, forze, ecc.) di prima stima e di valutazione più precisa e questo crea confusione

Nel mostrare l'effetto dell'eccentricità accidentale e delle combinazioni $F_x + 0.3 F_y$ non sembra che si siano considerati i segni + e -

Non è mostrata la stima rigiudicata per tipologia di pile/struttura, anche se fatta.

Relazione generale

Ubicazione dell'edificio e caratteristiche del sito

L'edificio in oggetto è sito a Solarino, provincia di Siracusa (SR), in via Calatafimi 39. Per le caratteristiche del suolo che emergono da un'indagine geotecnica esso può essere classificato, ai fini sismici, come suolo di tipo B.

L'edificio è destinato a 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 (ricavati da Spettri NTC2008).

*della NTC08
oppure da sito...*

T_r	30	50	475	975
a_g	0,045	0,064	0,261	0,374
F_o	2,471	2,514	2,265	2,351
T_C^*	0,250	0,267	0,420	0,470

Tab. 1. Parametri che individuano la sismicità della zona

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.

Stato limite	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLD	1.200	0.127	0.382	1.856
SLV	1.164	0.183	0.550	2.644

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

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 0.688 g per SLV e 0.193 g per SLD.

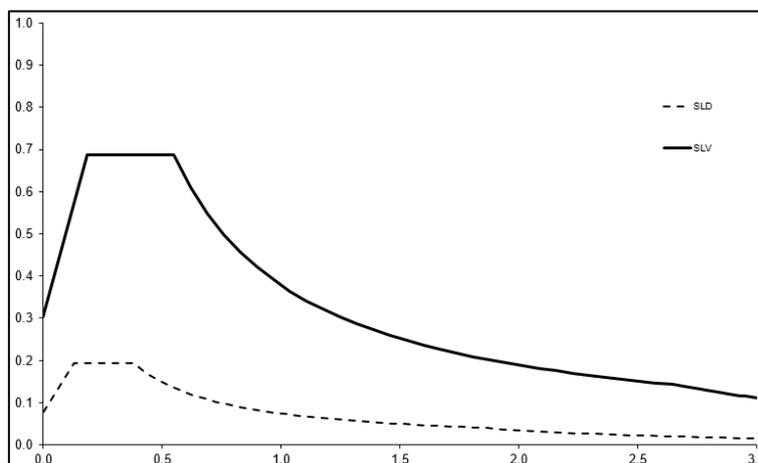
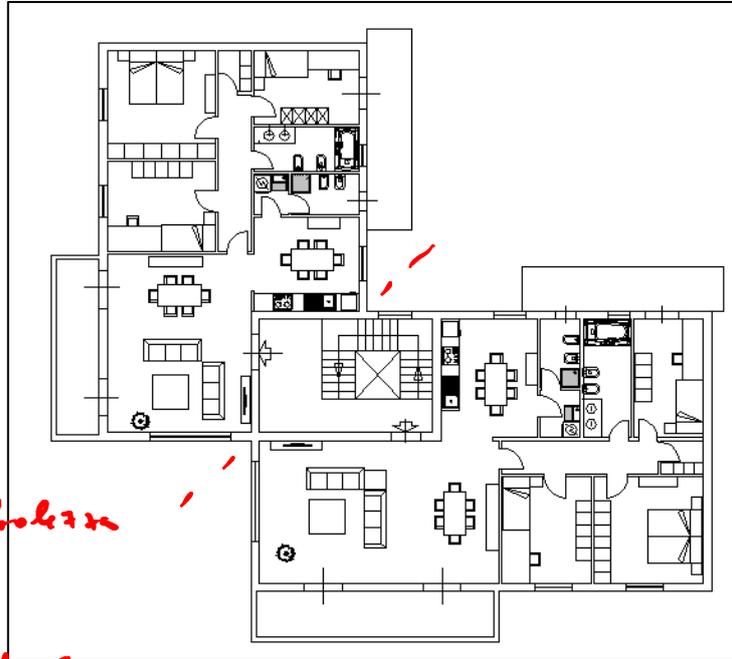


Fig. 1. Spettri di risposta nel sito in esame, per suolo B

Descrizione dell'edificio

L'edificio ha una pianta quasi ad L ed è costituito da un piano terra e quattro piani in elevazione e quindi da un totale di cinque impalcati. La pianta è costituita da due appartamenti ed un vano scala con ascensore centrale. La copertura è costituita da una terrazza praticabile, cui si accede da un torrino scale.



La forma della pianta evidenzia una debolezza dell'impalcato nella zona di raccordo dei 2 rettangoli che la compongono

(il problema è comunque citato più avanti)

Zona di debolezza
E' opportuna una verifica dell'impalcato

Fig. 2. Pianta del piano tipo

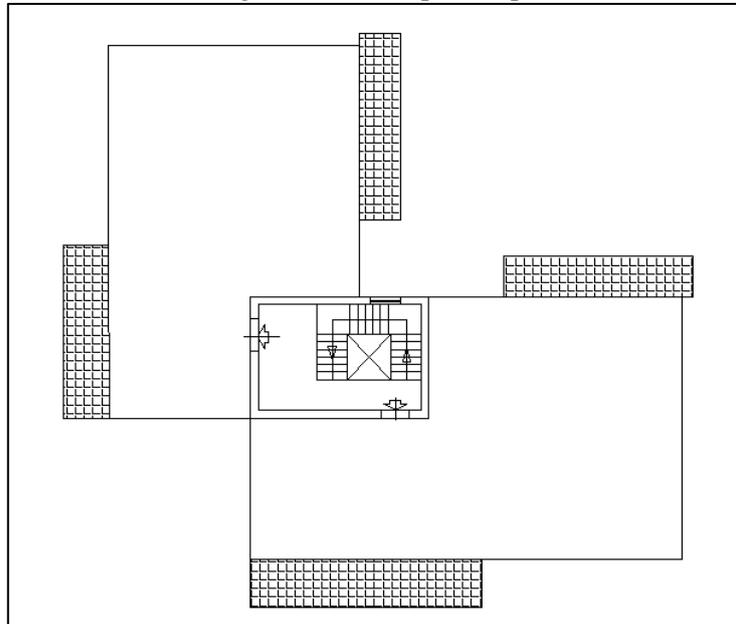


Fig. 3. Pianta copertura

Indicare la quota
dell'estrazione delle
fondazioni
(e del piano di pose)

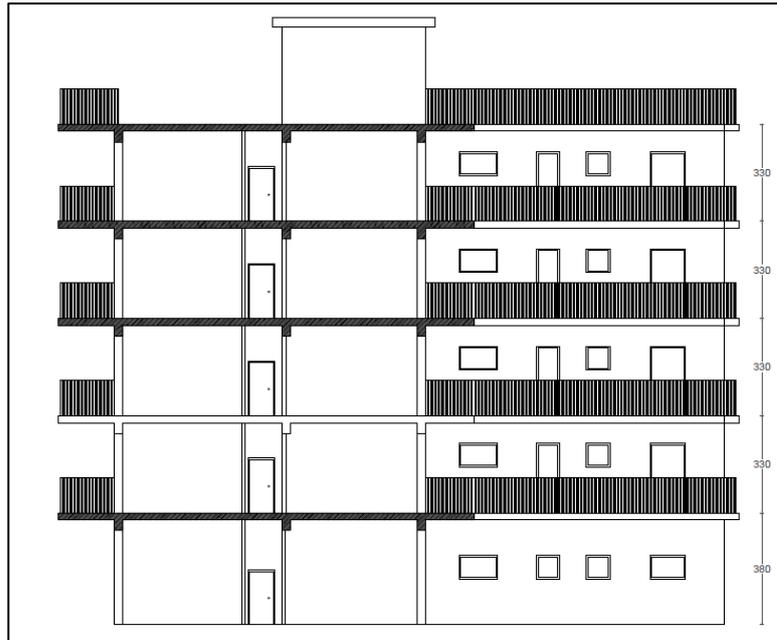


Fig. 4. Sezione

Struttura dell'edificio

La struttura dell'edificio è in cemento armato. Gli elementi portanti sono pilastri e travi che costituiscono un telaio spaziale, con solai in latero cemento gettati in opera. 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 che è uguale per tutti gli impalcati compresa la copertura, anch'essa possiede degli sbalzi. Il torrino scale è ottenuto prolungando i pilastri 7, 8, 9, 13, 14, 15.

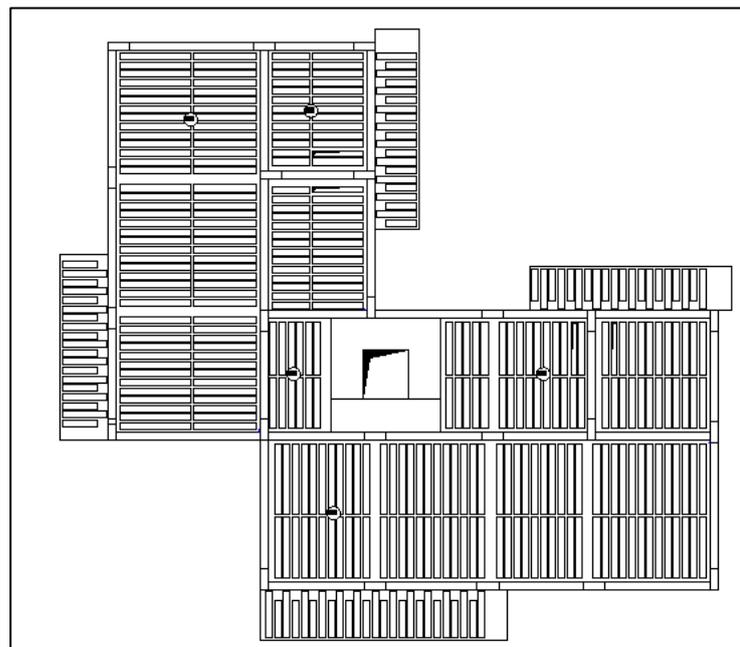


Fig.5. Carpenteria del piano tipo

Le sezioni dei pilastri e delle travi emergenti ai diversi piani sono riportati nella tabella che segue. I pilastri hanno tutti sezione 30x80 nei primi tre impalcati, 30x70 al quarto e quinti impalcato il

torrino ha sezione 30x70, ottenuto come detto in precedenza prolungando i pilastri sottostanti. Le travi emergenti hanno sezione 30x60 ai primi quattro impalcati e 30x50 al quinto impalcato e nella copertura del torrino scale. Le travi a spessore hanno tutte sezione 40x24 poiché essendo solo di collegamento non portano carichi e sono elementi secondari al sisma per cui sono stati ottenuti senza alcun calcolo di predimensionamento, eliminando una fila di pignatte.

piano	pilastri	travi emergenti
torrino	30x70	30x50
5	30x70	30x50
4	30x70	30x60
3	30x80	30x60
2	30x80	30x60
1	30x80	30x60

Tab. 3. Tabella delle sezioni degli elementi strutturali

La scala è realizzata con una soletta rampante alla Giliberti. Le due rampe che partono da ciascun impalcato sono portate da una trave posta a livello dell'impalcato stesso (mediante pilastri con funzione di tiranti e puntoni) e sono giuntate (in corrispondenza della rampa intermedia) rispetto alle rampe degli impalcati adiacenti, in modo da non costituire in alcun modo un vincolo mutuo tra gli impalcati.

Esame visivo della struttura

La forma quasi a L della pianta non presenta assi di simmetria e richiede quindi una maggiore attenzione alla distribuzione planimetrica degli elementi strutturali. Nella figura che segue è riportata schematicamente la distribuzione planimetrica dei pilastri, con riferimento all'impalcato tipo.

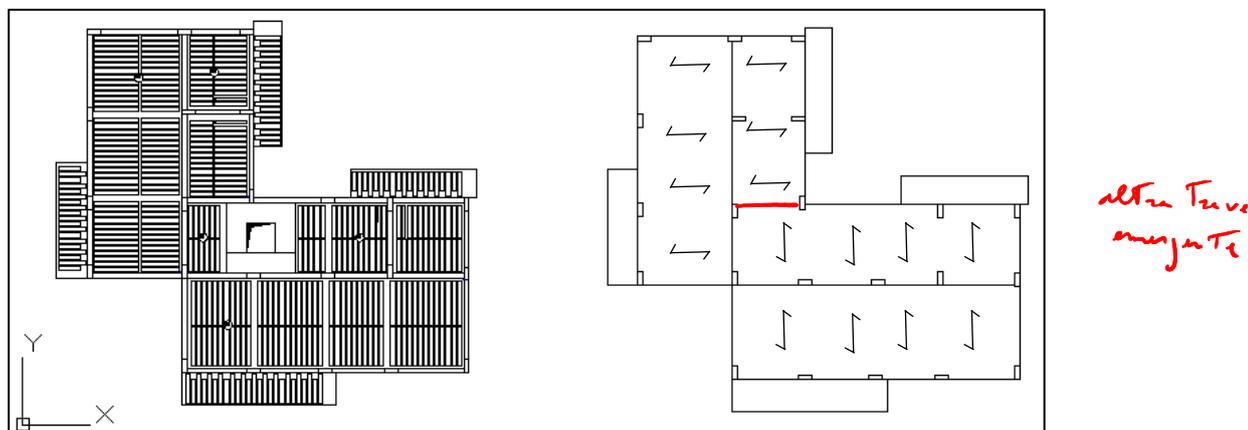


Fig. 6. Distribuzione dei pilastri nella carpenteria del piano tipo

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 è cercato di distribuire nel modo più uniforme possibile i pilastri aventi una o due travi emergenti nella direzione allungata del pilastro in modo tale da poter trovare una soluzione equilibrata in pianta, ovvero delle rigidità

Chiarire: distribuzione — con rigidità totale simile nelle due direzioni
 — bilanciata, cioè con centro massa vicino a centro rigidità

Previsione numerica del comportamento della struttura

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

La previsione è stata effettuata facendo riferimento ad una analisi lineare statica. Si è scelto di progettare la struttura con classe di duttilità alta (CD "A"). Si tratta di una struttura intelaiata, con più piani e più campate, regolare in altezza ed 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 $4.5 \times 1.3 = 5.85$. Lo spettro di progetto è riportato nella figura che segue.

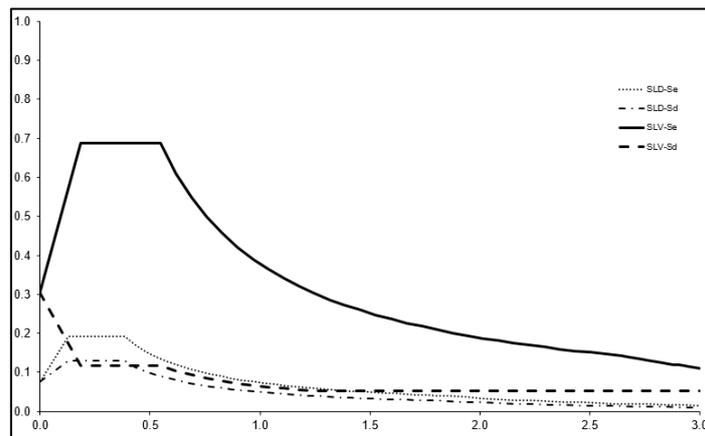


Fig. 7. Spettro di progetto nel sito in esame, per suolo B e fattore di struttura $q=5.85$

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 peso unitario di 10 kN/m^2 per tutti gli impalcati, tranne che per la copertura 9 kN/m^2 e per il torrino valore 8 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 s ² /m]	H _{interpiano} [m]
torrino	52.21	8.00	417.69	42.55	3.30
5	361.65	9.00	3254.89	331.59	3.30
4	361.65	10.00	3616.54	368.43	3.30
3	361.65	10.00	3616.54	368.43	3.30
2	361.65	10.00	3616.54	368.43	3.30
1	361.65	10.00	3616.54	368.43	3.80

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

18138.73

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

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0.075 \times 17^{3/4} = 0.628 \text{ s}$$

L'ordinata spettrale per SLV per lo spettro di risposta di progetto è

segnare anche $\sum W = \dots$

*può essere -
fondazione e a -0.5m*

$$S_d = 0.103 \text{ g}$$

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

$S_d(t_1)$ [g]	V_b [kN]			
0.1029	1635.51			
impalcato	W	z	Wz	F [kN]
torrino	359.54	20.30	7298.64	62.25
5+torrino	2996.32	17.00	50937.37	496.70
4	3774.22	13.70	51706.87	441.01
3	3802.69	10.40	39547.94	337.31
2	3865.65	7.10	27446.11	234.09
1	3900.15	3.80	14820.57	126.41

Questi pesi sono stati ricavati successivamente, in maniera più precisa. Ma con chi legge non capisce ...

valore discendente

$0.1029 \times 18138.73 \times 0.85 = 1586.56$
come riportato nel foglio di calcolo

$\sum W$ $\sum F$

Tab. 6. Forze di piano valutate per analisi statica lineare

Successivamente è stata valutata la rigidezza con un approccio per tipologia di pilastro in ogni impalcato (raggruppando i pilastri simili tra di loro per sezione, orientamento e lunghezza delle travi confluenti in esso stesso) con la seguente espressione

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

Ottenendo così la rigidezza delle singole tipologie di pilastro che moltiplicato per il numero di pilastri con la stessa tipologia si ottiene la rigidezza di piano.

impalcato	$K_{TOT,x}$ [kN/mm]	$K_{TOT,y}$ [kN/mm]
5	409.91	337.62
4	392.77	318.78
3	430.00	346.62
2	430.00	346.62
1	583.93	548.02

commento :
in dir. x
è più rigido
che in dir. y,
in maniera
non trascurabile

Tab. 7. Rigidezze di piano

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 con i seguenti valori

$$K = \frac{V}{d_z} \rightarrow d_z = \frac{V}{K} \dots \text{ma i conti non tornano}$$

occorre indicare la colonna V

$$\frac{531.75}{409.91} \neq 1.43$$

impalcato	$K_{TOT,x}$ [kN/mm]	$K_{TOT,y}$ [kN/mm]	F [kN]	d_x [mm]	d_y [mm]	u_x [mm]	u_y [mm]
5	409.91	337.62	531.75	1.47	1.78	13.57	16.28
4	392.77	318.78	412.88	2.58	3.18	12.10	14.49
3	430.00	346.62	313.42	3.09	3.83	9.52	11.31
2	430.00	346.62	213.97	3.59	4.45	6.43	7.47
1	583.93	548.02	114.52	2.84	3.02	2.84	3.02

Ci sono discordanze

Tab. 8. Spostamenti di piano – direzione x , y

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

impalcato	F_{ux} [kN mm]	F_{uy} [kN mm]	$m u_x^2$ [kN s ² /mm]	$m u_y^2$ [kN s ² /mm]	T_x [s]	T_y [s]
5	7216.01	8655.37	61.06	87.85	0.62	0.68
4	4996.07	5983.73	53.95	77.39		
3	2982.45	3544.16	33.36	47.11		
2	1374.91	1599.35	15.21	20.58		
1	325.01	346.31	2.97	3.37		

NOTA : non trovare questa tabella nel foglio di calcolo

Tab. 9. Periodo proprio della struttura – direzione x , y

Il periodo trovato per la direzione x è abbastanza vicino a quello stimato con la formula di normativa (0.62 s anziché 0.63 s). Nella direzione y la struttura è meno rigida, il periodo aumenta mentre le azioni sulla struttura diminuiscono. Nel seguito il predimensionamento delle sezioni è stato condotto con le forze valutate in funzione al periodo stimato con la formula di normativa, periodo leggermente minore con conseguente incremento delle azioni.

Per valutare le caratteristiche di sollecitazione conseguenti all'azione sismica, si è ipotizzato che la forza sismica sia portata esclusivamente dagli elementi principali, che sono dunque i pilastri di coltello:

- i pilastri allungati in direzione x, 11 pilastri 30×80 per i primi tre impalcati e 30×70 per gli altri e le travi confluenti in essi di sezione 30×60 (o 30×50 al 5° impalcato);
- i pilastri allungati in direzione y, 12 pilastri 30×80 per i primi tre impalcati e 30×70 per gli altri e le travi confluenti in essi di sezione 30×60 (o 30×50 al 5° impalcato);

La ripartizione è stata fatta, a vantaggio di sicurezza, con riferimento alla direzione x dove ciascun pilastro assorbe quindi 1/11 del taglio di piano rispetto allo 1/12 di quello che si avrebbe nell'altra direzione. 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 forfettariamente 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 nella seguente tabella.

questi sono
i topi di
prima linea

ordine/ impalcato	numero pilastri	$V_{\text{impalcato}}$ [kN]	V_{pilastro} [kN]	braccio [m]	M_{pilastro} [kN m]	M_{trave} [kN m]	$\Delta N_{\text{pilastro}}$ [kN]
torrino	3	70.66	23.55	1.65	38.86	19.43	9.72
5	11	602.41	54.76	1.65	90.36	45.18	22.59
4	11	1015.28	92.30	1.65	152.29	121.33	83.25
3	11	1328.71	120.79	1.65	199.31	175.80	171.15
2	11	1542.68	140.24	1.65	231.40	215.35	278.83
1 testa	11	1657.20	150.65	1.52	228.99	230.20	393.93
1 piede	11	1657.20	150.65	2.28	343.49	286.24	537.05

e queste
le previsioni
iniziali

Tab. 10. Caratteristiche di sollecitazione previste per pilastri e travi incremento di sforzo normale

Questi valori dovrebbero corrispondere con i risultati del calcolo per sisma in direzione x , con riferimento allo schema con centro di massa nella sua posizione nominale. L'eccentricità accidentale e la combinazione delle due componenti orizzontali del sisma potranno produrre incrementi di circa il 20% nei telai di estremità. Occorre inoltre tener conto che per i pilastri tutti i valori, escluso quello alla base del primo ordine, dovranno essere incrementati per la gerarchia delle resistenze. L'incremento indicato dalla normativa per CD "A" è del 30%, ma tenendo conto delle sovraresistenza delle travi è opportuno considerare un incremento maggiore, orientativamente del 50%. I valori massimi ottenuti risultano comunque prossimi a quelli al piede dei pilastri del primo ordine.

Per il predimensionamento delle travi si è proceduto calcolando i carichi verticali in assenza di sisma e valutando il momento con la formula approssimata

$$M_{\text{trave}} = \frac{q l^2}{10}$$

A questo valore è stato sommato il momento per effetto del sisma (per travi distanti dal centro di massa è possibile applicare il 100% del momento proveniente dall'azione sismica).

trave più sollecitata 101 c. 1-2 per carichi orizzontali							
L_{trave} [m]	$L_{\text{inf},1}$ [m]	$L_{\text{inf},2}$ [m]	q senza sisma [kN/m]	q con sisma [kN/m]	M senza sisma [kN m]	M con sisma [kN m]	M_{TOT} [kN m]
4.15	2.05	2.83	65.96	41.22	113.60	70.99	347.23

Tab. 11. Caratteristiche sollecitazione predimensionamento trave

Nota tale sollecitazione utilizzando la seguente formula approssimata $d = r \sqrt{\frac{M_{Ed}}{b}}$ si ottiene

dimensionamento trave						
b [m]	c [m]	M_{Ed} [kNm]	r	d [m]	h [m]	Sezione
0.30	0.04	347.23	0.017	0.58	0.62	30x70

Tab. 12. Predimensionamento trave

Secondo il calcolo bisognava arrotondare l'altezza a 70 cm ma considerando che le sollecitazioni provengono da azioni calcolate per un periodo minore rispetto al periodo calcolato con l'approccio per tipologia e che probabilmente la seguente trave non assorbe il 100% del momento proveniente dalle forze sismiche si è scelto di adottare una sezione 30x60.

successivamente

Stesso discorso è stato fatto per i pilastri. Individuati i pilastri più caricati verticalmente e quelli in un certo senso più colpite dalle azioni sismiche, ovvero che portano un momento sostanziale accoppiato da uno sforzo normale relativamente basso, si è eseguito un calcolo forfaitario per l'individuazione della sezione.

dimensionamento pilastro				
pilastro	q_{trave}	q_{solaio}	$q_{pilastro}$	N_{tot} [kN]
pilastro 21 min	39.35	48.79	3.75	91.89
pilastro 13 max	16.19	141.74	3.75	161.68

Tab. 13. Sollecitazioni pilastri

	$M_{pilastro}$ [kN m]	$N_{con\ sisma}$ [kN]		$\Delta N_{pilastro}$ [kN]
5	162.65	101.08	199.09	22.59
4	274.13	202.15	398.17	83.25
3	358.75	303.23	597.26	171.15
2	416.52	404.30	796.34	278.83
1	412.19	505.38	995.43	393.93
coppie M-N più gravose				
minimo		massimo		
N_{min} [kN]	M [kN m]	N_{max} [kN]	M [kN m]	
125.47	416.52	1389.36	412.19	

Tab. 14. Sollecitazioni pilastri con sisma

Note le coppie M-N più gravose si è utilizzato il programma di calcolo EC2 per la valutazione del dominio M-N per sezione e armatura longitudinale assegnata (ovvero $5\varnothing 20$ sul lato corto).

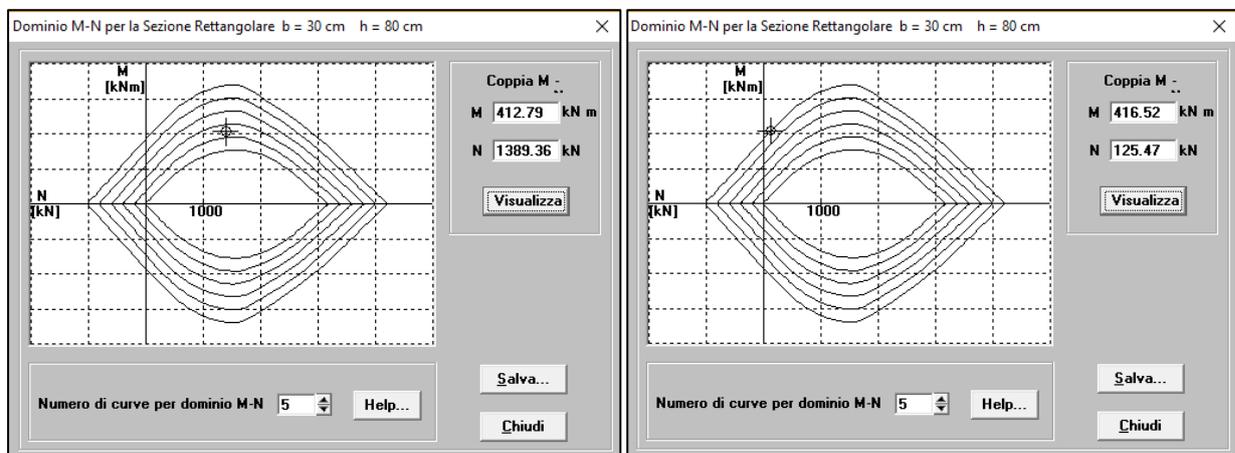


Fig. 8. Domini di resistenza dei pilastri

La figura mostra che la sezione 30×80 è pienamente accettabile, il pilastro che ha un sostanziale momento flettente accoppiato a uno sforzo normale decisamente basso (si è abbondato un po' a favore di sicurezza nella determinazione delle caratteristiche della sollecitazione come spiegato in precedenza) necessita di 5Ø20 sul lato corto. Il pilastro che porta più carichi verticali e si trova in prossimità del centro di rigidità necessita soltanto di 2Ø20 sul lato lungo (proprio a causa dell'elevato sforzo normale).

Verifica spostamenti SLD

Calcolati gli spostamenti relativi di piano per SLV, data la linearità di calcolo è possibile calcolare tali spostamenti per SLD moltiplicandoli per un fattore ottenuto facendo il rapporto tra l'ordinata spettrale al SLV e SLD. Fatto ciò otteniamo dunque gli spostamenti per lo stato limite di danno. Gli spostamenti utilizzati sono stati ricavati con l'approccio per tipologia di pilastro. La verifica risulta dunque largamente soddisfatta

impalcato	fattore	d_{rx} [mm]	d_{ry} [mm]	$d_{rx, SLD}$ [mm]	Verifica	$d_{ry, SLD}$ [mm]	Verifica	COLLEGAMENTO	LIMITE [mm]	NTC 08 7.3.7.2
5	1.31	1.47	1.78	1.93	Verifica	2.34	Verifica	Rigido	16.5	
4	1.31	2.58	3.18	3.39	Verifica	4.18	Verifica	Rigido	16.5	
3	1.31	3.09	3.83	4.06	Verifica	5.03	Verifica	Rigido	16.5	
2	1.31	3.59	4.45	4.71	Verifica	5.84	Verifica	Rigido	16.5	
1	1.31	2.84	3.02	3.72	Verifica	3.97	Verifica	Rigido	19	

Tab. 15. Verifica SLD

Carichi verticali, masse di piano, eccentricità accidentali

Dopo un'accurata analisi dei carichi sono stati calcolati tutti i carichi agenti su ciascuna trave di ogni impalcato nelle due condizioni di carico da esaminare ovvero: carichi in assenza di sisma (valori g_d+q_d , che per brevità saranno in seguito indicati come "carichi massimi") e carichi in presenza di sisma (valori $g_k+\psi_2 q_k$, che per brevità saranno in seguito indicati come "carichi minimi").

Successivamente sono state calcolate le masse di piano per determinare i pesi delle masse di piano e confrontare i valori con i pesi unitari che sono stati adottati in precedenza.

Riepilogo							
impalcato	peso [kN]	massa [t]	area [m ²]	peso medio	peso medio stimato	peso stimato	variazione [%]
torrino	359.54	36.65	55.27	6.51	8.00	417.69	3.09
5	2996.32	305.43	357.03	8.39	9.00	3254.89	
4	3774.22	384.73	361.65	10.44	10.00	3616.54	
3	3802.69	387.63	361.65	10.51	10.00	3616.54	
2	3865.65	394.05	361.65	10.69	10.00	3616.54	
1	3900.15	397.57	361.65	10.78	10.00	3616.54	
TOT	18698.56					18138.73	

Tab. 16. Masse di piano

È possibile notare che si ha una variazione del 3% circa del peso medio stimato con il peso medio effettivo, nel dettaglio sono stati sovrastimati i pesi del torrino e del quinto impalcato mentre per il resto degli impalcati la stima sostanzialmente coincide con quella effettiva. Si può ritenere dunque accettabile nel complesso.

Programma di calcolo e modellazione della struttura

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

La struttura è stata schematizzata come un insieme spaziale di telai piani, incastrati al piede. La scelta di modellare come incastro il vincolo costituito da fondazione e terreno è giustificata dalla notevole rigidezza della fondazione. La scelta di considerare l'impalcato come infinitamente rigido nel suo piano nasce dall'esame visivo dell'impalcato, che non presenta particolari debolezze o comunque in prima battuta è stato assunto come tale nelle zone "vulnerabili".

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).

I telai costituiti da travi e pilastri sono stati modellati seguendo l'asse delle travi, quindi si potrà avere un disallineamento tra le posizioni effettive dei pilastri ma comunque accettabili in quanto molto piccolo.

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 della rampa intermedia 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.

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 3 e 4 sono state determinate moltiplicando l'eccentricità accidentale (il 5% del lato parallelo alla direzione ortogonale) per le forze valutate per analisi statica. Inizialmente sono state calcolate le forze di piano con le formule della normativa considerando il periodo che viene fuori dalla normativa, successivamente affinando il calcolo considerando le masse effettive e utilizzando il periodo che viene fuori dal calcolo delle rigidezze con

** questo calcolo è stato fatto, ma sarebbe stato opportuno citarlo più in dettaglio riportandone i valori **

un approccio per tipologia si sono ricalcolati i nuovi periodi (con pedice stimato) e le nuove forze di piano, inseriti a loro volta nel programma di calcolo, derivano da periodi differenti nelle due direzioni. Dal calcolo sono stati tirati fuori i nuovi spostamenti statici e sono stati calcolati i nuovi periodi, che sono messi a confronto nella seguente tabella.

T_x [s]	T_y [s]	$T_{\text{modal},x}$ [s]	$T_{\text{modal},y}$ [s]	$T_{\text{stimato},x}$ [s]	$T_{\text{stimato},y}$ [s]
0.65	0.67	0.64	0.70	0.62	0.68

*questi quali sono?
in che senso am. statica?*

Tab. 17. Periodi propri struttura

Nella tabella si hanno rispettivamente il periodo proprio della struttura per analisi statica, modale e quello stimato tramite l'approccio per tipologia.

Esame dei risultati del calcolo

L'effetto del sisma è stato valutato col centro di massa nella sua posizione nominale, di seguito si riportano le deformate modali dell'edificio (viste dall'alto).

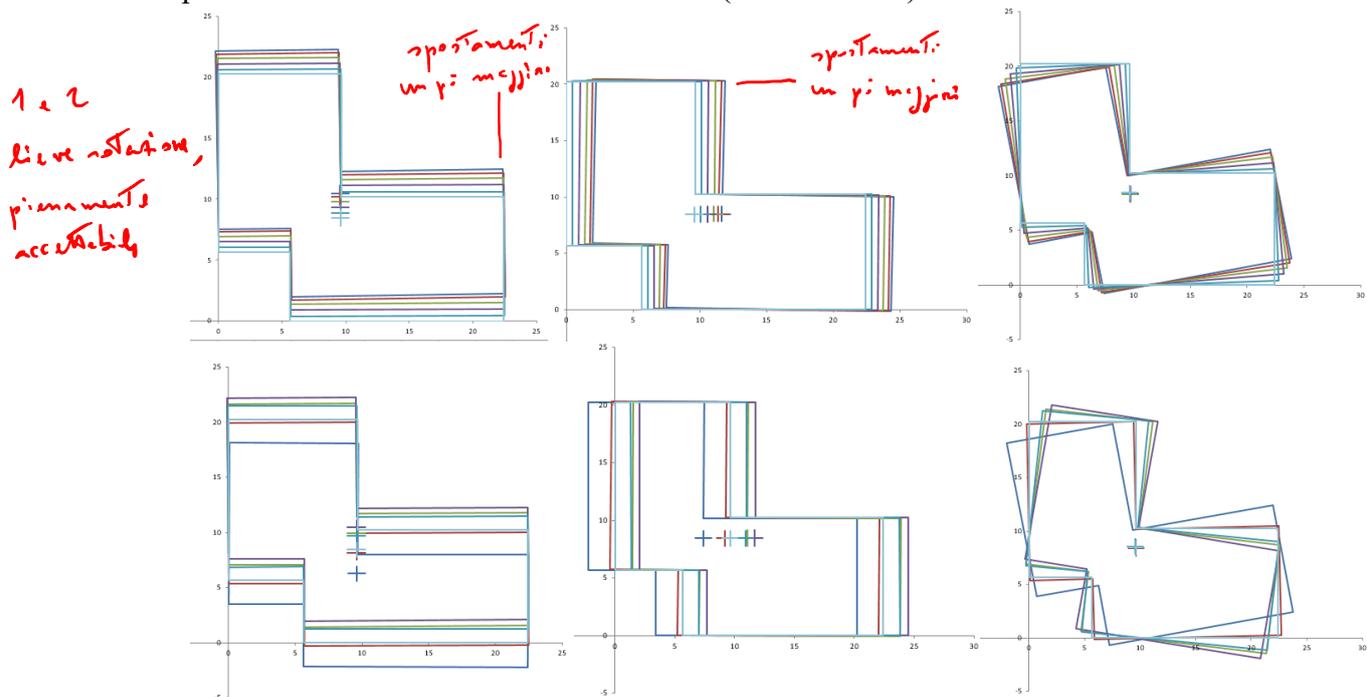


Fig. 9. Modi di oscillazione libera della struttura

Il primo modo mostra traslazioni in direzione y , con trascurabili rotazioni. Il suo periodo (0.700 s) è di poco superiore rispetto a quello previsto con l'approccio per tipologia di pilastro (0.680 s). Il secondo modo mostra traslazioni in direzione x , accoppiate con rotazioni trascurabili. Il suo periodo (0.639 s) è quasi coincidente con quello previsto (0.620 s). Il terzo modo è invece chiaramente di rotazione, il suo periodo (0.529 s) è nettamente inferiore rispetto ai primi due, mostrando che la struttura ha una buona rigidezza torsionale. I modi successivi mostrano spostamenti e rotazioni sostanzialmente disaccoppiati.

Le masse partecipanti relative ai primi 9 modi sono riportate nella tabella che segue. Si vede chiaramente che per ciascuna direzione vi è un modo nettamente dominante (il primo per la direzione y , il secondo per la x) con massa partecipante superiore all'80% ed un successivo modo (il quarto per

la direzione x , il quinto per la y) che contribuisce con un ulteriore 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.

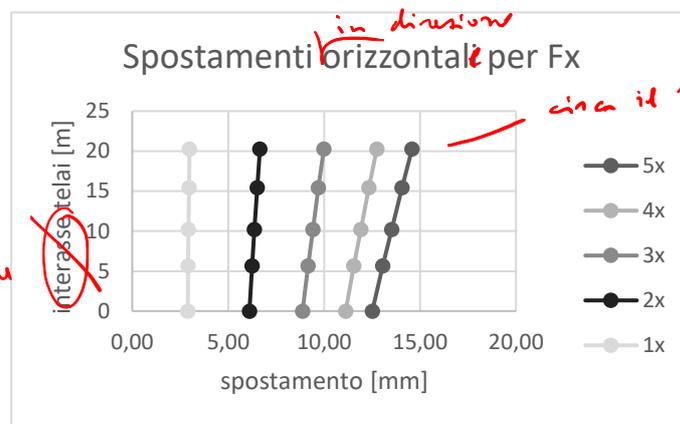
Modo	T	Mas X	Mas Y
1	0.700	0.03%	82.24%
2	0.639	83.47%	0.05%
3	0.529	0.50%	0.38%
4	0.225	0.00%	11.05%
5	0.209	10.52%	0.00%
6	0.170	0.00%	0.01%
7	0.120	0.00%	4.03%
8	0.115	3.52%	0.00%
9	0.091	0.02%	0.00%

Tab. 18. Masse partecipanti, per sisma x e y

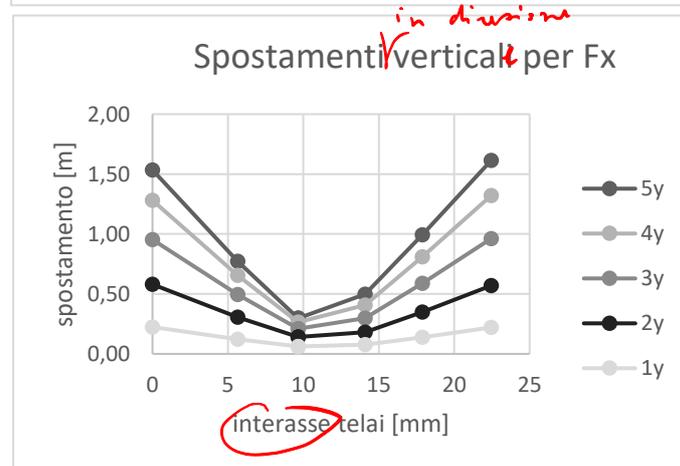
L'involuppo degli spostamenti modali fornito dall'analisi modale per sisma in direzione x è riportato nella figura che segue. Si ha una conferma del comportamento sostanzialmente traslazionale, e quindi regolare in pianta, con un valore medio degli spostamenti in testa molto prossimo a quello stimato (13.57 mm al quinto impalcato). L'andamento degli spostamenti è sostanzialmente analogo ai diversi piani, a conferma di un comportamento elastico regolare anche lungo l'altezza.

*forse volere:
dire
"asse telaio"*

*posizione
asse
telaio*



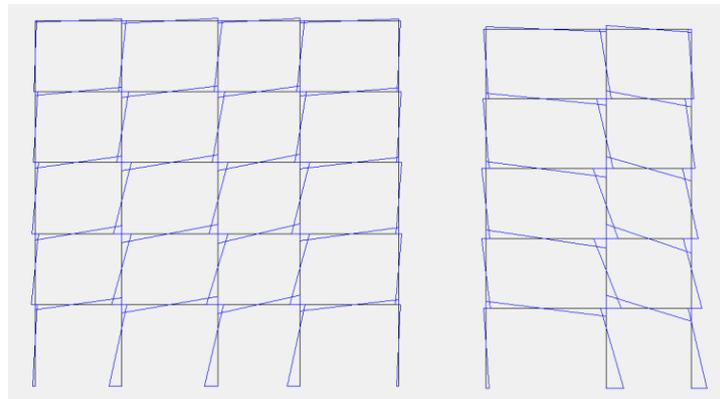
*in direzione
circa il 95% in più rispetto
all'altro estremo*



*in direzione
sono entrambi
spostamenti
orizzontali
i primi in direz. x
gli altri y*

Fig. 10. Involuppo delle deformate modali, sisma x

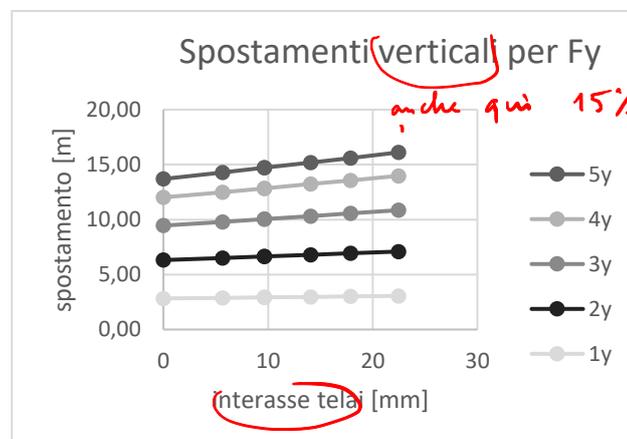
Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti nei due telai di estremità (1 e 5) per effetto del sisma in direzione x . L'immagine conferma che i momenti flettenti sono abbastanza uniformi in tutti i pilastri allungati nella direzione x .



non dici quali sono i telai 1 e 5
e come mai cambia la pendenza? (non mi convince)

Fig. 11. Diagramma del momento flettente nei telai 1 e 5, analisi modale, sisma x

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



anche qui 15% in più

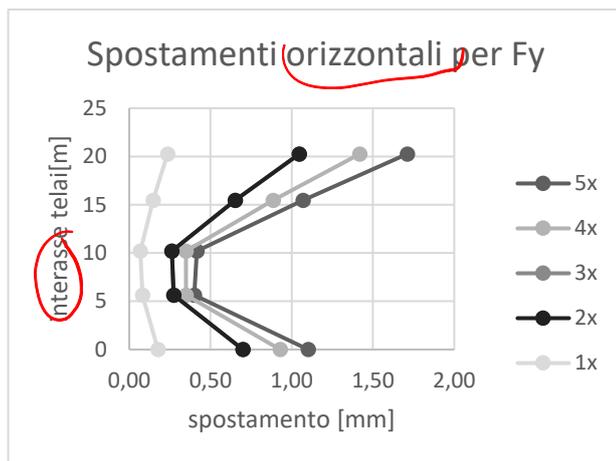
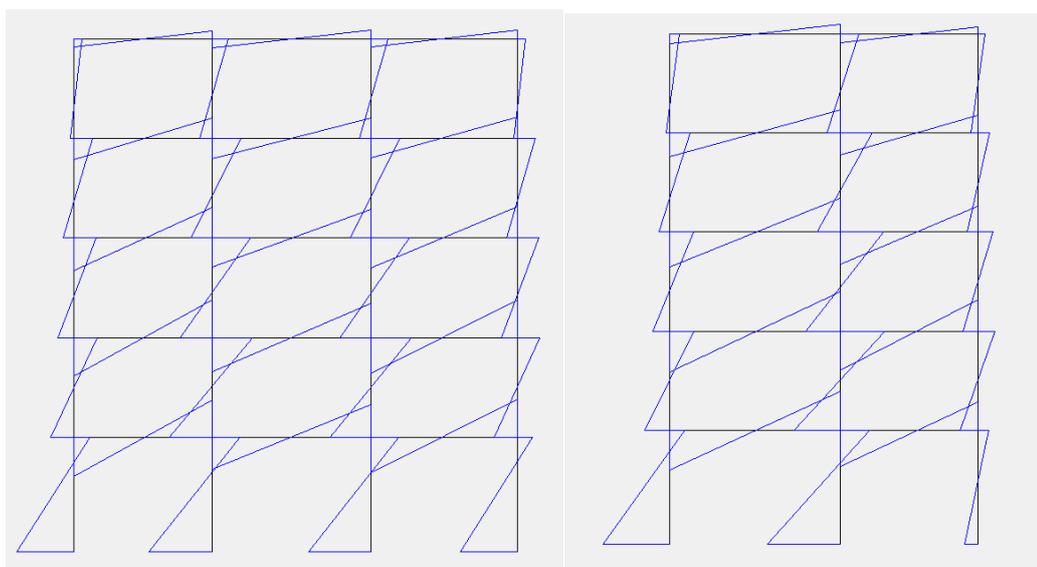


Fig. 12. Inviluppo delle deformate modali, sisma y

Nella figura che segue sono riportati i momenti flettenti del telaio posto all'estremità sinistra (6) e nel telaio all'estremità destra (12) 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.



*precisare chi
sono 6 e 12
qui la
pendenza
è costante*

Fig. 13. Diagramma del momento flettente nei telai 6 e 12, analisi modale, sisma y

Nella tabella che segue sono stati riportati i valori massimi risultanti dall'analisi modale e dall'analisi statica sia dei pilastri che delle travi nelle due direzioni, per poter effettuare un confronto con i valori che sono stati previsti e quindi utilizzati per il predimensionamento degli elementi strutturali della struttura.

		x							
impalcato	$V_{pilastro,stimato}$ [kN]	$V_{pilastro,static,x}$ [kN]	$V_{pilastro,modal,x}$ [kN]	$M_{pilastro,stimato}$ [kN m]	$M_{pilastro,static,x}$ [kN m]	$M_{pilastro,modal,x}$ [kN m]	$M_{trave,stimato}$ [kN m]	$M_{trave,static,x}$ [kN m]	$M_{trave,modal,x}$ [kN m]
5	54.76	40.64	41.81	90.36	77.42	78.59	45.18	41.64	42.17
4	92.30	73.72	73.70	152.29	137.92	138.63	121.33	107.92	108.44
3	120.79	104.19	105.36	199.31	188.53	190.88	175.80	166.75	167.92
2	140.24	124.12	125.23	231.40	208.40	210.46	215.35	204.19	206.82
1	150.65	140.12	133.42	228.99	348.47	330.70	230.20	215.69	215.83
				343.49					

		y							
impalcato	$V_{pilastro,stimato}$ [kN]	$V_{pilastro,static,y}$ [kN]	$V_{pilastro,modal,y}$ [kN]	$M_{pilastro,stimato}$ [kN m]	$M_{pilastro,static,y}$ [kN m]	$M_{pilastro,modal,y}$ [kN m]	$M_{trave,stimato}$ [kN m]	$M_{trave,static,y}$ [kN m]	$M_{trave,modal,y}$ [kN m]
5	54.76	48.16	49.85	90.36	91.25	92.85	45.18	49.39	50.55
4	92.30	80.82	81.26	152.29	152.87	153.17	121.33	121.79	121.88
3	120.79	116.02	116.23	199.31	209.44	210.02	175.80	180.67	179.65
2	140.24	134.78	135.09	231.40	232.07	232.28	215.35	215.67	214.78
1	150.65	126.39	121.55	228.99	330.45	324.54	230.20	211.96	209.69
				343.49					

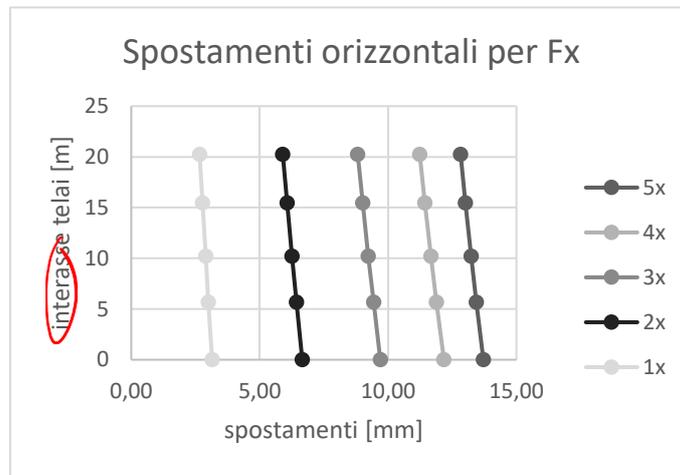
Tab. 19. Momenti flettenti massimi e taglio di travi e pilastri: valori previsti e valori forniti dal calcolo, per sisma x e sisma y

(vedi Tab. 10)

direi che si trovano fin troppo bene

Si può notare che i valori stimati, utilizzati per il predimensionamento delle sezioni, sono leggermente superiori ai valori che escono fuori sia dall'analisi statica che di quella modale.

Nelle figure che seguono è mostrato l'incremento di spostamenti dovuto all'eccentricità accidentale, separatamente per azione in direzione x e in direzione y .



ma l'eccentricità deve aumentare lo spostamento ad entrambi gli estremi perché si usa con segno + e -

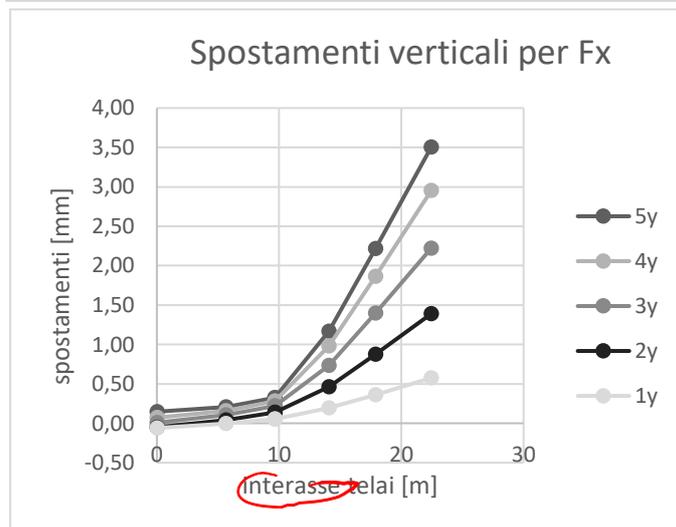
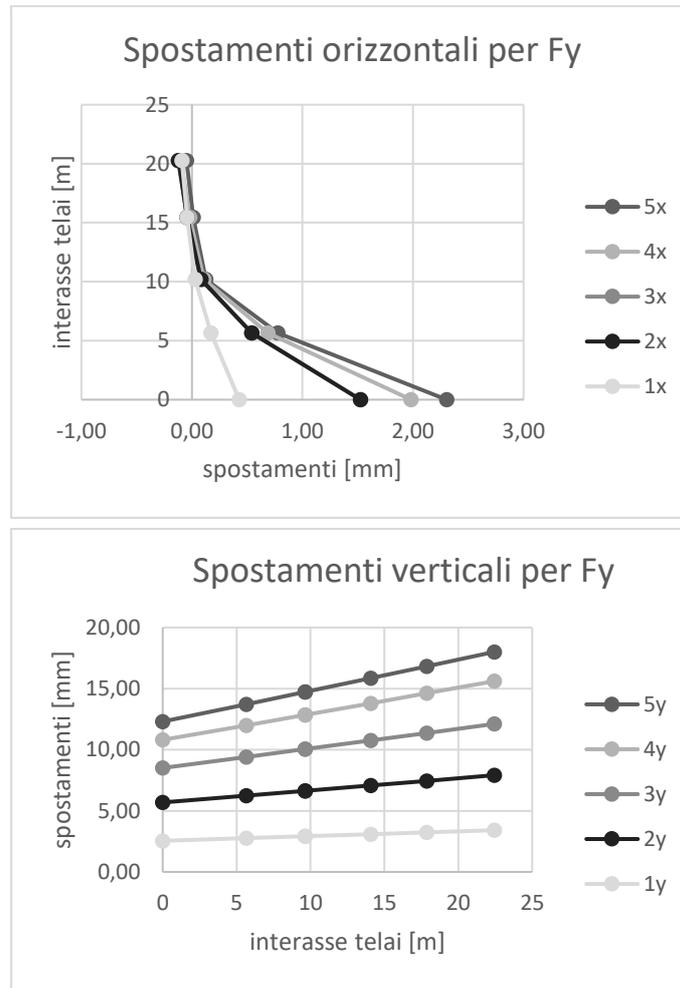


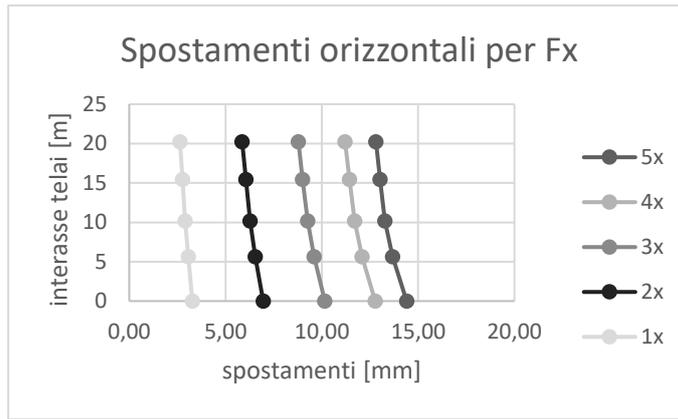
Fig. 16. Effetto complessivo del sisma x , includendo l'influenza dell'eccentricità accidentale



vedi sopra

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

Nelle figure che seguono è mostrato cosa avviene combinando l'effetto del sisma in una direzione col 30% dell'effetto del sisma nell'altra direzione rispettivamente per sisma prevalente in x e y .



*anche qui mi
sembra che non
si siano considerati
i segni + e -*

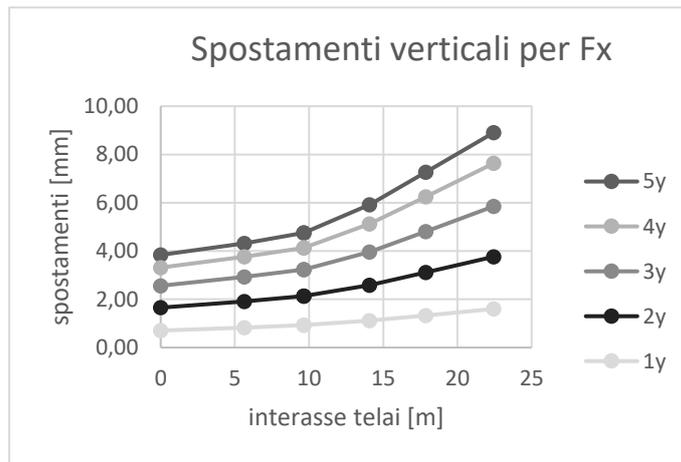


Fig. 18. Effetto del sisma prevalente x ($x + 0.3$ sisma y)

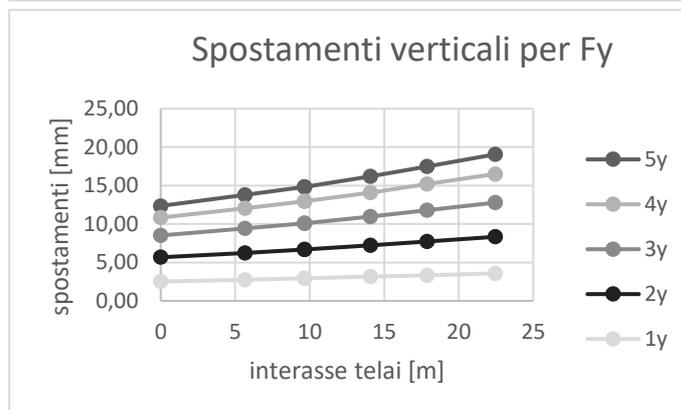
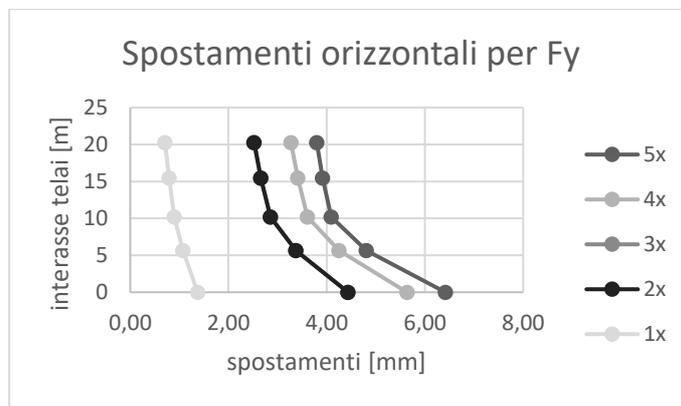


Fig. 19. Effetto del sisma prevalente y ($y + 0.3$ sisma x)

Gli ultimi due schemi base, carichi verticali massimi (in assenza di sisma) e minimi (in presenza di sisma) mostrano risultati coerenti con le previsioni. Ad esempio, nel telaio 7 per i carichi verticali massimi si ha il diagramma del momento flettente riportato nella figura che segue. I valori del momento flettente agli estremi delle travi sono pari a 100-120 kNm, con un valore massimo di 165 kNm, in linea con le previsioni. Nella seconda condizione di carico, in presenza di sisma, i momenti scendono a 70-80 kNm, con un massimo di 99 kNm.

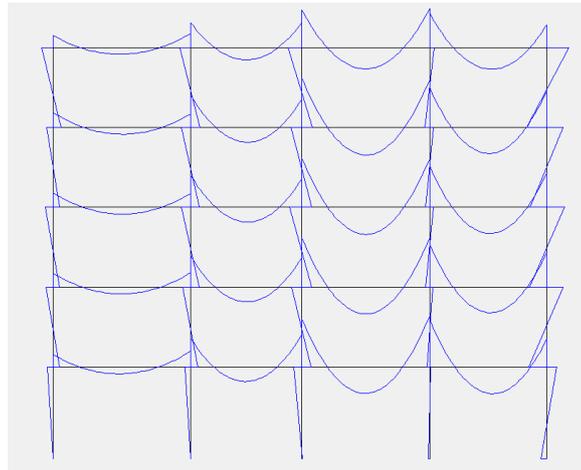


Fig. 20. Diagramma del momento flettente per carichi verticali massimi nel telaio 7

trave più sollecitata 107 c. 13-19 per carichi verticali							
L_{trave} [m]	$L_{inf,1}$ [m]	$L_{inf,2}$ [m]	q senza sisma [kN/m]	q con sisma [kN/m]	M senza sisma [kN m]	M con sisma [kN m]	M_{TOT} [kN m]
5.40	2.82	2.00	57.74	33.93	168.38	98.95	168.38

*sembra
il massimo
tra i due
ma non
serve*

Tab. 20. Momenti flettenti per carichi massimi e minimi previsti per una trave del telaio 7

È possibile dunque confermare una buona stima delle caratteristiche delle sollecitazioni e quindi un buon dimensionamento delle sezioni.

Esame delle armature

Travi

Gli schemi base sono stati combinati nel seguente modo: è stato sommato in valore assoluto il momento dell'analisi modale con il momento dato dall'eccentricità accidentale prendendo il segno della modale, nella direzione in cui si estende la trave, successivamente è stato sommato il 30% del sisma complessivo nell'altra direzione, il tutto è stato sommato al carico minimo ottenendo così la caratteristica delle sollecitazioni a ~~in~~ crasse pilastro. Questo valore è stato poi spuntato per ottenere i valori a filo pilastro. In seguito è stata effettuata una verifica della sezione per semplice e doppia armatura (ritengo più importante solo la seconda che impone la prima in quanto la norma richiede comunque un'armatura minima nella zona compressa). Infine sono stati calcolati i quantitativi minimi di area di acciaio necessaria con conseguente momento resistente e verifica con il momento sollecitante. A titolo di esempio si riporta la trave 101

ossia

Dati											
	$q_{\min}^{+S.P.}$ spuntato	$q_{\min}^{-S.P.}$ spuntato	b_{trave} [m]	h_{trave} [m]	A_s [cm ²]	$M_{R,d.s.a.}$ [kN m]	verifica semplice armatura M_{\max}	verifica semplice armatura M_{\min}	$M_{R,d.d.a.}$ [kN m]	verifica doppia armatura M_{\min}	A'_s [cm ²]
Msin	89.44	-142.38	0.30	0.60	4.53	242.42	Verifica	Verifica	321.74	Verifica	7.22
Mdes	-164.88	99.74	0.30	0.60	5.06	242.42	Verifica	Verifica	321.74	Verifica	8.36
Msin	118.56	-193.42	0.30	0.60	6.01	242.42	Verifica	Verifica	321.74	Verifica	9.81
Mdes	-189.14	117.28	0.30	0.60	5.95	242.42	Verifica	Verifica	321.74	Verifica	9.59
Msin	153.44	-185.46	0.30	0.60	7.78	242.42	Verifica	Verifica	321.74	Verifica	9.40
Mdes	-189.17	155.52	0.30	0.60	7.89	242.42	Verifica	Verifica	321.74	Verifica	9.59
Msin	91.83	-159.64	0.30	0.60	4.66	242.42	Verifica	Verifica	321.74	Verifica	8.09
Mdes	-134.82	90.96	0.30	0.60	4.61	242.42	Verifica	Verifica	321.74	Verifica	6.84

progetto armatura inferiore							
n°	Φ	n°	Φ	A_s [cm ²]	verifica armatura	M_{Rd}^+ [kN m]	verifica momento resistente
		3	16	6.03	Verifica	126.00	Verifica
		3	16	6.03	Verifica	125.99	Verifica
1	20	3	16	9.17	Verifica	189.89	Verifica
1	20	3	16	9.17	Verifica	189.89	Verifica
1	20	3	16	9.17	Verifica	189.89	Verifica
1	20	3	16	9.17	Verifica	189.89	Verifica
		3	16	6.03	Verifica	125.99	Verifica
		3	16	6.03	Verifica	126.00	Verifica

progetto armatura superiore							
n°	Φ	n°	Φ	A'_s [cm ²]	verifica armatura	M_{Rd} [kN m]	verifica momento resistente
1	16	3	16	8.04	Verifica	166.81	Verifica
2	20	3	16	12.32	Verifica	252.40	Verifica
2	20	3	16	12.32	Verifica	253.32	Verifica
2	20	3	16	12.32	Verifica	253.32	Verifica
2	20	3	16	12.32	Verifica	253.32	Verifica
2	20	3	16	12.32	Verifica	253.32	Verifica
2	20	3	16	12.32	Verifica	252.40	Verifica
1	16	3	16	8.04	Verifica	166.81	Verifica

Tab. 21. Progetto armatura longitudinale trave 101

Le verifiche di normativa sono state tutte quante verificate.

Per quanto riguarda il progetto dell'armatura trasversale non va eseguito facendo riferimento ai valori che escono fuori dal calcolo, va applicata la gerarchia delle resistenze ovvero il taglio sollecitante utilizzato per il progetto dell'armatura trasversale dipende dal momento resistente

ottenuto dall'armatura longitudinale presente agli estremi di ciascuna campata. In dettaglio i tagli sollecitanti sono stati calcolati con la seguente formula

$$V_{Ed} = \frac{q_{min} l}{2} + \frac{\max(M_1^+ + |M_2^-|; M_2^+ + |M_1^-|)}{l}$$

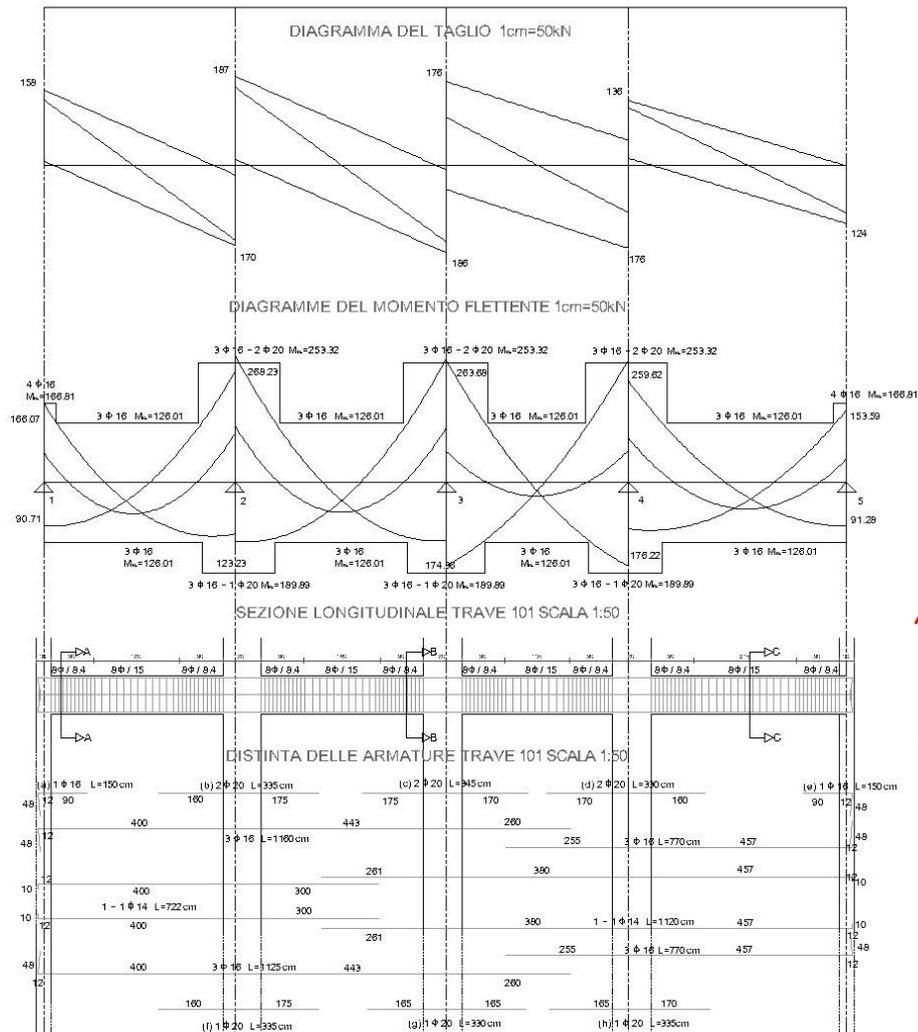
Successivamente è stata calcolata l'armatura minima necessaria in un metro imponendo la $cot\psi$ pari a uno nelle zone critiche e due in campata. Da questo imponendo il valore massimo di passo imposto dalla normativa (a causa dell'utilizzo di barre da 16mm per l'armatura longitudinale risulta 9.6cm arrotondata a 10cm) è stata armata ciascuna trave della struttura. Dove l'armatura non è sufficiente a dare una resistenza maggiore della sollecitazione è stato ridotto il passo.

taglio lunghezza critica											
Lcampata [m]	M _{Rd} ⁺ [kN m]	M _{Rd} ⁻ [kN m]	L _{campata} [m]	q _{min} [kN/m]	V _s ⁺ [kN]	V _s ⁻ [kN]	A _{sw} /s [cm ² /m]	s _{min} [cm]	8 Φ/10 [cm ² /m]	verifica 8 Φ/10 [cm ² /m]	passo staffe zona critica
3.7	126.00	166.81	3.70	44.70	205.42	177.65	10.42	9.60	11.90	Verifica	8.40
3.7	125.99	252.40									
3.6	189.89	253.32	3.6	44.70	228.19	228.19	11.57	9.60	11.90	Verifica	8.40
3.6	189.89	253.32									
3.35	189.89	253.32	3.65	32.58	205.17	205.17	10.40	9.60	11.90	Verifica	8.40
3.35	189.89	253.32									
4.05	125.99	252.40	4.05	30.17	147.85	173.22	8.78	9.60	10.00	Verifica	10.00
4.05	126.00	166.81									

taglio campata			
A _{sw} /s campata [cm ² /m]	8 Φ/20-15-10 [cm ² /m]	verifica 8 Φ/20 [cm ² /m]	passo staffe campata
5.21	6.67	Verifica	15
5.79	6.67	Verifica	15
5.20	6.67	Verifica	15
4.39	5.00	Verifica	20

Tab. 22. Progetto armatura trasversale trave 101

A vantaggio di sicurezza si è scelto di arrotondare il passo in tutta la trave 101 ovvero passo 8.4cm in zona critica e passo 15cm in campata.



*mettere 2+2 $\phi 16$
di parete
(perché 1 ϕ , visto
che usi $\phi 16$ e $\phi 20$?)*

Fig. 21. Trave 101, tavola

Pilastri

Allo stesso modo con cui sono stati combinati gli schemi base per la trave, sono stati combinati gli schemi dei pilastri, l'unica differenza sta nella incapacità di stabilire la direzione del sisma prevalente (siamo di fronte ad uno stato sollecitante di pressoflessione deviata), per questo motivo si hanno il doppio dei valori da analizzare, se prima si aveva soltanto carico minimo \pm sisma prevalente nella direzione più gravosa adesso sono presenti entrambe le direzioni. Sono stati utilizzati i valori a filo trave considerando la variazione delle travi dell'ultimo impalcato. In realtà i valori, relativi al momento, che escono fuori dalla combinazione degli schemi di carico servono soltanto per il piede dei pilastri appartenente al primo ordine per gli altri valori si fa riferimento al criterio di gerarchia delle resistenze, ovvero utilizzando i momenti resistenti delle armature longitudinali delle travi che confluiscono nel pilastro, appositamente combinati. Per quanto riguarda lo sforzo normale si utilizzano i valori provenienti dal calcolo. A titolo di esempio si riporta il calcolo del pilastro 2.

		$M_{y, \text{testa}}$	$M_{x, \text{testa}}$	$M_{y, \text{piede}}$	$M_{x, \text{piede}}$	N_{testa}	N_{inf}
5	$q_{\min} + F_x$	55.48	0.41	-34.42	1.98	-165.23	-179.67
	$q_{\min} - F_x$	-77.12	-3.91	56.24	-0.52	-175.58	-190.02
	$q_{\min} + F_y$	20.80	4.95	-11.26	4.49	-165.89	-180.33
	$q_{\min} - F_y$	-42.44	-8.46	33.08	-3.03	-174.92	-189.36
4	$q_{\min} + F_x$	109.54	2.19	-74.86	-0.29	-356.76	-370.93
	$q_{\min} - F_x$	-125.06	-4.13	89.01	2.09	-385.50	-399.68
	$q_{\min} + F_y$	45.10	8.92	-30.26	-2.84	-359.20	-373.37
	$q_{\min} - F_y$	-60.62	-10.85	44.41	4.64	-383.06	-397.24
3	$q_{\min} + F_x$	147.31	1.97	-113.35	-0.78	-548.08	-564.28
	$q_{\min} - F_x$	-165.74	-3.91	129.33	2.44	-600.74	-616.94
	$q_{\min} + F_y$	61.42	8.17	-47.96	-4.21	-552.80	-569.00
	$q_{\min} - F_y$	-79.85	-10.11	63.94	5.88	-596.01	-612.21
2	$q_{\min} + F_x$	163.29	1.80	-152.21	-1.85	-742.98	-759.18
	$q_{\min} - F_x$	-176.05	-3.88	164.01	3.80	-820.31	-836.51
	$q_{\min} + F_y$	67.36	7.82	-67.26	-7.50	-749.60	-765.80
	$q_{\min} - F_y$	-80.11	-9.90	79.06	9.45	-813.69	-829.89
1	$q_{\min} + F_x$	135.54	0.26	-361.40	-12.39	-942.28	-963.28
	$q_{\min} - F_x$	-140.16	-2.46	367.64	12.32	-1049.09	-1070.09
	$q_{\min} + F_y$	-82.27	2.80	-148.18	-38.31	-952.42	-973.42
	$q_{\min} - F_y$	77.65	-5.00	154.42	38.24	-1038.94	-1059.94

Tab. 23. Combinazione schemi base a filo trave del pilastro 2

piano		direzione x			direzione y		
		sin	des	ΣM	sin	des	ΣM
4	M_{Rd}^-	126.01	189.64	315.65		42.47	42.47
	M_{Rd}^+	126.01	126.00			42.47	
3	M_{Rd}^-	189.64	252.40	378.40		42.47	42.47
	M_{Rd}^+	126.00	125.99			42.47	
2	M_{Rd}^-	252.40	252.40	378.39		42.47	42.47
	M_{Rd}^+	125.99	125.99			42.47	
1	M_{Rd}^-	252.40	253.32	442.29		42.47	42.47
	M_{Rd}^+	125.99	189.89			42.47	

Tab. 24. Momenti resistenti delle travi confluenti nel pilastro 2

piano	sisma x				sisma y			
	M _y [kN/m]	M _x [kN/m]	N [kN]		M _y [kN/m]	M _x [kN/m]	N [kN]	
5	175.6	7.1	-165.2	-175.6	52.7	23.6	-165.9	-174.9
4	234.8	9.5	-356.8	-385.5	70.4	31.6	-359.2	-383.1
3	315.5	10.6	-548.1	-600.7	94.7	35.4	-552.8	-596.0
2	255.5	8.6	-743.0	-820.3	79.1	28.7	-749.6	-813.7
1 testa	287.5	8.3	-942.3	-1049.1	86.2	27.6	-952.4	-1038.9
1 piede	367.6	12.3			154.4	38.2		

Tab. 25. Valori per gerarchia delle resistenze nel pilastro 2

I valori relativi alla tabella della gerarchia delle resistenze sono stati ottenute moltiplicando la somma dei momenti resistenti per un coefficiente di sovrarresistenza in funzione della classe di duttilità scelta per la progettazione (nella fattispecie pari a 1.3) a sua volta moltiplicato per il coefficiente di ripartizione del taglio. Non è necessario seguire rigorosamente la gerarchia delle resistenze per gli elementi secondari ovvero travi di piatto con due travi emergenti ma tale gerarchia è stata applicata a tutti gli elementi pilastri. Alcuni come ad esempio il 7, 10, 14, 16, 19, 20 sono armati sul lato lungo ma non eccessivamente il motivo di tutto ciò è legato al momento flettente modesto derivante dalla gerarchia delle resistenze legato ad uno sforzo normale basso, quindi questi elementi sono stati armati con 4 Φ 20 sul lato lungo anche se alcuni richiedevano un'area maggiore di armatura (irrilevante in quanto pilastri secondari al sisma).

Per il calcolo dell'armatura poteva essere utilizzato il dominio M-N della sezione, in questo progetto è stato utilizzato il modello analitico per pressoflessione retta e successivamente è stata fatta una verifica per pressoflessione deviata. L'armatura è stata calcolata, quindi, come segue

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

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

Tali valori rappresentano il massimo sforzo normale e momento flettente portato dalla sezione in assenza di armature. Per uno sforzo normale assegnato la sezione può portare la seguente armatura

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

L'armatura necessaria sul singolo lato si calcola valutando l'aliquota di momento che non è portata dalla sezione di calcestruzzo in assenza di armatura

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

Il momento resistente è stato valutato con la seguente relazione

$$M_{Rd} = (M_{c,max} - M_{s,max}) \left[1 - \left| \frac{0.48 N_{c,max} - N_{Ed}}{0.48 N_{c,max}} \right|^m \right]$$

Con

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

$$M_{s,max} = A_s (h - 2c) f_{yd}$$

$$m = 1 + \frac{1}{1 + 2 N_{s,max}/N_{c,max}}$$

A titolo di esempio si riporta il calcolo dell'armatura del pilastro 2 al primo impalcato con annessa verifica a pressoflessione deviata

	qmax	qmin + Fx	qmin - Fx	qmin + Fy	qmin - Fy	Ger. Res.	qmin + Fx	qmin - Fx	qmin + Fy	qmin - Fy		max	disposta	Ns,max	Ms,max
Mx	-1.49	0.26	-2.46	2.80	-5.00	27.61	8.28	8.28	27.61	27.61	As,x,nec	0.00	10.30	806.4	88.71
My	-3.82	136.42	-141.04	-61.30	56.68	287.49	287.49	287.49	86.25	86.25	As,y,nec	0.69	8.29	649.1	233.67
N	-1622.6	-942.3	-1049.1	-952.4	-1038.9		-942.28	-1049.08	-952.42	-1038.94					
MRd,x(N)	211.10						189.59	195.24	190.16	194.73					
MRd,y(N)	560.05						498.04	514.55	499.71	513.09					
verifica	0.001						0.448	0.426	0.127	0.122					
	qmax	qmin + Fx	qmin - Fx	qmin + Fy	qmin - Fy	Ger. Res.	qmin + Fx	qmin - Fx	qmin + Fy	qmin - Fy		max	disposta	Ns,max	Ms,max
Mx	-0.25	-12.39	12.32	-38.31	38.24	---	12.39	12.32	38.31	38.24	As,x,nec	0.00	10.30	806.4	88.71
My	5.13	-361.40	367.64	-148.18	154.42	---	361.40	367.64	148.18	154.42	As,y,nec	3.19	8.29	649.1	233.67
N	-1649.9	-963.3	-1070.1	-973.4	-1059.9		-963.28	-1070.08	-973.42	-1059.94					
MRd,x(N)	211.08						190.76	196.25	191.32	195.77					
MRd,y(N)	559.99						501.47	517.52	503.10	516.10					
verifica	0.001						0.628	0.614	0.249	0.250					

Tab. 26. Calcolo aratura primo impalcato pilastro 2

Come si può notare l'armatura necessaria è inferiore rispetto a quella disposta, questi valori trovano risposta nella verifica che impone la normativa nel quale l'armatura minima della sezione deve essere minore del 4% e maggiore del 1% dell'area della sezione, in questo caso è stata utilizzata l'armatura minima.

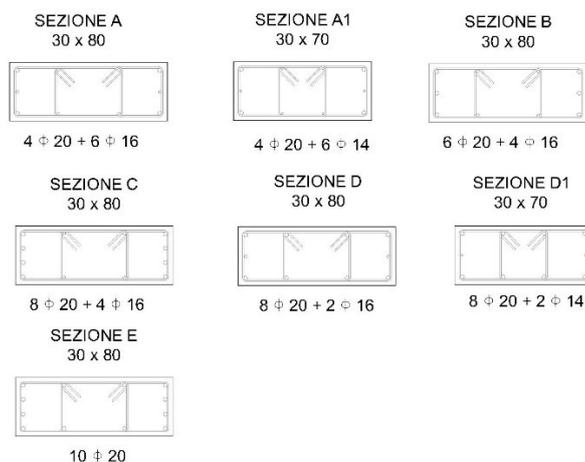
Questa procedura è stata ripetuta per tutti i pilastri, quindi sono stati calcolati i minimi di armatura necessari per coprire le azioni sollecitanti con successiva verifica alla pressoflessione deviata che risulta essere pienamente soddisfatta in tutti i casi (a parte per i pilastri secondari per alcuni pilastri secondari al sisma in cui l'armatura richiesta rispettando la gerarchia delle resistenze era maggiore di 4 barre da 20mm). Nella tabella che segue sono riportati i minimi di armatura di ciascun pilastro in ogni ordine

Armatura necessaria [cm ²]										
pilastro	1		2		3		4		5	
	lato lungo	lato corto								
1	7.74	6.19	8.76	2.27	9.91	2.19	8.62	3.27	6.57	2.85
2	0.00	3.19	0.00	1.93	0.00	2.95	0.00	5.14	0.00	4.84
3	0.00	4.85	0.00	3.45	0.00	3.94	0.00	5.69	0.27	5.20
4	0.00	6.03	0.00	4.70	0.00	4.92	0.00	6.36	0.62	5.55
5	8.13	7.95	9.26	2.74	10.43	3.51	9.08	3.94	6.90	3.12
6	1.46	5.89	2.79	1.43	4.21	2.10	6.08	2.63	4.98	2.72
7	7.51	2.91	9.73	1.22	12.21	3.24	15.48	4.95	12.75	4.65
8	0.00	5.73	0.00	3.69	0.00	3.98	0.41	4.63	1.03	4.06
9	0.00	4.98	0.00	2.89	1.31	3.36	3.60	4.25	3.64	3.94
10	13.88	5.52	16.19	1.74	15.65	1.94	16.42	2.27	13.32	2.04
11	0.33	6.24	6.98	5.55	7.22	5.79	6.42	7.01	5.82	5.29
12	0.00	2.19	0.00	1.17	0.00	1.68	0.00	3.40	0.00	3.06
13	0.27	1.79	2.33	1.77	4.77	2.42	8.08	4.34	7.45	4.41
14	5.94	0.00	8.23	0.00	10.98	0.00	14.63	1.20	12.30	1.62
15	0.00	4.46	0.00	2.52	0.00	3.05	0.03	4.24	0.88	3.91
16	13.45	5.15	15.72	0.68	15.22	1.76	16.03	2.60	12.97	2.26
17	2.53	8.31	8.70	2.83	8.44	3.34	7.11	3.68	6.02	2.91
18	0.00	2.46	0.00	0.25	0.00	2.02	0.00	5.86	0.00	4.97
19	7.09	4.14	14.28	0.03	14.14	0.29	15.40	1.51	12.85	1.66
20	7.47	4.78	9.72	0.00	12.22	0.00	15.50	0.70	12.71	0.64
21	4.19	7.36	9.98	2.19	9.25	2.11	7.44	3.14	5.87	2.61
22	1.61	7.36	3.14	5.02	4.74	5.05	6.79	5.79	5.86	3.90
23	4.69	10.75	5.58	4.46	6.55	3.63	7.93	4.10	6.38	3.20

Tab. 27. Armatura minima pilastri

Successivamente sono state create delle sezioni che coprissero i minimi di armatura appena riportati. La sezione A rappresenta il minimo di armatura richiesto dalla normativa, si passa poi aumentando via via il lato corto con le sezioni B e C. Nella sezione D è stato aumentato il quantitativo di armatura sul lato lungo (utilizzato principalmente per i pilastri d'angolo e per i pilastri secondari al sisma). Infine nella sezione E si ha il massimo dell'armatura utilizzata lungo i due lati. La variante 1 è stata utilizzata per gli ordini in cui la sezione si riduce.

*evitare i $\phi 16$
a uso $\phi 16$*



*avrei ordinato
le lettere
in base alle
armature crescenti
(mentre D è meno
armat. di C)*

Fig. 21. Sezioni pilastri

Queste sezioni sono state assegnate ai vari pilastri come mostrato in figura

Tipologia sezione							
pilastro	Sezione		Ordine				
	I III	IV V	1	2	3	4	5
1	30x80	30x70	E	D	D	D1	D1
2	80x30	70x30	B	A	A	A1	A1
3	80x30	70x30	B	A	A	A1	A1
4	80x30	70x30	C	B	A	A1	A1
5	30x80	30x70	E	D	D	D1	D1
6	30x80	30x70	B	A	A	A1	A1
7	30x80	30x70	E	D	D	D1	D1
8	80x30	70x30	B	A	A	A1	A1
9	80x30	70x30	B	A	A	A1	A1
10	30x80	30x70	E	D	D	D1	D1
11	30x80	30x70	B	B	A	A1	A1
12	30x80	30x70	B	A	A	A1	A1
13	30x80	30x70	B	A	A	A1	A1
14	30x80	30x70	E	D	D	D1	D1
15	80x30	70x30	B	A	A	A1	A1
16	30x80	30x70	E	D	D	D1	D1
17	30x80	30x70	E	D	D	D1	D1
18	30x80	30x70	B	A	A	A1	A1
19	80x30	70x30	E	D	D	D1	D1
20	80x30	70x30	E	D	D	D1	D1
21	80x30	70x30	E	D	D	D1	D1
22	80x30	70x30	B	A	A	A1	A1
23	80x30	70x30	C	B	A	A1	A1

Tab. 28. Disposizione sezioni

Per i pilastri appartenenti al primo ordine è stata scelta una sezione che va dai 3 ai 4 Φ 20 nel lato lungo.

Per quanto riguarda il taglio sollecitante, è stato calcolato con la gerarchia delle resistenze ovvero a partire dal momento resistente delle armature longitudinali disposte nei pilastri (maggiore del taglio proveniente dal calcolo) nel seguente modo

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

Dove il fattore di sovrarresistenza vale 1.3 per classe di duttilità A. questo calcolo è stato eseguito per i momenti nelle due direzioni trovando così il taglio in x e in y . Si hanno i seguenti risultati

Taglio sollecitante gerarchia resistenze										
ordine	1		2		3		4		5	
pilastro	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,x}$ [kN]								
1	402.23	158.24	457.59	193.85	415.18	179.85	301.25	160.26	246.85	139.44
2	156.82	439.70	197.67	523.48	183.58	482.57	150.65	347.17	122.81	276.00
3	154.72	433.70	190.92	503.97	175.77	459.62	144.15	330.43	118.08	263.72
4	150.72	487.05	183.83	513.53	168.50	438.13	138.29	315.31	114.49	254.40
5	376.61	149.62	424.13	182.79	385.55	170.16	282.49	153.36	237.02	135.87
6	412.31	147.35	470.61	179.51	426.95	164.73	308.84	135.79	251.42	113.35
7	436.70	157.51	510.81	211.84	467.36	197.11	335.88	173.12	267.58	147.00
8	138.99	387.89	168.01	436.68	154.07	395.29	127.56	287.53	108.29	238.27
9	145.21	406.08	176.13	460.67	161.08	416.14	132.28	299.76	110.01	242.75
10	435.03	169.57	504.83	209.78	459.12	194.36	328.50	170.36	260.94	144.57
11	411.76	147.16	499.08	178.90	424.58	163.92	306.64	134.94	249.49	112.60
12	439.70	156.81	525.12	198.24	484.71	184.32	348.43	151.14	275.61	122.66
13	434.23	154.90	535.67	201.96	501.43	190.04	360.09	155.68	279.58	124.19
14	437.82	170.58	531.83	219.23	495.14	206.47	356.62	180.92	281.01	151.92
15	144.54	404.11	175.75	459.56	161.35	416.93	133.34	302.50	111.97	247.85
16	434.47	169.37	504.56	209.69	460.16	194.71	331.13	171.34	265.98	146.41
17	400.06	157.51	454.24	192.74	412.04	178.82	299.44	159.59	246.33	139.25
18	437.28	155.96	511.60	193.54	467.77	178.54	335.73	146.20	266.72	119.23
19	171.22	439.54	217.12	525.92	202.92	484.66	177.11	346.53	148.15	270.74
20	170.75	438.29	213.09	514.43	198.48	471.45	174.32	339.09	148.17	270.79
21	151.99	383.69	185.77	433.19	172.65	393.17	155.05	287.08	136.57	238.95
22	147.59	413.00	179.51	470.61	164.45	426.13	135.29	307.56	112.72	249.79
23	135.85	443.57	164.96	458.19	151.88	388.78	126.45	284.65	108.14	263.72

Tab. 29. Taglio pilastri sollecitante (gerarchia delle resistenze)

Fatto ciò è stato calcolato il passo minimo nella zona critica, per la classe di duttilità utilizzata la condizione più gravosa è 6 volte il diametro minimo utilizzato ovvero 14mm che moltiplicando per 6 si ottiene 8.4 cm. Fissato il passo e la sezione delle staffe ($\Phi 8$) sono stati calcolati i tagli resistenti (a differenza delle travi in questo caso non bisogna imporre la $\cotan\vartheta$ pari a 1) e assegnate le armature. In tutti i pilastri con il passo massimo e l'armatura scelta si ricopriva il taglio sollecitante. Di seguito si riporta la tabella dei tagli resistenti e della disposizione dell'armatura trasversale nella zona critica

zona critica								
b	h	fi	bracci	passo	Ast	VRd,max	cot	VRd,s
30	70	8	2	8.4	11.97	435.36	1.88	523.2849
b	h	fi	braccio	passo	Ast	VRd,max	cot	VRd,s
70	30	8	4	8.4	23.94	400.18	2.07	454.2186
b	h	fi	braccio	passo	Ast	VRd,max	cot	VRd,s
30	80	8	2	8.4	11.97	501.32	1.88	602.5705
b	h	fi	braccio	passo	Ast	VRd,max	cot	VRd,s
80	30	8	4	8.4	23.94	457.35	2.25	492.5953

Tab. 30. Taglio resistente

Queste restrizioni valgono per un'ampiezza di lunghezza pari all'altezza critica imposta dalla normativa

impalcato	$h_{critica}$ [m]
5	0.7
4	0.7
3-2	0.8
1	0.8

Tab. 31. Altezza critica

Passo minimo in zona critica										
ordine	1		2		3		4		5	
impalcato	y	x	y	x	y	x	y	x	y	x
1	Φ8/8.4									
2	Φ8/8.4									
3	Φ8/8.4									
4	Φ8/8.4									
5	Φ8/8.4									
6	Φ8/8.4									
7	Φ8/8.4									
8	Φ8/8.4									
9	Φ8/8.4									
10	Φ8/8.4									
11	Φ8/8.4									
12	Φ8/8.4									
13	Φ8/8.4									
14	Φ8/8.4									
15	Φ8/8.4									
16	Φ8/8.4									
17	Φ8/8.4									
18	Φ8/8.4									
19	Φ8/8.4									
20	Φ8/8.4									
21	Φ8/8.4									
22	Φ8/8.4									
23	Φ8/8.4									

Tab. 33. Armatura trasversale pilastri nella zona critica

Taglio resistente										
ordine	1		2		3		4		5	
impalcato	VRd,y	VRd,x								
1	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
2	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28
3	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28
4	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28
5	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
6	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
7	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
8	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28
9	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28
10	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
11	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
12	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
13	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
14	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
15	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28
16	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
17	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
18	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	523.28	454.22	523.28	454.22
19	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28
20	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28
21	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28
22	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28
23	492.60	602.57	492.60	602.57	492.60	602.57	454.22	523.28	454.22	523.28

Tab. 32. Taglio resistente

Al di fuori della zona critica è stato aumentato il passo delle staffe passando da 8.4cm a 15cm.

Nodo trave pilastro

Per la classe di duttilità A la normativa impone una verifica al nodo non confinato, con questo si intende che in almeno una delle sue quattro facce non si innesta una trave. Si riporta come esempio la situazione del pilastro 2 al primo impalcato. Per effettuare tale verifica bisogna valutare le forze che agiscono sul nodo ovvero: il taglio al piede del pilastro dell'ordine superiore, i momenti flettenti nelle travi che generano forze di trazione nell'armatura e la compressione del calcestruzzo derivante dallo sforzo normale del pilastro sovrastante. La forza di taglio agente nel nodo si ottiene nel seguente modo

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c$$

In cui il fattore di sovreresistenza vale 1.20 per classe di duttilità A. Noti il taglio agente nel nodo e lo sforzo normale è possibile calcolare le tensioni normali e tangenziali

$$\sigma = \frac{N_c}{b_j h_{jc}}; \tau = \frac{V_{jbd}}{b_j h_{jc}};$$

verificare che il taglio agente sia minore del taglio limite a compressione

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

Con

$$v_d = \frac{\sigma}{f_{cd}}; \eta = 0.48 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

Inoltre bisogna verificare che il taglio agente sia minore del taglio limite a trazione

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

Nel caso in cui questa verifica non è soddisfatta devono essere inserite staffe di contenimento la cui area è pari a

$$A_{sh} \geq \left[\frac{\tau^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \right] \frac{b_j h_{jw}}{f_{yd}}$$

Dati								
Pilastro	direzione	Vc [kN]	Nmin [kN]	A's [cm ²]	As [cm ²]	h _{jw} [cm]	b _j [cm]	h _{jc} [cm]
2	x	116.62	759.17	15.7	14.1	52	30	62
2	x	125.71	836.51	15.7	14.1	52	30	62
2	y	49.74	765.8	15.7	14.1	52	30	62
2	y	58.84	829.88	15.7	14.1	52	30	62

Tab. 34. Dati per verifica nodo trave-pilastro

Verifica										
V _{jbd} [kN]	σ	τ	v	α_k	η	taglio limite compressione	Verifica	taglio limite trazione	Verifica	A _{sh} [cm ²]
620.59	0.41	0.33	0.132	0.48	0.475	1064.09	Verifica	468.26	Non Verifica	9.67
611.50	0.45	0.33	0.122	0.48	0.475	1078.86	Verifica	486.34	Non Verifica	9.90
687.47	0.41	0.37	0.153	0.48	0.475	1030.54	Verifica	469.83	Non Verifica	11.37
678.37	0.45	0.36	0.144	0.48	0.475	1044.86	Verifica	484.82	Non Verifica	11.56

Tab. 35. Verifica nodo trave-pilastro

Si è stabilito quindi di inserire staffe $\Phi 8$ a due bracci con un passo di 8.4cm, continuando con lo stesso passo della zona critica (ovvero circa 8 staffe nel nodo con superficie pari a 8.08 cm²) a questi vanno sommati i due $\Phi 14$ delle barre di parete (3.08 cm²) in questo modo si è prossimi all'armatura richiesta.

per questo lavoro di mettere 2+2 $\Phi 16$ di parete