

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI ROMA TRE
FACOLTÀ DI ARCHITETTURA
LM PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
A.A. 2019/20

PROGETTAZIONE STRUTTURALE 1MB

Prof.ssa Ginevra Salerno



PROGETTAZIONE STRUTTURALE DI UN HOTEL

Studente: Diego Sanna

SOMMARIO

CAPITOLO_0 - Introduzione

0 - Introduzione 3

CAPITOLO_1 - Descrizione del progetto

1.1 - La struttura 4

1.2 - I materiali 4

1.3 - I carichi 5

CAPITOLO_2 - Predimensionamento elementi strutturali

2.1 - Elementi orizzontali 7

2.2 - Elementi verticali 7

CAPITOLO_3 - Il modello con SAP2000

3.1 - Definizione delle sezioni e assegnazione dei carichi 8

3.2 - Analisi delle problematiche e iter progettuale 9

CAPITOLO_4 - Verifiche

4.1 - Verifica a SLU 14

4.2 - Verifica a SLE 15

0. INTRODUZIONE

Il progetto si sviluppa a Roma, in Via Giulia, su di un lotto di superficie 5000 mq.
Nel programma funzionale sono compresi un hotel 4 stelle, uno spazio museale ed il recupero di reperti archeologici.

Nello specifico il nostro progetto prevede:

- piano interrato ad uso parcheggio e spazio espositivo;
- piano terra ad uso semi-pubblico;
- quattro piani fuori terra ad uso hotel.



area di progetto | vista dall'alto

1. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

1.1 STRUTTURA

La scelta ricade sull'utilizzo di una struttura a telaio in C.A. con un piano interrato e cinque fuori terra. Ad eccezione del piano terra e dell'interrato, adibiti a zona commerciale e parcheggio, l'edificio è ad uso albergo. La distribuzione verticale è garantita da vani scala posti agli estremi dei corpi di fabbrica. L'interpiano è di 4,80 m e la copertura è piana praticabile.

1.2 MATERIALI

• Calcestruzzo

Nella struttura è stato impiegato un calcestruzzo tipo C50/60 le cui caratteristiche sono:

- classe di resistenza a compressione : Rck 60 (C50/60);
- resistenza caratteristica Rck: 60 N/mm²;
- fck: 50 N/mm² fcd: 28,33 N/mm² (0,85 x (fck/1,5));
- modulo elastico E: 21000 N/mm².

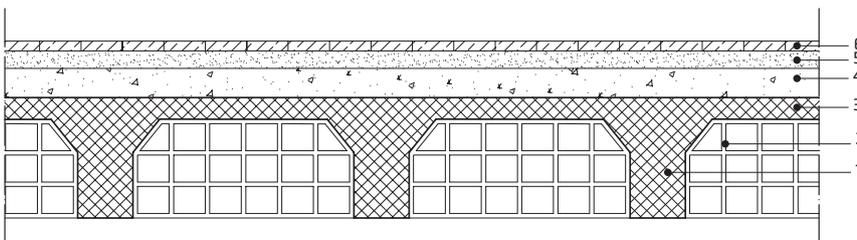
• Acciaio

L'acciaio impiegato è stato del tipo B450C le cui caratteristiche sono:

- fyk: 450 N/mm²;
- fyd: 391,30 N/mm (fyd/1,15);
- Modulo elastico E: 210000 N/mm².

• Solaio laterocementizio:

Solaio con travetti gettati in opera ed elementi di alleggerimento (pignatte) con uno spessore totale, compresa caldana di 4 cm, di 25 cm.



1. Travetto C.A. (traliccio)
2. Pignatta
3. Caldana - 40 mm
4. Massetto - 50 mm
5. Massetto alleggerito - 30 mm
6. Parquet in rovere - 18 mm

1.3 CARICHI

Analizziamo i carichi agenti sulla struttura in base alle tecnologie costruttive scelte e alla normativa vigente dividendoli in:

- **Qs** (carico strutturale);
- **Qp** (carico permanente);
- **Qa** (carico accidentale).

Carico strutturale Qs

Travetti in cls:

Dimensioni: (12 x 20) cm

Peso specifico: 25 kN/m³

Volume: (0,12 x 0,20 x 1) m x 2 = 0,048 m³

Peso al metro quadro: 0,048 m³/m² x 25 kN/m³ = 1,2 kN/m²

Caldana:

Dimensioni: 4 cm

Peso specifico: 25 kN/m³

Volume: (0,04 x 1 x 1) m = 0,04 m³

Peso al metro quadro: 0,04 m³/m² x 25 kN/m³ = 1 kN/m²

Pignatte:

Dimensioni: (20 x 38 x 25) cm

Peso specifico: 9,8 Kg

Peso al metro quadro: 9,8 Kg x 8 1/m² = 0,784 kN/m²

$$Q_s = (1,2+1,00+0,784) \text{ kN/ m}^2 = 2,98 \text{ kN/m}^2$$

Carico permanente Qp

Parquet in rovere:

Spessore: 1 cm

Peso specifico: 30 kN/m³

Volume: (0,01 x 1 x 1) m = 0,01 m³

Peso al metro quadro: 0,01 m³/m² x 30 kN/m³ = 0,3 kN/m²

Massetto alleggerito:

Spessore: 3 cm

Peso specifico: 20 kN/m²

Volume: (0,03 x 1 x 1) m = 0,03 m³

Peso al metro quadro: 0,03 m³/m² x 20 kN/m² = 0,6 kN/m²

Massetto:

Spessore: 4 cm

Peso specifico: 24 kN/m³

Volume: (0,04 x 1 x 1) m = 0,034 m³

Peso al metro quadro: 0,04 m³/m² x 24 kN/m³ = 0,96 kN/m²

Intonaco:

Spessore: 1 cm

Peso specifico: 18 kN/m³

Volume: (0,01 x 1 x 1) m = 0,01 m³

Peso al metro quadro: 0,01 m³/m² x 18 kN/m³ = 0,18 kN/m²

Il peso va incrementato con due coefficienti, definiti dalla normativa:

- Incidenza impianti: 0,5 kN/m²
- Incidenza tramezzi: 1,0 kN/m²

$$Q_p = (0,3+0,6+0,96+0,18+0,5+1) \text{ KN/ m}^2 = 3,54 \text{ KN/m}^2$$

Carico accidentale Q_a

Questo valore varia in base alla destinazione d'uso dell'edificio che, in questo caso, è un albergo:

$$Q_a = 2 \text{ KN/m}^2$$

Per i balconi e le coperture praticabili, invece, **Q_a = 4 kN/m²**, in quanto ambienti suscettibili di affollamento.

2. PREDIMENSIONAMENTO ELEMENTI STRUTTURALI

2.1 ELEMENTI ORIZZONTALI

Si analizza la struttura in pianta e si calcolano le aree d'influenza di travi e pilastri, individuando gli elementi con le luci più ampie e sottoposti a carichi maggiori, per poi procedere, con l'aiuto di un foglio di calcolo, a predimensionare gli elementi.

- **Trave maggiormente sollecitata [T1]**

l: 6,00 m

interasse: 5,10 m

Qu: 62,14 KN*m ($G1 \times Qs + G2 \times Qp + Q1 \times Qa$) x interasse

M_{max} : 279.62
KN*m ($ql^2/8$)

Si imposta una base di 30 cm. Bisogna tener conto anche del peso della trave e sommarlo al Qu, così da avere un'altezza minima compreso copriferro di 4 cm, di 37,45 cm, ingegnerizzata a 40 cm.

T1= 30x50 cm

- **Mensola [M1]**

l: 2,15 m

interasse: 5,10 m

Qu: 56,05 KN*m ($G1 \times Qs + G2 \times Qp + Q1 \times Qa$) x interasse

M_{max} : 129.54 KN*m ($ql^2/2$)

Si imposta una base di 30 cm. Bisogna tener conto anche del peso della trave e sommarlo al Qu, così da avere un'altezza minima compreso copriferro di 4 cm, di 36,37 cm, che per sopperire ad un eventuale abbassamento fuori norma viene portata a 50 cm.

M1= 30x50 cm

2.2 - ELEMENTI VERTICALI

Individuiamo e predimensioniamo il pilastro maggiormente sollecitato, anche qui non possiamo trascurare il peso delle travi portate dal pilastro, quindi ne terremo conto sommandole al qu.

- **Pilastro maggiormente sollecitato [P1]**

Area d'influenza: 26,27 m

qu: 298.34 KN*m² ($G1 \times qs + G2 \times qp + Q1 \times qa$)

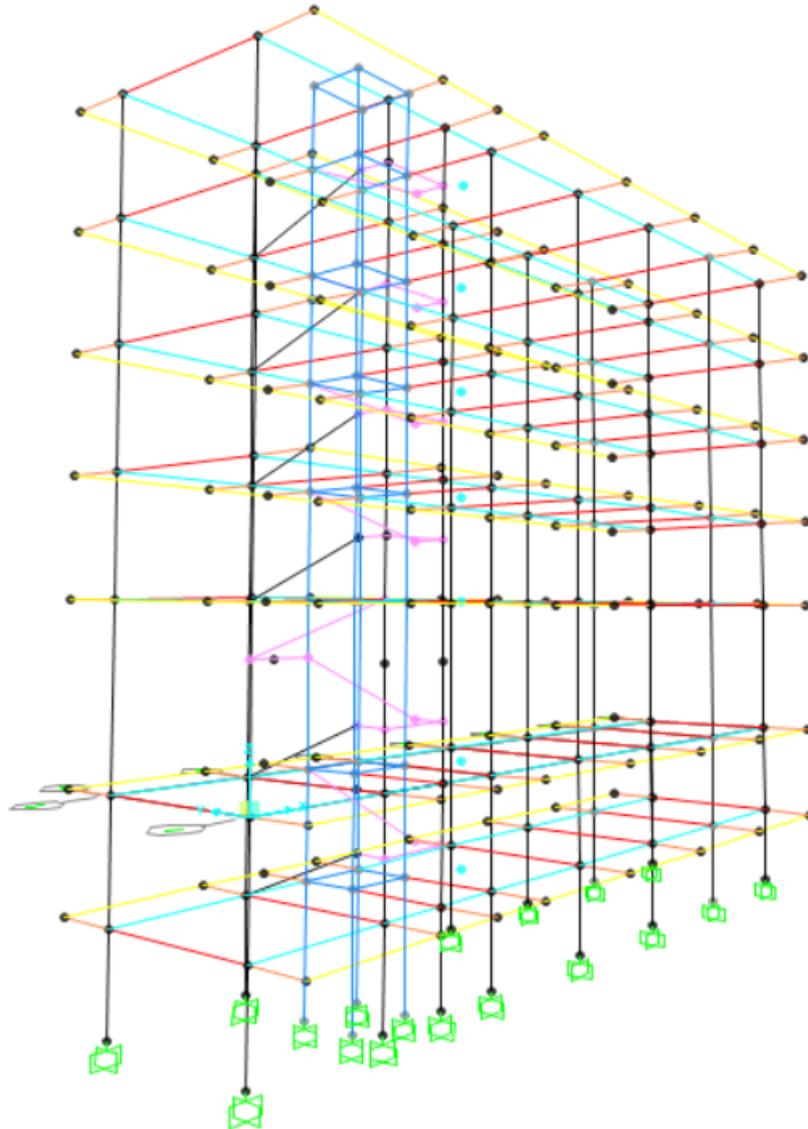
N max 2220 KN

A min: 858.84 cm² (N_{max}/fcd)

P1= 80x80 cm

3. IL MODELLO CON SAP2000

Utilizzando in un primo momento Rhinoceros, modelliamo la struttura che importeremo in SAP2000 avendo cura di dividerla in gruppi a seconda della tipologia di elemento (travi principali, travi secondarie, mensole etc.). Si procederà quindi con la definizione delle sezioni, l'assegnazione dei carichi e infine con la verifica della struttura attraverso le combinazioni di carico per le verifiche SLU e SLE.



3.1 DEFINIZIONE DELLE SEZIONI E ASSEGNAZIONE DEI CARICHI

Dopo aver definito i vari tipi di sezioni essi sono stati associati ai corrispettivi travi e mensole; a questo punto si sono definiti i **tipi di carico** (strutturale, permanente e accidentale) ed assegnato ad ogni impalcato (sistema di travi e solai che fa parte di un piano) i **Diaphragm** per renderli meccanicamente rigidi.

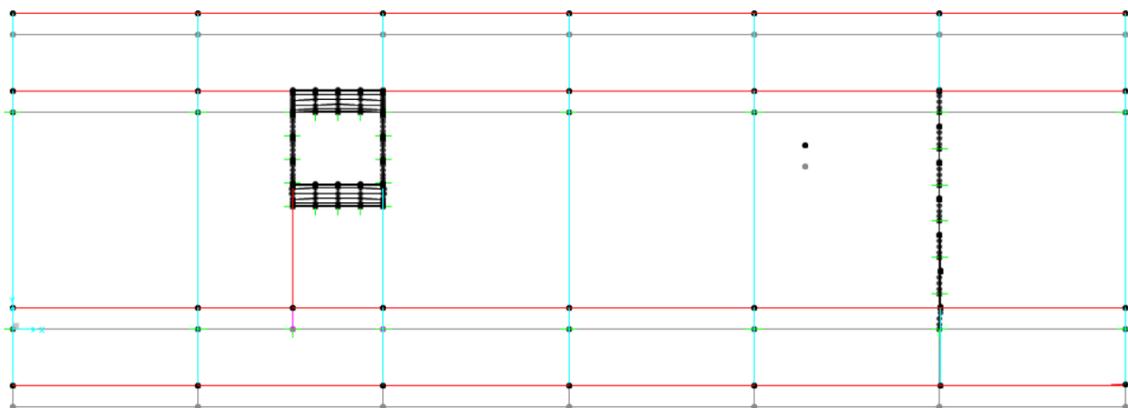
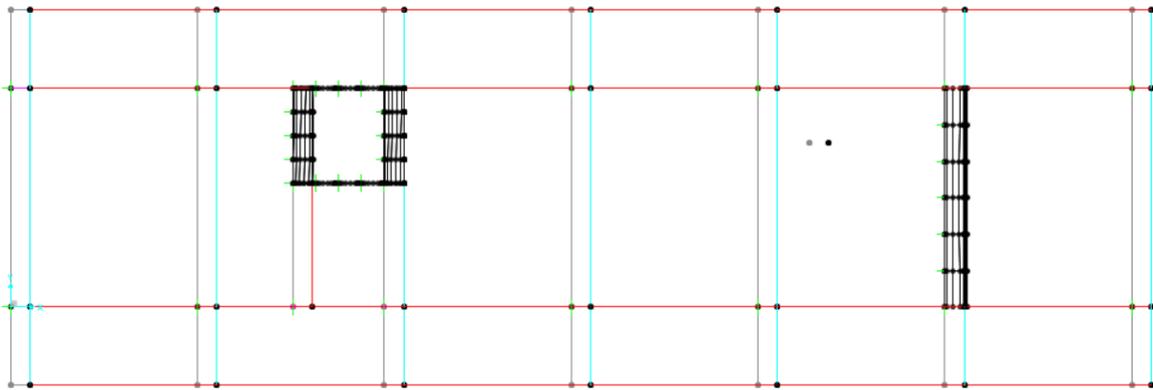
Il modello ora è definibile come "modello Shear Type" in cui gli elementi dell'impalcato diventano molto più rigidi dei controventi. Questo permetterà alle travi di assorbire molto più momento rispetto ai pilastri, ai quali per motivo di studio è stata associata una sezione più piccola rendendoli snelli.

3.2 ANALISI DELLE PROBLEMATICHE ED ITER PROGETTUALE

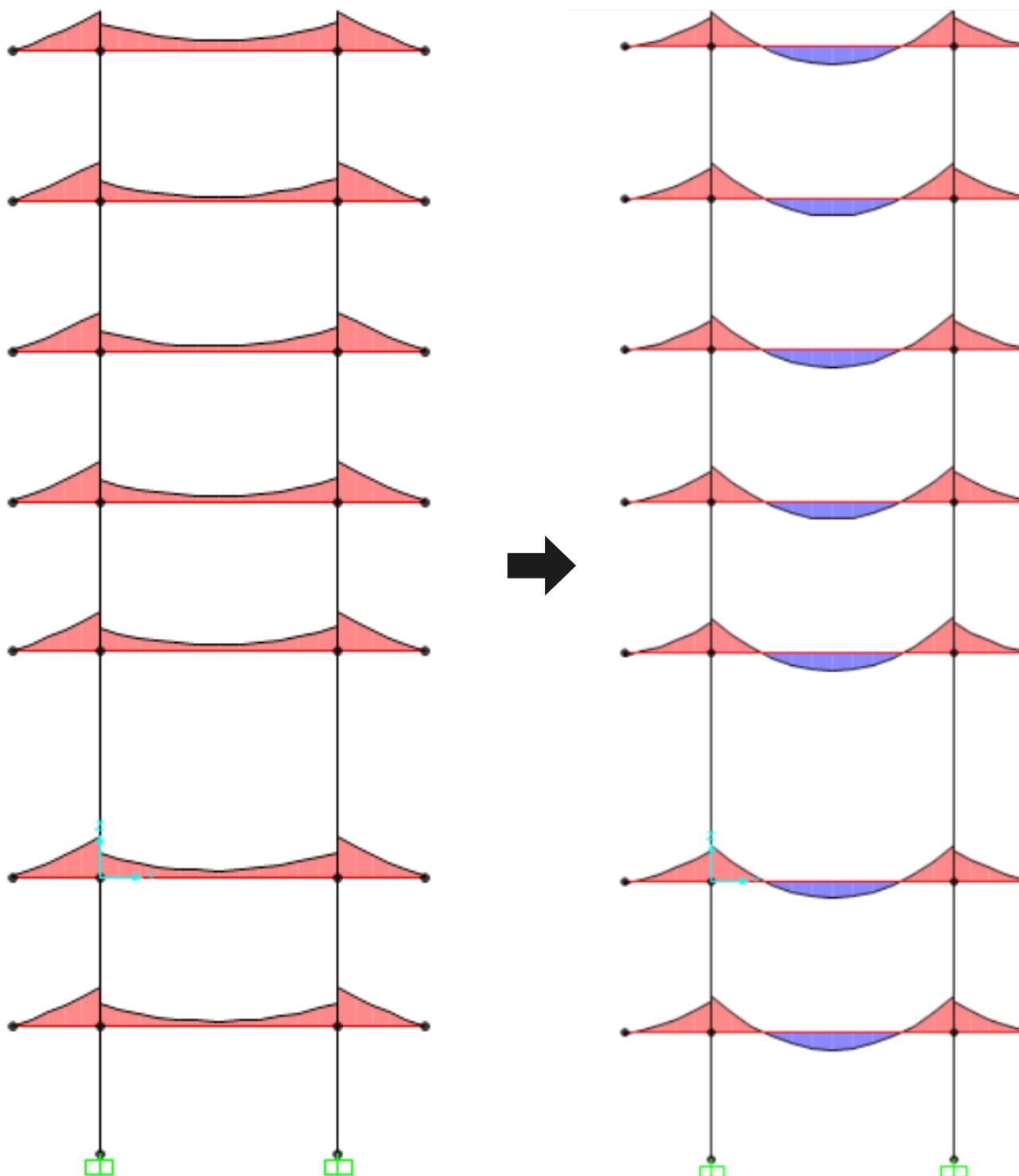
Nello studio sono sorti 2 nodi "problematici" che hanno aiutato lo sviluppo delle scelte progettuali finali dell'edificio: il primo la ricerca del *centro delle rigidzze* per capire se fossero utili alcune scelte progettuali e in secondo luogo la progettazione delle *mensole* molto aggettanti.

Avendo scelto in fase progettuale di creare un vano ascensore composto da setti, si è dovuto provare la staticità dell'edificio in caso di sisma per verificare che il decentramento dello stesso non creasse problemi alla rigidzza torsionale della struttura. Verificato che questo in realtà accadeva si è arrivati alla scelta di inserire un altro setto nella metà in cui mancava stabilità per controbilanciare la rotazione degli impalcati dell'edificio.

Nella situazione iniziale il centro delle rigidzze era vicino alla posizione del vano ascensore e quindi decentrato e lontano dal centro di massa. L'inserimento del setto ha sbilanciato il centro delle rigidzze dalla parte opposta del vano ascensore non risolvendo il problema.



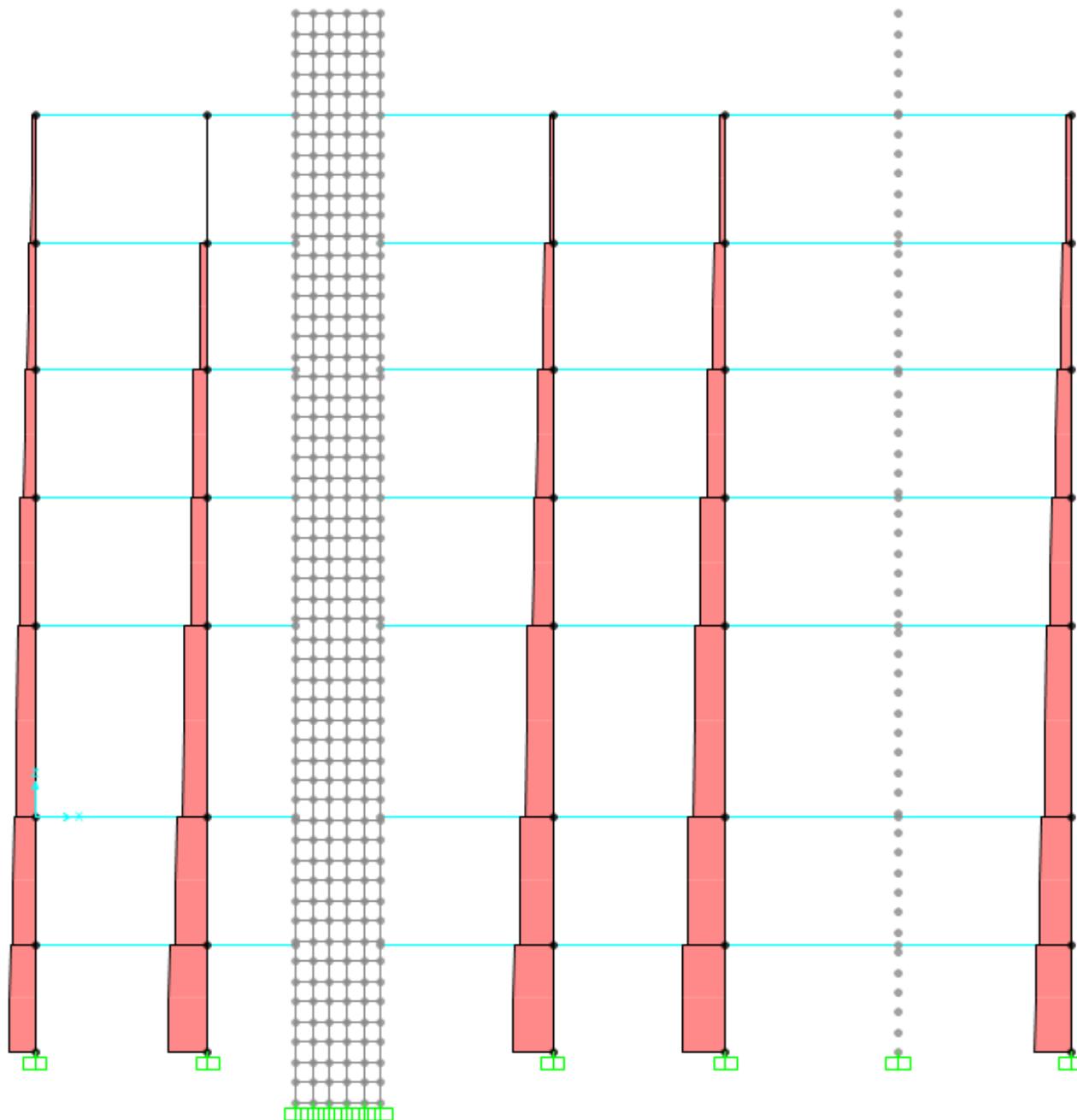
Contemporaneamente sono state verificate allo SLU le travi inflesse e allo SLE le mensole. Questo ha condotto alla verifica delle travi predimensionate mentre le seconde superavano il limite di abbassamento. Ne consegue che per non far abbassare le mensole esse sono state inspessite, facendo gravare il momento nel nodo strutturale principalmente su pilastro e mensola.



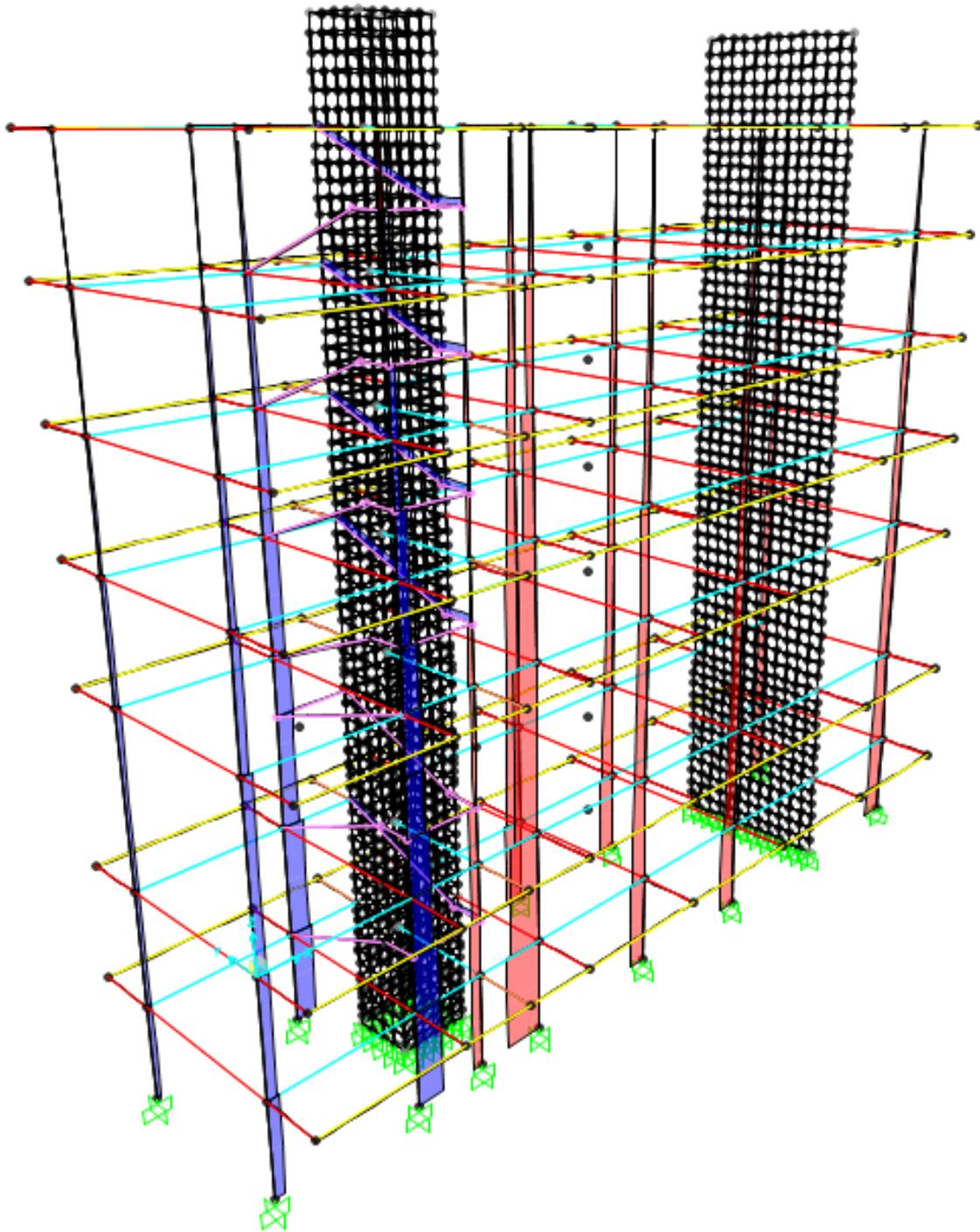
Questo problema ha portato alla necessità di aumentare anche la sezione delle travi rendendo inoltre quella delle mensole variabile.

Rifacendo le due verifiche per l'abbassamento delle mensole ora venivano verificate.

Sul predimensionamento fatto in precedenza si sono andati a verificare i pilastri. Si è eseguita quindi la verifica a pressoflessione che necessitava dello studio dell'azione delle forze orizzontali sulla struttura. Considerando che l'edificio è regolare sia nella conformazione planimetrica che in alzata è stato possibile studiare il comportamento della struttura attraverso analisi statiche equivalenti. E' stata quindi calcolata la forza sismica (**F_s**) da applicare nel centro delle rigidezze di ogni impalcato e verificata la resistenza di essa dei pilastri più sollecitati.



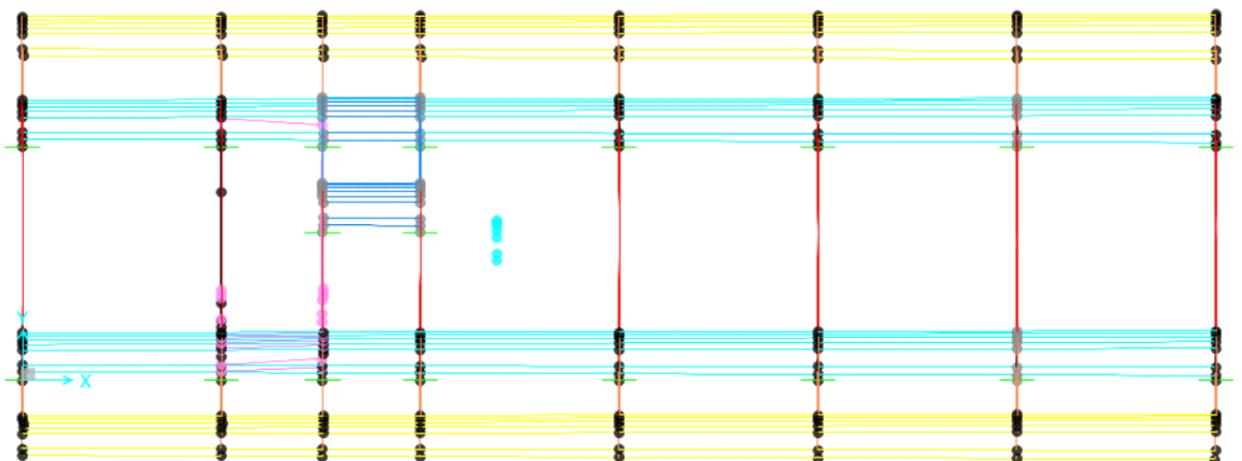
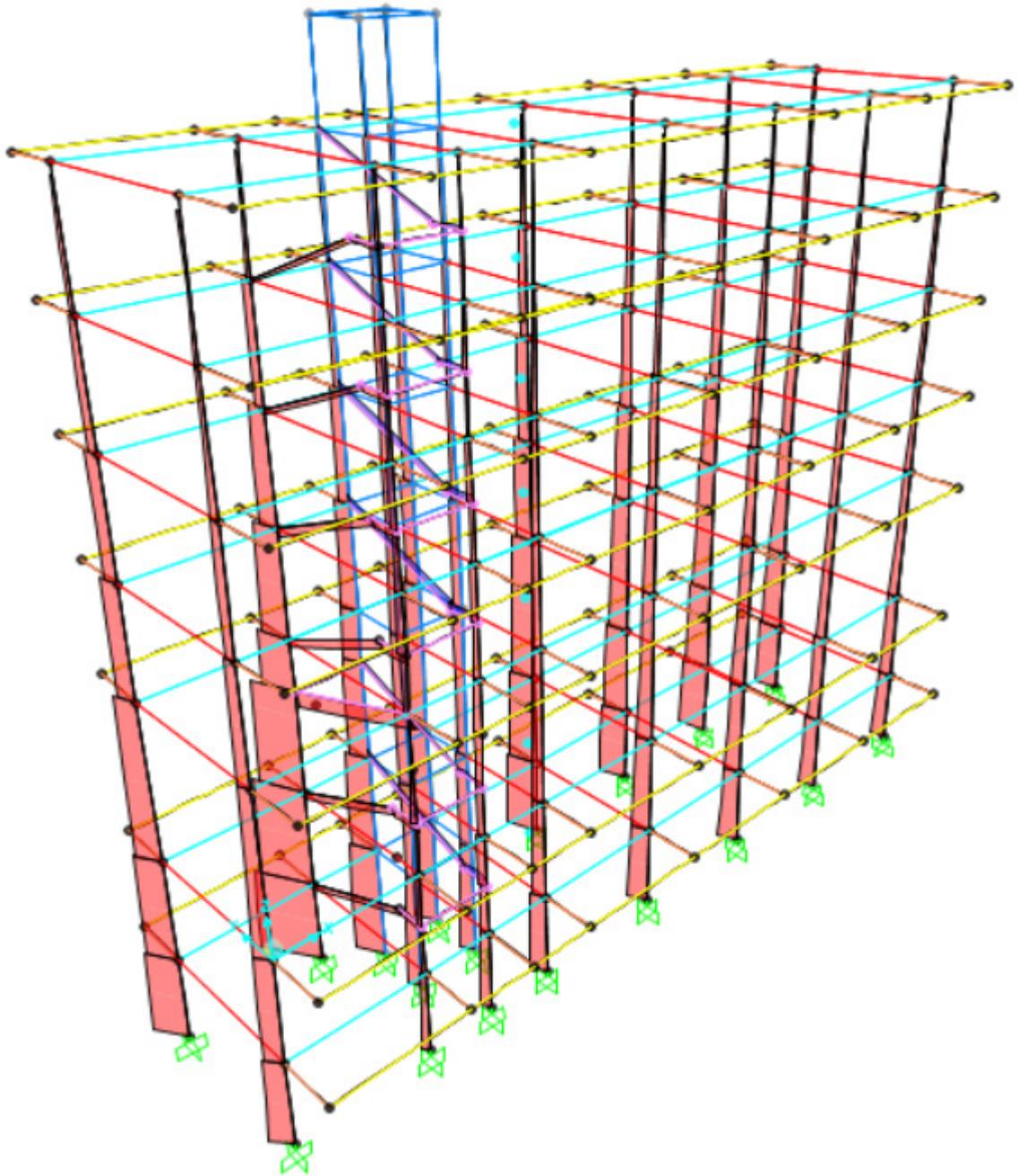
Avendo constatato che il peso della struttura era diventato molto ingente tra la sezione dei pilastri, la presenza dei setti e la consistenza delle mensole uscendo fuori dal modello Shear Type, si è deciso di provare a rimuovere i setti compiendo di nuovo tutte le verifiche.



Avendo constatato che il peso della struttura era diventato molto ingente tra la sezione dei pilastri, la presenza dei setti e la consistenza delle mensole uscendo fuori dal modello Shear Type, si è deciso di provare a rimuovere i setti compiendo di nuovo tutte le verifiche.

Essendo esse ancora verificate, oltre a snellire l'intera struttura si è risolto un problema lasciato a monte ossia la coincidenza del centro delle rigidzze con quello delle masse con una riduzione proporzionale anche della forza sismica.

Si è ottenuto quindi un modello strutturale che, non presentando sezioni sovradimensionate e ottimizzando il materiale, risulta ora verificato.



4. VERIFICHE

4.1 VERIFICA A SLU

interasse (m)	q _s	q _p	q _a	q _u	luce	M _{max}	f _{yk}	f _{yd}	f _{ck}	f _{ed}
m	KN/m ²	KN/m ²	(KN/m ²)	KN/m	m	KN*m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
5.10	2.98	3.54	2.00	62.14	6.00	279.62	450.00	391.30	45.00	25.50
						194.89	450.00	391.30	45.00	25.50

β	r	b	h _u	δ	H _{min}	H	H/l	area	peso unitario
	r	cm	cm	cm	cm	cm		m ²	KN/m
0.49	2.20	30.00	42.08	5.00	47.08	50.00	0.08	0.15	3.75
0.49	2.20	30.00	35.13	5.00	40.13	verificata			

194.89 Mmax estrapolato da SAP T1_30x60

4.2 VERIFICA A SLE

Mensola [M1]

l: 2,15 m

interasse: 5,10 m

M_{max}: 215.08 KN*m (ql²/2)

V_{max}: 0.007 < l/250 VERIFICATA

4.2 VERIFICA A SISMA

Considerando che l'edificio è regolare sia nella conformazione planimetrica che in alzato è stato possibile studiare il comportamento della struttura attraverso analisi statiche equivalenti.

La forza sismica è stata calcolata attraverso la formula: **F_i = c x ω**

- c è il coefficiente di intensità sismica
- ω = P + 20% N + 30% Q

W	c	Fi
27346.7	0.1	2734.67

Attraverso la formula
$$F_i = F_s \frac{z_i \omega_i}{\sum_{i=1} z_i \omega_i}$$

è stato calcolato il valore della forza sismica da applicare nel centro di massa di ciascun piano. Fi risulta direttamente proporzionale alla quota, infatti la distribuzione della forza sismica ha un andamento triangolare alto. Essendo un edificio regolare risulta che ω è costante ad ogni piano quindi:

$$F_i = F_s \frac{z_i}{\sum_{i=1} z_i}$$

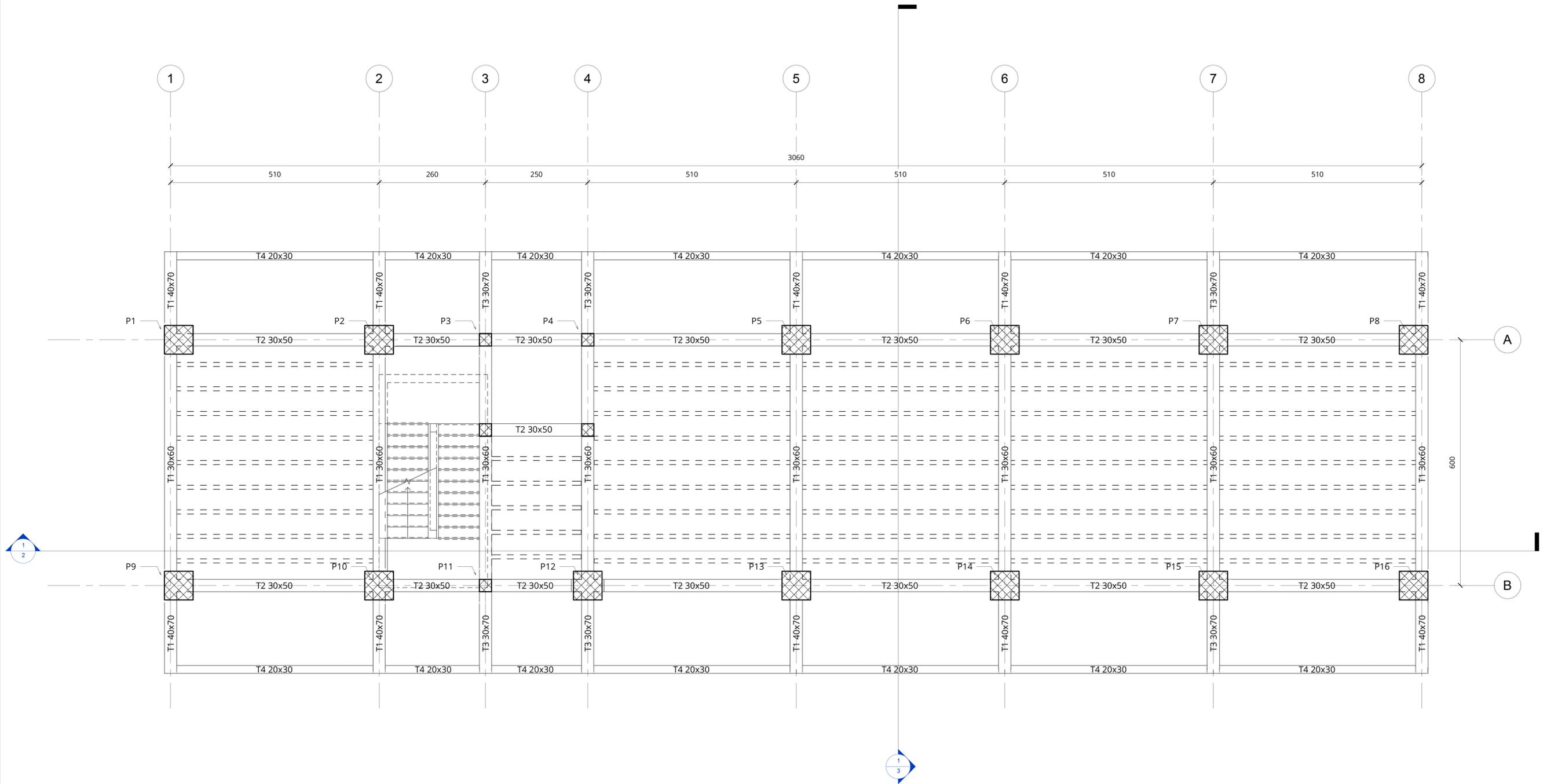
Dal momento che non si può definire preventivamente l'origine e la direzione del sisma, sono state effettuate due analisi una in direzione longitudinale e l'altra in direzione trasversale, verificando la più sfavorevole.

FS	h	
i	m	kN
Fs1	3.20	313.65
Fs2	7.00	686.12
Fs3	12.70	1244.81
Fs4	16.50	1617.28
Fs5	20.30	1989.74
Fs6	24.10	2362.20
Fs7	27.90	2734.67

frame	piano	N	f_{ck}	f_{cd}	A_{min}	b_{min}	E	β	l	λ^*	ρ_{min}
		kN	Mpa	Mpa	cm2	cm	Mpa		m		cm
568	-2	7632.63	45.00	25.5	2993.19	54.71	21000.00	0.80	3.20	90.15	2.84
567	-1	6626.32	45.00	25.5	2598.56	50.98	21000.00	0.80	3.80	90.15	3.37
566	0	5573.47	45.00	25.5	2185.67	46.75	21000.00	0.80	5.70	90.15	5.06
565	1	4371.93	45.00	25.5	1714.48	41.41	21000.00	0.80	3.80	90.15	3.37
564	2	3288.87	45.00	25.5	1289.75	35.91	21000.00	0.80	3.80	90.15	3.37

b_{min}	b	h_{min}	h	A_{design}	I_{design}	I_{max}	W_{max}	q_t	M_t	σ_{max}	
cm	cm	cm	cm	cm2	cm4	cm4	cm3	kN/m	kN*m	Mpa	
9.84	90.00	33.26	90.00	8100	5467500	5467500	121500.00	0.00	1501.52	21.78	Si
11.68	80.00	32.48	80.00	6400	3413333	3413333	85333.33	0.00	1029.73	22.42	Si
17.52	80.00	27.32	80.00	6400	3413333	3413333	85333.33	0.00	1323.37	24.22	Si
11.68	65.00	26.38	70.00	4550	1601979	1857917	53083.33	0.00	825.81	25.17	Si
11.68	60.00	21.50	70.00	4200	1260000	1715000	49000.00	0.00	799.72	24.15	Si



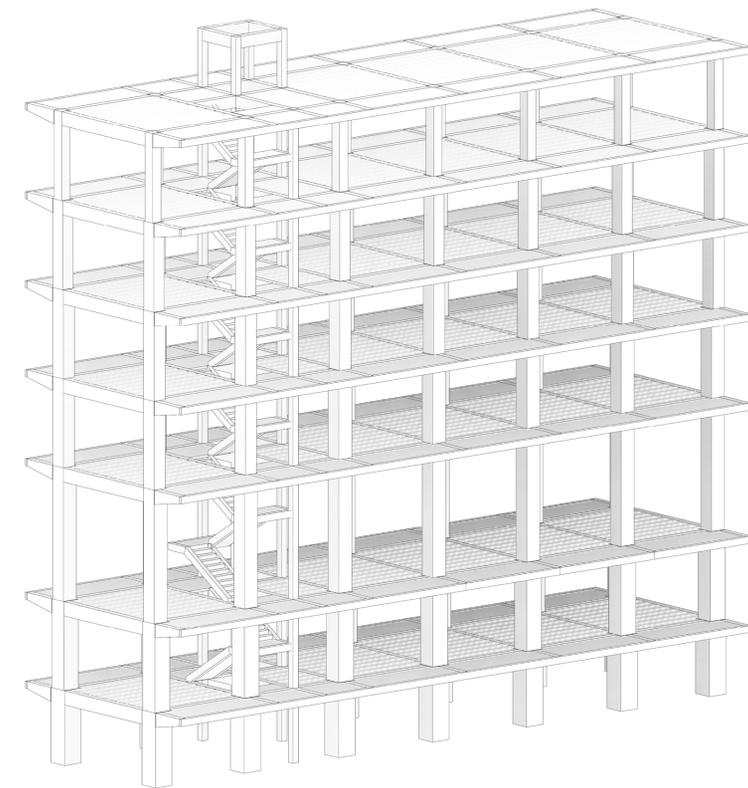
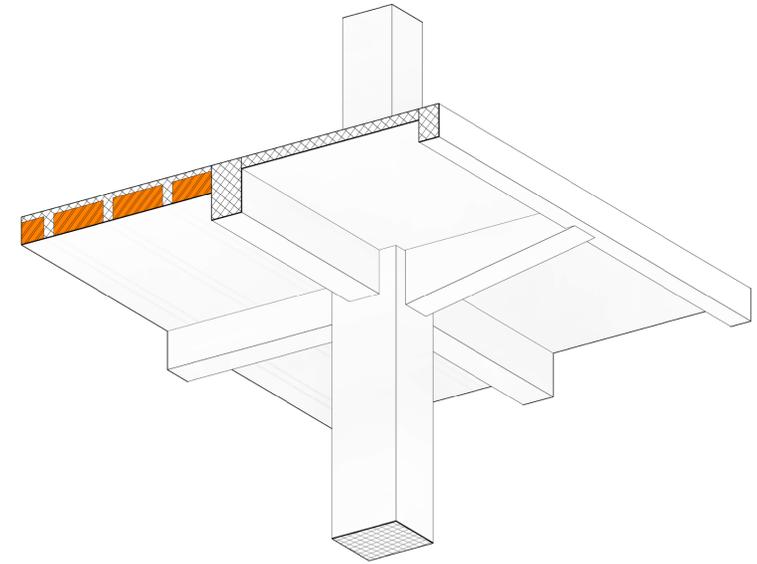
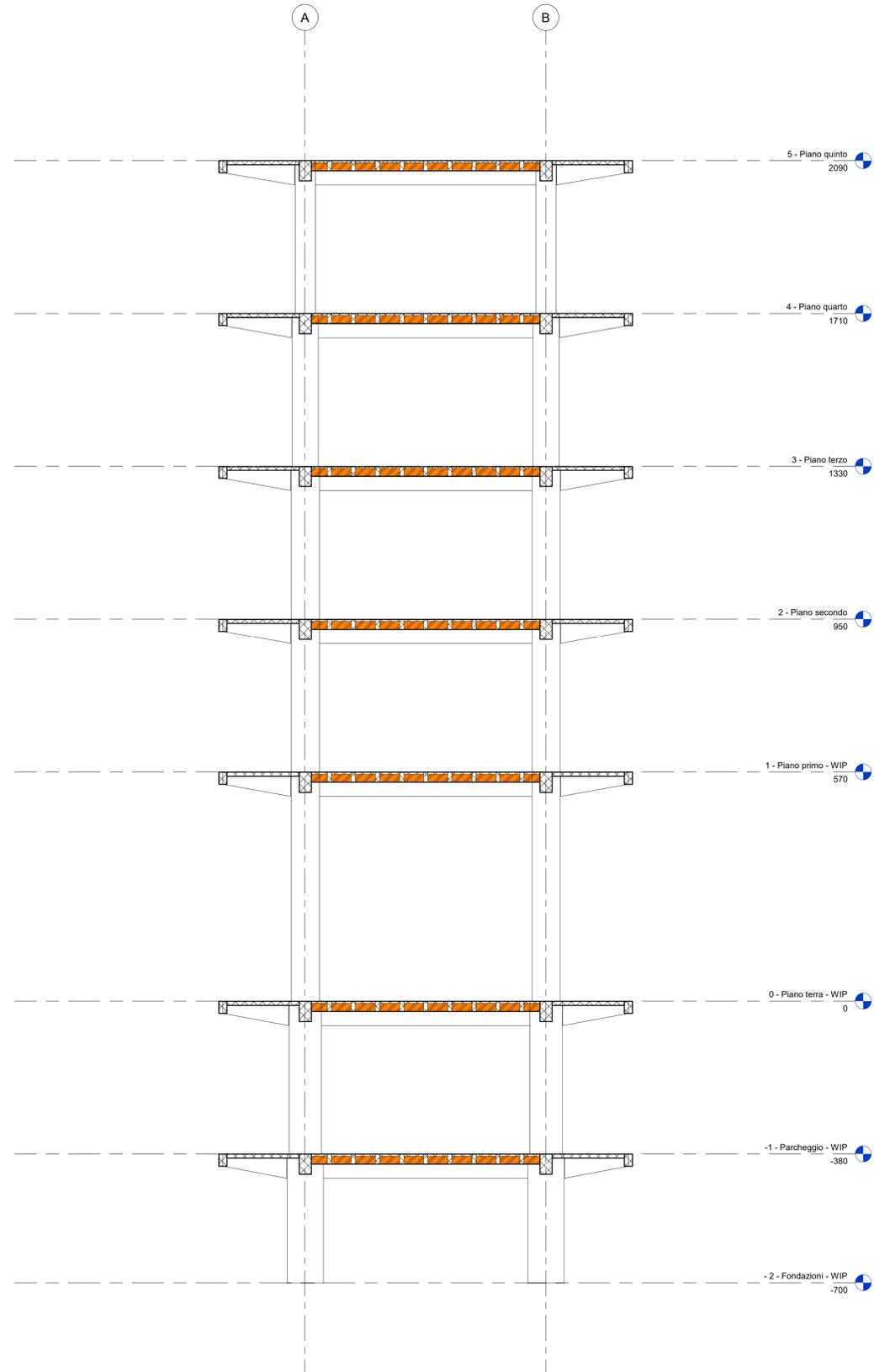


scala 1,50



1. PIANTA PIANO TIPO

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI ROMA TRE | FACOLTÀ DI ARCHITETTURA | Cd.L. PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
 AA. 2019-2020 | PROGETTAZIONE STRUTTURALE 1M
 PROFESSSA: GINEVRA SALERNO | STUDENTE: DIEGO SANNA



2. SEZIONE | ASSONOMETRIE