



AZIENDA
CASA
EMILIA
ROMAGNA

Committente:

ACER Ferrara:
Corso Vittorio Veneto, 7 - 44121 Ferrara - C.F.-
P.IVA 00051510386

**INTERVENTO DI MANUTENZIONE
STRAORDINARIA, AI SENSI DEL D.L. 74/2012,
PER LA SISTEMAZIONE DEI DANNI
PROVOCATI DAGLI EVENTI SISMICI DEL 20 E
29 MAGGIO ALL'IMMOBILE SITO IN
VIA FIUME 15 -17 -19**



CONSORZIO FUTURO IN RICERCA

Progetto:

CONSORZIO FUTURO IN RICERCA:
Sede : Via Saragat, 1 - Blocco B - 1° Piano -
44122 Ferrara
C.F. / P. IVA 01268750385



Progettista strutturale : Dott. Ing. Gianni Cantelli

Consulenza alla progettazione: Prof. Ing. Nerio Tullini, Dott. Ing. Fabio Minghini

Tavola:

Elaborato:

Relazione storico-critica, Relazione di calcolo,
Relazione sui materiali, illustrazione sintetica degli
elementi essenziali del progetto strutturale

Data
16/12/2013

Disegno

Aggiornamento

3

Data

27/06/2016

Variante

Data

RELAZIONE STORICO CRITICA
RELAZIONE DI CALCOLO
RELAZIONE SUI MATERIALI
ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL
PROGETTO STRUTTURALE

1 SOMMARIO

1	<i>Sommario</i>	2
2	<i>Relazione tecnico-illustrativa</i>	5
2.1	Premessa	5
2.2	Analisi storico critica	5
2.2.1	Notizie storiche sull'area e sul quartiere	6
2.2.2	Anno di costruzione dell'edificio	12
2.2.3	Considerazioni critiche sull'area e il terreno di fondazione	13
2.2.4	Danni di guerra	14
2.2.5	Tavole architettoniche	15
3	<i>Fattori di confidenza e coeff. di sicurezza</i>	17
4	<i>Descrizione attuale dell'edificio</i>	18
4.1	Rilievo geometrico-strutturale dello stato di fatto	23
4.2	Relazione sui materiali	27
4.3	Mattoni pieni e malta di calce	27
4.3.1	Resistenza a compressione	27
4.3.2	Resistenza a taglio	27
4.3.3	Rinforzo con betoncino armato	28
4.4	Legno	28
4.5	Acciaio	29
4.5.1	Acciaio da carpenteria metallica	29
4.5.2	Acciaio da c.a.	29
4.5.3	Barre filettate bulloni e dadi	30
4.6	CLS	30
4.6.1	Rinforzo fondazione	30
4.6.2	Rinforzo solai di piano	31
4.7	Tessuto in fibra di carbonio	31
4.8	Resina per ancoraggio chimico	32
5	<i>Normativa e Bibliografia di riferimento</i>	32
6	<i>Analisi dei carichi</i>	33

6.1	Definizione dell'azione sismica	35
6.1.1	Coordinate del sito	35
6.1.2	Parametri per la definizione degli spettri	35
7	<i>Analisi dello stato di fatto.....</i>	36
7.1	Verifica ai carichi verticali	36
7.1.1	Strutture murarie	36
7.1.2	Verifica trave portamuro vano scale	50
7.1.3	Verifica solaio di piano primo e secondo	52
7.2	Verifica per azioni fuori piano.....	55
7.2.1	Facciata via Fiume	61
7.2.2	Facciata corte interna	67
7.2.3	Conclusioni	82
7.3	Verifica per azioni nel piano	83
7.3.1	Modellazione.....	83
7.3.2	Criteri di verifica.....	85
7.4	Considerazioni finali relative lo stato di fatto	86
8	<i>Stato di progetto.....</i>	86
8.1	Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale	86
8.2	Verifica ai carichi verticali in condizioni di progetto	88
8.2.1	Strutture Murarie.....	88
8.2.2	Verifica copertura lignea.....	89
8.2.3	Rinforzo travi in c.a. vano scale.....	93
8.2.4	Progetto di consolidamento del solaio di piano primo e secondo	95
8.2.5	Solaio di sottotetto	111
8.2.6	Progetto dei controventi di falda	121
8.3	Verifica per azioni fuori piano.....	124
8.3.1	Muro di facciata	124
8.3.2	Muro di spina	127
8.4	Verifica per azioni nel piano	129
8.4.1	Modellazione.....	129
8.4.2	Esito delle analisi	130
8.5	Verifica delle fondazioni.....	134
8.5.1	Fondazione muro di spina	134
8.5.2	Fondazione muri di facciata	137

8.5.3	Fondazione muri vano scale.....	139
9	<i>Conclusioni</i>.....	<i>141</i>
9.1	Stato di fatto	141
9.2	Interventi previsti.....	141
9.3	Stato di progetto	143

2 RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA

2.1 Premessa

L'oggetto della presente relazione è la valutazione della vulnerabilità sismica e il progetto degli interventi di miglioramento sismico dell'edificio sito in Ferrara, via Fiume 15,17,19, comprendente un totale di 30 alloggi (Figura 1). L'edificio, in muratura portante, è su tre livelli fuori terra, con copertura a due falde, per un'altezza complessiva di circa 13 m.

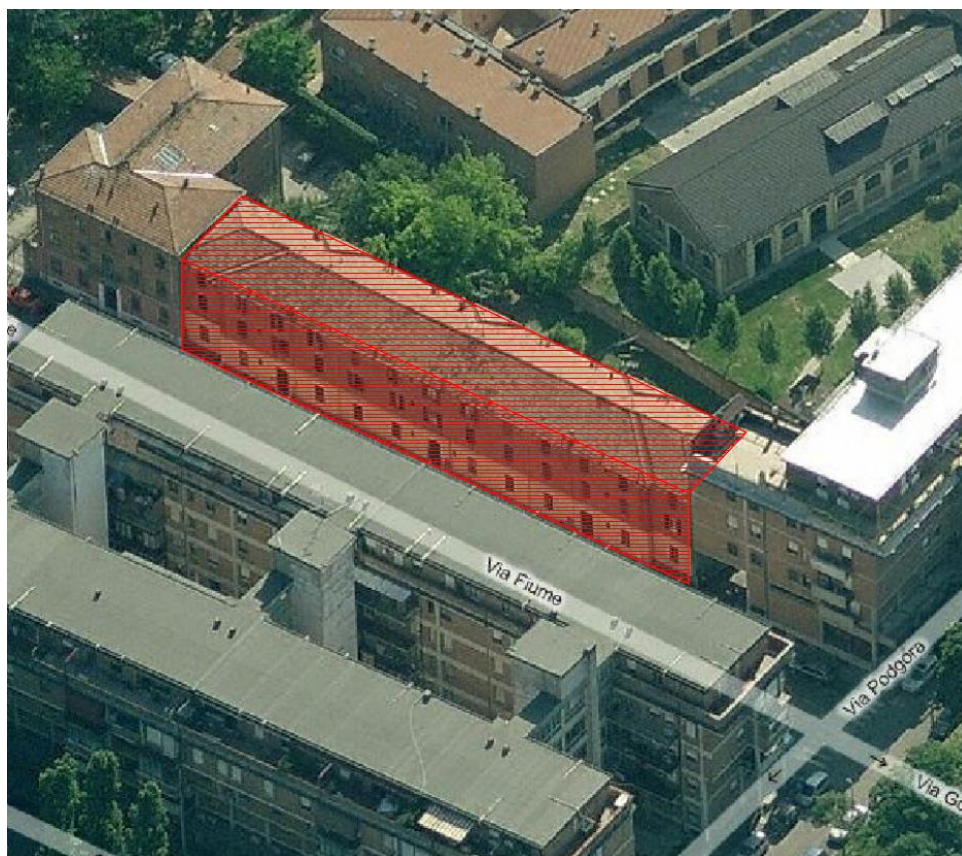


Figura 1: Identificazione dell'edificio nell'aggregato urbano

2.2 Analisi storico critica

L'analisi storico critica del presente fabbricato è stata basata sulla ricerca di tutta la documentazione disponibile presso gli Enti istituzionalmente competenti in merito al fabbricato, ovvero:

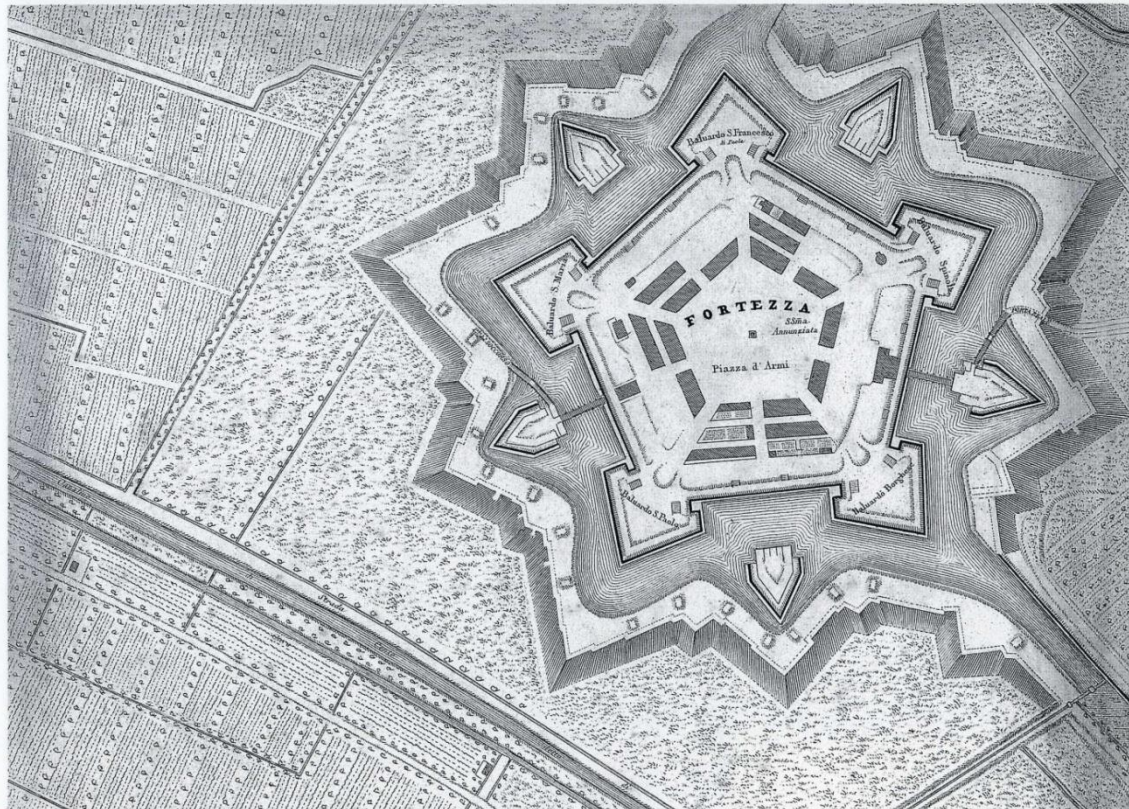
- Archivi dell'ACER,
- Comune di Ferrara- Ufficio Ricerche Storiche
- Comune di Ferrara – Archivio Storico
- Archivio di Stato

La ricerca mirava a determinare la data di costruzione dell'edificio, le informazioni sul terreno, i disegni esecutivi, le eventuali modifiche avvenute nel tempo e i possibili danni subiti nel periodo di guerra.

Molti di questi documenti sono stati ottenuti. Non tutto il necessario è stato trovato, in particolare non è stato reperito il progetto esecutivo originale con i dettagli costruttivi.

2.2.1 Notizie storiche sull'area e sul quartiere

L'edificio sorge nel cosiddetto “quartiere giardino” che risulta totalmente inglobato all'interno delle mura di Ferrara, a sud-ovest della città. Un tempo qui insisteva una zona residenziale di età medievale, a ridosso della cinta muraria, la quale venne fortificata grazie alla costruzione di baluardi voluti dal duca Alfonso II d'Este. In questa stessa zona, nel 1522, il duca Alfonso I d'Este acconsentì l'inalveazione del Reno nel Po, causandone la difficile navigabilità a causa dei detriti portati dalle acque del Reno, che contribuirono all'interrimento dei fondali del Po. Poiché i lavori di bonifica del fiume risultarono insoddisfacenti, il duca Alfonso II ordinò a Giovan Battista Aleotti il rafforzamento difensivo delle mura occidentali tramite la costruzione di una fortezza militare, a cavallo dei borghi di San Giacomo e di San Luca. I lavori per la sua costruzione procedettero dal 1563 al 1585 e subirono un arresto con la morte del duca Alfonso II, nel 1597, con il quale terminava la dinastia estense nella città di Ferrara poiché suo figlio Cesare d'Este non venne riconosciuto come erede legittimo del duca. Ferrara passò quindi sotto il controllo dello Stato Pontificio ed il Papa Clemente VIII, impadronitosi del feudo estense, volle costruire un'imponente fortezza pontificia, portata in seguito a termine da Papa Paolo V, il quale rinunciò al progetto dell'Aleotti dando l'incarico di un nuovo progetto a Pompeo Targone.

Immagini della Fortezza negli ultimi anni del governo pontificio.

«Carta topografica della Città di Ferrara, delineata ed incisa nel dicastero generale del censo, nella proporzione di 1 a 4000, pubblicata sotto la presidenza di Sua E.za R.ma il Cardinale Luigi Vannicelli Casoni», anno 1850.
A.S.C., Ferrara, Sezione Cartografica, Altri disegni, n. 350 bis.

Figura 2

Di notevoli dimensioni e a forma di stella a cinque punte, fu terminata nel corso del Seicento. Dopo la distruzione durante la Campagna d'Italia di Napoleone Bonaparte, venne riedificata dagli austriaci nel corso dell'Ottocento ed infine definitivamente rasa al suolo nel 1859, anno in cui Ferrara entra a far parte del Regno di Sardegna.

L'abbattimento della fortezza pontificia consente di liberare una vasta area a sud-ovest della città, di circa 380.000 m² la quale assumerà notevole importanza soprattutto nel campo della pianificazione territoriale agli inizi del novecento, grazie anche alla presenza di opere importanti per la città sorte nelle vicinanze come la stazione ferroviaria, terminata nel 1862, e il rifacimento di Viale Cavour insieme alla costruzione di numerosi villini borghesi.

Sul piano urbanistico assume rilevante importanza il Piano Regolatore ed il Piano per la parziale sistemazione di Piazza d'Armi, redatti dall'ing. Ciro Contini fra il 1911 e il 1914, anche se ufficialmente mai adottato. Al tempo si contrapposero due progetti per l'area in questione, quello di Contini, libero professionista chiamato, come detto, a redigere il Piano Regolatore, e quello dell'ing. Cesare Selvelli, ingegnere Capo del Comune dal 1915.



Figura 3 Progetto Contini



Figura 4 Progetto Selvelli

Le principali divergenze erano relative all'ubicazione delle aree verdi e alla loro quantificazione. Il progetto Contini, con l'ubicazione del verde su viale Cavour e sul nuovo viale di Corso Isonzo, privilegiava la qualità abitativa dei lotti residenziali interni, affacciati sulle aree di verde pubblico,

mentre il progetto di Selvelli era improntato a più prosaici calcoli economici di plusvalore derivanti ai diversi lotti, qui più numerosi, dal giardino più arretato rispetto al viale principale (viale Cavour) e dalla rinuncia al verde su Corso Isonzo.

Uscito sconfitto dallo scontro con la bocciatura del suo progetto, Contini si trasferì a Roma nel 1917 pur mantenendo contatti professionali con la sua città in qualità di consulente del Piano Regolatore Generale.

Tralasciando le vicende di questi Piani, che oggi definiremmo “di lottizzazione” o “particolareggiato”, la cronaca vide prevalere il piano Selvelli anche se la sua realizzazione si discostò in parte dal progetto.

Nel corso degli anni successivi emerse la personalità dell'ing. Girolamo Savonuzzi, coadiuvato nella realizzazione di vari progetti, dal fratello Carlo che lo sostituirà nel dopoguerra, dopo la sua morte avvenuta nel novembre 1943 per mano dei fascisti.

Il vasto terreno lasciato dall'ex fortezza inizierà a riempirsi grazie alla costruzione dell'acquedotto monumentale del 1932 ad opera di Carlo Savonuzzi, il quale rappresenta il fulcro del quartiere. Esso sorge nel mezzo di piazza XXIV Maggio dalla quale parte, perpendicolare a Viale Cavour, Corso Vittorio Veneto, un'ampia strada composta da villini borghesi in stile liberty.

Fin dal primo decennio del secolo il Comune vendette, per realizzare immediati benefici economici, porzioni di terreno prospiciente viale Cavour, aree appetibili per la nuova borghesia cittadina per la vicinanza alla Stazione ferroviaria e non lontani dal centro. Nacquero così i villini unifamiliari (Baruffaldi, Boari, Azzolini, Fano) circondati da giardino, nuovo “status simbol” di una classe economica che si andava affermando e che uscì senza troppi danni dal primo conflitto mondiale.

Ma negli anni successivi, a fianco di queste richieste elitarie, pervennero al Comune le esigenze di persone comuni, di categorie di lavoratori dipendenti dello Stato e da semplici cittadini che facevano richiesta al neo costituito Istituto per le Casa Popolari di un alloggio che li sottraesse alla triste condizione del tugurio.

In tal modo le aree disponibili dell'ex piazza d'armi venivano man mano a ridursi e ciò non poteva non andare a discapito delle aree verdi, sulla dislocazione delle quali era stato progettato l'asse viario. Fu questa la situazione di fatto che si trovò di fronte Contini nell'affrontare lo studio della Variante al Piano particolareggiato complicato dalla nuova decisione del Consiglio Comunale di costruire entro tale perimetro il Campo sportivo comunale. Contini, nuovamente chiamato a Ferrara, accettò l'incarico senza entusiasmo esprimendo al Sindaco con una lettera del 1924 la sua amarezza per le vicende passate. Ciononostante Contini procedette allo svolgimento dell'incarico.



Figura 5 Progetto realizzato con l'individuazione dell'edificio in esame

Nel 1928 vengono costruite le scuole elementari "Mario Poledrelli" mentre fra il 1925 e il 1928 trova spazio lo Stadio Paolo Mazza. Fra il 1925 e il 1926 viene invece eretta l'ex Caserma Pastrengo (ora sede di Uffici Provinciali) all'angolo fra Corso Piave e Corso Isonzo, ad opera dell'ingegnere Virgilio Coltro, mentre fra il 1936 e il 1937 viene eretta la nuova palazzina dell'ex Mercato Ortofrutticolo lungo Corso Isonzo. La palazzina si presenta oggi in stato di abbandono, mentre l'area dell'ex mercato è stata adibita a parcheggio (ex MOF).

L'area che ospita l'edificio oggetto dello studio, risulta donata nell'anno 1926 dal Comune di Ferrara all'Istituto Autonomo Casa Popolari di Ferrara, (istituito con Regio Decreto nel 1920) per gli scopi dell'Istituto, ovvero per la realizzazione di alloggi popolari e popolarissimi.

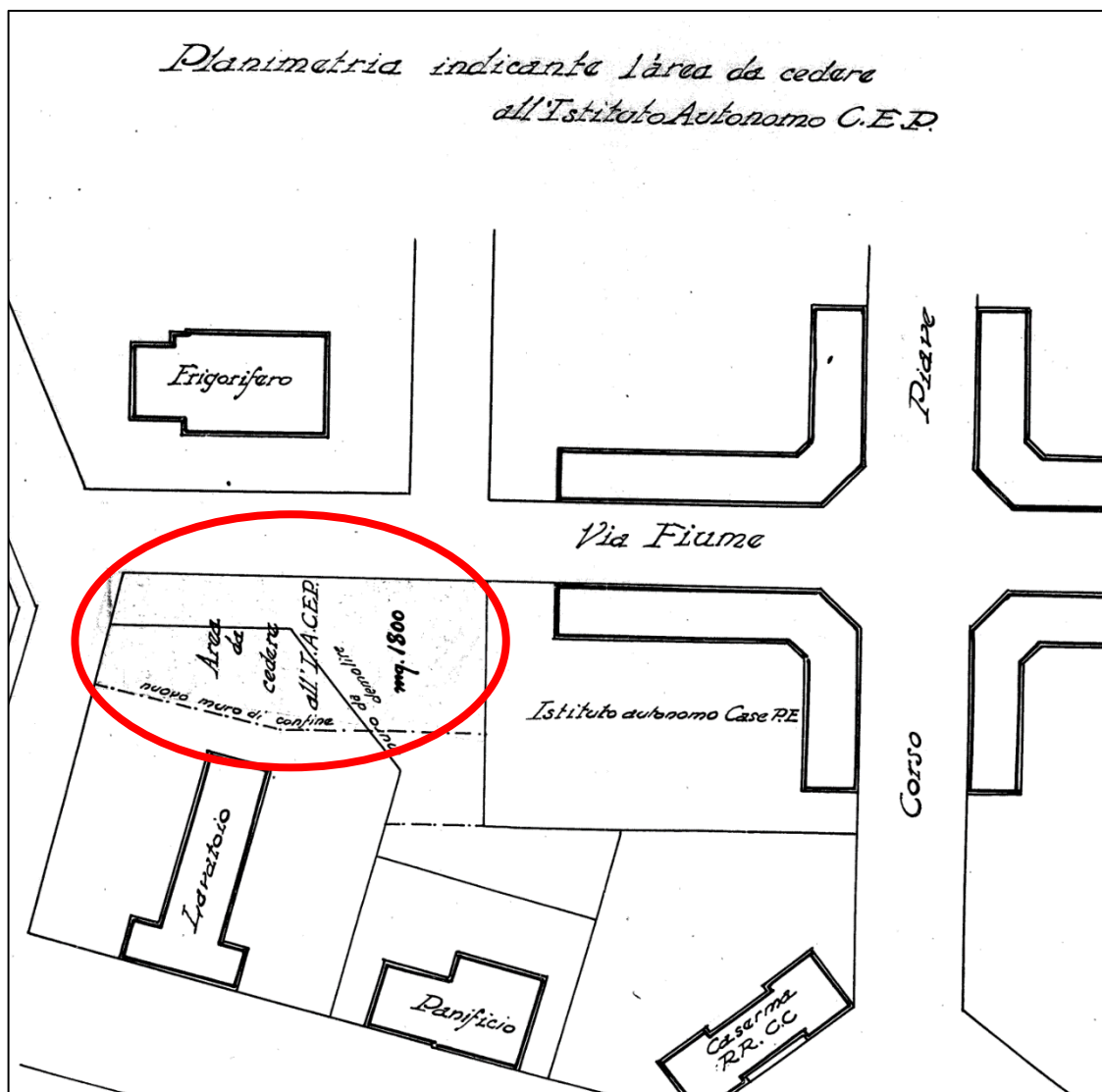
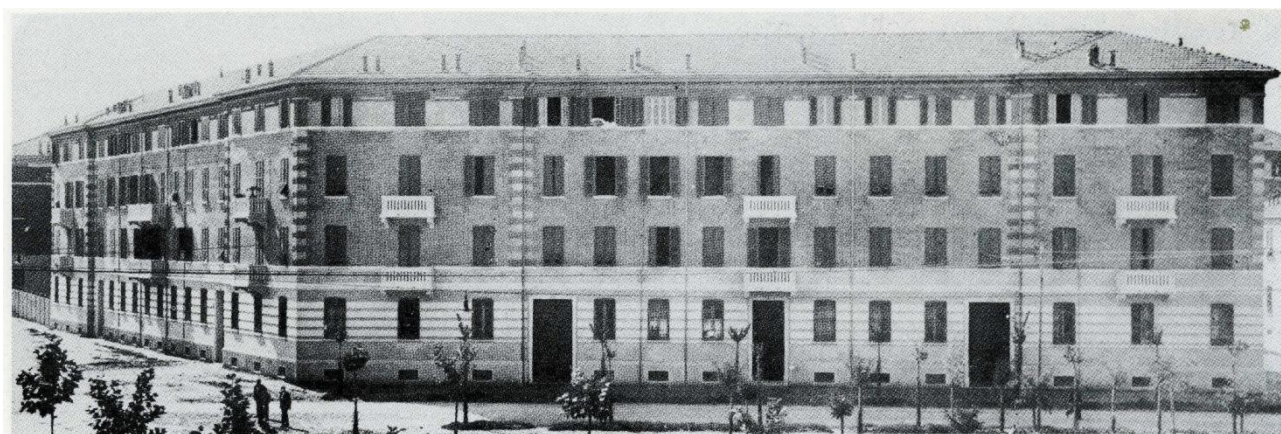


Figura 6 Donazione dell'area comunale allo I.A.C.P.

E proprio negli ampi spazi disponibili all'interno dell'ex Piazza delle Armi, si vennero costruendo i primi caseggiati popolari che non mancavano, per i canoni estetici del tempo, di una certa pretenziosità.



Anni '20-'30. Fabbricato in Corso Isonzo angolo Via Cassoli.

Figura 7 Fabbricato tipo del quartiere

Le aree donate o cedute dal Comune erano quelle meno appetibili in quanto scelte nella parte più lontana dalla via principale (viale Cavour) e dal previsto giardino pubblico, calcolato in 33.500 m². L'attività dell'Istituto, negli anni che vanno dal 1924 al 1929 vide la costruzione nella ex Piazza d'Armi, di 18 edifici per un totale di 740 vani. Sorsero allora gli edifici di Corso Isonzo, via Cassoli, via Fiume.

**Figura 8 Vista quartiere in costruzione****2.2.2 Anno di costruzione dell'edificio**

Dalle notizie recuperate il più probabile anno di ultimazione dell'edificio risulta essere il 1928.

Purtroppo non vi sono riscontri documentali ufficiali (es agibilità, collaudi..).

Tra le documentazioni trovate vi è la foto seguente scattata dall'aviazione inglese (RAF) che documenta l'esistenza della costruzione negli anni 1945 (l'edificio in esame è quello in alto a sinistra indicato nella foto 8,



Figura 9 Foto aerea RAF anno 1945

2.2.3 Considerazioni critiche sull'area e il terreno di fondazione

Come detto l'area deriva dalla demolizione della Fortezza papale realizzata a sua volta sull'interramento del ramo del Po. E' naturale quindi porsi domande sulla tenuta del terreno sottostante. Tuttavia attraverso la mappa ottenuta per sovrapposizione dell'area dell'ex Fortezza all'attuale planimetria della città, si può notare come l'ubicazione dell'edificio studiato ricada a ridosso delle mura di fortificazione, sulle rive dell'area occupata dall'alveo del ramo del Po.

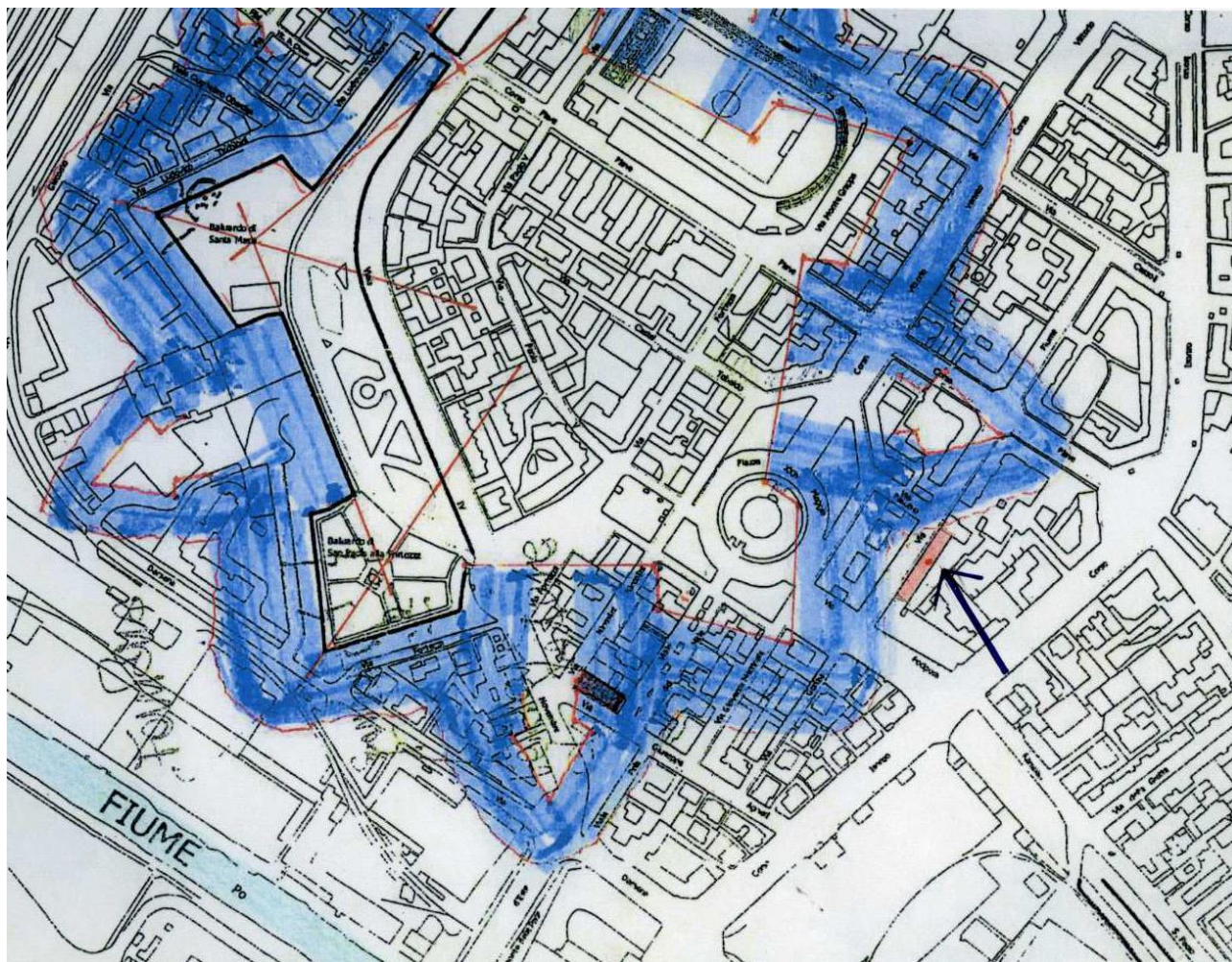


Figura 10: Sovrapposizione tra la vecchia fortezza e l'attuale tessuto urbano con la posizione dell'edificio in esame. In azzurro è evidenziato la dimensione del fossato

2.2.4 Danni di guerra

Dalla consultazione degli archivi comunali relativi ai danni di guerra non risulta che l'edificio abbia subito danni dai bombardamenti. Si precisa tuttavia che l'attendibilità di tale informazione non è assoluta in quanto è emerso che i dati raccolti al tempo sono risultati incompleti.



Figura 11 Tavola riportante gli edifici danneggiati dalla guerra

2.2.5 Tavole architettoniche

Dall'archivio ACER è stato possibile ricavare le piante architettoniche dell'edificio redatte dall'ACER stessa nel 1946 per realizzare un censimento delle proprietà.



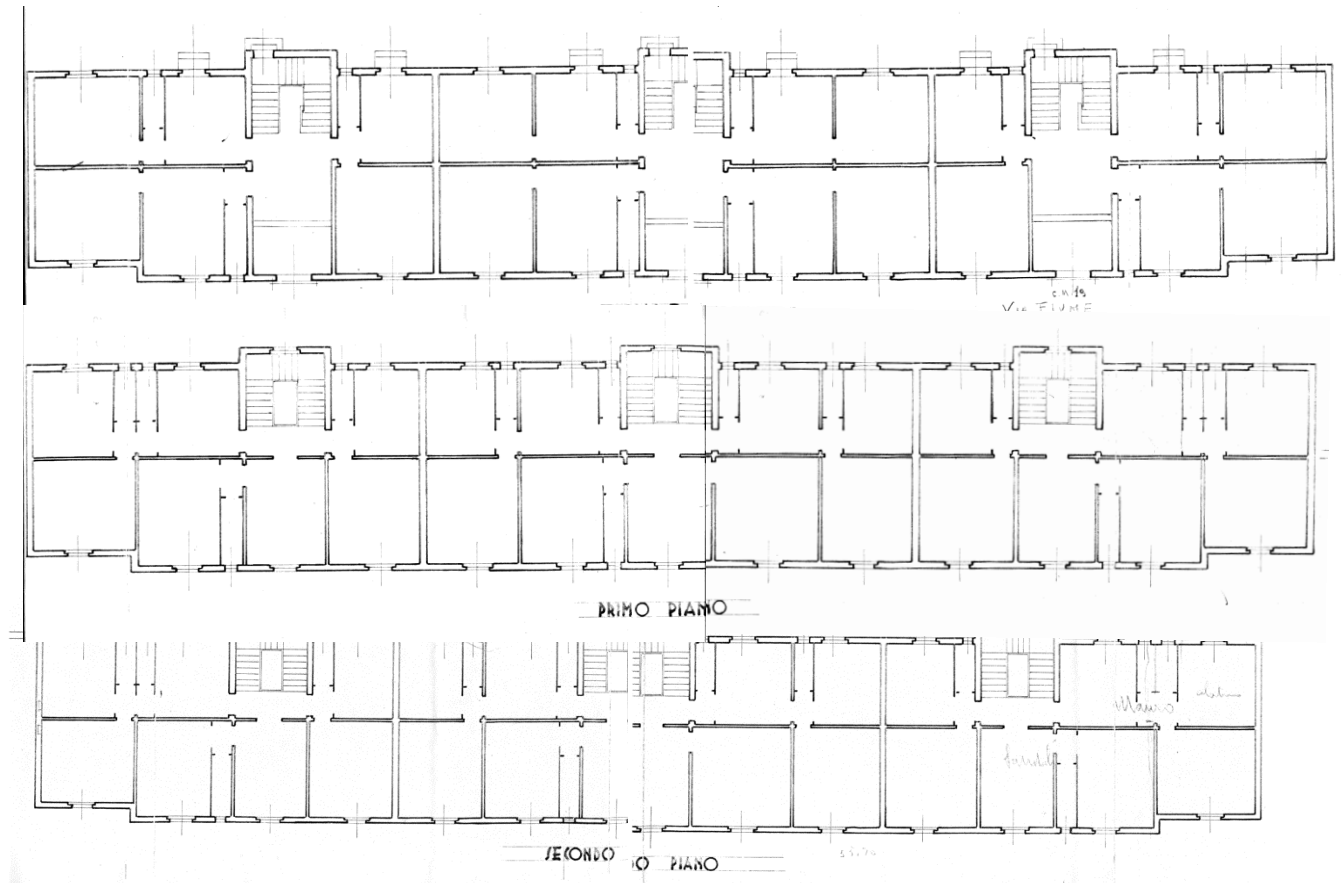


Figura 12 Disegni dell'inventario dell'ACER relativi all'edificio di via Fiume N°15 17 19

Sempre negli archivi ACER sono stati trovati i particolari costruttivi delle fondazioni degli edifici adiacenti a quello oggetto di studio che comunque risalgono a quegli stessi anni e dai quali si posso trarre delle ipotesi sul tipo di fondazioni di quell'epoca realizzate in muratura con allargamenti ma mano che la profondità aumenta.

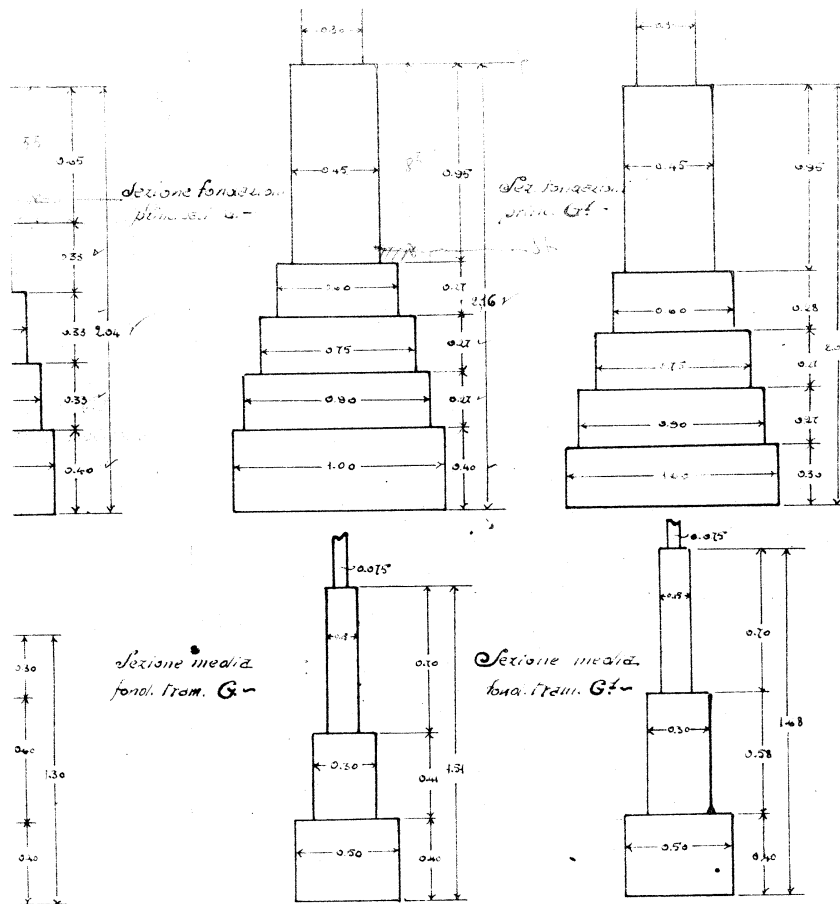


Figura 13 Probabili fondazioni

A seguito dei sondaggi eseguiti in opera si è rilevata una significativa difformità delle fondazioni rispetto ai particolari riportati.

3 FATTORI DI CONFIDENZA E COEFF. DI SICUREZZA

Oltre al rilievo architettonico e strutturale completi, si è svolta una campagna di indagini e sondaggi (si veda §4 della presente relazione e la relazione “*Valutazione delle proprietà meccaniche di un edificio in muratura pluripiano*” in allegato).

La campagna di indagini e sondaggi è stata progettata al fine di perseguire il raggiungimento di un livello di conoscenza pari a LC3 caso a). Si sono svolte quindi:

- Rilievo completo di murature, scale, solai, fondazioni;
- Rilievo e rappresentazione grafica quadro fessurativo;
- Verifiche in situ estese ed esaustive dei dettagli costruttivi (tessitura, ammorsamenti etc.);
- Indagini in sito esaustive delle proprietà dei materiali, in particolare si sono realizzate:
 - 3 prove di martinetto piatto doppio;

- 3 prove di taglio tipo Shove Test

Avendo raggiunto un livello di conoscenza LC3, il fattore di confidenza adottato è dunque pari a $FC=1$.

Per la muratura, nell'esecuzione delle verifiche sismiche si assume un fattore parziale di sicurezza pari a $\gamma_m = 2.0$, sia per le verifiche fuori piano che per quelle nel piano ai sensi del §7.8.1 delle NTC 2008.

Per tutti gli altri materiali i coefficienti di sicurezza sono quelli previsti dalle NTC 2008.

4 DESCRIZIONE ATTUALE DELL'EDIFICIO

Il fabbricato, sviluppato su tre livelli, ha pianta pressoché rettangolare di dimensioni pari a circa 55.7 x 9.0m con altezza di colmo pari a circa 13m. L'edificio presenta una corte interna di forma all'incirca rettangolare avente dimensione di 55.7 x 14.7 m. La struttura è realizzata in aderenza, lungo i due lati corti, ad altri due edifici: il primo, sul lato nord è in muratura e lievemente più alto del fabbricato in esame, il secondo, sul lato sud, è un edificio in cemento armato di altezza superiore. Entrambi i fabbricati confinanti sono stati realizzati in epoca successiva alla struttura in esame.



Figura 14: Prospetto dell'edificio (lato via Fiume)



Figura 15: Prospetto della corte interna

La muratura portante è costituita da mattoni pieni e malta di calce, con orditura pressoché regolare, ma con malta di scarsa qualità; in particolare nella facciata posteriore sono presenti numerosi giunti di malta dilavati. A seguito delle indagini svolte, è stata riscontrata l'assenza di ammorsamento tra le pareti ortogonali controventanti e le facciate principali.

Le pareti perimetrali, i muri divisorii tra i 3 numeri civici e le pareti di vano scale sono in muratura a due teste, mentre le restanti pareti trasversali e il muro di spina sono in muratura a una testa, per maggiore chiarezza si veda la figura seguente.

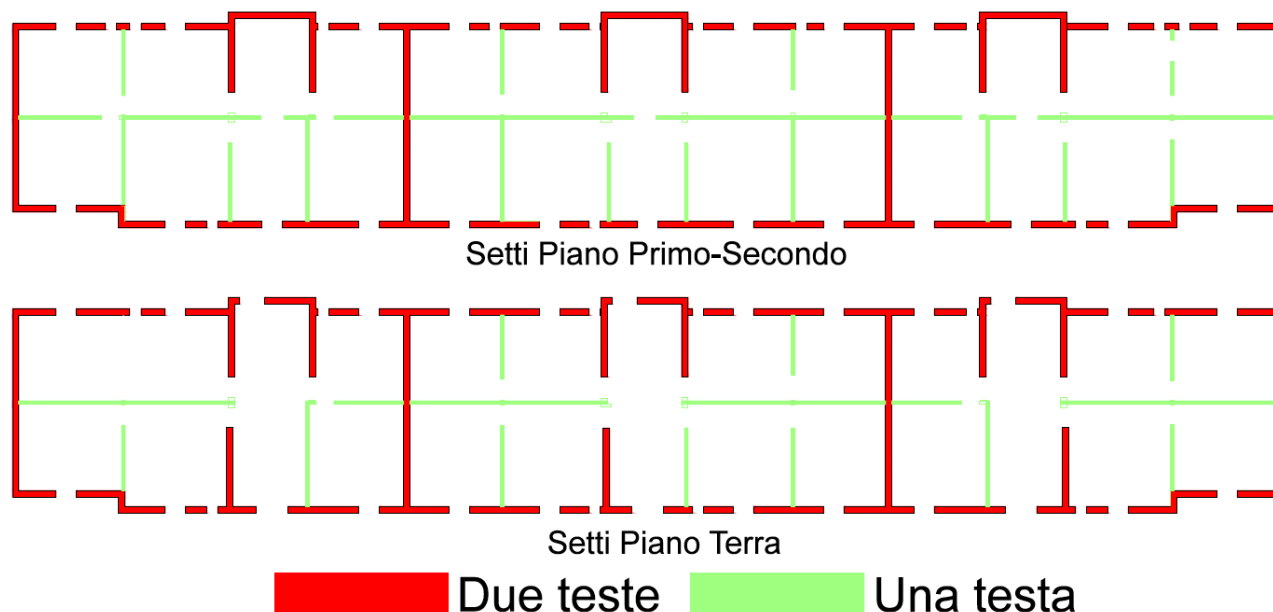


Figura 16 Spessore pareti in pianta

All'interno del fabbricato, i solai del primo e del secondo impalcato sono in latero cemento, con una caldana non armata di 2 cm, travetti di base 6 cm con passo 30. Lo spessore totale della porzione strutturale del solaio è pari a 12 cm (figura 16)

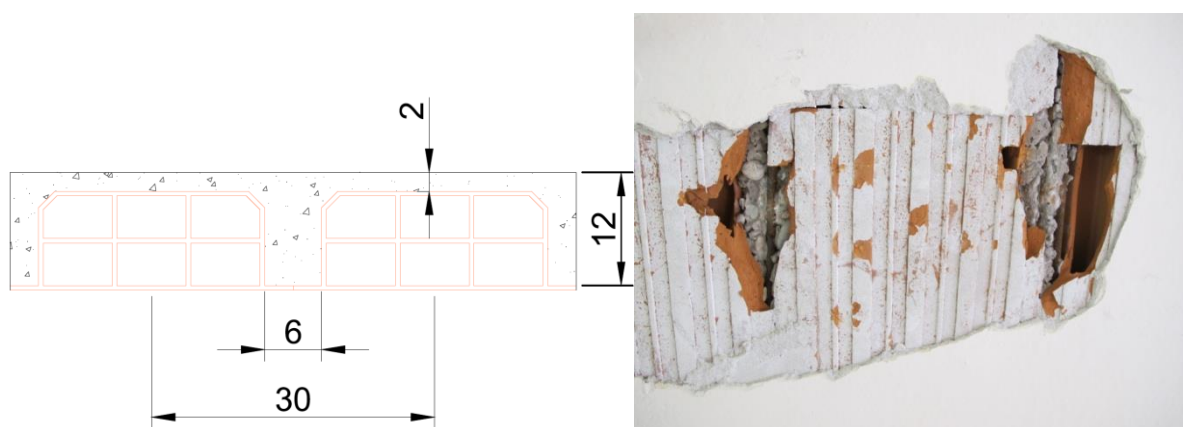


Figura 17 Intradosso e sezione del solaio di piano primo e secondo

Il solaio di sottotetto, con orditura parallela alle facciate è un semplice controsoffitto in arellato.

Il solaio di copertura, anch'esso ordito parallelamente alle facciate principali, è in legno a doppia orditura, la dimensione media delle travi principali, che sono semplicemente appoggiate sui timpani trasversali alla facciata, è di 13 x 16 cm, con un interasse di circa un metro, mentre la dimensione media delle travi secondarie è di 7x7 cm.

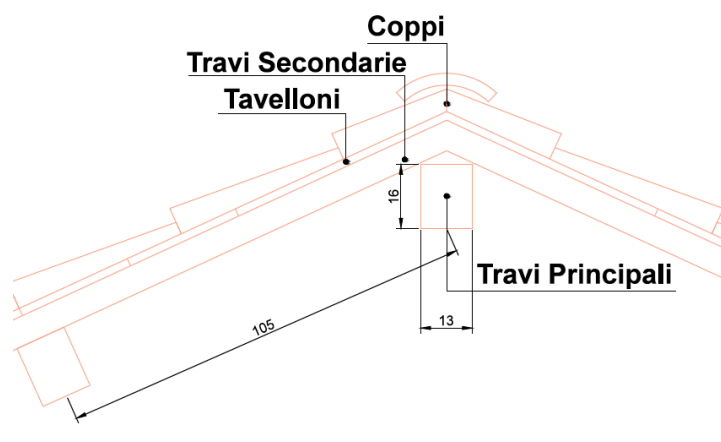


Figura 18 Solaio copertura e solaio di sottotetto

Nelle figure seguenti si riportano gli schemi riassuntivi dell'orditura dei solai.

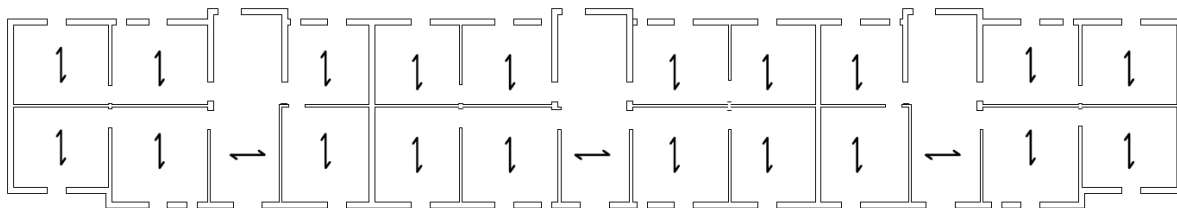


Figura 19 Orditura solai piano primo e secondo

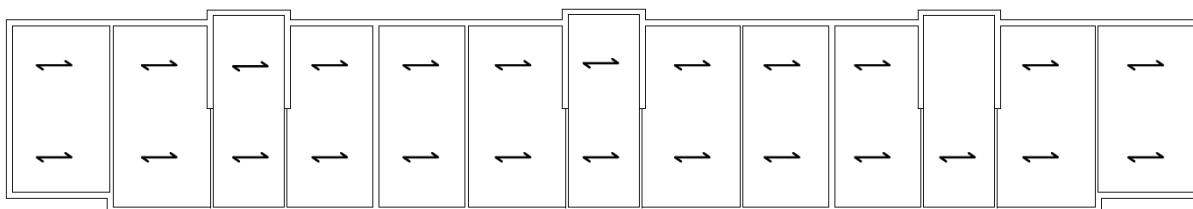
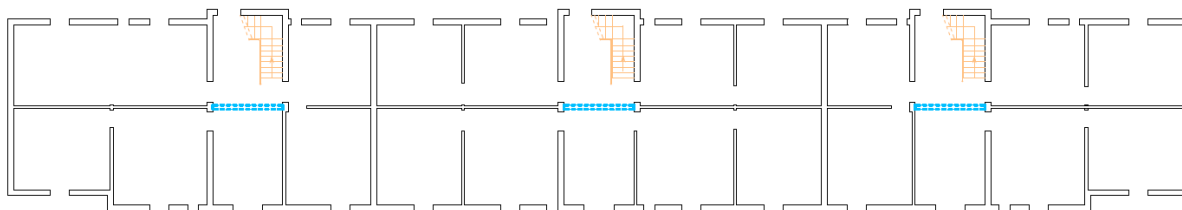


Figura 20 Orditura solai di copertura

Si è effettuato il rilievo delle tre travi a T, in c.a. (indicate in figura 21 in colore azzurro), alla quota del solaio del primo impalcato, su cui poggia il muro di spina a una testa. Si è rilevata la presenza di 3Φ12 longitudinali mentre non si è rilevata la presenza di staffe.



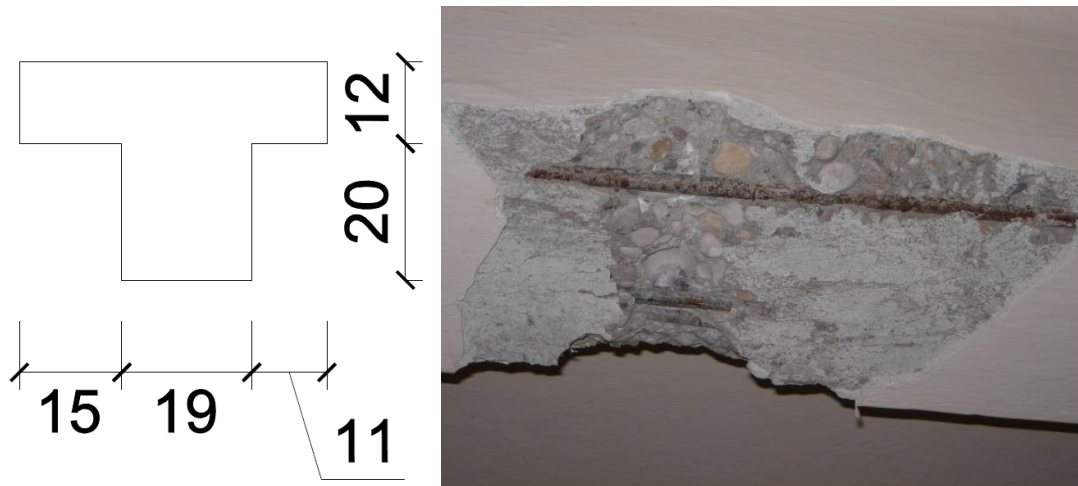


Figura 21 Posizioni e sezione della trave a T in C.A. rilevata

Le rampe delle scale presenti all'interno dell'edificio sono a sbalzo incastrate nelle pareti a due teste di vano scale (figura 8)

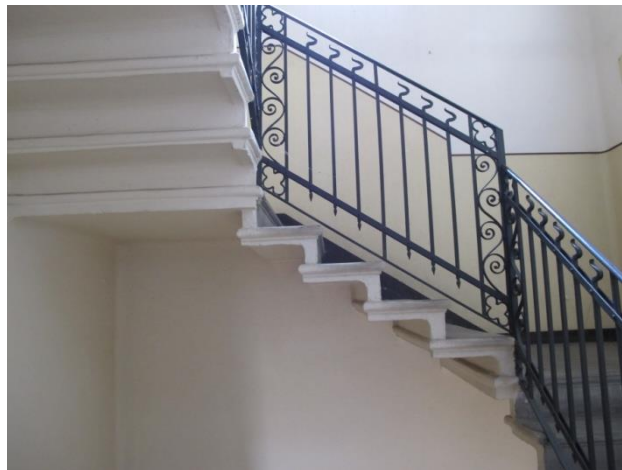


Figura 22 Scale a sbalzo

4.1 Rilievo geometrico-strutturale dello stato di fatto

Le risultanze del rilievo geometrico-strutturale vengono presentate nelle seguenti tavole grafiche e riportate in allegato:

- 1) “TAVOLA 1” Stato di fatto piante
- 2) “TAVOLA 2” Stato di fatto prospetti e sezioni
- 3) “TAVOLA 3” Indagini, sondaggi e quadro fessurativo
- 4) “TAVOLA 1D” Rilievo del quadro fessurativo - piante
- 5) “TAVOLA 2D” Rilievo del quadro fessurativo – prospetti e sezioni

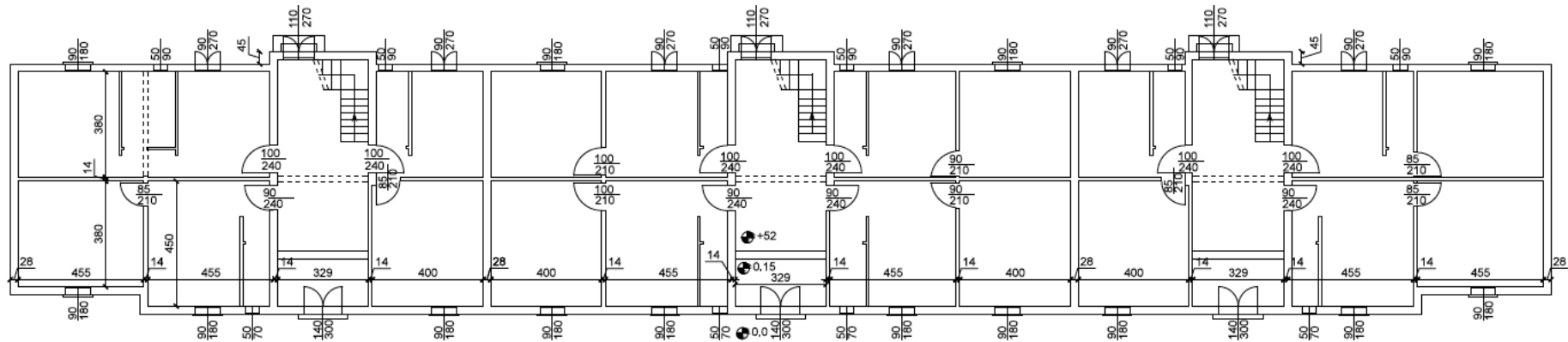


Figura 23 Pianta piano terra

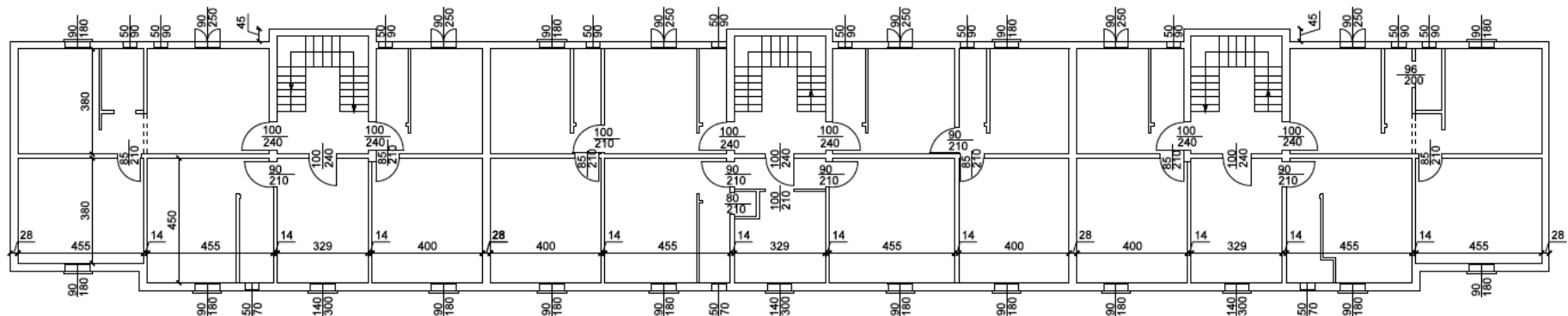


Figura 24 Pianta piano primo



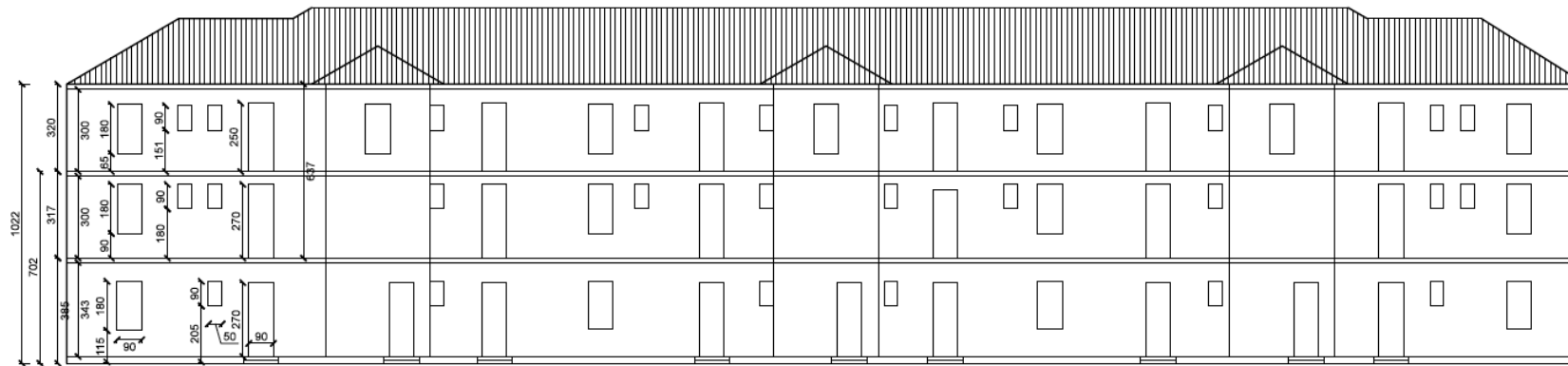


Figura 27 Prospetto sulla corte

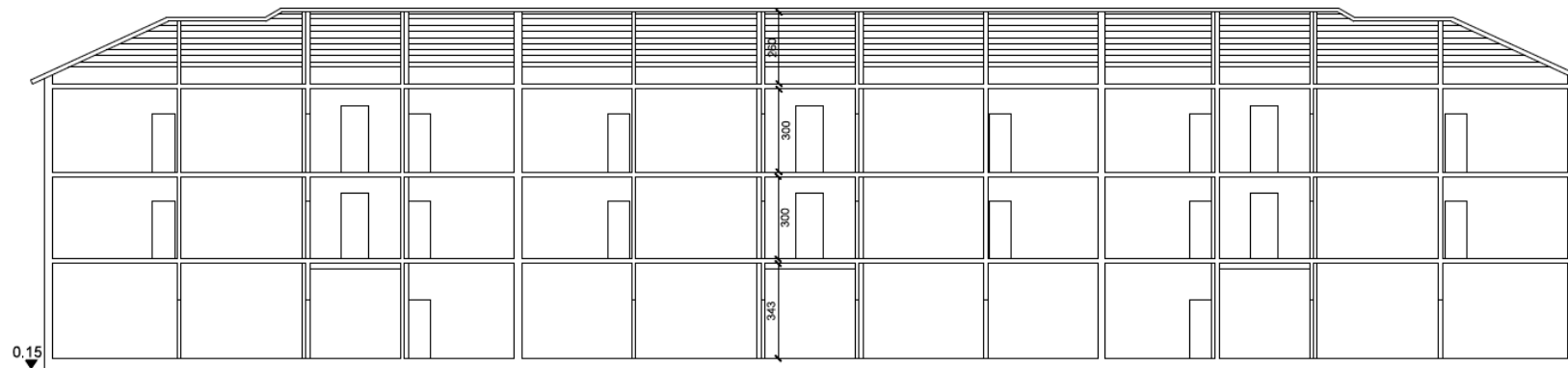


Figura 28 Sezione longitudinale verso il muro di spina

4.2 Relazione sui materiali

4.3 Mattoni pieni e malta di calce

Si riportano nel seguito i valori di resistenza a compressione e al taglio della muratura in mattoni pieni e malta di calce in opera. Nell'esecuzione delle analisi si applicherà un coeff. di sicurezza γ_m pari a 3 nell'esecuzione delle verifiche ai carichi verticali e $\gamma_m = 2$ nell'esecuzione delle verifiche sismiche.

4.3.1 Resistenza a compressione

I valori di progetto delle proprietà adottati nelle analisi numeriche sono ottenuti dalla media dei risultati delle 3 prove di martinetto doppio.

Prova	Valore a rottura
FE_MT_A	3.3 N/mm ²
FE_MT_B	4.0 N/mm ²
FE_MT_C	3.3 N/mm ²

Tabella 1: Valori di pressione rilevata a rottura durante l'esecuzione della prova

$$f_m = \frac{3.3 + 4.0 + 3.3}{3} \cdot 0.87 = 3.1 \text{ N/mm}^2$$

Dove 0.87 è la costante del martinetto

Dalle prove di martinetto piatto è stato possibile ricavare anche il modulo di rigidezza E della muratura pari a 3100MPa, nell'esecuzione delle verifiche si è considerata la rigidezza fessurata pari a 1550 MPa.

4.3.2 Resistenza a taglio

Dalle tre prove di taglio si è ottenuta la resistenza media 0.43 MPa. Tenendo conto di una tensione verticale media alla quota in cui sono state svolte le prove di 0.14 MPa, il valore della coesione risulta pari a $\tau_0 = 0.43 - 0.4 \cdot 0.14 = 0.36$ MPa.

Dalle prove di scorrimento è stato possibile ricavare anche il modulo di rigidezza G della muratura pari a 1200MPa, nell'esecuzione delle verifiche si è considerata la rigidezza fessurata pari a 600 MPa.

4.3.3 Rinforzo con betoncino armato

Ove si è prevista la realizzazione del betoncino armato, muro di spina PT e P1, in fase di progetto, si sono applicati i coeff. migliorativi previsti alla Tab. C8A.2.2 della circolare 2/2/2009 seguendo le modalità previste al §C8A.2 della stessa circolare.

4.4 Legno

Per le caratteristiche meccaniche degli elementi lignei si fa riferimento (come previsto al §11.7.2 delle NTC 2008) alla norma UNI EN 338/2009: Legno strutturale - Classi di resistenza. (vedi tabella seguente) ed in particolare alla classe C24.

prospetto 1		Classi di resistenza - Valori caratteristici																			
		Conifere										Latifoglie									
		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50	D18	D24	D30	D35	D40	D50	D60	D70
Proprietà di resistenza (in N/mm ²)																					
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50	18	24	30	35	40	50	60	70
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30	11	14	18	21	24	30	36	42
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29	18	21	23	25	26	29	32	34
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	7,5	7,8	8,0	8,1	8,3	9,3	10,5	13,5
Taglio	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,4	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	5,0
Proprietà di rigidità (in kN/mm ²)																					
Media del modulo di elasticità parallela	$E_{0,mean}$	7	8	9	9,5	10	11	11,5	12	13	14	15	16	9,5	10	11	12	13	14	17	20
Modulo di elasticità parallela al 5%	$E_{0,05}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,0	10,7	8	8,5	9,2	10,1	10,9	11,8	14,3	16,8
Media del modulo di elasticità perpendicolare	$E_{90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,63	0,67	0,73	0,80	0,86	0,93	1,13	1,33
Media del modulo di taglio	G_{mean}	0,44	0,5	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00	0,59	0,62	0,69	0,75	0,81	0,88	1,06	1,25
Massa volumica (in kg/m ³)																					
Massa volumica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460	475	485	530	540	550	620	700	900
Massa volumica media	ρ_{mean}	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550	570	580	640	650	660	750	840	1 080

4.5 Acciaio

4.5.1 Acciaio da carpenteria metallica

Per gli acciai da carpenteria si fa riferimento al §11 delle NTC 2008 e in particolare si considererà la tabella 11.3.IX di seguito riportata.

In particolare si utilizza l'acciaio tipo S 235.

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$

modulo di elasticità trasversale $G = E / [2 (1 + \nu)] \text{ N/mm}^2$

coefficiente di *Poisson* $\nu = 0,3$

coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ per } ^\circ\text{C}^{-1}$

(per temperature fino a $100 \text{ } ^\circ\text{C}$)

densità $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

4.5.2 Acciaio da c.a.

Acciaio in barre tipo B450C ($f_{yk} = 450.0 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 390.0 \text{ MPa}$)

Modulo elastico: $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

Limite di verifica SLE:

comb. rara: $\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

4.5.3 Barre filettate bulloni e dadi

Per viti e bulloni si utilizza la classe 8.8 come definita al §11 della NTC 2008 i cui valori di resistenza sono di seguito riportati.

11.3.4.6.1 Bulloni

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tab. 11.3.XII.

Tabella 11.3.XII.a

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenuti alle classi indicate nella precedente tabella 11.3.XII.a sono riportate nella seguente tabella 11.3.XII.b:

Tabella 11.3.XII.b

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

4.6 CLS

4.6.1 Rinforzo fondazione

Classe di resistenza: C25/30 ($f_{ck} = 25.0$ MPa, $R_{ck} = 30.0$ MPa)

Modulo elastico (p.to 11.2.10.3 NTC '08):

$$E_c = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 22000 \cdot [(25.0+8)/10]^{0.3} = 31476 \text{ MPa}$$

Miscela:

- diametro max inerti: 30 mm;
- rapporto acqua/cemento: 0.60;
- consistenza: S4 (slump 160-200 mm).

Classe di esposizione assunta (rif. UNI EN 206-1): XC2 (bagnato, raramente secco)

Condizioni ambientali: Ordinarie

Copriferri minimi (rif. § C4.1.6.1.3): 25+10 = 35 mm (+10 mm in asse barre più esposte)

Limiti di verifica SLE:

comb. rara: $\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 15.0 \text{ MPa}$

comb. quasi permanente: $\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 11.3 \text{ MPa}$

comb. frequente: $w_d = w_3 = 0.40 \text{ mm}$

comb. quasi permanente: $w_d = w_2 = 0.30 \text{ mm}$

4.6.2 Rinforzo solai di piano


Il conglomerato di cui si farà uso per le nuove nervature e la soletta avrà classe di massa volumica D1,6 secondo la norma EN 206-1. La densità nominale sarà quindi pari a $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$, mentre la densità del calcestruzzo armato adottata nei calcoli sarà pari a 1750 kg/m^3 come indicato in EN 1992-1-1 (Eurocodice 2). La classe di resistenza richiesta è la LC 25/28, con resistenze caratteristiche cilindrica e cubica a 28 giorni non minori di 25 e 28 MPa. La resistenza cilindrica di progetto sarà dunque pari a $f_{lcd} = 25/1.5 = 16.67 \text{ MPa}$, alla quale nei calcoli verrà applicato il coefficiente riduttivo $\alpha_{cc} = 0.85$ per le resistenze di lunga durata, ottenendo una resistenza finale di progetto pari a 14.17 MPa . L'acciaio sarà di classe B450C, con resistenze caratteristiche a snervamento e a rottura non inferiori a 450 e 540 MPa. La resistenza di progetto adottata nei calcoli sarà quindi pari a $f_{yd} = 450/1.15 = 391 \text{ MPa}$.

4.7 Tessuto in fibra di carbonio

Si riporta nel seguito la schermata riassuntiva delle caratteristiche meccaniche del tessuto in fibra di carbonio considerate nelle analisi.

Schemi di rinforzo con FRP

ID	Sigla	Spessore	E	eps r %	Direzione	Tipo appli...	Esposizione	Fibra	eta a	Lunghezza ancoraggio	Larghezza fasce D2	Passo fasce D2	raggio confinamento
n. 1	Fibrorinforzo 1 strato	0.17	230000.00	1.40	uniassiale	tipo A	interna	carbo.	0.95	0.00	200.00	200.00	20.00
n. 2	Fibrorinforzo 2 strati	0.34	230000.00	1.40	uniassiale	tipo A	interna	carbo.	0.95	0.00	200.00	200.00	20.00
n. 3	Fibrorinforzo 3 strati	0.50	230000.00	1.40	uniassiale	tipo A	interna	carbo.	0.95	0.00	200.00	200.00	20.00



Aggiungi Rimuovi

Rimuovi tutto

Leggi file Scrivi file

Impostazione dati rinforzo

Definire i valori di interesse del composito. Per l'applicazione di rinforzo a taglio e confinamento specificare passo e larghezza fasce.

Esempio applicazione formule linee guida CSLLFP [sezione 300x300 e 300x500]:

Resistenza fcm	15.0	Flessione:	Efd% [3.18]	Confinamento:	Eccu % [3.43]
Ancoraggio ottimale Le	0.0	Incrementi: [kN]	Taglio trave	Taglio pilastro	Taglio nodo
			0.0	0.0	0.0

Aggiorna

Unità di misura: utilizzare N e mm

Annulla Applica

Trattasi di tessuto unidirezionale con spessore equivalente di tessuto secco pari a 0.167 mm , resistenza a trazione di 4830 N/mm^2 , modulo elastico a trazione di 230 Gpa e allungamento a rottura del 2% .

4.8 Resina per ancoraggio chimico

Per l'ancoraggio chimico di barre filettate sulla muratura esistente si è previsto l'utilizzo di resina tipo HILTI HIT-HY 200.

5 NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

Legge 5/11/1971 n° 1086	"Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
A. Giuffrè (a cura di) Ed. Laterza, Bari, 1993	"Sicurezza e conservazione dei centri storici, il caso Ortigia"
D.M. 14/01/2008	"Norme tecniche per le costruzioni".
Circolare 2 febbraio 2009, n. 617	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008
AA.VV., 2007; Tipografie Grafiche Scarponi s.r.l., Osimo (AN)	<i>"Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura"</i> ; Parte Seconda - Modelli cinematici per l'analisi strutturale degli edifici in muratura. Sisma Marche 1997 - Decreto del Commissario Delegato per gli interventi di Protezione Civile n. 28 del 10 aprile 2002".
CNR DT 206/2007	Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno
UNI EN 1995-1-1	Progettazione delle strutture di legno. Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici
UNI EN 1995-1-2	Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1996-1-1	Progettazione delle strutture di legno. Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata
UNI EN 1993-1-1	Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1992-1-1	Progettazione delle strutture di acciaio. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

6 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le tabelle riassuntive dei carichi considerati nelle analisi svolte.

	Solaio di piano 1-2 SDF	base [cm]	altezza [cm]	interasse [cm]	ρ [Kg/m³]	[Kg/m²]
G1	Travetti C.A.	6	10	30	2500	50
	Pignatte	24	10	30	625	50
					Tot G1	100
G2	Caldana	-	4	-	2400	96
	Pavimento	-	2	-	2000	40
	Intonaco di calce	-	2	-	2000	40
	Tramezze	-	-	-	-	80
					Tot G2	246
Q	Cat. A – civile abitazione					200
					Tot Q	200

	Solaio di Sottotetto - SDF	base [cm]	altezza [cm]	interasse [cm]	ρ [Kg/m³]	[Kg/m²]
G1	Travi principale	13	13	100	600	10,1
	Travi secondarie	4	7	35	600	4,8
					Tot G1	14,9
G2	Arelle	.	2	-	230	4,6
	Intonaco di calce	-	2	-	2000	40
					Tot G2	44,6
Q	Cat. H – sottotetti sola manutenzione					50
					Tot Q	50

	Solaio di Copertura - SDF	base [cm]	altezza [cm]	interasse [cm]	ρ [Kg/m³]	[Kg/m²]
G1	Travi principali	13	16	100	600	12,5
	Travi Secondarie	10	10	50	600	12
					Tot G1	24,5
G2	Tavelloni	30	5	30	600	30
	Coppi	-	-	-	-	70
					Tot G2	100
Q	Carico Neve					80
					Tot Q	80

	Solaio di piano 1-2 SDP	base [cm]	altezza [cm]	interasse [cm]	ρ [Kg/m³]	[Kg/m²]
G1	Vecchie nervature	6	10	30	2500	50
	Pignatte	24	10	30	625	50
	Nuove nervature	24	11	90	1750	51
	Soletta	100	6	100	1750	105
					Tot G1	256

G2	Sottofondo LECA	100	9.5	100	600	57
	Pavimento+livellina	100	1.5	100	2000	30
	Intonaco di calce	-	2	-	2000	35
	Tramezze	-	-	-	-	40
					Tot G2	162
Q	Cat. A – civile abitazione					200
					Tot Q	200

	Solaio di Copertura - SDP	base [cm]	altezza [cm]	interasse [cm]	ρ [Kg/m³]	[Kg/m²]
G1	Travi principali	20	20	100	600	24
	Travi Secondarie	8	8	50	600	8
	Tavolato	100	3	100	600	18
					Tot G1	50
G2	Isolante termico ad alta densità (lana di roccia)	100	12	100	160	19
	Coppi	-	-	-	-	80
	Guaina bituminosa e barriera al vapore	-	-	-	-	10
					Tot G2	99
Q	Carico Neve					80
					Tot Q	80

	Solaio di Sottotetto - SDP	base [cm]	altezza [cm]	interasse [cm]	ρ [Kg/m³]	[Kg/m²]
G1	Grigliato travi HEA 100	-	-	-	-	30
					Tot G1	30
G2	Controsoffitto	-	-	-	-	30
	Impianti	-	-	-	-	20
	Grigliato metallico	-	-	-	-	25
					Tot G2	75
Q	Cat. H – sottotetti sola manutenzione					50
					Tot Q	50

Il peso specifico della muratura in mattoni pieni e malta di calce è assunto pari a 18kN/m³.

6.1 Definizione dell'azione sismica

6.1.1 Coordinate del sito

Longitudine 11° 36' 34.51''

Latitudine 44° 50' 14.16''

6.1.2 Parametri per la definizione degli spettri

Vita nominale: $V_N = 50$ anni

Classe d'uso: II

Categoria di sottosuolo: C (si veda: “*Relazione geologica-geotecnica*” Dott. Geol. Antonio Mucchi allegata)

Categoria topografica: T1

La tabella 8 riporta i valori dei parametri principali per la definizione degli spettri.

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,037	2,548	0,252
50	0,046	2,502	0,275
72	0,056	2,483	0,281
101	0,066	2,505	0,282
140	0,077	2,567	0,274
201	0,092	2,578	0,272
475	0,135	2,595	0,273
975	0,181	2,549	0,279
2475	0,260	2,466	0,290

Tabella 2 Valori di a_g , F_0 e T_C^* al variare di T_R , per lo spettro considerato

Le tabelle seguenti riportano ulteriori parametri per gli spettri SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,135 g
F_0	2,595
T_C^*	0,273 s
S_S	1,491
C_C	1,611
S_T	1,000

Tabella 3 Valori dei parametri indipendenti per lo spettro considerato

Parametri dipendenti

S	1,491
η	1,000
T_B	0,147 s
T_C	0,440 s
T_D	2,138 s

Tabella 4 Valori dei parametri dipendenti per lo spettro considerato

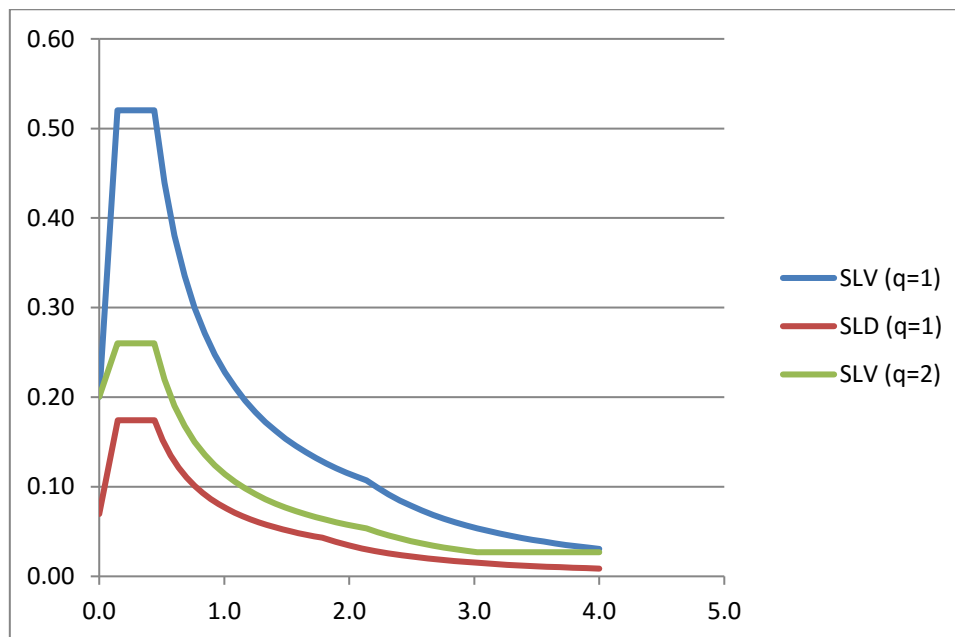


Figura 29 Spettri sismici per gli SL considerati

La riporta, per lo SLV, lo spettro elastico ($q = 1$) e quello ridotto con il fattore di struttura $q = 2$, adottato nelle analisi dei cinatismi locali con metodo lineare. A titolo esemplificativo viene riportato anche lo spettro corrispondente allo stato limite di danno (SLD).

7 ANALISI DELLO STATO DI FATTO

7.1 Verifica ai carichi verticali

7.1.1 Strutture murarie

Si riportano di seguito la numerazione delle pareti portanti e le tabelle delle analisi di verifica ai carichi verticali.

Le verifiche sono svolte in combinazione di carico SLU.

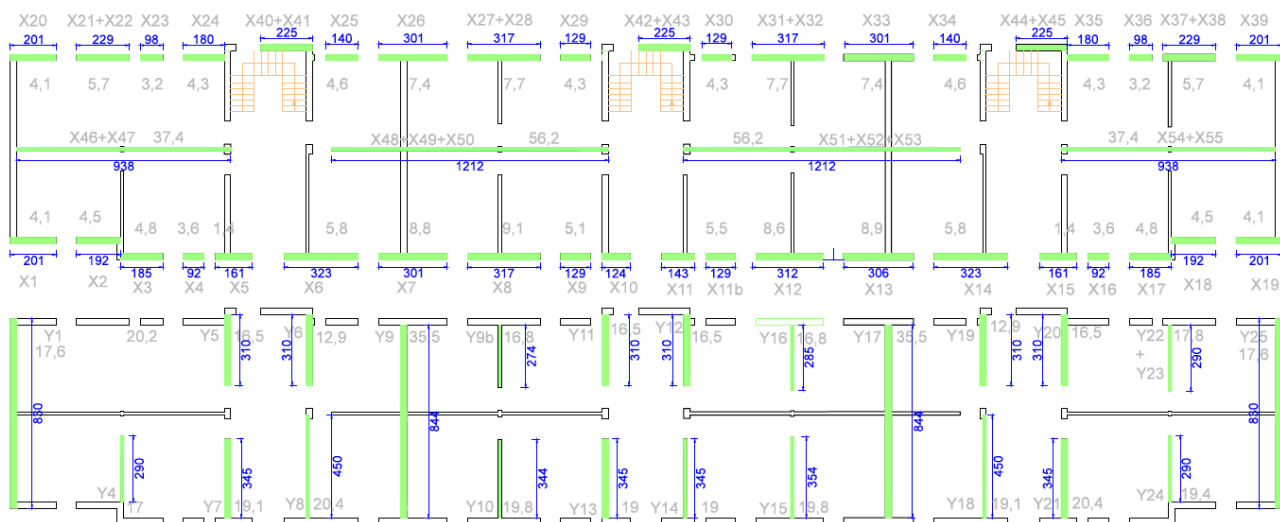


Figura 30 Numerazione pareti per la verifica ai carichi verticali Piano Terra

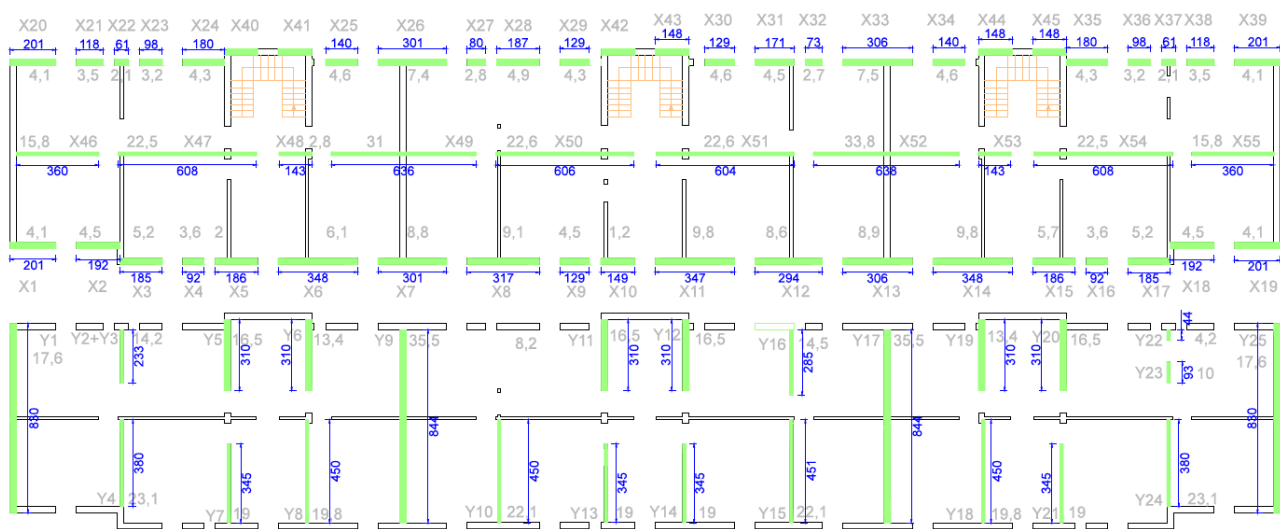


Figura 31 Numerazione pareti per la verifica ai carichi verticali Piano Primo

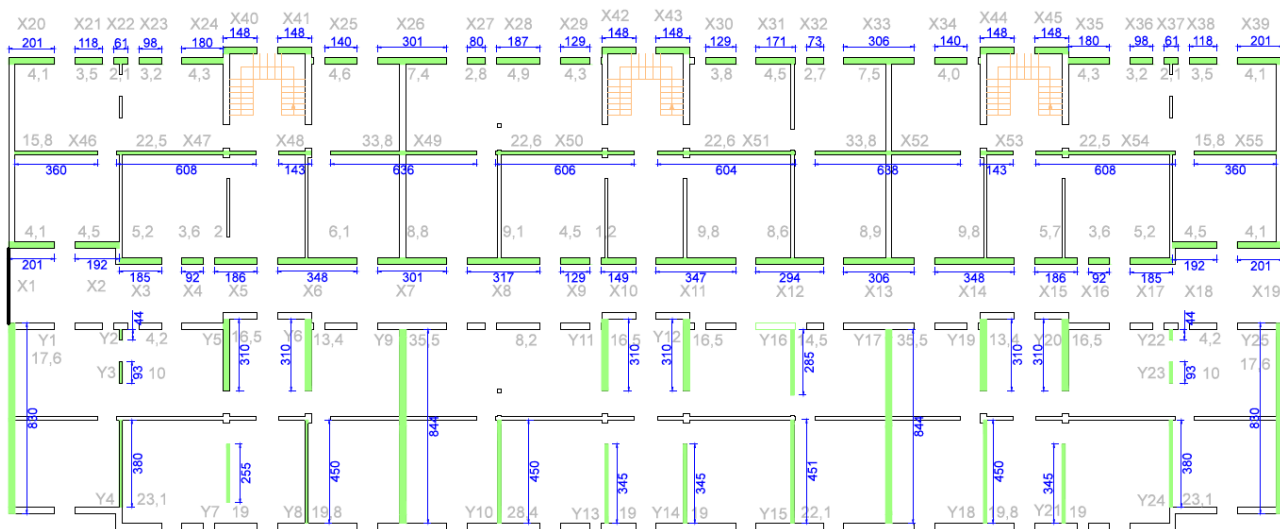


Figura 32 Numerazione pareti per la verifica ai carichi verticali Piano Secondo

7.1.1.1 Piano terra

Tabella 5 Caratteristiche geometriche e sforzi normali agenti nelle pareti al piano terra

	t	l	h	ρ	h0	λ	Area N1 sup (P.Muro)	Area N1 inf (P.Muro)	Area N2 (Solaio)	Intonaco su	Spessore	N1su p	N1centro	N1in f	N2su p	N2centro
Nome	c m	cm	cm		cm		m²	m²	m²	lati n°	intonaco cm	kN	kN	kN	kN	kN
Via Fiume																
X1	28	201	343	1	343	12,3	4,2	3,8	4,1	2	1,5	146	175,3	201,9	33	29
X2	28	192	343	1	343	12,3	4,0	3,7	4,5	2	1,5	145	173,2	199,0	36	32
X3	28	185	343	1	343	12,3	3,9	3,5	4,8	2	1,5	147	174,5	198,9	39	34
X4	28	92	343	1	343	12,3	2,4	2,4	3,6	2	1,5	94	110,0	126,5	29	26
X5	28	161	343	1	343	12,3	4,0	3,2	1,4	2	1,5	130	157,2	179,5	11	10
X6	28	323	343	1	343	12,3	7,2	5,9	5,8	2	1,5	248	297,9	339,2	47	41
X7	28	301	343	1	343	12,3	6,5	6,0	8,8	2	1,5	245	290,0	331,8	71	63
X8	28	317	343	1	343	12,3	6,8	6,3	9,1	2	1,5	257	304,4	348,3	73	65
X9	28	129	343	1	343	12,3	3,1	3,1	5,1	2	1,5	121	142,3	163,6	41	36
X10	28	124	343	1	343	12,3	3,2	2,5	0	2	1,5	105	126,5	143,9	0	0
X11	28	143	343	1	343	12,3	3,2	2,5	0	2	1,5	134	156,6	174,1	0	0
X11b	28	129	343	1	343	12,3	3,1	3,1	5,5	2	1,5	134	155,8	177,2	44	39
X12	28	312	343	1	343	12,3	6,8	6,3	8,6	2	1,5	252	299,0	342,8	69	61
X13	28	306	343	1	343	12,3	6,5	6,0	8,9	2	1,5	246	291,2	333,0	72	64
X14	28	323	343	1	343	12,3	7,2	5,9	5,8	2	1,5	278	327,7	369,0	47	41
X15	28	161	343	1	343	12,3	4	3,2	1,4	2	1,5	159	187,0	209,3	11	10
X16	28	92	343	1	343	12,3	2,4	2,4	3,6	2	1,5	94	110,0	126,5	29	26
X17	28	185	343	1	343	12,3	3,9	3,5	4,8	2	1,5	147	174,2	198,7	39	34
X18	28	192	343	1	343	12,3	4,0	3,7	4,5	2	1,5	145	173,2	199,0	36	32
X19	28	201	343	1	343	12,3	4,2	3,8	4,1	2	1,5	146	175,3	201,9	33	29
Corte																
X20	28	201	343	1	343	12,3	4,2	3,9	4,1	1	1,5	141	168,9	195,3	33	29
X21+X22	28	229	343	1	343	12,3	4,9	4,8	5,7	1	1,5	165	197,9	230,3	46	41
X23	28	98	343	1	343	12,3	2,5	2,1	3,2	1	1,5	85	102,0	116,2	26	23
X24	28	180	343	1	343	12,3	3,8	3,1	4,3	1	1,5	127	152,9	173,9	35	31
X25	28	140	343	1	343	12,3	3,6	3,4	4,6	1	1,5	129	153,3	176,2	37	33
X26	28	301	343	1	343	12,3	6,4	5,6	7,4	1	1,5	221	263,7	301,6	60	53
X27+X28	28	317	343	1	343	12,3	6,7	5,8	7,7	1	1,5	270	315,1	354,4	62	55
X29	28	129	343	1	343	12,3	3,3	3,1	4,3	1	1,5	119	140,7	161,5	35	31
X30	28	129	343	1	343	12,3	3,3	3,1	4,3	1	1,5	121	143,1	164,0	35	31
X31+X32	28	317	343	1	343	12,3	6,7	5,8	7,7	1	1,5	217	262,0	301,2	62	55
X33	28	301	343	1	343	12,3	6,4	5,6	7,4	1	1,5	222	264,8	302,7	60	53
X34	28	140	343	1	343	12,3	3,6	3,4	4,6	1	1,5	129	153,3	176,2	37	33
X35	28	180	343	1	343	12,3	3,8	3,1	4,3	1	1,5	127	152,9	173,9	35	31
X36	28	98	343	1	343	12,3	2,5	2,1	3,2	1	1,5	85	102,0	116,2	26	23
X37+X38	28	229	343	1	343	12,3	4,9	4,8	5,7	1	1,5	165	197,9	230,3	46	41
X39	28	201	343	1	343	12,3	4,2	3,9	4,1	1	1,5	141	168,9	195,2	33	29
Setti ortogonali																
Y1	28	830	343	1	343	12,3	14,2	14,2	0	2	1,5	444	543,8	643,8	0	0
Y5	28	310	343	1	343	12,3	6,2	5,3	0	2	1,5	283	326,6	363,9	0	0
Y6	28	310	343	1	343	12,3	5,8	5,3	0	2	1,5	246	286,3	323,6	0	0
Y7	28	345	343	1	343	12,3	6,8	5,9	7,5	2	1,5	276	323,6	365,2	60	54
Y9	28	844	343	1	343	12,3	14,5	14,5	0	2	1,5	656	757,8	859,5	0	0
Y11	28	310	343	1	343	12,3	6,2	5,3	0	2	1,5	283	326,6	363,9	0	0
Y12	28	310	343	1	343	12,3	7,2	5,3	0	2	1,5	269	319,0	356,3	0	0
Y13	28	345	343	1	343	12,3	6,8	5,9	7,5	2	1,5	276	323,6	365,2	60	54
Y17	28	844	343	1	343	12,3	14,5	14,5	0	2	1,5	656	757,8	859,5	0	0
Y19	28	310	343	1	343	12,3	5,8	5,3	0	2	1,5	246	286,3	323,6	0	0
Y20	28	310	343	1	343	12,3	6,2	5,3	0	2	1,5	283	326,6	363,9	0	0
Y21	28	345	343	1	343	12,3	6,8	5,9	7,5	2	1,5	276	323,6	365,2	60	54
Y25	28	830	343	1	343	12,3	14,2	14,2	0	2	1,5	447	547,1	647,1	0	0

Tabella 6 Valori delle eccentricità delle pareti al piano terra

d1	d2	es1	es2 sup	es2 cent	es2 inf	es sup	es cent	es inf	ea	ev	e1 sup	e2 cent	e1 inf	e1,2<0,33t	m1sup	m2centrale	m1inf
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	-	-	-	-
0	4,7	0	0,8	0,7	0,6	0,8	0,7	0,6	1,7	0,013	2,5	1,3	2,3	OK	0,53	0,27	0,49

0	4,7	0	0,8	0,7	0,6	0,8	0,7	0,6	1,7	0,012	2,6	1,3	2,4	OK	0,55	0,28	0,51
0	4,7	0	0,9	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,011	2,6	1,3	2,4	OK	0,56	0,28	0,51
0	4,7	0	1,0	0,9	0,8	1,0	0,9	0,8	1,7	0,009	2,7	1,4	2,5	OK	0,58	0,29	0,54
0	4,7	0	0,3	0,3	0,2	0,3	0,3	0,2	1,7	0,012	2,0	1,0	2,0	OK	0,44	0,22	0,42
0	4,7	0	0,7	0,6	0,5	0,7	0,6	0,5	1,7	0,012	2,4	1,2	2,2	OK	0,51	0,26	0,48
0	4,7	0	1,0	0,8	0,7	1,0	0,8	0,7	1,7	0,011	2,7	1,3	2,5	OK	0,57	0,29	0,53
0	4,7	0	0,9	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,011	2,7	1,3	2,4	OK	0,57	0,29	0,52
0	4,7	0	1,1	1,0	0,8	1,1	1,0	0,8	1,7	0,009	2,8	1,4	2,6	OK	0,60	0,30	0,55
0	4,7	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,013	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,19	0,37
0	4,7	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,012	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,19	0,37
0	4,7	0	1,1	0,9	0,8	1,1	0,9	0,8	1,7	0,008	2,8	1,4	2,6	OK	0,59	0,30	0,55
0	4,7	0	0,9	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,011	2,6	1,3	2,4	OK	0,56	0,28	0,52
0	4,7	0	1,0	0,8	0,7	1,0	0,8	0,7	1,7	0,011	2,7	1,3	2,5	OK	0,57	0,29	0,53
0	4,7	0	0,6	0,5	0,5	0,6	0,5	0,5	1,7	0,011	2,3	1,2	2,2	OK	0,50	0,25	0,47
0	4,7	0	0,3	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2	1,7	0,010	2,0	1,0	1,9	OK	0,43	0,22	0,41
0	4,7	0	1,0	0,9	0,8	1,0	0,9	0,8	1,7	0,009	2,7	1,4	2,5	OK	0,58	0,29	0,54
0	4,7	0	0,9	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,011	2,6	1,3	2,4	OK	0,56	0,28	0,51
0	4,7	0	0,8	0,7	0,6	0,8	0,7	0,6	1,7	0,012	2,6	1,3	2,4	OK	0,55	0,28	0,51
0	4,7	0	0,8	0,7	0,6	0,8	0,7	0,6	1,7	0,013	2,5	1,3	2,3	OK	0,53	0,27	0,49
0	4,7	0	0,80	0,7	0,6	0,8	0,7	0,6	1,7	0,013	2,5	1,3	2,3	OK	0,54	0,27	0,50
0	4,7	0	0,92	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,012	2,6	1,3	2,4	OK	0,57	0,29	0,52
0	4,7	0	0,99	0,9	0,8	1,0	0,9	0,8	1,7	0,010	2,7	1,4	2,5	OK	0,58	0,29	0,53
0	4,7	0	0,91	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,013	2,6	1,3	2,4	OK	0,56	0,28	0,52
0	4,7	0	0,95	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,010	2,7	1,3	2,4	OK	0,57	0,29	0,52
0	4,7	0	0,90	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,012	2,6	1,3	2,4	OK	0,56	0,28	0,52
0	4,7	0	0,79	0,7	0,6	0,8	0,7	0,6	1,7	0,011	2,5	1,3	2,3	OK	0,54	0,27	0,50
0	4,7	0	0,96	0,8	0,7	1,0	0,8	0,7	1,7	0,010	2,7	1,3	2,5	OK	0,57	0,29	0,53
0	4,7	0	0,94	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,009	2,7	1,3	2,5	OK	0,57	0,29	0,53
0	4,7	0	0,94	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,013	2,7	1,3	2,4	OK	0,57	0,29	0,52
0	4,7	0	0,90	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,012	2,6	1,3	2,4	OK	0,56	0,28	0,52
0	4,7	0	0,95	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,010	2,7	1,3	2,4	OK	0,57	0,29	0,52
0	4,7	0	0,91	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,013	2,6	1,3	2,4	OK	0,56	0,28	0,52
0	4,7	0	0,99	0,9	0,8	1,0	0,9	0,8	1,7	0,010	2,7	1,4	2,5	OK	0,58	0,29	0,53
0	4,7	0	0,92	0,8	0,7	0,9	0,8	0,7	1,7	0,012	2,6	1,3	2,4	OK	0,57	0,29	0,52
0	4,7	0	0,80	0,7	0,6	0,8	0,7	0,6	1,7	0,013	2,5	1,3	2,3	OK	0,54	0,27	0,50
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,18	0,37
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,18	0,37
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,18	0,37
7	0,0	5,7	0,00	0,0	0,0	5,7	5,7	5,7	1,7	0,0	7,5	3,7	7,5	OK	1,60	0,80	1,60
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,18	0,37
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,18	0,37
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,18	0,37
7	0,0	5,7	0,00	0,0	0,0	5,7	5,7	5,7	1,7	0,0	7,5	3,7	7,5	OK	1,60	0,80	1,60
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,18	0,37
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,18	0,37
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,18	0,37
7	0,0	5,7	0,00	0,0	0,0	5,7	5,7	5,7	1,7	0,0	7,5	3,7	7,5	OK	1,60	0,80	1,60
0	0,0	0	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,7	0,0	1,7	0,9	1,7	OK	0,37	0,18	0,37

Tabella 7: Valori di Φ e verifica delle pareti del piano terra (sezioni di base, a mezza altezza e in sommità)

	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3	NR sup	NR cent	NR inf	NE sup	NE cent	NE inf	NRd/Ned	NRd/NEd	NRd/NEd
Nome				kN	kN	kN	kN	kN	kN			
Via Fiume												
X1	0,53	0,64	0,54	920	1123	943	179	205	235	5,14	5,49	4,01
X2	0,52	0,64	0,54	872	1067	894	182	205	235	4,80	5,20	3,80
X3	0,51	0,64	0,53	824	1025	854	186	209	237	4,43	4,91	3,60
X4	0,51	0,63	0,52	409	505	417	123	136	155	3,34	3,72	2,68
X5	0,56	0,67	0,56	780	930	788	141	167	191	5,53	5,56	4,13
X6	0,54	0,65	0,55	1500	1819	1531	295	339	386	5,09	5,36	3,97
X7	0,52	0,64	0,53	1347	1659	1385	316	353	403	4,27	4,70	3,44
X8	0,51	0,64	0,53	1395	1749	1451	331	369	421	4,22	4,73	3,44
X9	0,49	0,63	0,52	552	704	578	162	179	205	3,41	3,94	2,82
X10	0,58	0,68	0,58	625	733	625	105	126	144	5,98	5,80	4,35
X11	0,58	0,68	0,58	721	846	721	134	157	174	5,36	5,40	4,14

X11b	0,51	0,63	0,52	569	706	585	179	195	221	3,19	3,62	2,64
X12	0,51	0,64	0,53	1380	1725	1434	321	360	412	4,30	4,79	3,48
X13	0,51	0,63	0,53	1342	1686	1397	318	355	405	4,22	4,75	3,45
X14	0,54	0,65	0,55	1512	1828	1538	325	369	416	4,66	4,95	3,70
X15	0,56	0,67	0,57	785	934	791	171	197	221	4,60	4,74	3,59
X16	0,51	0,63	0,53	409	505	421	123	136	155	3,34	3,72	2,71
X17	0,52	0,64	0,53	836	1025	857	186	209	237	4,50	4,92	3,61
X18	0,52	0,64	0,54	872	1067	894	182	205	235	4,80	5,20	3,80
X19	0,53	0,64	0,54	920	1123	944	179	205	235	5,14	5,49	4,02
Corte												
X20	0,53	0,64	0,54	917	1120	941	174	198	228	5,28	5,65	4,12
X21+X22	0,52	0,64	0,53	1029	1265	1059	211	239	276	4,88	5,30	3,84
X23	0,51	0,63	0,53	437	539	449	111	125	142	3,93	4,32	3,17
X24	0,52	0,64	0,53	810	995	833	162	184	208	5,01	5,42	3,99
X25	0,52	0,64	0,53	627	772	645	166	186	213	3,77	4,15	3,02
X26	0,52	0,64	0,53	1356	1665	1393	280	317	361	4,84	5,26	3,86
X27+X28	0,53	0,64	0,54	1449	1769	1480	332	370	416	4,37	4,78	3,56
X29	0,52	0,63	0,53	577	711	593	153	171	196	3,77	4,15	3,02
X30	0,52	0,64	0,53	578	712	594	156	174	199	3,71	4,09	2,99
X31+X32	0,52	0,64	0,53	1420	1748	1462	279	317	363	5,10	5,52	4,03
X33	0,52	0,64	0,53	1357	1666	1393	281	318	362	4,83	5,24	3,85
X34	0,52	0,64	0,53	627	772	645	166	186	213	3,77	4,15	3,02
X35	0,52	0,64	0,53	810	995	833	162	184	208	5,01	5,42	3,99
X36	0,51	0,63	0,53	437	539	449	111	125	142	3,93	4,32	3,17
X37+X38	0,52	0,64	0,53	1029	1265	1059	211	239	276	4,88	5,30	3,84
X39	0,53	0,64	0,54	917	1120	941	174	198	228	5,29	5,65	4,12
Setti Ortogonal												
Y1	0,60	0,68	0,60	4315	4919	4315	444	544	644	9,72	9,04	6,70
Y5	0,60	0,68	0,60	1612	1837	1612	283	327	364	5,69	5,62	4,43
Y6	0,60	0,68	0,60	1612	1837	1612	246	286	324	6,55	6,42	4,98
Y7	0,19	0,44	0,19	559	1326	559	336	377	425	1,66	3,52	1,31
Y9	0,60	0,68	0,60	4388	5001	4388	656	758	860	6,69	6,60	5,10
Y11	0,60	0,68	0,60	1612	1837	1612	283	327	364	5,69	5,62	4,43
Y12	0,60	0,68	0,60	1612	1837	1612	269	319	356	5,99	5,76	4,52
Y13	0,19	0,44	0,19	559	1326	559	336	377	425	1,66	3,52	1,31
Y17	0,60	0,68	0,60	4388	5001	4388	656	758	860	6,69	6,60	5,10
Y19	0,60	0,68	0,60	1612	1837	1612	246	286	324	6,55	6,42	4,98
Y20	0,60	0,68	0,60	1612	1837	1612	283	327	364	5,69	5,62	4,43
Y21	0,19	0,44	0,19	559	1326	559	336	377	425	1,66	3,52	1,31
Y25	0,60	0,68	0,60	4315	4919	4315	447	547	647	9,65	8,99	6,67

A piano terra i setti murari ad una testa non risultano verificati a causa della eccessiva snellezza che li caratterizza, si veda Tabella 8.

Tabella 8 Setti piano terra non verificati per eccessiva snellezza

	T	L	H	ρ	H0	λ	$\lambda < 20$
NOME	cm	cm	cm				
Spina							
X46+X47	15	938	300	1	343	22,9	Non Verificato
X48+X49+X50	15	1212	343	1	343	22,9	Non Verificato
X51+X52+X53	15	1212	343	1	343	22,9	Non Verificato
X54+X55	15	938	343	1	343	22,9	Non Verificato
Setti Ortogonal							

Y4	15	290	343	1	343	22,9	Non Verificato
Y8	15	450	343	1	343	22,9	Non Verificato
Y9b	15	274	343	1	343	22,9	Non Verificato
Y10	15	344	343	1	343	22,9	Non Verificato
Y14	15	345	343	1	343	22,9	Non Verificato
Y15	15	354	343	1	343	22,9	Non Verificato
Y16	15	285	343	1	343	22,9	Non Verificato
Y18	15	450	343	1	343	22,9	Non Verificato
Y22+Y23	15	290	343	1	343	22,9	Non Verificato
Y24	15	290	343	1	343	22,9	Non Verificato

7.1.1.2 Piano primo

Tabella 9 Caratteristiche geometriche e sforzi normali agenti nelle pareti al piano primo

	t	l	h	ρ	h0	λ	Area N1 sup (P.Muro)	Area N1 inf (P.Muro)	Area N2 (Solaio)	Intonaco su	Spessore	N1su p	N1centro	N1in f	N2su p	N2centro
Nome	c m	cm	cm		cm		m ²	m ²	m ²	lati n°	intonaco cm	kN	kN	kN	kN	kN
Via Fiume																
X1	28	201	300	1	300	10,7	3,6	3,4	4,1	1	1,5	65	90,1	113,2	33	29
X2	28	192	300	1	300	10,7	3,5	3,3	4,5	1	1,5	62	86,8	109,2	36	32
X3	28	185	300	1	300	10,7	3,3	3,2	5,2	1	1,5	61	83,9	105,6	42	37
X4	28	92	300	1	300	10,7	1,9	2,1	3,6	1	1,5	37	50,5	64,6	29	26
X5	28	186	300	1	300	10,7	3,5	3,5	2	1	1,5	66	90,0	113,6	16	14
X6	28	348	300	1	300	10,7	6,3	6,0	6,1	1	1,5	115	158,4	199,1	49	44
X7	28	301	300	1	300	10,7	5,5	5,3	8,8	1	1,5	100	138,3	174,2	71	63
X8	28	317	300	1	300	10,7	5,8	5,6	9,1	1	1,5	106	146,1	184,1	73	65
X9	28	129	300	1	300	10,7	2,6	2,7	4,5	1	1,5	48	66,5	84,7	36	32
X10	28	149	300	1	300	10,7	2,9	3,0	1,2	1	1,5	54	74,6	94,9	10	9
X11	28	347	300	1	300	10,7	6,0	5,7	9,8	1	1,5	110	151,3	190,1	79	70
X12	28	294	300	1	300	10,7	5,8	5,6	8,6	1	1,5	104	144,8	182,7	69	61
X13	28	306	300	1	300	10,7	5,5	5,3	8,9	1	1,5	100	138,6	174,5	72	64
X14	28	348	300	1	300	10,7	6,3	6,0	9,8	1	1,5	115	158,4	199,1	79	70
X15	28	186	300	1	300	10,7	3,5	3,5	5,7	1	1,5	66	90,0	113,6	46	41
X16	28	92	300	1	300	10,7	1,9	2,1	3,6	1	1,5	37	50,5	64,6	29	26
X17	28	185	300	1	300	10,7	3,3	3,2	5,2	1	1,5	61	83,6	105,3	42	37
X18	28	192	300	1	300	10,7	3,5	3,3	4,5	1	1,5	62	86,8	109,2	36	32
X19	28	201	300	1	300	10,7	3,6	3,4	4,1	1	1,5	65	90,1	113,2	33	29
Corte																
X20	28	201	300	1	300	10,7	3,5	3,4	4,1	1	1,5	60	84,5	107,6	33	29
X21	28	118	300	1	300	10,7	2,4	2,5	3,5	1	1,5	41	57,5	74,3	28	25
X22	28	61	300	1	300	10,7	1,4	1,7	2,1	1	1,5	24	34,1	45,5	17	15
X23	28	98	300	1	300	10,7	2	1,8	3,2	1	1,5	33	47,3	59,5	26	23
X24	28	180	300	1	300	10,7	3,2	2,7	4,3	1	1,5	52	74,3	92,6	35	31
X25	28	140	300	1	300	10,7	3	3	4,6	1	1,5	51	72,0	92,2	37	33
X26	28	301	300	1	300	10,7	5,4	4,9	7,4	1	1,5	90	127,8	161,0	60	53
X27	28	80	300	1	300	10,7	1,7	1,9	2,8	1	1,5	31	42,8	55,6	23	20
X28	28	187	300	1	300	10,7	3,5	3,2	4,9	1	1,5	106	130,8	152,4	39	35
X29	28	129	300	1	300	10,7	2,8	2,7	4,3	1	1,5	46	65,8	84,0	35	31
X30	28	129	300	1	300	10,7	2,8	2,7	4,6	1	1,5	46	65,8	84,0	37	33
X31	28	171	300	1	300	10,7	3,5	3,2	4,5	1	1,5	58	82,1	103,7	36	32
X32	28	73	300	1	300	10,7	1,7	1,9	2,7	1	1,5	31	42,4	55,2	22	19
X33	28	306	300	1	300	10,7	5,4	4,9	7,5	1	1,5	91	128,1	161,3	60	54
X34	28	140	300	1	300	10,7	3,0	3	4,6	1	1,5	51	72,0	92,2	37	33
X35	28	180	300	1	300	10,7	3,2	2,7	4,3	1	1,5	52	74,3	92,6	35	31
X36	28	98	300	1	300	10,7	2,0	1,8	3,2	1	1,5	33	47,3	59,5	26	23
X37	28	61	300	1	300	10,7	1,4	1,7	2,1	1	1,5	24	34,1	45,5	17	15
X38	28	118	300	1	300	10,7	2,4	2,5	3,5	1	1,5	41	57,5	74,3	28	25
X39	28	201	300	1	300	10,7	3,5	3,4	4,1	1	1,5	60	84,5	107,5	33	29
Spina																
X46	15	360	300	1	300	20,0	6,5	5,5	15,8	2	1,5	57,9	86,0	108,2	127	113
X47	15	608	300	1	300	20,0	11	9,1	22,5	2	1,5	96,7	144,3	181,1	181	161

X48	15	143	300	1	300	20,0	3,2	2,1	2,8	2	1,5	25,1	38,9	47,5	23	20
X49	15	636	300	1	300	20,0	11,6	9,7	31	2	1,5	102,8	152,9	192,1	249	221
X50	15	606	300	1	300	20,0	11	9,1	22,6	2	1,5	96,7	144,2	181,1	182	161
X51	15	604	300	1	300	20,0	11	9,1	22,6	2	1,5	96,7	144,2	181,0	182	161
X52	15	638	300	1	300	20,0	11,6	9,7	33,8	2	1,5	102,8	152,9	192,2	272	241
X53	15	143	300	1	300	20,0	3,2	2,1	0	2	1,5	25,1	38,9	47,5	0	0
X54	15	608	300	1	300	20,0	11	9,1	22,5	2	1,5	96,7	144,3	181,1	181	161
X55	15	360	300	1	300	20,0	6,5	5,5	15,8	2	1,5	57,9	86,0	108,2	127	113
Setti Ortogonal i																
Y1	28	830	300	1	300	10,7	12,5	12,5	0	2	1,5	263,9	355,5	443,8	0	0
Y2+Y3	15	233	300	1	300	20,0	4,1	3,5	0	2	1,5	106,0	123,9	138,0	0	0
Y4	15	380	300	1	300	20,0	6,3	5,7	0	2	1,5	209,4	236,8	259,8	0	0
Y5	28	310	300	1	300	10,7	5,6	4,7	0	2	1,5	209,5	250,4	283,4	0	0
Y6	28	310	300	1	300	10,7	5,1	4,7	0	2	1,5	175,4	213,0	246,0	0	0
Y7	15	345	300	1	300	20,0	6,1	5,2	7,5	2	1,5	168,6	194,9	215,8	60	54
Y8	15	450	300	1	300	20,0	7,2	6,8	7,5	2	1,5	194,7	225,8	253,2	60	54
Y9	28	844	300	1	300	10,7	12,7	12,7	0	2	1,5	473,2	566,4	656,2	0	0
Y10	15	450	300	1	300	20,0	7,7	6,8	0	2	1,5	268,2	301,3	328,6	0	0
Y11	28	310	300	1	300	10,7	5,6	4,7	0	2	1,5	209,5	250,4	283,4	0	0
Y12	28	310	300	1	300	10,7	5,6	4,7	0	2	1,5	195,3	236,2	269,2	0	0
Y13	15	345	300	1	300	20,0	6,1	5,2	7,5	2	1,5	168,6	194,9	215,8	60	54
Y14	15	345	300	1	300	20,0	6,1	5,2	7,5	2	1,5	168,6	194,9	215,8	60	54
Y15	15	450	300	1	300	20,0	7,2	6,8	0	2	1,5	205,3	236,4	263,7	0	0
Y16	15	285	300	1	300	20,0	4,7	4,3	0	2	1,5	133,3	153,7	171,1	0	0
Y17	28	844	300	1	300	10,7	12,7	12,7	0	2	1,5	473,2	566,4	656,2	0	0
Y18	15	450	300	1	300	20,0	7,2	6,8	7,5	2	1,5	194,7	225,8	253,2	60	54
Y19	28	310	300	1	300	10,7	5,1	4,7	0	2	1,5	175,4	213,0	246,0	0	0
Y20	28	310	300	1	300	10,7	5,6	4,7	0	2	1,5	209,5	250,4	283,4	0	0
Y21	15	345	300	1	300	20,0	6,1	5,2	7,5	2	1,5	168,6	194,9	215,8	60	54
Y22	15	44	300	1	300	20,0	1,1	0,7	0	2	1,5	29,2	34,0	36,6	0	0
Y23	15	93	300	1	300	20,0	1,8	1,4	0	2	1,5	76,9	84,8	90,5	0	0
Y24	15	380	300	1	300	20,0	10,2	5,7	0	2	1,5	209,4	253,5	276,6	0	0
Y25	28	830	300	1	300	10,7	12,9	12,5	0	2	1,5	263,9	358,8	447,1	0	0

Tabella 10 Valori delle eccentricità delle pareti al piano primo

d1	d2	es1	es2 sup	es2 cent	es2 inf	es sup	es cent	es inf	ea	ev	e1 sup	e2 cent	e1 inf	e1,2<0,33t	m1sup	m2centrale	m1inf
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	-	-	-	-
0	4,7	0	1,45	1,1	1,0	1,4	1,1	1,0	1,5	0,016	2,9	1,5	2,5	OK	0,63	0,32	0,53
0	4,7	0	1,59	1,3	1,1	1,6	1,3	1,1	1,5	0,016	3,1	1,6	2,6	OK	0,66	0,33	0,55
0	4,7	0	1,77	1,4	1,2	1,8	1,4	1,2	1,5	0,015	3,3	1,7	2,7	OK	0,70	0,35	0,58
0	4,7	0	1,91	1,6	1,3	1,9	1,6	1,3	1,5	0,012	3,4	1,7	2,8	OK	0,73	0,37	0,61
0	4,7	0	0,83	0,6	0,5	0,8	0,6	0,5	1,5	0,017	2,3	1,2	2,0	OK	0,50	0,25	0,43
0	4,7	0	1,29	1,0	0,8	1,3	1,0	0,8	1,5	0,017	2,8	1,4	2,3	OK	0,60	0,30	0,50
0	4,7	0	1,80	1,5	1,2	1,8	1,5	1,2	1,5	0,015	3,3	1,7	2,7	OK	0,71	0,36	0,59
0	4,7	0	1,78	1,4	1,2	1,8	1,4	1,2	1,5	0,015	3,3	1,7	2,7	OK	0,70	0,35	0,58
0	4,7	0	1,86	1,5	1,3	1,9	1,5	1,3	1,5	0,013	3,4	1,7	2,8	OK	0,72	0,36	0,60
0	4,7	0	0,63	0,5	0,4	0,6	0,5	0,4	1,5	0,018	2,1	1,1	1,9	OK	0,46	0,23	0,40
0	4,7	0	1,82	1,5	1,3	1,8	1,5	1,3	1,5	0,015	3,3	1,7	2,8	OK	0,71	0,36	0,59
0	4,7	0	1,73	1,4	1,2	1,7	1,4	1,2	1,5	0,014	3,2	1,6	2,7	OK	0,69	0,35	0,57
0	4,7	0	1,81	1,5	1,2	1,8	1,5	1,2	1,5	0,015	3,3	1,7	2,7	OK	0,71	0,36	0,59
0	4,7	0	1,77	1,4	1,2	1,8	1,4	1,2	1,5	0,015	3,3	1,7	2,7	OK	0,70	0,35	0,58
0	4,7	0	1,79	1,5	1,2	1,8	1,5	1,2	1,5	0,014	3,3	1,7	2,7	OK	0,70	0,36	0,59
0	4,7	0	1,91	1,6	1,3	1,9	1,6	1,3	1,5	0,012	3,4	1,7	2,8	OK	0,73	0,37	0,61
0	4,7	0	1,77	1,4	1,2	1,8	1,4	1,2	1,5	0,015	3,3	1,7	2,7	OK	0,70	0,35	0,58
0	4,7	0	1,59	1,3	1,1	1,6	1,3	1,1	1,5	0,016	3,1	1,6	2,6	OK	0,66	0,33	0,55
0	4,7	0	1,45	1,1	1,0	1,4	1,1	1,0	1,5	0,016	2,9	1,5	2,5	OK	0,63	0,32	0,53
0	4,7	0	1,53	1,2	1,0	1,5	1,2	1,0	1,5	0,017	3,0	1,5	2,5	OK	0,65	0,33	0,54
0	4,7	0	1,77	1,4	1,2	1,8	1,4	1,2	1,5	0,014	3,3	1,6	2,7	OK	0,70	0,35	0,57
0	4,7	0	1,78	1,4	1,2	1,8	1,4	1,2	1,5	0,012	3,3	1,7	2,7	OK	0,70	0,35	0,57
0	4,7	0	1,89	1,5	1,3	1,9	1,5	1,3	1,5	0,014	3,4	1,7	2,8	OK	0,73	0,37	0,60

0	4,7	0	1,73	1,4	1,2	1,7	1,4	1,2	1,5	0,017	3,2	1,6	2,7	OK	0,69	0,35	0,57
0	4,7	0	1,83	1,5	1,2	1,8	1,5	1,2	1,5	0,013	3,3	1,7	2,7	OK	0,71	0,36	0,58
0	4,7	0	1,72	1,4	1,2	1,7	1,4	1,2	1,5	0,016	3,2	1,6	2,7	OK	0,69	0,35	0,57
0	4,7	0	1,83	1,5	1,2	1,8	1,5	1,2	1,5	0,012	3,3	1,7	2,7	OK	0,71	0,36	0,59
0	4,7	0	1,15	1,0	0,9	1,2	1,0	0,9	1,5	0,011	2,7	1,3	2,4	OK	0,57	0,29	0,51
0	4,7	0	1,86	1,5	1,2	1,9	1,5	1,2	1,5	0,013	3,4	1,7	2,7	OK	0,72	0,36	0,59
0	4,7	0	1,94	1,6	1,3	1,9	1,6	1,3	1,5	0,013	3,4	1,7	2,8	OK	0,74	0,37	0,60
0	4,7	0	1,67	1,3	1,1	1,7	1,3	1,1	1,5	0,015	3,2	1,6	2,6	OK	0,68	0,34	0,56
0	4,7	0	1,80	1,5	1,2	1,8	1,5	1,2	1,5	0,012	3,3	1,7	2,7	OK	0,71	0,36	0,58
0	4,7	0	1,73	1,4	1,2	1,7	1,4	1,2	1,5	0,016	3,2	1,6	2,7	OK	0,69	0,35	0,57
0	4,7	0	1,83	1,5	1,2	1,8	1,5	1,2	1,5	0,013	3,3	1,7	2,7	OK	0,71	0,36	0,58
0	4,7	0	1,73	1,4	1,2	1,7	1,4	1,2	1,5	0,017	3,2	1,6	2,7	OK	0,69	0,35	0,57
0	4,7	0	1,89	1,5	1,3	1,9	1,5	1,3	1,5	0,014	3,4	1,7	2,8	OK	0,73	0,37	0,60
0	4,7	0	1,78	1,4	1,2	1,8	1,4	1,2	1,5	0,012	3,3	1,7	2,7	OK	0,70	0,35	0,57
0	4,7	0	1,77	1,4	1,2	1,8	1,4	1,2	1,5	0,014	3,3	1,6	2,7	OK	0,70	0,35	0,57
0	4,7	0	1,53	1,2	1,0	1,5	1,2	1,0	1,5	0,017	3,0	1,5	2,5	OK	0,65	0,33	0,54
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32

Tabella 11: Valori di Φ e verifica delle pareti del piano primo (sezioni di base, a mezza altezza e in sommità)

	$\varphi 1$	$\varphi 2$	$\varphi 3$	N_R sup	N_R cent	N_R inf	N_E sup	N_E cent	N_E inf	N_{Rd}/N_{ed}	N_{Rd}/N_{Ed}	N_{Rd}/N_{Ed}
Nome	-	-	-	kN	kN	kN	kN	kN	kN			
Via Fiume												
X1	0,69	0,82	0,72	1203	1437	1259	98	119	146	12,27	12,04	8,61
X2	0,67	0,81	0,71	1118	1346	1177	99	119	145	11,34	11,32	8,09

X3	0,67	0,81	0,71	1075	1296	1134	102	121	147	10,49	10,71	7,69
X4	0,56	0,70	0,58	449	561	465	66	76	94	6,78	7,37	4,97
X5	0,62	0,74	0,64	1001	1200	1036	82	104	130	12,25	11,52	7,98
X6	0,59	0,73	0,63	1797	2192	1890	164	202	248	10,99	10,85	7,62
X7	0,66	0,80	0,70	1728	2090	1826	171	201	245	10,12	10,39	7,45
X8	0,67	0,80	0,70	1830	2210	1932	179	211	257	10,22	10,47	7,51
X9	0,52	0,70	0,58	581	783	651	85	99	121	6,87	7,93	5,38
X10	0,64	0,76	0,66	827	984	849	64	83	105	12,91	11,83	8,12
X11	0,55	0,69	0,59	1664	2081	1780	188	221	269	8,83	9,40	6,62
X12	0,57	0,71	0,61	1466	1818	1563	174	206	252	8,45	8,81	6,21
X13	0,67	0,80	0,70	1771	2138	1870	172	202	246	10,31	10,58	7,60
X14	0,66	0,80	0,70	1990	2409	2102	193	228	278	10,29	10,55	7,56
X15	0,67	0,81	0,70	1077	1300	1136	111	131	159	9,66	9,95	7,12
X16	0,66	0,80	0,70	528	639	558	66	76	94	7,97	8,38	5,96
X17	0,67	0,81	0,71	1076	1297	1135	102	121	147	10,50	10,74	7,71
X18	0,66	0,80	0,69	1097	1327	1157	99	119	145	11,12	11,16	7,96
X19	0,66	0,82	0,72	1156	1439	1251	98	119	146	11,79	12,05	8,56
Corte												
X20	0,67	0,81	0,71	1172	1409	1234	93	114	141	12,58	12,38	8,78
X21	0,66	0,80	0,70	675	817	716	69	83	102	9,79	9,90	6,99
X22	0,67	0,81	0,71	353	426	375	41	49	62	8,56	8,68	6,01
X23	0,66	0,80	0,70	560	678	593	59	70	85	9,46	9,66	6,96
X24	0,56	0,69	0,60	869	1083	930	87	105	127	10,03	10,31	7,31
X25	0,65	0,79	0,69	794	964	843	88	105	129	9,01	9,19	6,53
X26	0,67	0,81	0,71	1757	2115	1855	150	181	221	11,73	11,71	8,41
X27	0,66	0,80	0,70	459	555	486	54	63	78	8,57	8,84	6,23
X28	0,71	0,84	0,72	1145	1360	1176	146	166	192	7,85	8,20	6,13
X29	0,66	0,80	0,70	743	898	788	81	97	119	9,18	9,31	6,65
X30	0,65	0,79	0,69	724	882	770	83	99	121	8,68	8,93	6,37
X31	0,56	0,70	0,60	832	1035	890	94	114	140	8,86	9,05	6,36
X32	0,66	0,80	0,70	421	509	446	52	62	77	8,04	8,24	5,80
X33	0,67	0,81	0,71	1779	2144	1879	151	182	222	11,79	11,80	8,48
X34	0,66	0,80	0,70	797	966	845	88	105	129	9,04	9,22	6,55
X35	0,66	0,80	0,70	1028	1244	1088	87	105	127	11,87	11,85	8,55
X36	0,65	0,79	0,69	556	675	590	59	70	85	9,40	9,62	6,92
X37	0,67	0,81	0,71	354	427	376	41	49	62	8,59	8,70	6,03
X38	0,65	0,79	0,69	661	805	703	69	83	102	9,59	9,76	6,86
X39	0,56	0,73	0,62	985	1268	1085	93	114	141	10,57	11,14	7,72
Spina												
X46	0,70	0,83	0,70	1169	1395	1169	185	199	235	6,32	7,02	4,97
X47	0,49	0,61	0,49	1384	1727	1384	278	305	362	4,98	5,66	3,82
X48	0,47	0,59	0,47	315	394	315	48	59	70	6,62	6,69	4,50
X49	0,47	0,59	0,47	1402	1754	1402	352	374	441	3,98	4,69	3,18
X50	0,49	0,61	0,49	1380	1721	1380	278	306	363	4,95	5,63	3,80
X51	0,70	0,83	0,70	1962	2340	1962	278	306	363	7,05	7,66	5,41
X52	0,47	0,59	0,47	1406	1760	1406	375	394	464	3,75	4,46	3,03
X53	0,61	0,74	0,61	404	493	404	25	39	47	16,09	12,65	8,52
X54	0,68	0,81	0,68	1917	2301	1917	278	305	362	6,90	7,55	5,29
X55	0,50	0,64	0,50	833	1064	833	185	199	235	4,51	5,35	3,54
Setti Ortogonali												
Y1	0,69	0,81	0,69	4998	5821	4998	264	356	444	18,94	16,37	11,26
Y2+Y3	0,59	0,72	0,59	638	782	638	106	124	138	6,02	6,31	4,62
Y4	0,56	0,71	0,56	993	1258	993	209	237	260	4,74	5,31	3,82
Y5	0,72	0,80	0,72	1942	2160	1942	210	250	283	9,27	8,63	6,85
Y6	0,71	0,83	0,71	1914	2224	1914	175	213	246	10,91	10,44	7,78
Y7	0,52	0,64	0,52	830	1029	830	229	248	276	3,62	4,14	3,00
Y8	0,61	0,77	0,61	1280	1601	1280	255	279	314	5,02	5,73	4,08
Y9	0,68	0,79	0,68	4968	5798	4968	473	566	656	10,50	10,24	7,57

Y10	0,57	0,72	0,57	1194	1510	1194	268	301	329	4,45	5,01	3,63
Y11	0,72	0,80	0,72	1942	2160	1942	210	250	283	9,27	8,63	6,85
Y12	0,69	0,80	0,69	1853	2160	1853	195	236	269	9,49	9,14	6,88
Y13	0,62	0,76	0,62	998	1212	998	229	248	276	4,36	4,88	3,61
Y14	0,71	0,84	0,71	1136	1351	1136	229	248	276	4,96	5,44	4,11
Y15	0,52	0,64	0,52	1082	1343	1082	205	236	264	5,27	5,68	4,10
Y16	0,60	0,76	0,60	799	1002	799	133	154	171	5,99	6,51	4,67
Y17	0,67	0,78	0,67	4902	5727	4902	473	566	656	10,36	10,11	7,47
Y18	0,57	0,72	0,57	1194	1510	1194	255	279	314	4,68	5,40	3,81
Y19	0,72	0,80	0,72	1942	2160	1942	175	213	246	11,07	10,14	7,89
Y20	0,77	0,89	0,77	2080	2403	2080	210	250	283	9,93	9,60	7,34
Y21	0,69	0,83	0,69	1107	1324	1107	229	248	276	4,83	5,33	4,01
Y22	0,45	0,57	0,45	93	117	93	29	34	37	3,18	3,43	2,53
Y23	0,52	0,65	0,52	226	281	226	77	85	90	2,94	3,31	2,50
Y24	0,66	0,81	0,66	1163	1438	1163	209	253	277	5,55	5,67	4,20
Y25	0,80	0,89	0,80	5784	6386	5784	264	359	447	21,92	17,80	12,94

7.1.1.3 Piano secondo

Tabella 12: Caratteristiche geometriche e sforzi normali agenti nelle pareti al piano secondo

	t	l	h	ρ	h0	λ	Area N1 sup	Area N1 inf	Area N2 Solaio	Intonaco su	Spessore	N1sup	N1centro	N1inf	N2sup	N2centro
Nome	cm	cm	cm		cm		m²	m²	m²	lati n°	intonaco cm	kN	kN	kN	kN	kN
Via Fiume																
X1	28	201	300	1	300	10,7	4,4	3,3	2,5	1	1,5	0	30,6	53,6	12	8
X2	28	192	300	1	300	10,7	4,2	3,2	2,4	1	1,5	0	29,2	51,5	11	8
X3	28	185	300	1	300	10,7	4,1	3,1	2,3	1	1,5	0	28,5	50,1	11	7
X4	28	92	300	1	300	10,7	2,5	2,1	1,2	1	1,5	0	17,4	32,0	5	4
X5	28	186	300	1	300	10,7	4,4	3,5	2,3	1	1,5	0	30,6	55,0	11	8
X6	28	348	300	1	300	10,7	7,8	5,8	4,4	1	1,5	0	54,3	94,6	20	14
X7	28	301	300	1	300	10,7	6,8	5,1	3,8	1	1,5	0	47,3	82,8	17	12
X8	28	317	300	1	300	10,7	7,2	5,4	4,0	1	1,5	0	50,1	87,7	18	13
X9	28	129	300	1	300	10,7	3,3	2,6	1,6	1	1,5	0	23,0	41,0	7	5
X10	28	149	300	1	300	10,7	3,7	2,9	1,9	1	1,5	0	25,7	45,9	9	6
X11	28	347	300	1	300	10,7	7,4	5,5	4,3	1	1,5	0	51,5	89,7	20	14
X12	28	294	300	1	300	10,7	7,2	5,4	3,7	1	1,5	0	50,1	87,7	17	12
X13	28	306	300	1	300	10,7	6,8	5,1	3,8	1	1,5	0	47,3	82,8	18	12
X14	28	348	300	1	300	10,7	7,8	5,8	4,4	1	1,5	0	54,3	94,6	20	14
X15	28	186	300	1	300	10,7	4,4	3,5	2,3	1	1,5	0	30,6	55,0	11	8
X16	28	92	300	1	300	10,7	2,5	2,1	1,2	1	1,5	0	17,4	32,0	5	4
X17	28	185	300	1	300	10,7	4,1	3,1	2,3	1	1,5	0	28,5	50,1	11	7
X18	28	192	300	1	300	10,7	4,2	3,2	2,4	1	1,5	0	29,2	51,5	11	8
X19	28	201	300	1	300	10,7	4,4	3,3	2,5	1	1,5	0	30,6	53,6	12	8
Corte																
X20	28	201	300	1	300	10,7	3,7	3,3	2,51	1	1,5	0	25,7	48,7	12	8
X21	28	118	300	1	300	10,7	2,5	2,4	1,48	1	1,5	0	17,4	34,1	7	5
X22	28	61	300	1	300	10,7	1,4	1,6	0,76	1	1,5	0	9,7	20,9	3	2
X23	28	98	300	1	300	10,7	2,2	1,8	1,23	1	1,5	0	15,3	27,8	6	4
X24	28	180	300	1	300	10,7	3,3	2,7	2,25	1	1,5	0	23,0	41,7	10	7
X25	28	140	300	1	300	10,7	3,2	3	1,75	1	1,5	0	22,3	43,1	8	6
X26	28	301	300	1	300	10,7	5,7	4,8	3,76	1	1,5	0	39,7	73,0	17	12
X27	28	80	300	1	300	10,7	1,9	1,9	1,00	1	1,5	0	13,2	26,4	5	3
X28	28	187	300	1	300	10,7	3,7	3,2	10,54	1	1,5	0	25,7	48,0	58	34
X29	28	129	300	1	300	10,7	2,9	2,7	1,61	1	1,5	0	20,2	39,0	7	5
X30	28	129	300	1	300	10,7	2,9	2,7	1,61	1	1,5	0	20,2	39,0	7	5
X31	28	171	300	1	300	10,7	3,7	3,2	2,14	1	1,5	0	25,7	48,0	10	7
X32	28	73	300	1	300	10,7	1,9	1,9	0,91	1	1,5	0	13,2	26,4	4	3
X33	28	306	300	1	300	10,7	5,7	4,8	3,83	1	1,5	0	39,7	73,0	18	12
X34	28	140	300	1	300	10,7	3,2	3	1,75	1	1,5	0	22,3	43,1	8	6
X35	28	180	300	1	300	10,7	3,3	2,7	2,25	1	1,5	0	23,0	41,7	10	7
X36	28	98	300	1	300	10,7	2,2	1,8	1,23	1	1,5	0	15,3	27,8	6	4
X37	28	61	300	1	300	10,7	1,4	1,6	0,76	1	1,5	0	9,7	20,9	3	2
X38	28	118	300	1	300	10,7	2,5	2,4	1,48	1	1,5	0	17,4	34,1	7	5
X39	28	201	300	1	300	10,7	3,7	3,3	2,51	1	1,5	0	25,7	48,7	12	8
Spina																
X46	15	360	300	1	300	20,0	6,6	5,5	3,6	2	1,5	0	28,5	52,3	6	3
X47	15	608	300	1	300	20,0	11,1	9,1	6,08	2	1,5	0	48,0	87,3	9	5
X48	15	143	300	1	300	20,0	3,2	2,1	1,43	2	1,5	0	13,8	22,9	2	1
X49	15	636	300	1	300	20,0	11,8	9,7	6,36	2	1,5	0	51,0	92,9	10	5
X50	15	606	300	1	300	20,0	11,1	9,1	6,06	2	1,5	0	48,0	87,3	9	5
X51	15	604	300	1	300	20,0	11,1	9,1	6,04	2	1,5	0	48,0	87,3	9	5
X52	15	638	300	1	300	20,0	11,8	9,7	6,38	2	1,5	0	51,0	92,9	10	5
X53	15	143	300	1	300	20,0	3,2	2,1	1,43	2	1,5	0	13,8	22,9	2	1
X54	15	608	300	1	300	20,0	11,1	9,1	6,08	2	1,5	0	48,0	87,3	9	5
X55	15	360	300	1	300	20,0	6,6	5,5	3,6	2	1,5	0	28,5	52,3	6	3
Setti Ortogonal																
Y1	28	830	300	1	300	10,7	12,5	12,5	17,6	2	1,5	0,0	91,7	183,3	81	57
Y2	15	44	300	1	300	20,0	1,6	0,7	4,2	2	1,5	0,0	6,9	9,936	19	14
Y3	15	93	300	1	300	20,0	5,8	1,4	10	2	1,5	0,0	25,1	31,1	46	32
Y4	15	380	300	1	300	20,0	17,0	7,0	23,1	2	1,5	0,0	73,4	103,7	106	75
Y5	28	310	300	1	300	10,7	13,6	4,6	16,5	2	1,5	0,0	100,1	134	76	53
Y6	28	310	300	1	300	10,7	11,3	4,2	13,4	2	1,5	0,0	83,2	114,1	61	43

Y7	15	255	300	1	300	20,0	13,8	5,1	19	2	1,5	0,0	59,6	81,65	87	61
Y8	15	450	300	1	300	20,0	17,8	6,3	19,8	2	1,5	0,0	76,9	104,1	91	64
Y9	28	844	300	1	300	10,7	28,8	13,4	35,5	2	1,5	0,0	212,0	310,7	162	115
Y10	15	450	300	1	300	20,0	22,2	9,8	28,4	2	1,5	0,0	95,9	138,2	130	92
Y11	28	310	300	1	300	10,7	13,6	4,6	16,5	2	1,5	0,0	100,1	134	76	53
Y12	28	310	300	1	300	10,7	13,6	4,6	13,4	2	1,5	0,0	100,1	134	61	43
Y13	15	345	300	1	300	20,0	13,8	5,1	19	2	1,5	0,0	59,6	81,65	87	61
Y14	15	345	300	1	300	20,0	13,8	5,1	19	2	1,5	0,0	59,6	81,65	87	61
Y15	15	450	300	1	300	20,0	17,8	6,3	22,1	2	1,5	0,0	76,9	104,1	101	71
Y16	15	285	300	1	300	20,0	11,3	4,2	14,5	2	1,5	0,0	48,8	66,96	66	47
Y17	28	844	300	1	300	10,7	28,8	13,4	35,5	2	1,5	0,0	212,0	310,7	162	115
Y18	15	450	300	1	300	20,0	17,8	6,3	19,8	2	1,5	0,0	76,9	104,1	91	64
Y19	28	310	300	1	300	10,7	11,3	4,2	13,4	2	1,5	0,0	83,2	114,1	61	43
Y20	28	310	300	1	300	10,7	13,6	4,6	16,5	2	1,5	0,0	100,1	134	76	53
Y21	15	345	300	1	300	20,0	13,8	5,1	19	2	1,5	0,0	59,6	81,65	87	61
Y22	15	44	300	1	300	20,0	1,6	0,7	4,2	2	1,5	0,0	6,9	9,936	19	14
Y23	15	93	300	1	300	20,0	5,8	1,4	10	2	1,5	0,0	25,1	31,1	46	32
Y24	15	380	300	1	300	20,0	17,0	7,0	23,1	2	1,5	0,0	73,4	103,7	106	75
Y25	28	830	300	1	300	10,7	12,5	12,5	17,6	2	1,5	0,0	91,7	183,3	81	57

Tabella 13 Valori delle eccentricità delle pareti al piano secondo

	d1	d2	es1	es2 sup	es2 cent	es2 inf	es sup	es cent	es inf	ea	ev	e1 sup	e2 cent	e1 inf	e1,2<0,33t	m1sup	m2centrale	m1inf
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	-	-	-	-
Via Fiume																		
X1	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,051	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X2	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,051	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X3	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,050	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X4	0	4,7	0	4,7	0,8	0,5	4,7	0,8	0,5	1,5	0,043	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,43
X5	0	4,7	0	4,7	0,9	0,6	4,7	0,9	0,6	1,5	0,048	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,44
X6	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,050	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X7	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,049	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X8	0	4,7	0	4,7	0,9	0,6	4,7	0,9	0,6	1,5	0,049	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X9	0	4,7	0	4,7	0,9	0,5	4,7	0,9	0,5	1,5	0,045	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,43
X10	0	4,7	0	4,7	0,9	0,5	4,7	0,9	0,5	1,5	0,046	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,44
X11	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,052	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,46
X12	0	4,7	0	4,7	0,9	0,6	4,7	0,9	0,6	1,5	0,046	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,44
X13	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,050	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X14	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,050	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X15	0	4,7	0	4,7	0,9	0,6	4,7	0,9	0,6	1,5	0,048	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,44
X16	0	4,7	0	4,7	0,8	0,5	4,7	0,8	0,5	1,5	0,043	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,43
X17	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,050	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X18	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,051	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X19	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,051	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
Corte																		
X20	0	4,7	0	4,7	1,1	0,7	4,7	1,1	0,7	1,5	0,058	6,2	3,1	2,2	OK	1,32	0,67	0,46
X21	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,052	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,44
X22	0	4,7	0	4,7	0,9	0,5	4,7	0,9	0,5	1,5	0,049	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,43
X23	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,050	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X24	0	4,7	0	4,7	1,1	0,7	4,7	1,1	0,7	1,5	0,058	6,2	3,1	2,2	OK	1,32	0,67	0,47
X25	0	4,7	0	4,7	0,9	0,5	4,7	0,9	0,5	1,5	0,049	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,44
X26	0	4,7	0	4,7	1,1	0,7	4,7	1,1	0,7	1,5	0,057	6,2	3,1	2,2	OK	1,32	0,67	0,46
X27	0	4,7	0	4,7	0,9	0,5	4,7	0,9	0,5	1,5	0,048	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,43
X28	0	4,7	0	4,7	2,7	1,9	4,7	2,7	1,9	1,5	0,031	6,2	3,1	3,4	OK	1,32	0,67	0,74
X29	0	4,7	0	4,7	1,0	0,5	4,7	1,0	0,5	1,5	0,050	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,44
X30	0	4,7	0	4,7	1,0	0,5	4,7	1,0	0,5	1,5	0,050	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,44
X31	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,051	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45
X32	0	4,7	0	4,7	0,9	0,5	4,7	0,9	0,5	1,5	0,044	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,42
X33	0	4,7	0	4,7	1,1	0,7	4,7	1,1	0,7	1,5	0,057	6,2	3,1	2,2	OK	1,32	0,67	0,47
X34	0	4,7	0	4,7	0,9	0,5	4,7	0,9	0,5	1,5	0,049	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,44
X35	0	4,7	0	4,7	1,1	0,7	4,7	1,1	0,7	1,5	0,058	6,2	3,1	2,2	OK	1,32	0,67	0,47
X36	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,050	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,45

X37	0	4,7	0	4,7	0,9	0,5	4,7	0,9	0,5	1,5	0,049	6,2	3,1	2,0	OK	1,32	0,67	0,43
X38	0	4,7	0	4,7	1,0	0,6	4,7	1,0	0,6	1,5	0,052	6,2	3,1	2,1	OK	1,32	0,67	0,44
X39	0	4,7	0	4,7	1,1	0,7	4,7	1,1	0,7	1,5	0,058	6,2	3,1	2,2	OK	1,32	0,67	0,46
Spina																		
X46	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
X47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
X48	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
X49	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
X50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
X51	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
X52	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
X53	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
X54	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
X55	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Setti Ortogonal																		
Y1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
Y2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
Y6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
Y7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
Y10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
Y12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
Y13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
Y18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
Y20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,32	0,16	0,32
Y21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	0,000	1,5	0,8	1,5	OK	0,60	0,30	0,60
Y24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	1,000	1,5	1,8	1,5	OK	0,60	0,70	0,60
Y25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,5	2,000	1,5	2,8	1,5	OK	0,32	0,59	0,32

Tabella 14 Valori di Φ e verifica delle pareti del piano secondo (sezioni di base, a mezza altezza e in sommità)

	$\phi 1$	$\phi 2$	$\phi 3$	$N_{R \text{ sup}}$	$N_{R \text{ cent}}$	$N_{R \text{ inf}}$	$N_{E \text{ sup}}$	$N_{E \text{ cent}}$	$N_{E \text{ inf}}$	N_{Rd}/N_{Ed}	N_{Rd}/N_{Ed}	N_{Rd}/N_{Ed}
				kN	kN	kN	kN	kN	kN			
Via Fiume												
X1	0,24	0,44	0,52	418	774	905	12	39	65	36,32	19,99	13,91
X2	0,24	0,44	0,52	399	739	865	11	37	62	36,32	20,00	13,85
X3	0,24	0,44	0,52	384	712	834	11	36	61	36,32	19,80	13,75
X4	0,24	0,44	0,53	191	355	424	5	21	37	36,32	16,81	11,37
X5	0,24	0,44	0,52	386	717	846	11	38	66	36,32	18,80	12,89
X6	0,24	0,44	0,52	723	1340	1570	20	68	115	36,32	19,62	13,71
X7	0,24	0,44	0,52	625	1159	1360	17	59	100	36,32	19,50	13,60
X8	0,24	0,44	0,52	659	1221	1433	18	63	106	36,32	19,42	13,54
X9	0,24	0,44	0,53	268	497	590	7	28	48	36,32	17,66	12,19
X10	0,24	0,44	0,53	310	574	680	9	32	54	36,32	18,08	12,49
X11	0,24	0,44	0,52	721	1336	1558	20	65	110	36,32	20,40	14,22

X12	0,24	0,44	0,52	611	1133	1338	17	62	104	36,32	18,29	12,80
X13	0,24	0,44	0,52	636	1179	1380	18	60	100	36,32	19,76	13,76
X14	0,24	0,44	0,52	723	1340	1570	20	68	115	36,32	19,62	13,71
X15	0,24	0,44	0,52	386	717	846	11	38	66	36,32	18,80	12,89
X16	0,24	0,44	0,53	191	355	424	5	21	37	36,32	16,81	11,37
X17	0,24	0,44	0,52	384	712	834	11	36	61	36,32	19,80	13,75
X18	0,24	0,44	0,52	399	739	865	11	37	62	36,32	20,00	13,85
X19	0,24	0,44	0,52	418	774	905	12	39	65	36,32	19,99	13,91
Corte												
X20	0,24	0,44	0,51	418	773	897	12	34	60	36,32	22,84	14,90
X21	0,24	0,44	0,52	245	454	535	7	22	41	36,32	20,51	13,11
X22	0,24	0,44	0,53	127	235	281	3	12	24	36,32	19,26	11,52
X23	0,24	0,44	0,52	204	377	444	6	19	33	36,32	19,60	13,28
X24	0,24	0,44	0,51	374	692	799	10	30	52	36,32	22,91	15,36
X25	0,24	0,44	0,53	291	539	639	8	28	51	36,32	19,32	12,49
X26	0,24	0,44	0,51	625	1158	1343	17	52	90	36,32	22,36	14,88
X27	0,24	0,44	0,53	166	308	367	5	16	31	36,32	18,74	11,84
X28	0,24	0,45	0,42	389	722	687	58	60	106	6,65	12,09	6,45
X29	0,24	0,44	0,52	268	497	588	7	25	46	36,32	19,58	12,68
X30	0,24	0,44	0,52	268	497	588	7	25	46	36,32	19,58	12,68
X31	0,24	0,44	0,52	355	658	774	10	33	58	36,32	20,17	13,39
X32	0,24	0,44	0,53	152	281	337	4	16	31	36,32	17,41	11,02
X33	0,24	0,44	0,51	636	1177	1363	18	52	91	36,32	22,64	15,05
X34	0,24	0,44	0,53	291	539	639	8	28	51	36,32	19,32	12,49
X35	0,24	0,44	0,51	374	692	799	10	30	52	36,32	22,91	15,36
X36	0,24	0,44	0,52	204	377	444	6	19	33	36,32	19,60	13,28
X37	0,24	0,44	0,53	127	235	281	3	12	24	36,32	19,26	11,52
X38	0,24	0,44	0,52	245	454	535	7	22	41	36,32	20,51	13,11
X39	0,24	0,44	0,51	418	773	897	12	34	60	36,32	22,84	14,90
Spina												
X46	0,33	0,43	0,33	559	716	559	6	31	58	99,61	22,80	9,66
X47	0,33	0,43	0,33	944	1210	944	9	53	97	99,61	22,89	9,76
X48	0,33	0,43	0,33	222	285	222	2	15	25	99,61	19,00	8,84
X49	0,33	0,43	0,33	988	1266	988	10	56	103	99,61	22,55	9,61
X50	0,33	0,43	0,33	941	1206	941	9	53	97	99,61	22,82	9,73
X51	0,33	0,43	0,33	938	1202	938	9	53	97	99,61	22,75	9,70
X52	0,33	0,43	0,33	991	1270	991	10	56	103	99,61	22,62	9,64
X53	0,33	0,43	0,33	222	285	222	2	15	25	99,61	19,00	8,84
X54	0,33	0,43	0,33	944	1210	944	9	53	97	99,61	22,89	9,76
X55	0,33	0,43	0,33	559	716	559	6	31	58	99,61	22,80	9,66
Setti Ortogonali												
Y1	0,58	0,64	0,58	4147	4646	4147	81	148	264	51,47	31,30	15,72
Y2	0,33	0,43	0,33	68	88	68	19	20	29	3,55	4,28	2,34
Y3	0,33	0,43	0,33	144	185	144	46	57	77	3,16	3,23	1,88
Y4	0,33	0,43	0,33	590	756	590	106	148	209	5,58	5,11	2,82
Y5	0,58	0,64	0,58	1549	1735	1549	76	153	210	20,51	11,31	7,39
Y6	0,58	0,64	0,58	1549	1735	1549	61	126	175	25,25	13,73	8,83
Y7	0,33	0,43	0,33	396	508	396	87	121	169	4,55	4,20	2,35
Y8	0,33	0,43	0,33	699	896	699	91	141	195	7,71	6,36	3,59
Y9	0,58	0,64	0,58	4217	4725	4217	162	327	473	25,95	14,47	8,91
Y10	0,33	0,43	0,33	699	896	699	130	188	268	5,38	4,77	2,61
Y11	0,58	0,64	0,58	1549	1735	1549	76	153	210	20,51	11,31	7,39
Y12	0,58	0,64	0,58	1549	1735	1549	61	143	195	25,25	12,10	7,93
Y13	0,33	0,43	0,33	536	687	536	87	121	169	6,16	5,68	3,18
Y14	0,33	0,43	0,33	536	687	536	87	121	169	6,16	5,68	3,18
Y15	0,33	0,43	0,33	699	896	699	101	148	205	6,91	6,04	3,40
Y16	0,33	0,43	0,33	443	567	443	66	96	133	6,67	5,93	3,32
Y17	0,58	0,64	0,58	4217	4725	4217	162	327	473	25,95	14,47	8,91

Y18	0,33	0,43	0,33	699	896	699	91	141	195	7,71	6,36	3,59
Y19	0,58	0,64	0,58	1549	1735	1549	61	126	175	25,25	13,73	8,83
Y20	0,58	0,64	0,58	1549	1735	1549	76	153	210	20,51	11,31	7,39
Y21	0,33	0,43	0,33	536	687	536	87	121	169	6,16	5,68	3,18
Y22	0,33	0,43	0,33	68	88	68	19	20	29	3,55	4,28	2,34
Y23	0,33	0,43	0,33	144	185	144	46	57	77	3,16	3,23	1,88
Y24	0,33	0,31	0,33	590	544	590	106	148	209	5,58	3,68	2,82
Y25	0,58	0,47	0,58	4147	3386	4147	81	148	264	51,47	22,81	15,72

7.1.1.4 Conclusioni

Le verifiche di resistenza ai carichi verticali delle strutture portanti verticali risultano soddisfatte tranne per i muri ad una testa di piano terra che risultano eccessivamente snelli per la funzione cui devono assolvere.

7.1.2 Verifica trave portamuro vano scale

Si riporta la verifica ai carichi verticali della trave descritta in Figura 21.

La trave è caricata da 6.50m di muro ad una testa + il peso dei sopra porta alte 2.10m e larghe 0.90m presenti al piano primo e secondo (il peso del sopraporta viene diviso per la lunghezza della trave sollecitata (1.20+0.90+1.20)).

$$q_{\text{muro}} = 6.5 * 0.15 * 18 = 17.55 \text{ kNm}$$

$$q_{\text{sopraporta}} = (6.5 - 2.1 * 2) * 0.15 * 18 * 0.9 / 1.20 / 2 = 2.32 \text{ kNm}$$

La verifica della trave è svolta mediante il programma di calcolo PROSAP di cui si dispone di regolare licenza.

Azioni di calcolo:

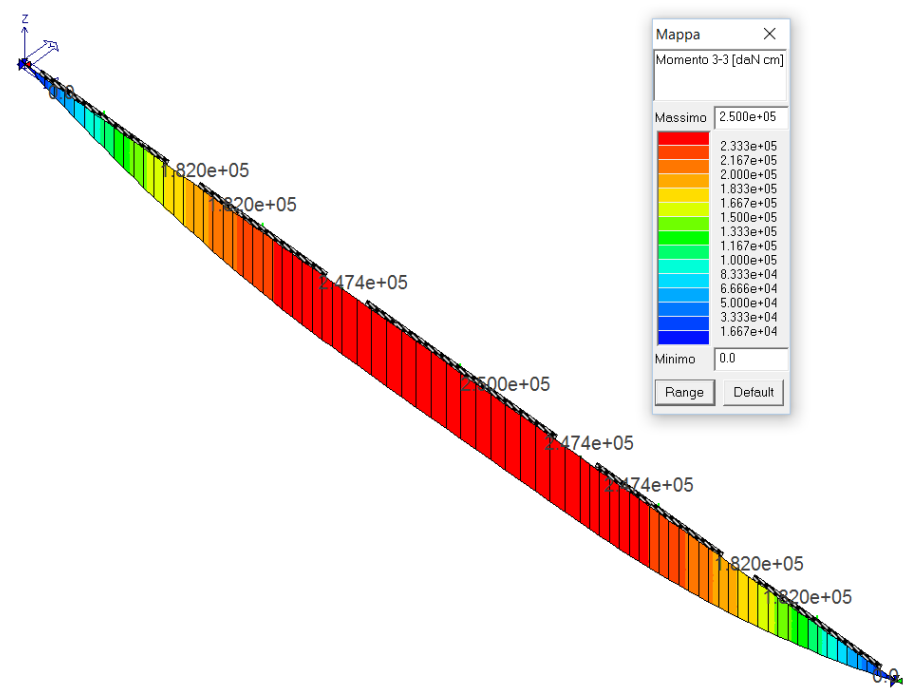


Figura 33: Momento in combinazione SLU

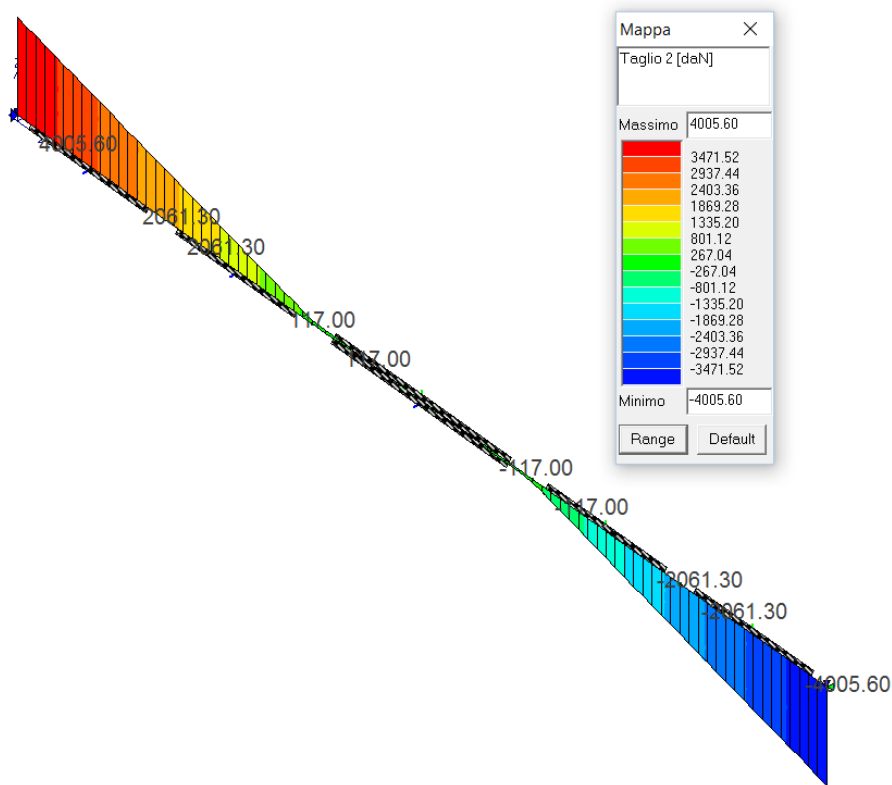


Figura 34: Azione di Taglio in combinazione SLU

Verifiche svolte:

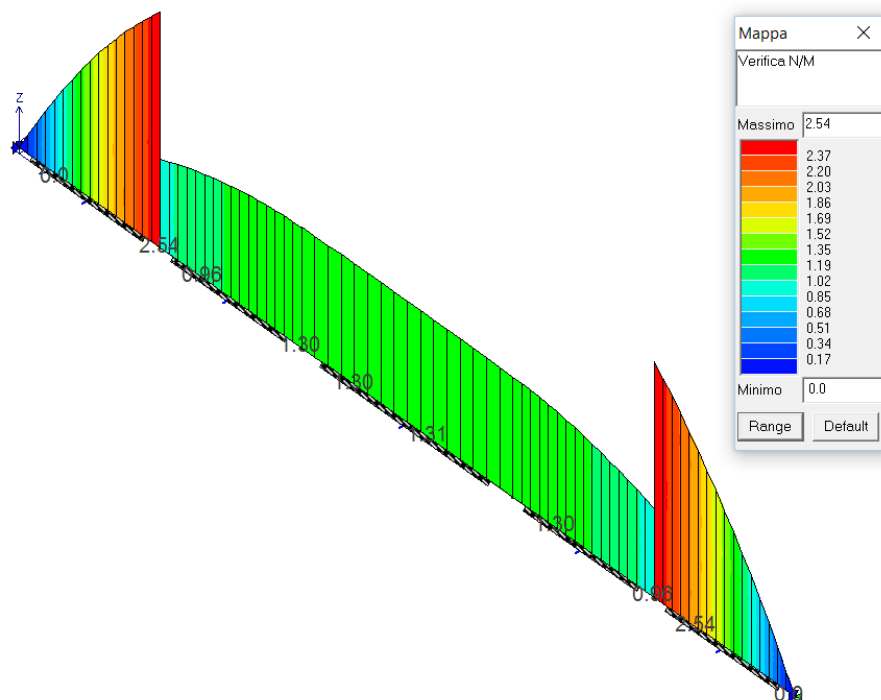


Figura 35: Verifica a pressoflessione

Il coefficiente di verifica Resistenza/Capacità è $2.54 > 1 \Rightarrow$ verifica non soddisfatta.

Anche la verifica al taglio è fortemente non soddisfatta in quanto non si è rilevata la presenza di staffe.

Verifica a taglio:

Vista l'assenza di staffe, la trave viene verificata come elemento non armato a taglio.

Tipo di struttura:	Elementi che non richiedono armature a taglio (UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.2.2) - sez. rettangolare											
esistente	Altezza totale sezione	Copriferro	Altezza utile sezione	Larghezza resistente a taglio	Area armatura tesa	Rapp. geom. arm. tesa	Coeff.	Forza assiale di progetto	Tensione normale	Resistenza a taglio	Taglio di progetto	Verifica
Livello di conoscenza:	H	c	d	b_w	A_{sl}	ρ_l	k	N_{Ed}	σ_{cp}	$V_{Rd,c}$	V_{Ed}	
LC1	mm	mm	mm	mm	mm ²			kN	N/mm ²	kN	kN	
Trave vano scale	320	30	290	190	339	0.006152	1.830	0.00	0.00	17.46	40.05	non verific!

$V_{Rd} = 17.5 \text{ kNm} < V_{Ed} = 40.0 \text{ kNm}$, la verifica non è soddisfatta.

La verifica della trave di vano scale è fortemente non soddisfatta sia a taglio che a pressoflessione si prevede quindi un intervento di rinforzo, si veda §8.2.3.

7.1.3 Verifica solaio di piano primo e secondo

Il solaio di piano in latero-cemento è caratterizzato da travetti 6x10.5cm/30cm armati con 1Φ6 inferiore.

Carico SLU per travetto:

$$q = (1 \cdot 1.3 + 2.46 \cdot 1.5 + 2 \cdot 1.5) / 3 = 2.66 \text{ kN/m}$$

$$\text{Luce di calcolo max } 4.50 + 0.1 + 0.1 = 4.70 \text{ m}$$

$$\text{Luce di calcolo min } 3.80 + 0.1 + 0.1 = 4.00 \text{ m}$$

$$M_{\max} = q \cdot l_{\max}^2 / 8 = 2.66 \cdot 4.7^2 / 8 = 7.35 \text{ kNm}$$

$$M_{\min} = q \cdot l_{\min}^2 / 8 = 2.66 \cdot 4.0^2 / 8 = 5.32 \text{ kNm}$$

$$T_{\max} = q \cdot l_{\max} / 2 = 2.66 \cdot 4.7 / 2 = 6.25 \text{ kNm}$$

$$T_{\min} = q \cdot l_{\min} / 2 = 2.66 \cdot 4.0 / 2 = 5.32 \text{ kNm}$$

Verifica a pressoflessione:

Verifica C.A. S.L.U. - File: — □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo:

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	2
2	6	10.5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0.28	10

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

L₀ cm ☐ Precompresso

Materiali
FeB32k **C20/25**
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d δ

M_{Ed} = 0.75 kNm < M_{Rd} = 7.35 kNm, la verifica non è soddisfatta.

Verifica a taglio:

Tipo di struttura:	Elementi che non richiedono armature a taglio (UNI EN 1992-1-1:2005, § 6.2.2) - sez. rettangolare											
esistente ▼	Altezza totale sezione	Copriferro	Altezza utile sezione	Larghezza resistente a taglio	Area armatura tesa	Rapp. geom. arm. tesa	Coeff.	Forza assiale di progetto	Tensione normale	Resistenza a taglio	Taglio di progetto	Verifica
Livello di conoscenza: LC1 ▼	H	c	d	b _w	A _{sl}	ρ _l	k	N _{Ed}	σ _{cp}	V _{Rd,c}	V _{Ed}	
	mm	mm	mm	mm	mm ²			kN	N/mm ²	kN	kN	
Solaio di piano	13	5	8	60	28	0.020000	2.000	0.00	0.00	0.23	6.25	non verif!

$V_{Rd} = 0.23 \text{ kNm} < V_{Ed} = 6.25 \text{ kNm}$, la verifica non è soddisfatta.

La verifica del solaio di piano è fortemente non soddisfatta sia a taglio che a pressoflessione si prevederà quindi un intervento di rinforzo, si veda §8.2.4.

7.2 Verifica per azioni fuori piano

Si analizza la propensione al ribaltamento/espulsione delle pareti del fabbricato in condizione di fatto. Vista la totale assenza di catene o presidi al ribaltamento i meccanismi più significativi indagati in condizione di fatto sono meccanismi di ribaltamento semplice. Tale cinematismo si è effettivamente attivato durante la sequenza sismica del maggio del 2012 nelle facciate principali al piano secondo, infatti tali elementi risultano non ammortati alle pareti controventanti interne e libere in sommità (solaio di sottotetto in arellato e di copertura ligneo entrambi orditi parallelamente alle facciate). Per ogni cinematismo indagato si esegue analisi cinematica lineare e non lineare sfruttando il programma di calcolo di comprovata validità Mc4loc di cui si dispone di regolare licenza. In Figura 36-Figura 41 si riportano i cinematismi indagati.

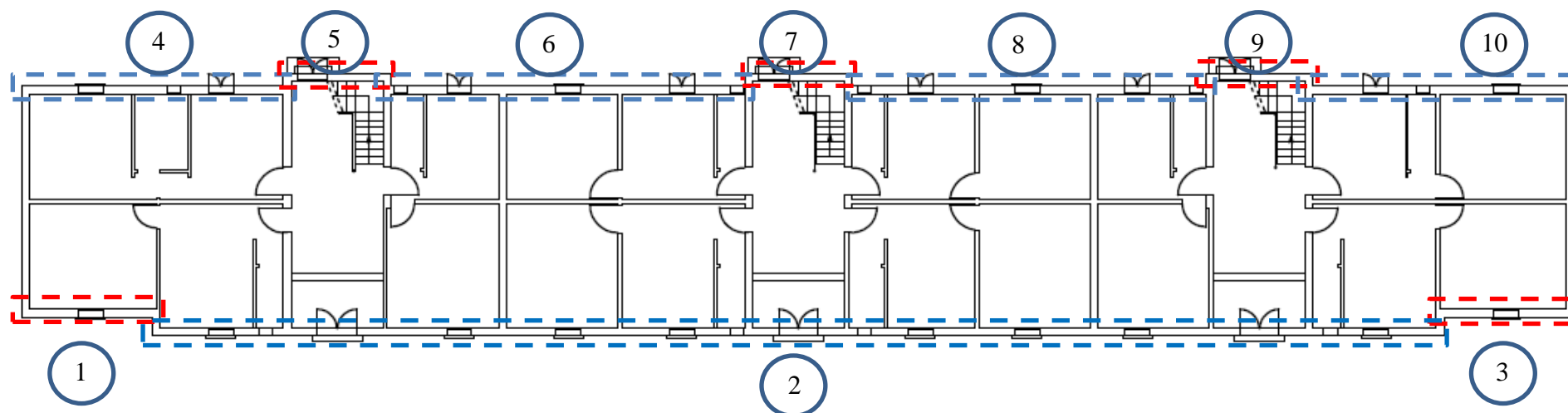


Figura 36: Pianta piano terra

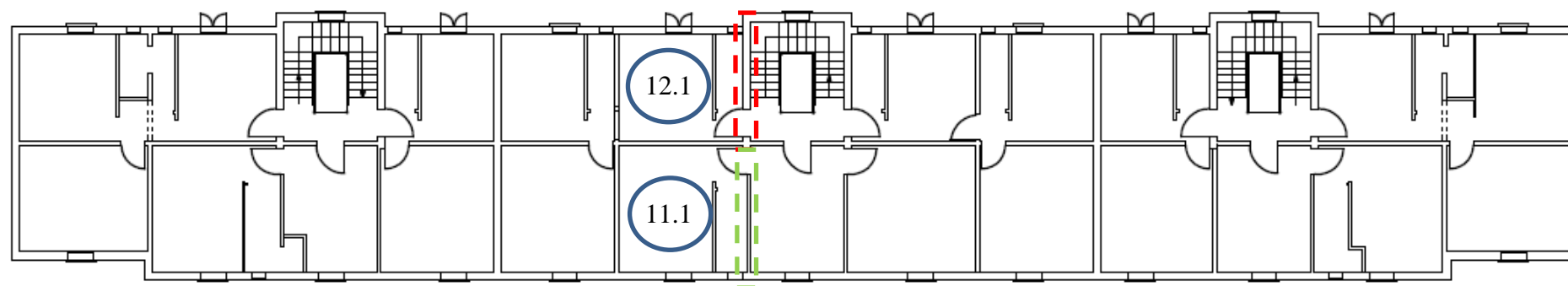


Figura 37: Pianta piano secondo

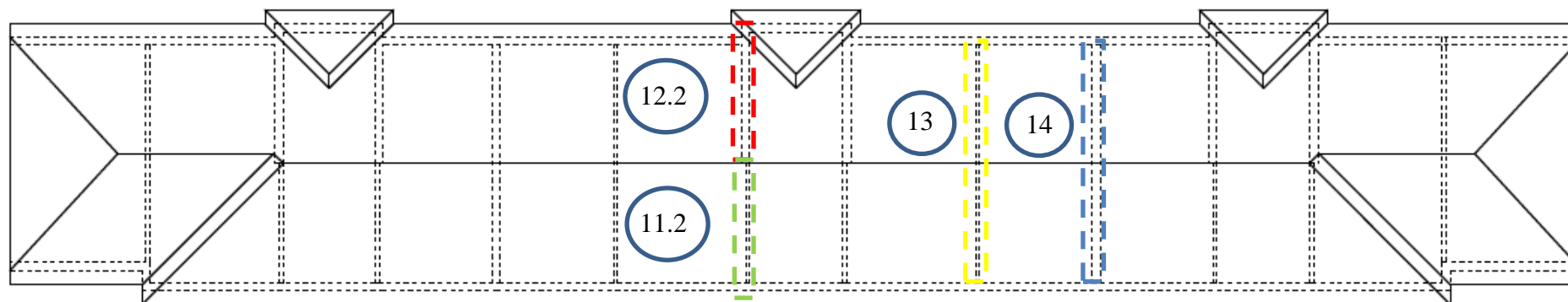


Figura 38: Pianta copertura

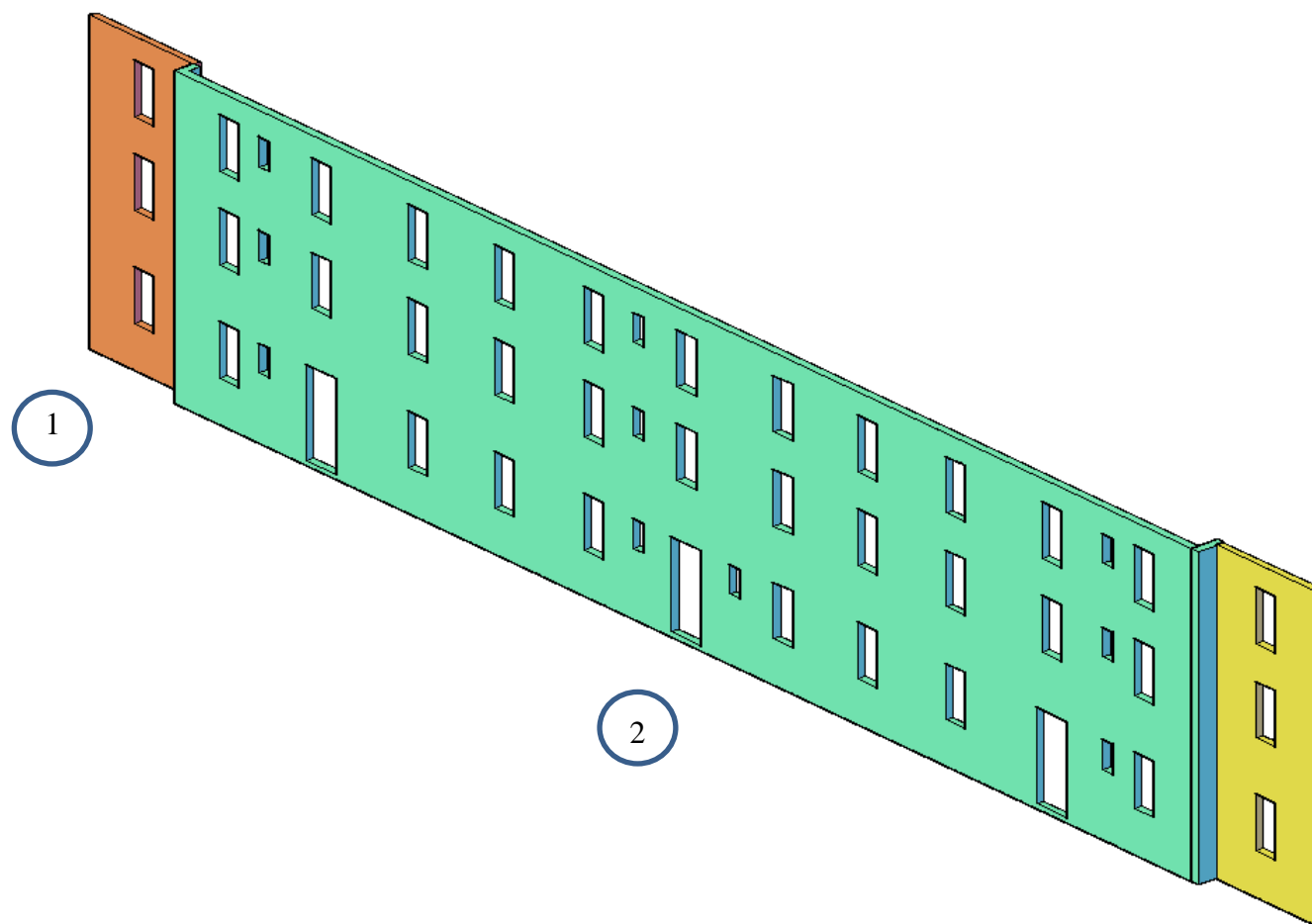


Figura 39: Facciata via Fiume, con numerazione delle porzioni di facciata analizzate

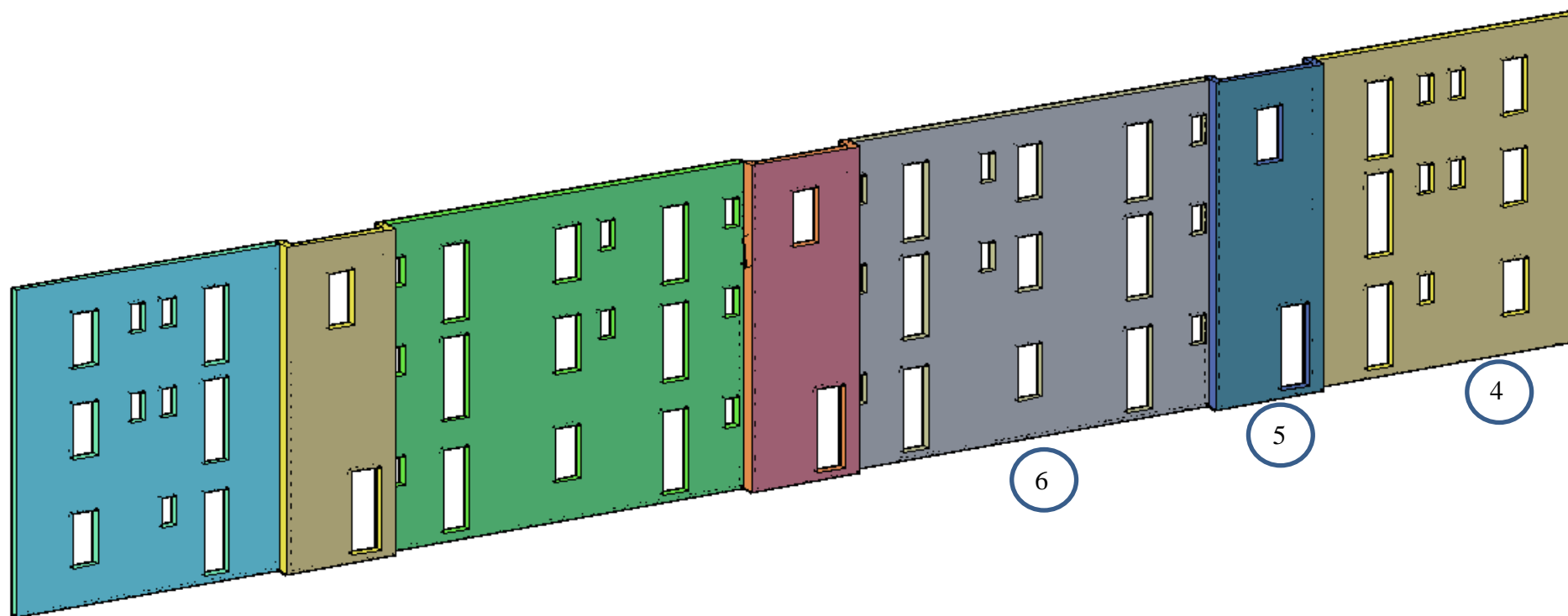


Figura 40: Facciata corte interna, con numerazione delle porzioni di facciata analizzate

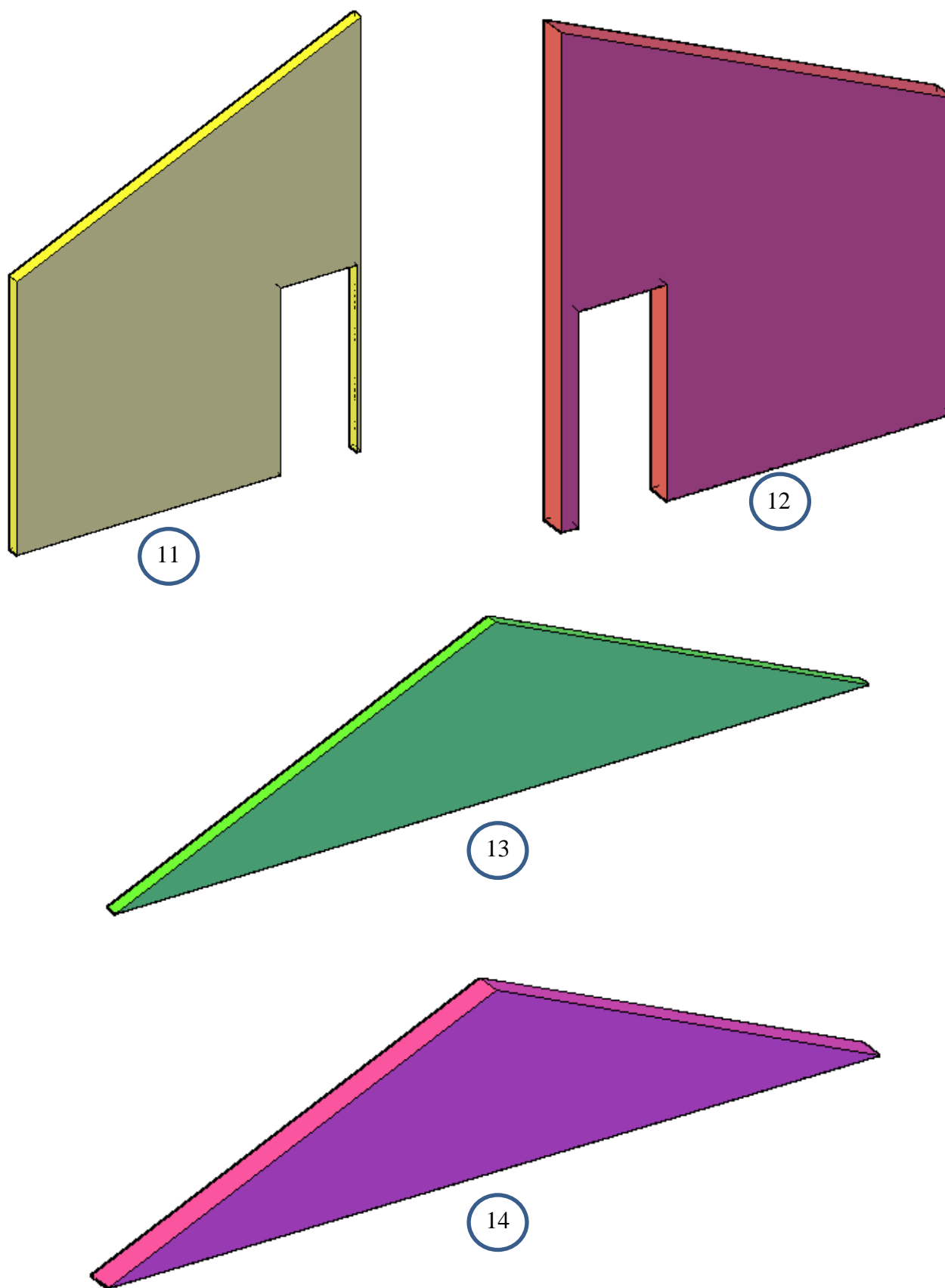


Figura 41: Timpani analizzati all'interno delle analisi, con relativa numerazione

7.2.1 Facciata via Fiume

7.2.1.1 Ribaltamento semplice piano terra (1.1)

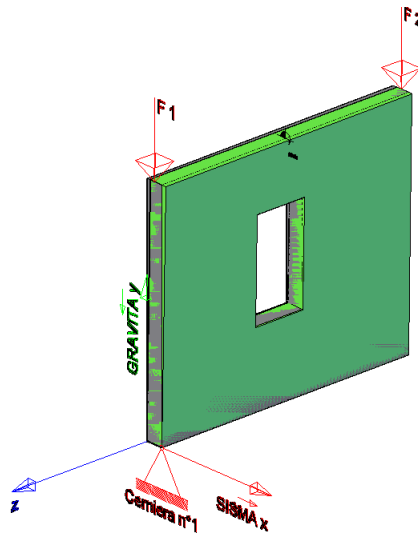


Figura 42: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 1.1

Moltiplicatore di attivazione $\alpha_0 = 0.04$	Parametri dell'oscillatore equivalente $M^* = 26967.83 \text{ [kg]}$	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0) $d_{f,0} = 0.188 \text{ [m]}$	$e^* = 0.93$ $T_s = 1.808 \text{ [s]}$	
Verifica a stato limite di danno $a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$ $a_0^* = 0.392 \text{ [m/s}^2\text{]}$ $a_{SLS} = 0.692 \text{ [m/s}^2\text{]}$ Stato: Non Verificato		
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare) $a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$ $a_0^* = 0.392 \text{ [m/s}^2\text{]}$ $a_{SLS} = 0.993 \text{ [m/s}^2\text{]}$ Stato: Non Verificato		
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) $d_{f,0}^* \geq S_{De}(T_s)$ $d_{f,0}^* = 0.068 \text{ [m]}$ $\Delta_0(T_s) = 0.104 \text{ [m]}$ Stato: Non Verificato		

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.395

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.1.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo (1.2)

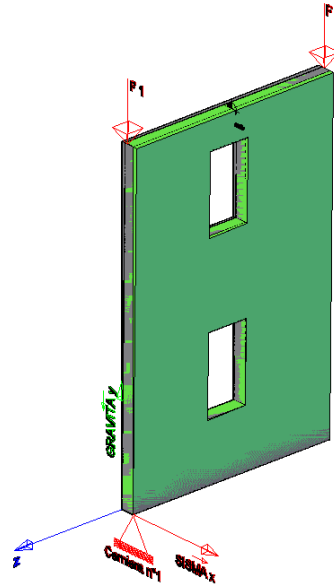


Figura 43: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 1.2

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_0 = 0.03$	$M^* = 23550.46 \text{ [kg]}$	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 0.89$	
$d_{u,0} = 0.230 \text{ [m]}$	$T_s = 2.089 \text{ [s]}$	
Verifica a stato limite di danno		
$a_{0v}^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		
$a_{0v}^* = 0.305 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$a_{SLV} = 0.692 \text{ [m/s}^2\text{]}$	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_{0v}^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		
$a_{0v}^* = 0.305 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$a_{SLV} = 0.993 \text{ [m/s}^2\text{]}$	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{u,0}^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_{u,0}^* = 0.071 \text{ [m]}$	$\Delta_d(T_s) = 0.120 \text{ [m]}$	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.307

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.1.3 Ribaltamento semplice intera facciata (1.3)

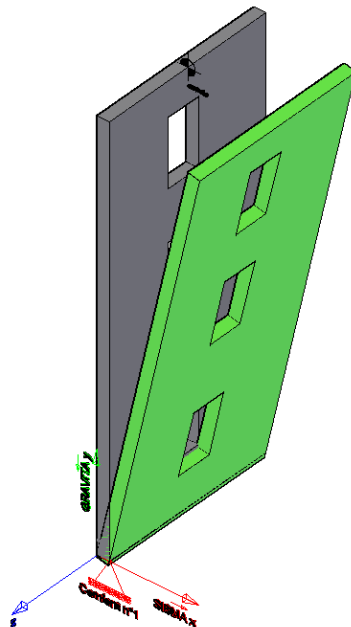


Figura 44: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 1.3

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_0 = 0.03$	$M^* = 22423.49$ [kg]	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 1.00$	
$d_{f,0} = 0.308$ [m]	$T_s = 2.013$ [s]	
Verifica a stato limite di danno		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		
$a_0^* = 0.285$ [m/s ²]	$a_{S,D} = 0.692$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		
$a_0^* = 0.285$ [m/s ²]	$a_{S,V} = 0.993$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{f,0}^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_{f,0}^* = 0.061$ [m]	$\Delta_0(T_s) = 0.116$ [m]	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.287

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.1.4 Ribaltamento semplice piano terra (2.1)

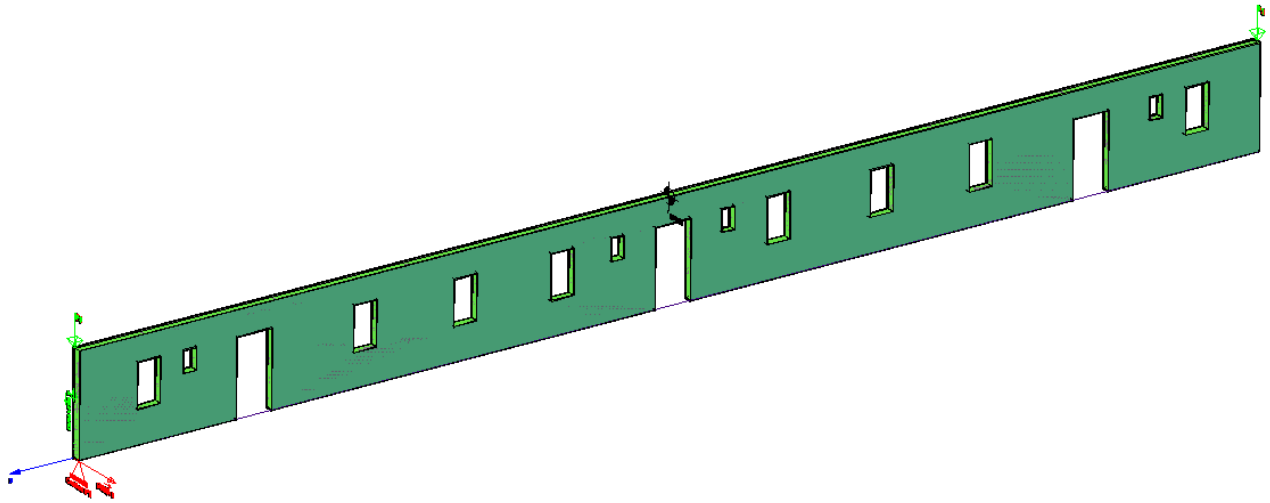


Figura 45: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 2.1

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_c = 0.04$	$M^* = 274375.40$ [kg]	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 0.93$	
$d_{u,c} = 0.185$ [m]	$T_s = 1.858$ [s]	
Verifica a stato limite di danno		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		
$a_0^* = 0.368$ [m/s ²]	$a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		
$a_0^* = 0.368$ [m/s ²]	$a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_u^* = 0.067$ [m]	$\Delta_u(T_s) = 0.107$ [m]	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.371

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.1.5 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo (2.2)

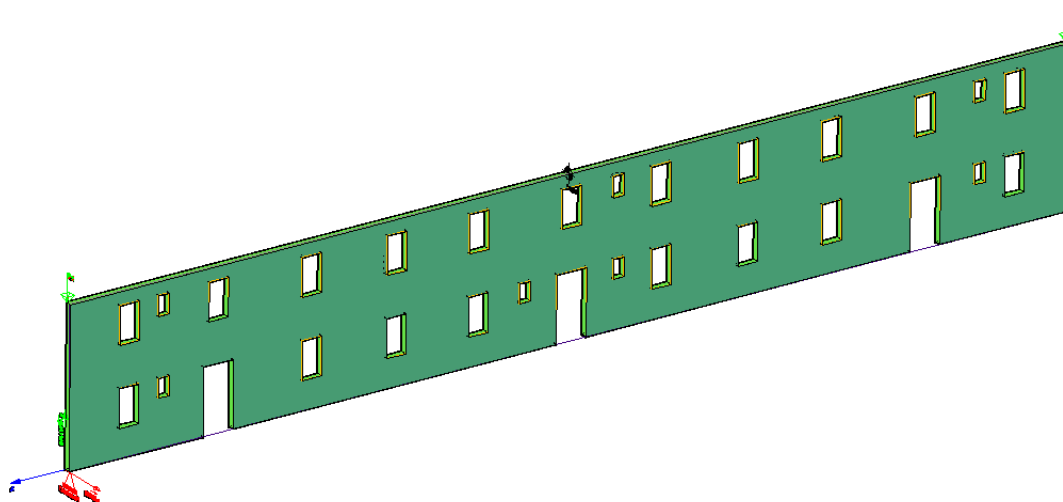


Figura 46: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 2.2

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_0 = 0.03$	$M^* = 235665.68$ [kg]	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 0.89$	
$d_{0,0} = 0.230$ [m]	$T_s = 2.163$ [s]	
Verifica a stato limite di danno		
$a_0^* \geq a_g(P_{VE}) \cdot S$		
$a_0^* = 0.290$ [m/s ²]	$a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_0^* \geq a_g(P_{VE}) \cdot S/q$		
$a_0^* = 0.290$ [m/s ²]	$a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{0,0}^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_{0,0}^* = 0.072$ [m]	$\Delta_d(T_s) = 0.123$ [m]	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.292

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.1.6 Ribaltamento semplice intera facciata (2.3)

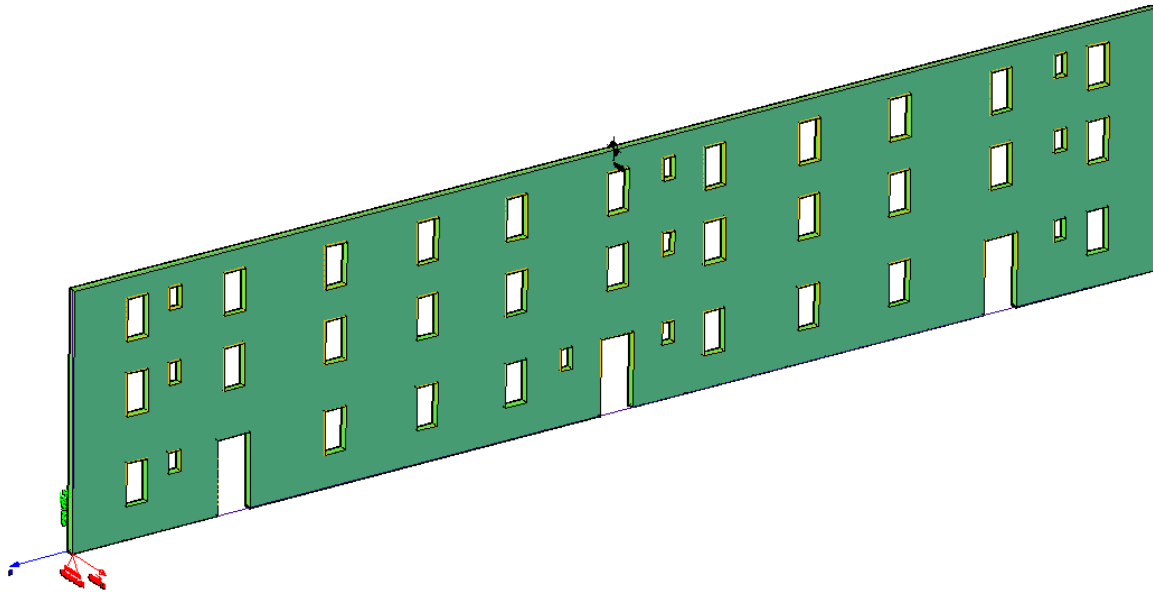


Figura 47: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 2.3

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_s = 0.03$	$M^* = 232648.07$ [kg]	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 1.00$	
$d_{u0} = 0.299$ [m]	$T_s = 2.010$ [s]	
Verifica a stato limite di danno		
$a_{0s}^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		
$a_{0s}^* = 0.281$ [m/s ²]	$a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_{0s}^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		
$a_{0s}^* = 0.281$ [m/s ²]	$a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{0s}^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_{0s}^* = 0.060$ [m]	$\Delta_0(T_s) = 0.116$ [m]	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.283

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2 Facciata corte interna

7.2.2.1 Ribaltamento semplice piano terra (4.1)

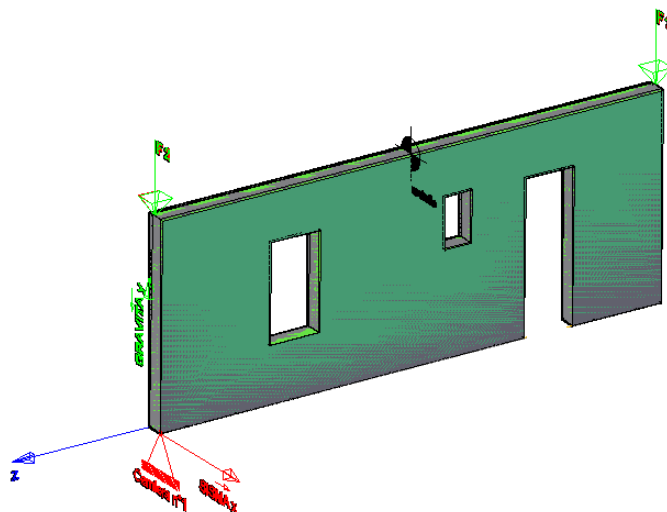


Figura 48: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 4.1

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_0 = 0.04$	$M^* = 49631.38 \text{ [kg]}$	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 0.93$	
$d_{f,0} = 0.184 \text{ [m]}$	$T_s = 1.751 \text{ [s]}$	
Verifica a stato limite di danno		
$a_0^* \geq a_g(P_{eff}) \cdot S$		
$a_0^* = 0.414 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$a_{SLD} = 0.692 \text{ [m/s}^2\text{]}$	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_0^* \geq a_g(P_{eff}) \cdot S/q$		
$a_0^* = 0.414 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$a_{SLV} = 0.993 \text{ [m/s}^2\text{]}$	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{f,0}^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_{f,0}^* = 0.067 \text{ [m]}$	$\Delta_d(T_s) = 0.101 \text{ [m]}$	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.417

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo (4.2)

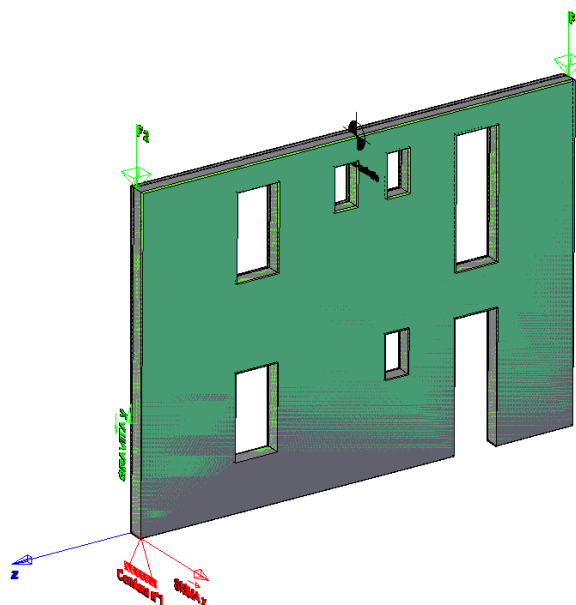


Figura 49: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 4.2

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$d_{0,0} = 0.03$	$M^* = 42696.34$ [kg]	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 0.89$	
$d_{0,0} = 0.227$ [m]	$T_0 = 2.062$ [s]	
Verifica a stato limite di danno		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		
$a_0^* = 0.315$ [m/s ²]	$a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		
$a_0^* = 0.315$ [m/s ²]	$a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{0,0}^* \geq S_{De}(T_0)$		
$d_{0,0}^* = 0.071$ [m]	$\Delta_d(T_0) = 0.119$ [m]	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.317

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.3 Ribaltamento semplice intera facciata (4.3)

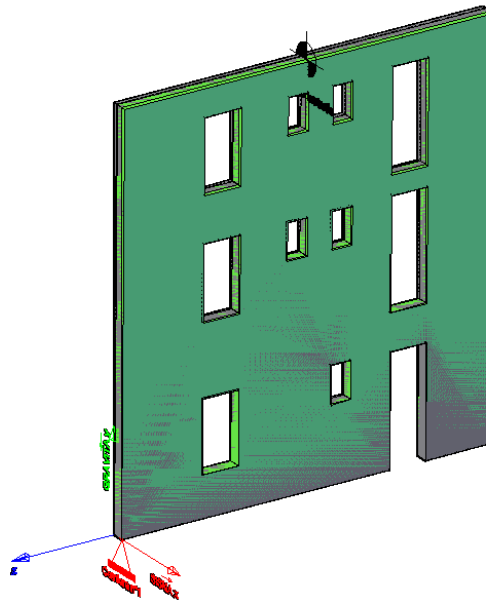


Figura 50: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 4.3

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_0 = 0.03$	$M^* = 42231.74 \text{ [kg]}$	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 1.00$	
$d_{k,0} = 0.308 \text{ [m]}$	$T_s = 1.963 \text{ [s]}$	
Verifica a stato limite di danno		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		
$a_0^* = 0.300 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$a_{SLD} = 0.692 \text{ [m/s}^2\text{]}$	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		
$a_0^* = 0.300 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$a_{SLV} = 0.993 \text{ [m/s}^2\text{]}$	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{u,0}^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_{u,0}^* = 0.061 \text{ [m]}$	$\Delta_u(T_s) = 0.113 \text{ [m]}$	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.302

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.4 Ribaltamento semplice piano terra (5.1)

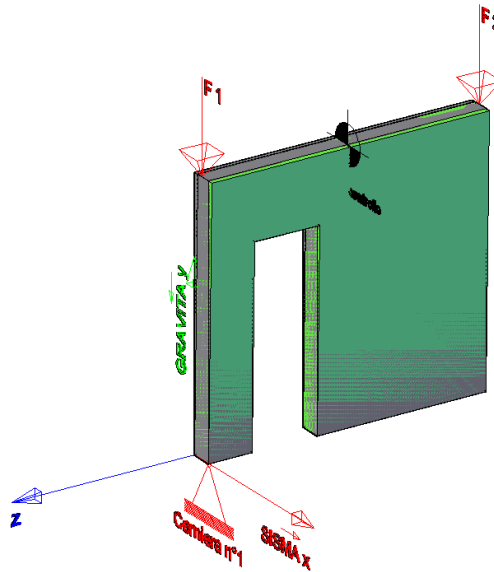


Figura 51: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 5.1

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_c = 0.05$	$M^* = 17490.02$ [kg]	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 0.93$	
$d_{u,c} = 0.178$ [m]	$T_e = 1.526$ [s]	
Verifica a stato limite di danno		
$a_{d,c}^* \geq a_g(P_{VE}) \cdot S$		
$a_{d,c}^* = 0.521$ [m/s ²]	$a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_{d,c}^* \geq a_g(P_{VE}) \cdot S/q$		
$a_{d,c}^* = 0.521$ [m/s ²]	$a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{d,c}^* \geq S_{De}(T_d)$		
$d_{d,c}^* = 0.064$ [m]	$\Delta_d(T_d) = 0.088$ [m]	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.525

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.5 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo (5.2)

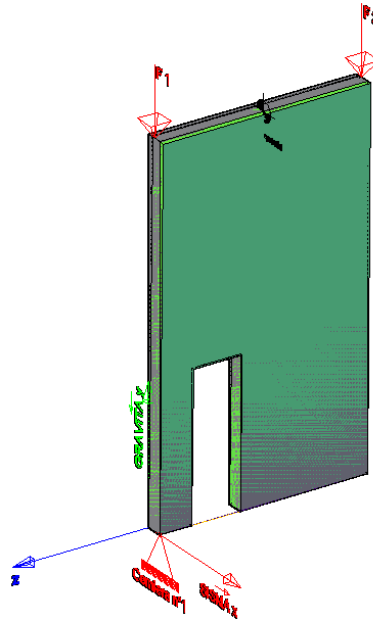


Figura 52: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 5.2

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_u = 0.03$	$M^* = 16974.46$ [kg]	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 0.91$	
$d_{u0} = 0.222$ [m]	$T_s = 1.868$ [s]	
Verifica a stato limite di danno		
$a_{0l}^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		
$a_{0l}^* = 0.356$ [m/s ²]	$a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_{0l}^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		
$a_{0l}^* = 0.356$ [m/s ²]	$a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{0l}^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_{0l}^* = 0.066$ [m]	$\Delta_{SL}(T_s) = 0.108$ [m]	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.359

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.6 Ribaltamento semplice intera facciata (5.3)

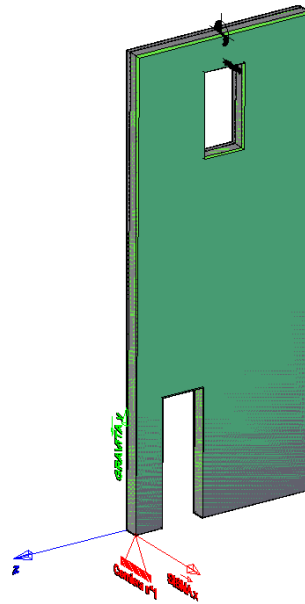


Figura 53: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 5.3

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_0 = 0.03$	$M^* = 18708.99$ [kg]	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 1.00$	
$d_{u,0} = 0.300$ [m]	$T_s = 1.990$ [s]	
Verifica a stato limite di danno		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		
$a_0^* = 0.292$ [m/s ²]	$a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		
$a_0^* = 0.292$ [m/s ²]	$a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_u^* = 0.061$ [m]	$\Delta_d(T_s) = 0.115$ [m]	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.294

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.7 Ribaltamento semplice piano terra (6.1)

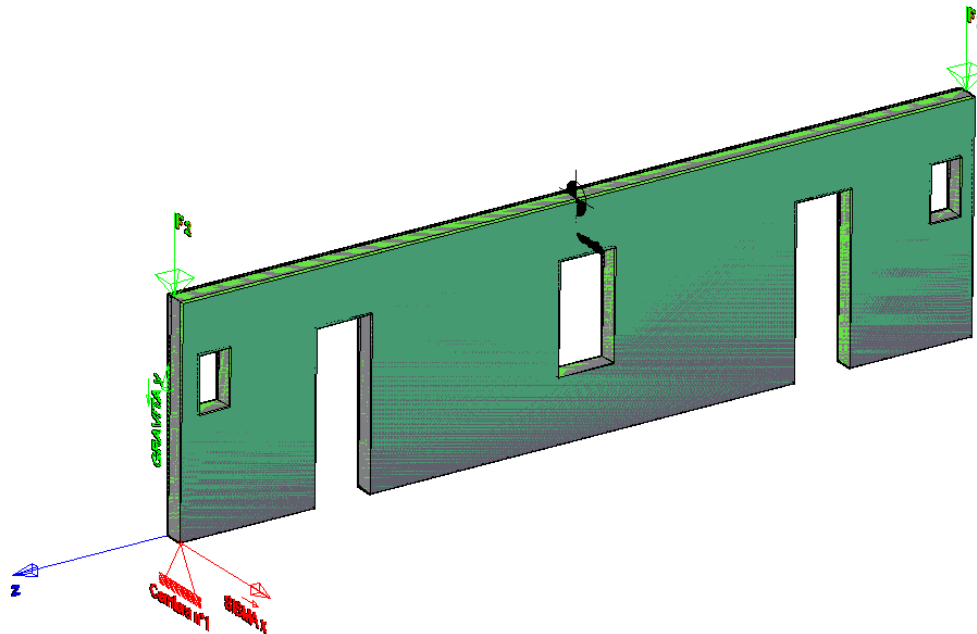


Figura 54: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 6.1

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_{eff} = 0.04$	$M^* = 65999.24 \text{ [kg]}$	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 0.93$	
$d_{f,0} = 0.184 \text{ [m]}$	$T_s = 1.757 \text{ [s]}$	
Verifica a stato limite di danno		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		
$a_0^* = 0.410 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$a_{SLD} = 0.692 \text{ [m/s}^2\text{]}$	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		
$a_0^* = 0.410 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$a_{SLV} = 0.993 \text{ [m/s}^2\text{]}$	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{f,0}^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_{f,0}^* = 0.067 \text{ [m]}$	$\Delta_c(T_s) = 0.101 \text{ [m]}$	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.413

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.8 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo (6.2)

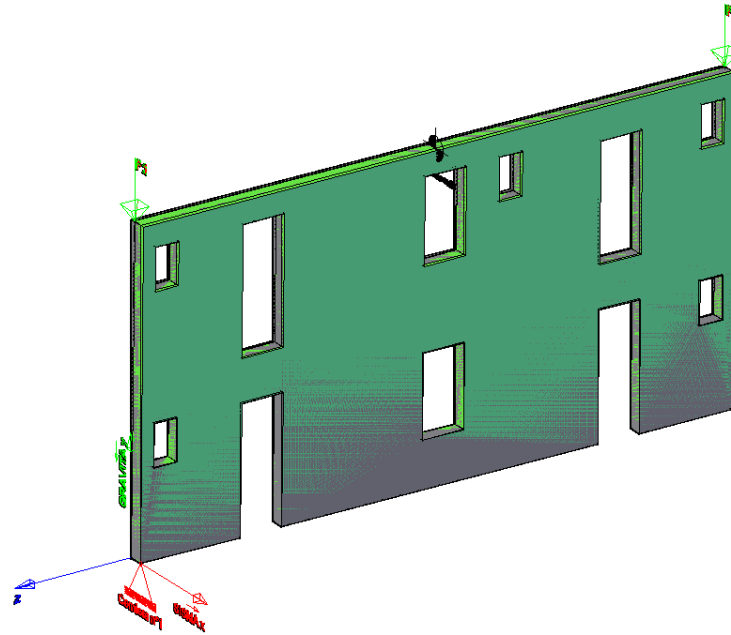


Figura 55: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 6.2

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_0 = 0.03$	$M^* = 57081.53$ [kg]	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 0.89$	
$d_{f,0} = 0.233$ [m]	$T_s = 2.081$ [s]	
Verifica a stato limite di danno		
$a_0^* \geq a_g(P_{eff}) \cdot S$		
$a_0^* = 0.315$ [m/s ²]	$a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_0^* \geq a_g(P_{eff}) \cdot S/q$		
$a_0^* = 0.315$ [m/s ²]	$a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²]	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{f,0}^* \geq S_{De}(T_s)$		
$d_{f,0}^* = 0.072$ [m]	$\Delta_d(T_s) = 0.120$ [m]	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.317

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.9 Ribaltamento semplice intera facciata (6.3)

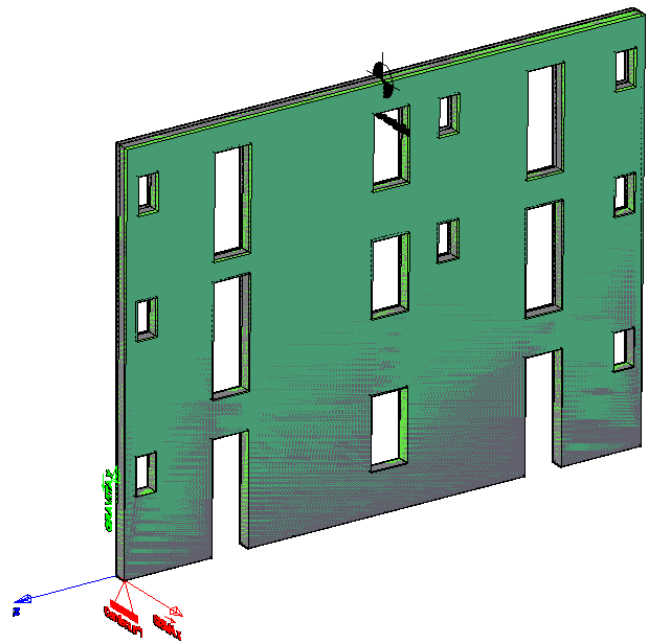


Figura 56: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 6.3

Risultati dell'analisi		
Moltiplicatore di attivazione	Parametri dell'oscillatore equivalente	
$\alpha_0 = 0.03$	$M^* = 57633.36 \text{ [kg]}$	
Spostamento finale (moltiplicatore di attivazione pari a 0)	$e^* = 1.00$	
$d_{0,0} = 0.300 \text{ [m]}$	$T_e = 1.942 \text{ [s]}$	
Verifica a stato limite di danno		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$		
$a_0^* = 0.299 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$a_{SLD} = 0.692 \text{ [m/s}^2\text{]}$	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)		
$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S/q$		
$a_0^* = 0.299 \text{ [m/s}^2\text{]}$	$a_{SLV} = 0.993 \text{ [m/s}^2\text{]}$	Stato: Non Verificato
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)		
$d_{0,0}^* \geq S_{De}(T_e)$		
$d_{0,0}^* = 0.060 \text{ [m]}$	$\Delta_d(T_e) = 0.112 \text{ [m]}$	Stato: Non Verificato

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.301

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.10 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 15 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del solaio del secondo impalcato. (11.1)

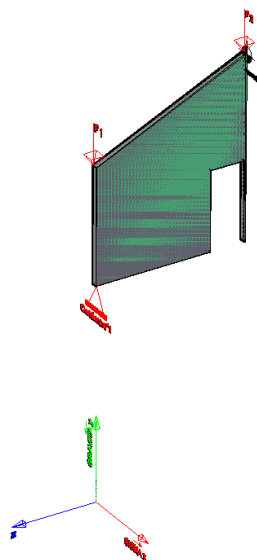


Figura 57: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 11.1

Risultati dell'analisi			
Oscillatore semplice equivalente $M^* = 6710.29$ [kg] $e^* = 0.88$ $T_s = 1.574$ [s]		Verifica a stato limite di danno $a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$ $a_0^* = 0.263$ [m/s ²] $a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²] Stato: Non Verificato	
Moltiplicatore di attivazione $a_c = 0.02$		$a_0^* \geq S_a(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma$ $a_0^* = 0.263$ [m/s ²] $a_{SLD} = 1.118$ [m/s ²] Stato: Non Verificato	
La verifica a stato limite di danno non è soddisfatta			
Spostamento finale ($\alpha=0$) $d_{u0} = 0.133$ [m]		Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare) $a_0^* \geq (a_g(P_{VR}) \cdot S) / q$ $a_0^* = 0.263$ [m/s ²] $a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²] Stato: Non Verificato	
		$a_0^* \geq (S_a(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma) / q$ $a_0^* = 0.263$ [m/s ²] $a_{SLV} = 1.664$ [m/s ²] Stato: Non Verificato	
La verifica a stato limite di salvaguardia della vita non è soddisfatta			
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)			
$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$ $d_u = 0.035$ [m] $\Delta_d(T_s) = 0.091$ [m] Stato: Non Verificato		$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$ $d_u = 0.035$ [m] $\Delta_d(T_s) = 0.057$ [m] Stato: Non Verificato	
La verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) non è soddisfatta			

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.158

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.11 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 15 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto (11.2)

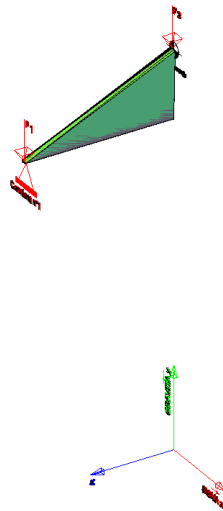


Figura 58: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 11.2

Risultati dell'analisi		
Oscillatore semplice equivalente $M^* = 2086.23$ [kg] $e^* = 0.53$ $T_s = 0.840$ [s]	Verifica a stato limite di danno $a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$ $a_0^* = 1.452$ [m/s ²] $a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²] Stato: Verificato	
Moltiplicatore di attivazione $\alpha_0 = 0.08$	$a_0^* \geq S_a(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma$ $a_0^* = 1.452$ [m/s ²] $a_{SLD} = 1.732$ [m/s ²] Stato: Non Verificato	
La verifica a stato limite di danno non è soddisfatta		
Spostamento finale ($\alpha=0$) $d_{u0} = 0.162$ [m]	Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare) $a_0^* \geq (a_g(P_{VR}) \cdot S) / q$ $a_0^* = 1.452$ [m/s ²] $a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²] Stato: Verificato	
	$a_0^* \geq (S_a(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma) / q$ $a_0^* = 1.452$ [m/s ²] $a_{SLV} = 2.577$ [m/s ²] Stato: Non Verificato	
La verifica a stato limite di salvaguardia della vita non è soddisfatta		
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) $d_u^* \geq S_{De}(T_s)$ $d_u = 0.054$ [m] $\Delta_s(T_s) = 0.048$ [m] Stato: Verificato		
$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$ $d_u = 0.054$ [m] $\Delta_s(T_s) = 0.062$ [m] Stato: Non Verificato		
La verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) non è soddisfatta		

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.563

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.12 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 30 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del solaio del secondo impalcato (12.1)

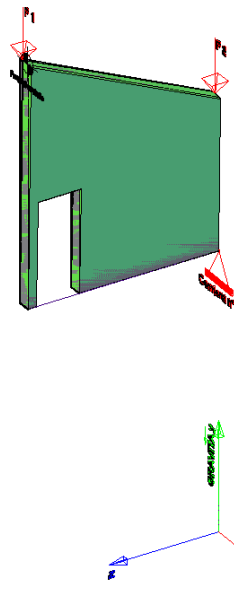


Figura 59; Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 12.1

Risultati dell'analisi			
Oscillatore semplice equivalente		Verifica a stato limite di danno	
$M^* = 11109.42$ [kg]	$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) \cdot S$	$a_0^* \geq S_a(T_s) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma$	
$e^* = 0.90$	$a_0^* = 0.566$ [m/s ²]	$a_0^* = 0.566$ [m/s ²]	$a_{SLD} = 1.118$ [m/s ²]
$T_s = 1.495$ [s]	Stato: Non Verificato	Stato: Non Verificato	
La verifica a stato limite di danno non è soddisfatta			
Moltiplicatore di attivazione		Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare)	
$\alpha_0 = 0.05$	$a_0^* \geq (a_g(P_{VR}) \cdot S) / q$	$a_0^* \geq (S_a(T_s) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma) / q$	
	$a_0^* = 0.566$ [m/s ²]	$a_0^* = 0.566$ [m/s ²]	$a_{SLV} = 1.664$ [m/s ²]
	Stato: Non Verificato	Stato: Non Verificato	
La verifica a stato limite di salvaguardia della vita non è soddisfatta			
Spostamento finale ($\alpha=0$)		Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare)	
$d_{u,0} = 0.289$ [m]	$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$	$d_u^* \geq S_{De}(T_s) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$	
	$d_u = 0.067$ [m]	$d_u = 0.067$ [m]	$\Delta_u(T_s) = 0.055$ [m]
	Stato: Non Verificato	Stato: Verificato	
La verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) non è soddisfatta			

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
NON VERIFICATA	NON VERIFICATA	0.340

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.13 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 30 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto. (12.2)



Figura 60: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 12.2

Risultati dell'analisi			
Oscillatore semplice equivalente $M^* = 2905.20$ [kg] $e^* = 0.56$ $T_s = 0.810$ [s]	Verifica a stato limite di danno $a_0^* \geq a_0(P_{VR}) \cdot S$ $a_0^* = 3.036$ [m/s ²] $a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²] Stato: Verificato		
Moltiplicatore di attivazione $\alpha_0 = 0.17$	$a_0^* \geq S_a(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma$ $a_0^* = 3.036$ [m/s ²] $a_{SLD} = 1.732$ [m/s ²] Stato: Verificato		
Spostamento finale ($\alpha=0$) $d_{u0} = 0.354$ [m]	Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare) $a_0^* \geq (a_0(P_{VR}) \cdot S) / q$ $a_0^* = 3.036$ [m/s ²] $a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²] Stato: Verificato		
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) $d_u^* \geq S_{De}(T_1)$ $d_u = 0.106$ [m] $\Delta_s(T_1) = 0.047$ [m] Stato: Verificato			
$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$ $d_u = 0.106$ [m] $\Delta_s(T_1) = 0.061$ [m] Stato: Verificato			
La verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) è soddisfatta			

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
VERIFICATA	VERIFICATA	1.178

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare risultano soddisfatte.

7.2.2.14 Ribaltamento semplice timpano (spessore 15 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto. (13.1)

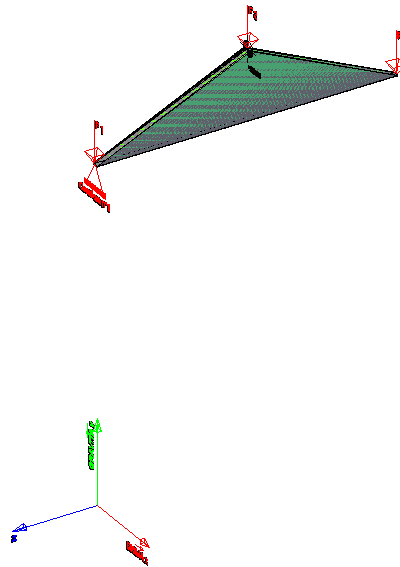


Figura 61: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinematismo 13.1

Risultati dell'analisi			
Oscillatore semplice equivalente $M^* = 3102.95$ [kg] $e^* = 0.42$ $T_s = 0.722$ [s]	Verifica a stato limite di danno $a_0^* \geq a_d(P_{VR}) \cdot S$ $a_0^* = 2.583$ [m/s ²] $a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²] Stato: Verificato		
Moltiplicatore di attivazione $\alpha_0 = 0.11$	$a_0^* \geq S_a(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma$ $a_0^* = 2.583$ [m/s ²] $a_{SLD} = 1.732$ [m/s ²] Stato: Verificato		
Spostamento finale ($\alpha=0$) $d_{u,0} = 0.224$ [m]	Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare) $a_0^* \geq (a_d(P_{VR}) \cdot S) / q$ $a_0^* = 2.583$ [m/s ²] $a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²] Stato: Verificato		
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) $d_u^* \geq S_{De}(T_1)$ $d_u = 0.072$ [m] $\Delta_d(T_1) = 0.042$ [m] Stato: Verificato			
$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma \cdot \sqrt{\frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$ $d_u = 0.072$ [m] $\Delta_d(T_1) = 0.060$ [m] Stato: Verificato			
La verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) è soddisfatta			

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
VERIFICATA	VERIFICATA	1.004

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare non risultano soddisfatte.

7.2.2.15 Ribaltamento semplice timpano (spessore 30 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto. (14.1)

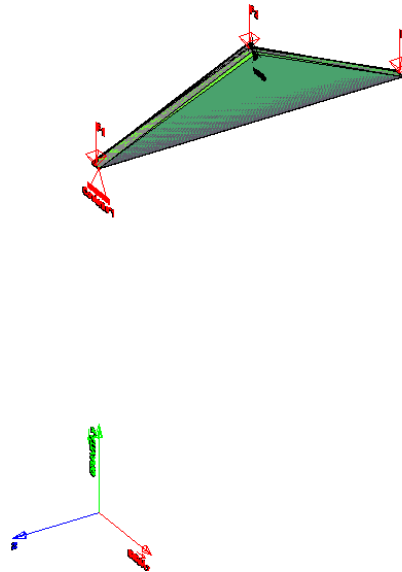


Figura 62: Geometria, vincoli, sistema di riferimento e forze per il cinemismo 14.1

Risultati dell'analisi			
Oscillatore semplice equivalente $M^* = 5081.45$ [kg] $e^* = 0.50$ $T_s = 0.718$ [s]	Verifica a stato limite di danno $a_0^* \geq a_g(P_{VE}) \cdot S$ $a_0^* = 4.342$ [m/s ²] $a_{SLD} = 0.692$ [m/s ²] Stato: Verificato		
Moltiplicatore di attivazione $a_0 = 0.22$	$a_0^* \geq S_a(T_s) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma$ $a_0^* = 4.342$ [m/s ²] $a_{SLD} = 1.732$ [m/s ²] Stato: Verificato		
La verifica a stato limite di danno è soddisfatta			
Spostamento finale ($\alpha=0$) $d_{u0} = 0.441$ [m]	Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica lineare) $a_0^* \geq (a_g(P_{VE}) \cdot S) / q$ $a_0^* = 4.342$ [m/s ²] $a_{SLV} = 0.993$ [m/s ²] Stato: Verificato		
	$a_0^* \geq (S_a(T_s) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma) / q$ $a_0^* = 4.342$ [m/s ²] $a_{SLV} = 2.577$ [m/s ²] Stato: Verificato		
La verifica a stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta			
Verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) $d_u^* \geq S_{De}(T_s)$ $d_u = 0.119$ [m] $\Delta_u(T_s) = 0.041$ [m] Stato: Verificato			
		$d_u^* \geq S_{De}(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma \cdot \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1 - \frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0.02 \frac{T_s}{T_1}}}$ $d_u = 0.119$ [m] $\Delta_u(T_s) = 0.060$ [m] Stato: Verificato	
La verifica a stato limite di salvaguardia della vita (analisi cinematica non lineare) è soddisfatta			

CINEMATICA LINEARE	CINEMATICA NON LINEARE	$f_{a,SLV}$
VERIFICATA	VERIFICATA	1.685

Sia l'analisi cinematica lineare che l'analisi cinematica non lineare risultano soddisfatte.

7.2.3 Conclusioni

Si riportano nel seguito le tabelle riassuntive delle analisi cinematiche svolte.

CINEMATISMO	ANALISI CINEMATICA LINEARE			
	$f_{a,SLV}$ [/]	T_{SLV} [anni]	$I_{s,SLV}$ [/]	VERIFICA
1.1 Ribaltamento semplice piano terra	0.395	66.9	0.14	NO
1.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo	0.307	40.4	0.09	NO
1.3 Ribaltamento semplice intera facciata	0.287	34.8	0.07	NO
2.1 Ribaltamento semplice piano terra	0.371	59.4	0.13	NO
2.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo	0.292	36.2	0.08	NO
2.3 Ribaltamento semplice intera facciata	0.283	33.4	0.07	NO
4.1 Ribaltamento semplice piano terra	0.417	74.5	0.16	NO
4.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo	0.317	43.3	0.09	NO
4.3 Ribaltamento semplice intera facciata	0.302	39	0.08	NO
5.1 Ribaltamento semplice piano terra	0.525	118.2	0.25	NO
5.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo	0.359	55.3	0.12	NO
5.3 Ribaltamento semplice intera facciata	0.294	36.5	0.08	NO
6.1 Ribaltamento semplice piano terra	0.413	72.9	0.15	NO
6.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo	0.317	43.2	0.09	NO
6.3 Ribaltamento semplice intera facciata	0.301	38.8	0.08	NO
11.1 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 15 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del solaio del secondo impalcato.	0.158	<30	<0.06	NO
11.2 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 15 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto.	0.563	129.5	0.27	NO
12.1 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 30 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del solaio del secondo impalcato.	0.34	50	0.11	NO
12.2 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 30 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto.	1.178	594.9	1.25	SI
13.1 Ribaltamento semplice timpano (spessore 15 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto.	1.004	475.2	1.00	SI
14.1 Ribaltamento semplice timpano (spessore 30 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto.	1.685	1125	2.37	SI

CINEMATISMO	ANALISI CINEMATICA LINEARE		
	CAPACITA' (cm)	DOMANDA (cm)	VERIFICA
1.1 Ribaltamento semplice piano terra	6.8	10.4	NO
1.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo	7.1	12.0	NO

1.3 Ribaltamento semplice intera facciata	6.1	11.6	NO
2.1 Ribaltamento semplice piano terra	6.7	10.7	NO
2.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo	7.2	12.3	NO
2.3 Ribaltamento semplice intera facciata	6.0	11.6	NO
4.1 Ribaltamento semplice piano terra	6.7	10.1	NO
4.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo	7.1	11.9	NO
4.3 Ribaltamento semplice intera facciata	6.1	11.3	NO
5.1 Ribaltamento semplice piano terra	6.4	8.8	NO
5.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo	6.6	10.8	NO
5.3 Ribaltamento semplice intera facciata	6.1	11.5	NO
6.1 Ribaltamento semplice piano terra	6.7	10.1	NO
6.2 Ribaltamento semplice piano terra e piano primo	7.2	12.0	NO
6.3 Ribaltamento semplice intera facciata	6.0	11.2	NO
11.1 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 15 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del solaio del secondo impalcato.	3.5	9.1	NO
11.2 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 15 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto.	5.4	6.2	NO
12.1 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 30 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del solaio del secondo impalcato.	6.7	8.6	NO
12.2 Ribaltamento semplice metà timpano (spessore 30 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto.	10.6	6.1	SI
13.1 Ribaltamento semplice timpano (spessore 15 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto.	7.2	6.0	SI
14.1 Ribaltamento semplice timpano (spessore 30 cm) con formazione della cerniera plastica alla quota del sottotetto.	11.9	6.0	SI

7.3 Verifica per azioni nel piano

7.3.1 Modellazione

Per la modellazione e l'esecuzione delle verifiche si è fatto riferimento al §8.7.1 delle NTC 2008, in particolare:

- Il fabbricato in esame è una Unità Strutturale in quanto è caratterizzato da continuità da cielo a terra per quanto riguarda il flusso dei carichi verticali ed è delimitato da spazi aperti (sui prospetti principali), e da edifici contigui strutturalmente ma, almeno tipologicamente, diversi (sui lati corti).

- Ai sensi del §8.7.1 comma 7, trattandosi di un fabbricato in aggregato edilizio, l'analisi è stata svolta trascurando gli effetti torsionali si è quindi assunta l'ipotesi che i solai possano unicamente traslare nella direzione considerata dell'azione sismica.

La modellazione e le verifiche per azioni nel piano sono state effettuate mediante analisi statica non lineare ("push-over"). Per l'analisi push-over del fabbricato si è fatto ricorso al codice di calcolo, di comprovata validità, 3Muri distribuito da S.T.A. DATA di Torino. L'affidabilità del suddetto software nell'ambito delle analisi sismiche di edifici in muratura è stata ampiamente testata da S.T.A. DATA con riferimento sia a casi studio sia a casi reali.

La modellazione è stata realizzata mediante l'inserimento di pareti discretizzate per macro elementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili.

Le caratteristiche principali degli elementi parete sono:

1. Rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
2. Comportamento bilineare con valori resistenti di taglio e momento coerenti con i valori di stato limite ultimo;
3. Redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
4. Settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
5. Degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
6. Controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo (δ_u) differenziato secondo quanto previsto dalla Norma a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello (taglio o pressoflessione);
7. Eliminazione dell'elemento al raggiungimento dello SLU senza interruzione dell'analisi.

La copertura è stata riprodotta mediante un modello di solaio piano al quale è stato assegnato anche il peso del solaio di sottotetto

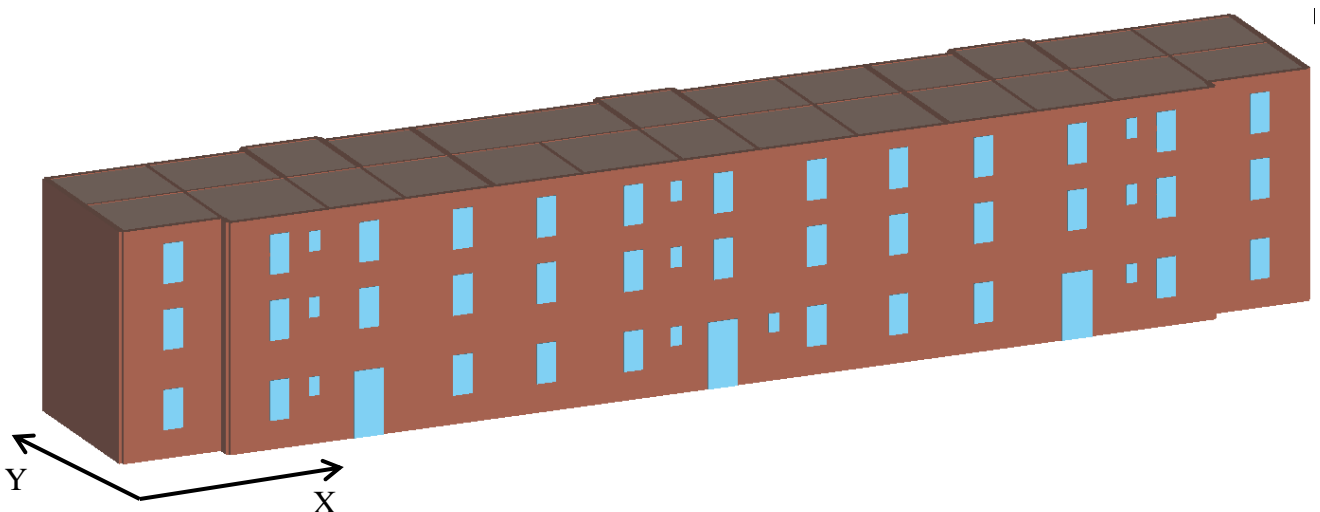


Figura 63: Modello SDF, vista 1 prospetto fronte strada

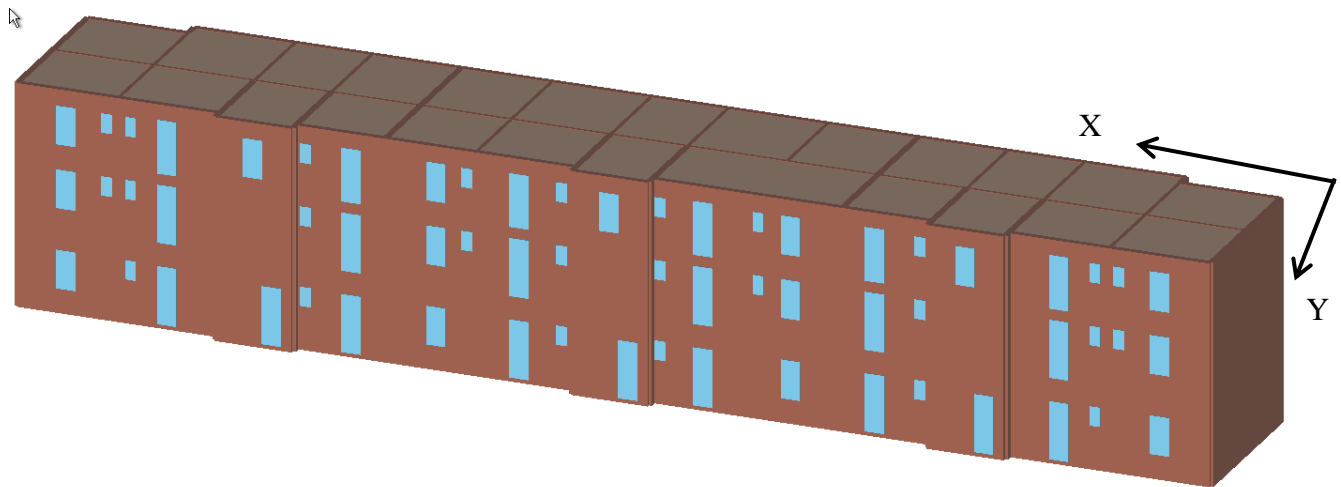


Figura 64: Modello SDF, vista 2 prospetto corte

7.3.2 Criteri di verifica

Le verifiche richieste consistono nel confronto tra la *curva di capacità* per le condizioni previste e la domanda di spostamento.

Seguendo le prescrizioni delle NTC 2008 § 7.3.4.1, sono state applicate due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2). In particolare, la distribuzione di forze appartenente al Gruppo 1 è proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2 delle NTC 2008, mentre quella appartenente al Gruppo 2 è uniforme lungo l'altezza.

7.3.2.1 Risultati delle analisi

Sono state effettuate 8 analisi di push-over. Le analisi più gravose risultano essere la numero 2 per la direzione x e la numero 5 per la direzione y.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0.00	1.78	3.31	1.68	0.50	1.38	0.40	1.38	1.692	2.423	3.062
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.00	2.15	4.44	2.00	0.61	1.53	0.50	1.13	1.498	2.218	2.175
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0.00	1.79	3.15	1.74	0.50	1.52	0.40	1.52	1.614	2.585	3.288
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0.00	2.23	3.89	1.99	0.65	1.66	0.53	1.21	1.508	2.296	2.213
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.00	1.61	2.11	1.48	0.46	2.11	0.37	2.11	1.237	3.641	4.679
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.00	1.91	6.14	1.65	0.55	4.74	0.45	2.95	1.819	5.411	5.522
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0.00	1.57	2.20	1.44	0.45	2.20	0.37	2.20	1.294	3.809	4.899
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0.00	1.87	3.31	1.61	0.54	3.31	0.44	3.31	1.625	4.768	6.221

Nell'ipotesi in cui il meccanismo globale per azioni nel piano sia attivabile, la capacità del fabbricato sarebbe sufficiente a resistere al sisma di progetto.

7.4 Considerazioni finali relative lo stato di fatto

Le verifiche presentate nei paragrafi precedenti indicano situazioni di particolare vulnerabilità a causa dell'attivazione dei meccanismi locali che sono caratterizzati da bassi valori di accelerazione. Tale fenomeno è favorito della mancanza di ammortamento tra le pareti controventanti e le facciate e dalla mancanza di solai di sottotetto e copertura capaci di trattenere le facciate principali. Per questo motivo, anche se l'analisi globale indica un comportamento sufficiente, il fabbricato, in condizione stato di fatto, è caratterizzato da un livello di sicurezza pari a circa il 16% di quello richiesto ad un fabbricato di nuova costruzione.

8 STATO DI PROGETTO

8.1 Illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale

Gli interventi progettati consistono in:

- 1) Posa di catene di falda per irrigidimento della copertura lignea e vincolo al ribaltamento dei timpani in muratura a due teste e delle capriate lignee.
- 2) Realizzazione di nuovo solaio di sottotetto tramite struttura metallica adeguatamente calcolata allo scopo di fungere da impalcato sufficientemente rigido al fine del trattenimento delle facciate. La realizzazione di tale elemento avviene previa demolizione dell'attuale solaio in arellato e realizzazione di un cordolo metallico in sommità all'edificio connesso alla muratura sottostante e al cornicione mediante tasselli chimici. La cordolatura metallica corre lungo tutto il perimetro dell'edificio connettendosi ai timpani in muratura a due teste mediante profili UPN240 con ali rivolte verso il basso collegandosi anche agli appoggi delle capriate.
- 3) Inserimento di quattro capriate lignee in sostituzione dei timpani di muratura trasversali ad una testa e rifacimento completo del solaio ligneo di copertura con sostituzione di tutti gli elementi lignei ammalorati e rinforzo o sostituzione di quelli non verificati.
- 4) Irrigidimento e adeguamento ai carichi verticali dei solai di piano primo e secondo tramite nervature in calcestruzzo alleggerito aventi larghezza di 24cm ogni 90 cm e soletta collaborante di spessore 6 cm e realizzazione di travetti porta muro in corrispondenza dei muri trasversali da 14cm che vengono rimossi e sostituiti da pareti in cartongesso. Si prevede

inoltre la formazione di un cordolo perimetrale in spessore di soletta e il collegamento dei solai alle pareti perimetrali mediante ancoraggio chimico di 1 Ø16/45cm.

- 5) Formazione di betoncino armato sul muro di spina al piano terra e primo di spessore 5 cm da entrambi i lati con rete Ø6 150x150 mm al fine di adeguare ai carichi verticali la parete di spina ad una testa portante i solai di piano. Il rinforzo in betoncino sarà adeguatamente collegato ai rinforzi di fondazione eseguiti alla base del muro stesso.
- 6) Raddoppio dello spessore dei setti trasversali in corrispondenza del vano scala ad una testa per tutti i piani.
- 7) Si prevede il rinforzo delle fondazioni in muratura di tutti i setti murari per cui si prevede un incremento dei carichi in fondazione. Il rinforzo è realizzato allargando le fondazioni esistenti mediante formazione di cordoli in c.a. resi collaboranti alle strutture esistenti. La tipologia del rinforzo è proporzionale all'incremento di carico previsto, in particolare, per il muro di spina longitudinale e per le pareti del vano scale per cui si prevede il ringrosso, il rinforzo sarà realizzato su di entrambi i lati della fondazione, per le pareti di facciata, in cui si prevede un incremento limitato dei carichi, il rinforzo sarà realizzato nel solo lato esterno.
- 8) Rinforzo sia a taglio che a flessione delle tre travi portamuro di vano scale mediante fasciatura in fibra di carbonio.
- 9) Ristilatura dei giunti di malta nella facciata della corte ove necessario.
- 10) Ristilatura dei giunti di malta in tutta la muratura del sottotetto.

Per la descrizione completa ed esaustiva degli interventi si faccia riferimento alle tavole allegate alla presente relazione facenti parte integrante del progetto strutturale.

8.2 Verifica ai carichi verticali in condizioni di progetto

8.2.1 Strutture Murarie

Per la verifica ai carichi verticali delle strutture murarie, svolta ai sensi delle NTC 2008, si fa affidamento al programma di calcolo 3Muri di STA Data di cui si possiede regolare licenza.

Per semplicità espositiva si riportano solo i risultati principali della verifica.

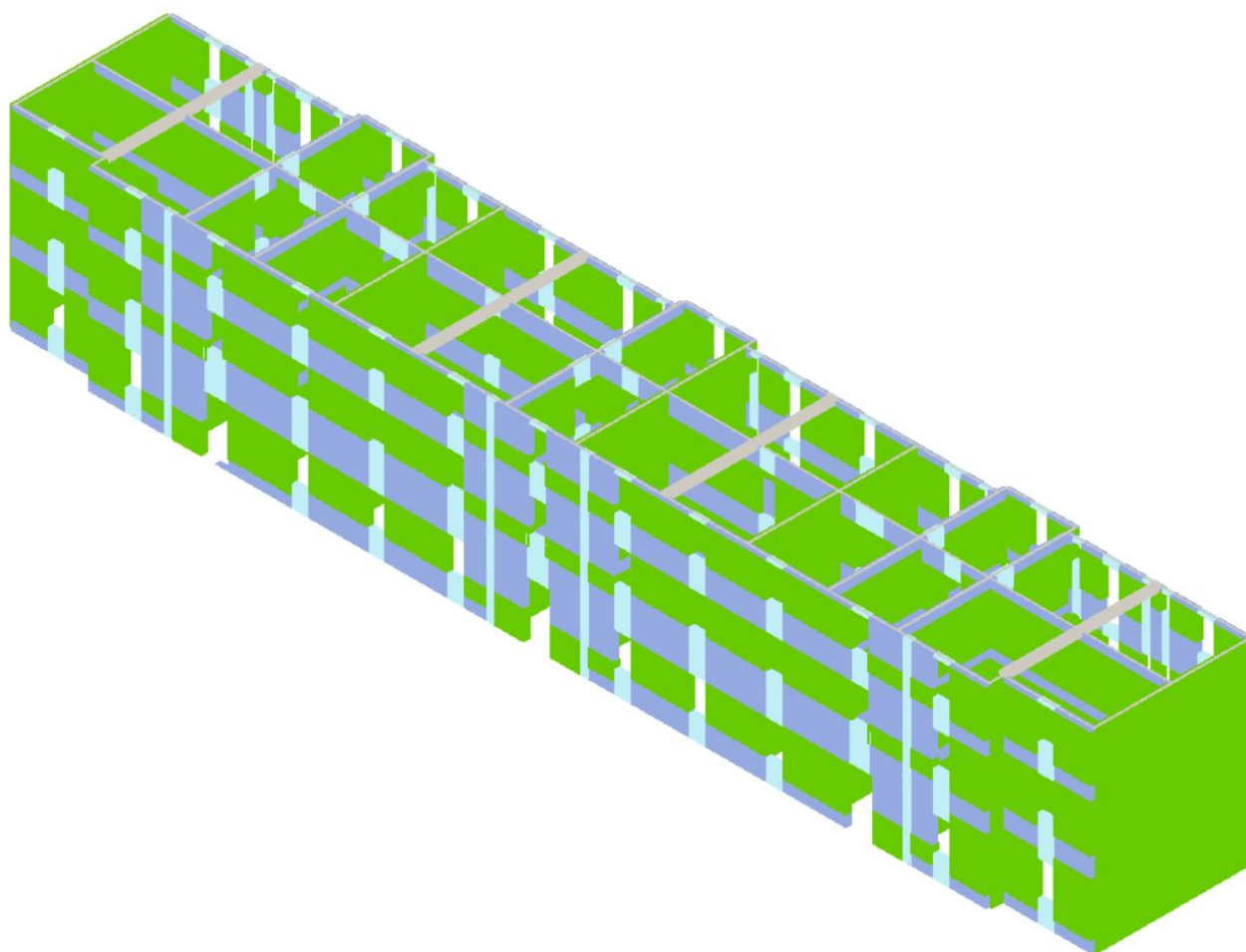
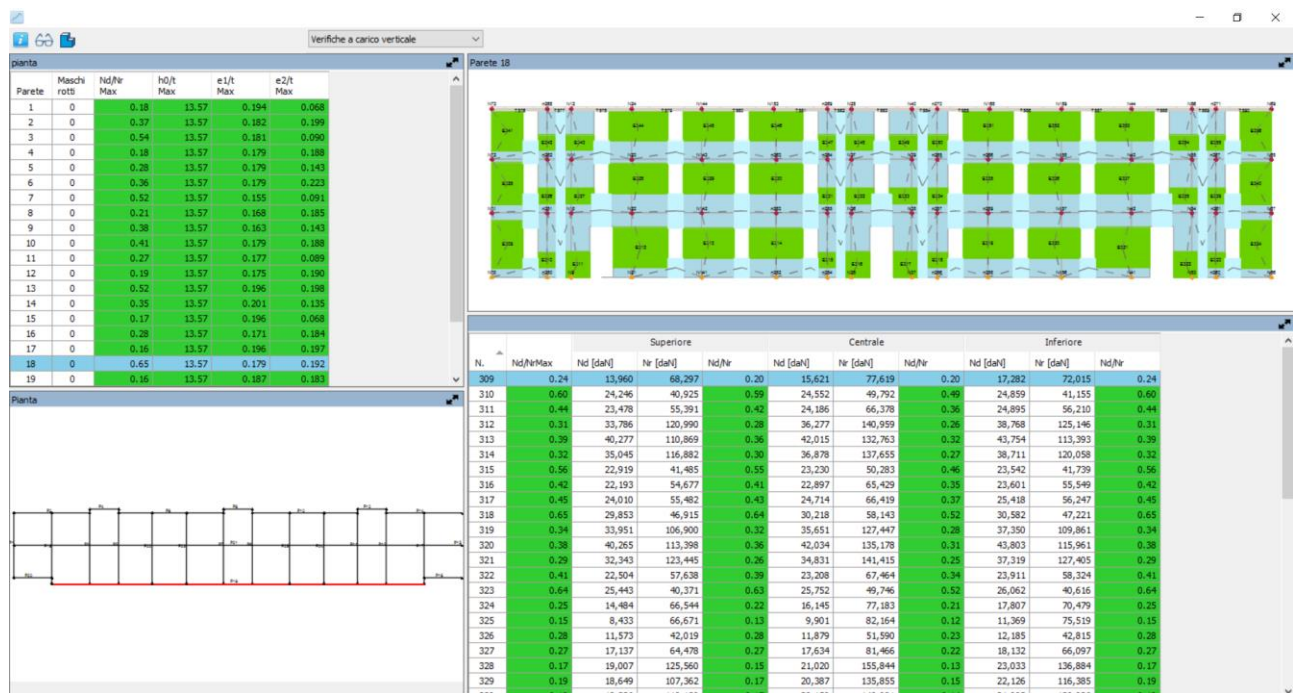


Figura 65: Immagine riassuntiva delle verifiche ai carichi verticali svolte, tutti i setti murari risultano verificati.

A titolo di esempio si riporta la schermata riassuntiva delle verifiche svolte su di una parete (facciata principale):



8.2.2 Verifica copertura lignea

Si è realizzato un modello fem sfruttando il programma di calcolo PRO SAP nella versione 2016(b) di cui si dispone di regolare licenza.

Gli elementi lignei sono stati modellati mediante elementi beam ai quali sono stati applicati gli svincoli rotazionali necessari a modellare le travi in semplice appoggio e gli elementi delle capriate lignee anch'essi modellati con nodi a cerniera.

Il modello realizzato, per questioni di geometria riguarda metà della copertura del fabbricato. Sono stati applicati i carichi descritti al §6 della presente relazione e sono state svolte le verifiche SLU e SLE previste da norma, nel seguito si riportano alcune figure del modello realizzato e delle verifiche svolte.

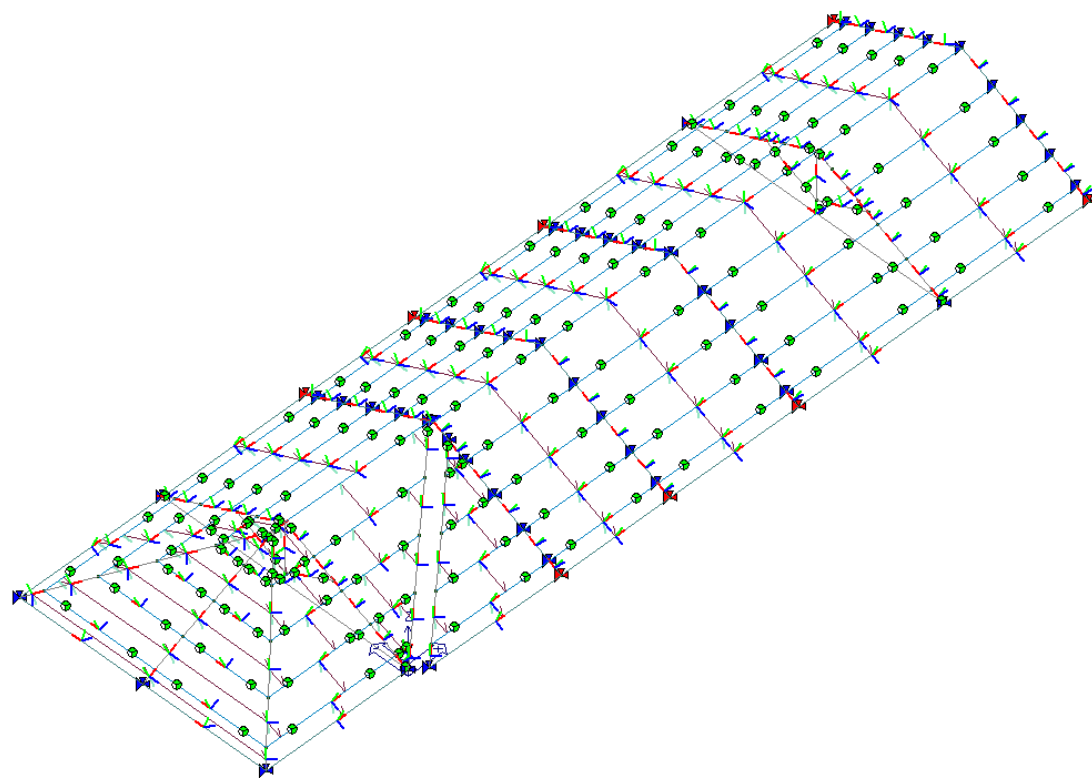


Figura 66: Modello della copertura in vista filo di ferro.

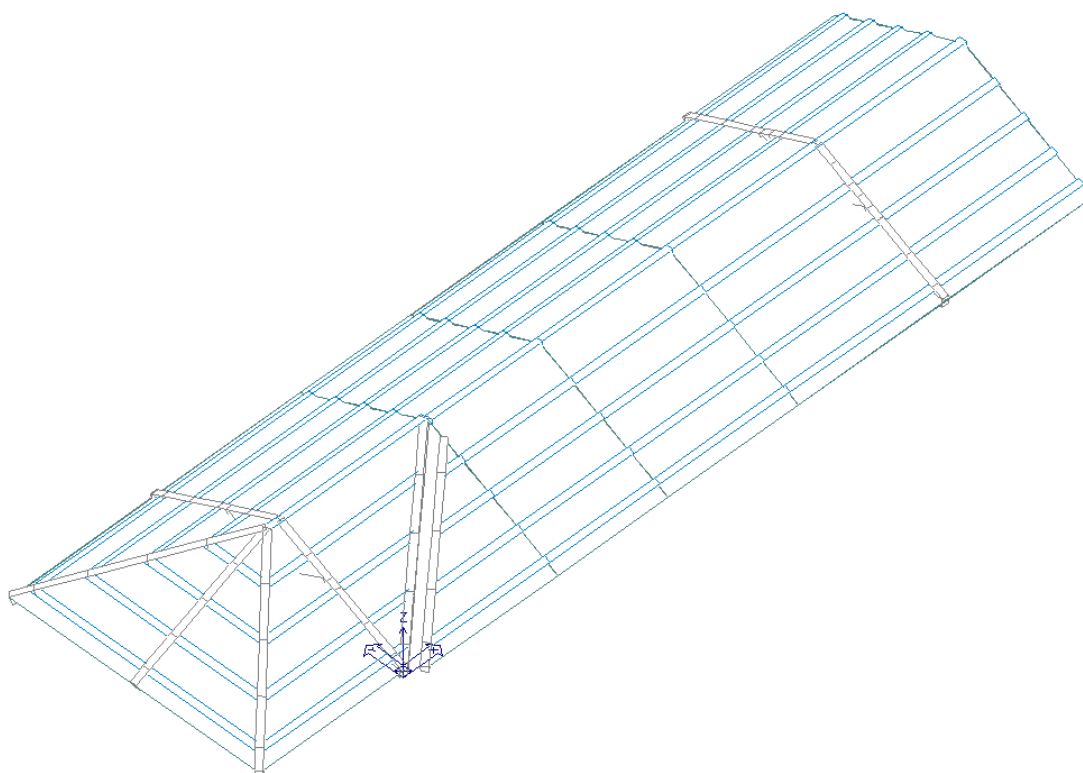


Figura 67: Modello della copertura in vista solida.

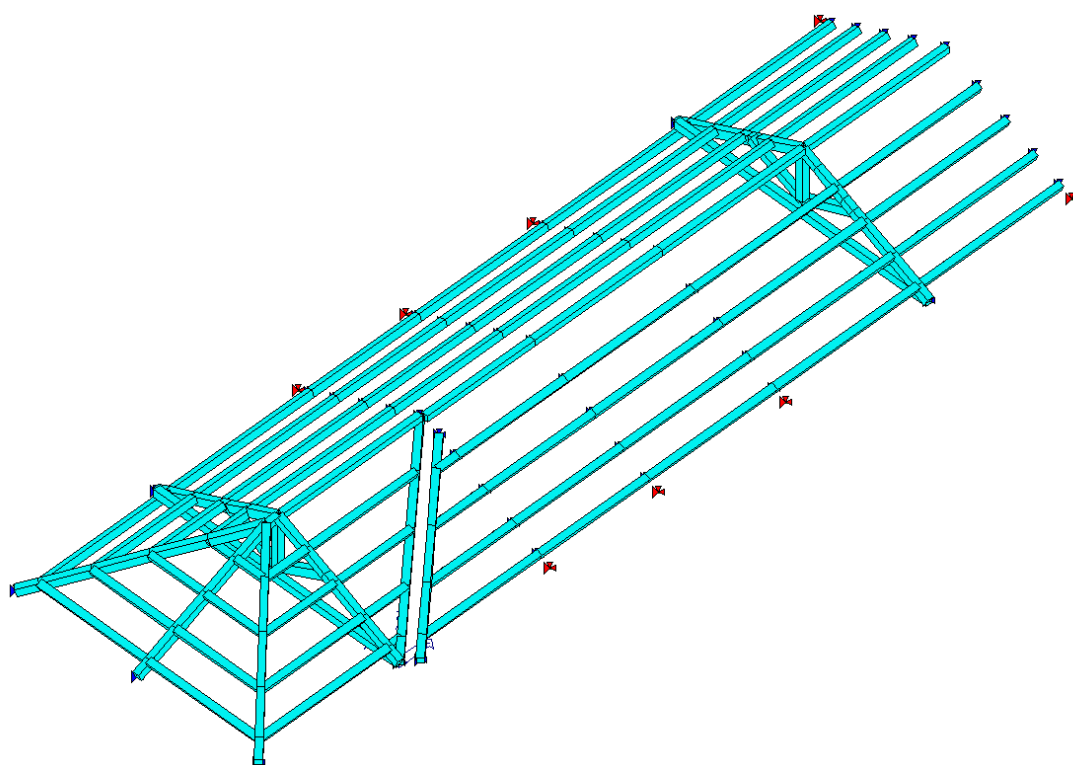


Figura 68: Esito delle verifiche svolte SLU e SLE, colore ciano=verifica soddisfatta.

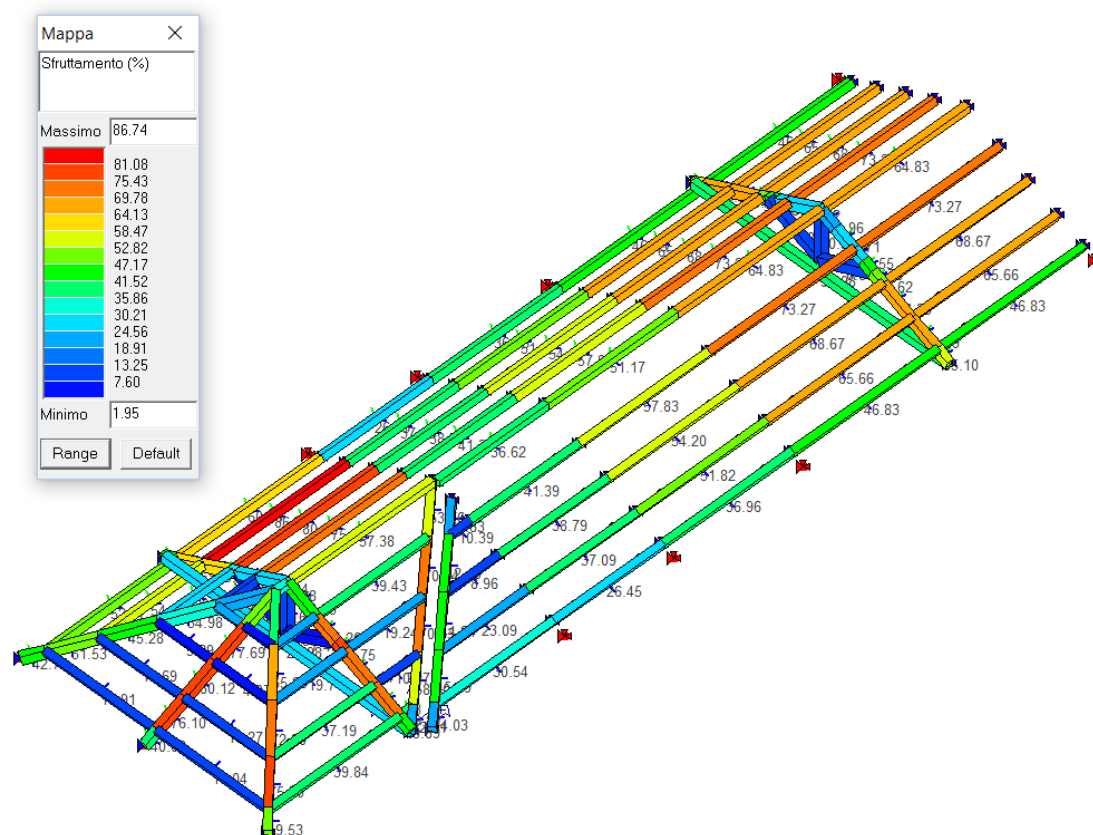


Figura 69: Coefficiente di sfruttamento SLU globale (pressoflessione-taglio-instabilità)

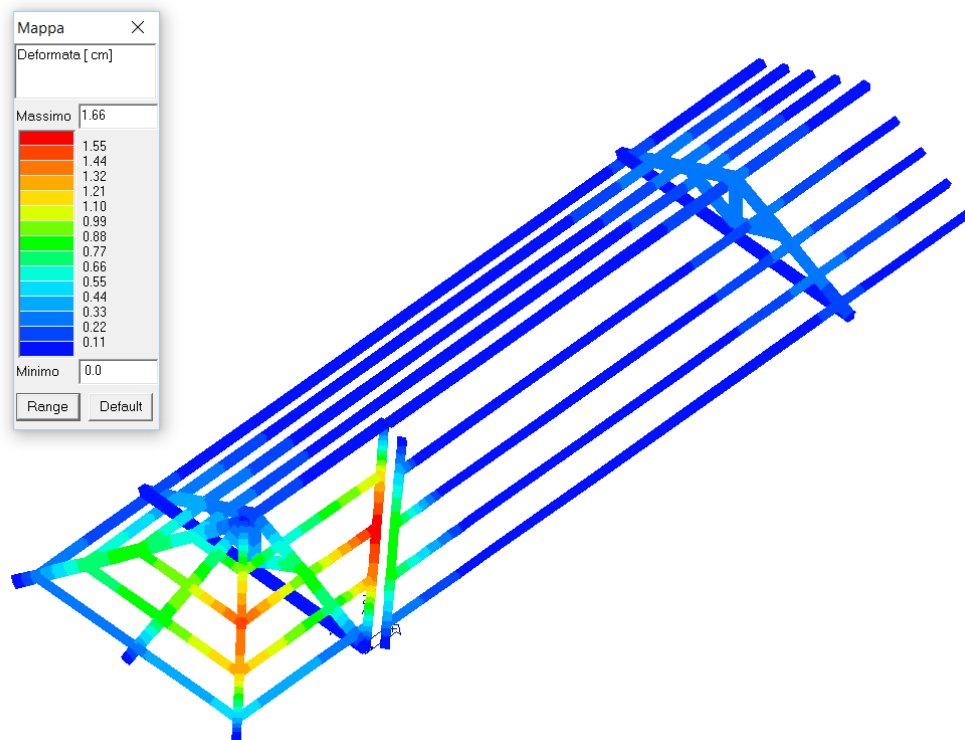


Figura 70: Max deformata in condizione SLE rara

Verifica puntone d'angolo:

Freccia SLE rara (puntone) $1.66\text{cm} < L/250 = 650/250 = 2.60\text{cm}$

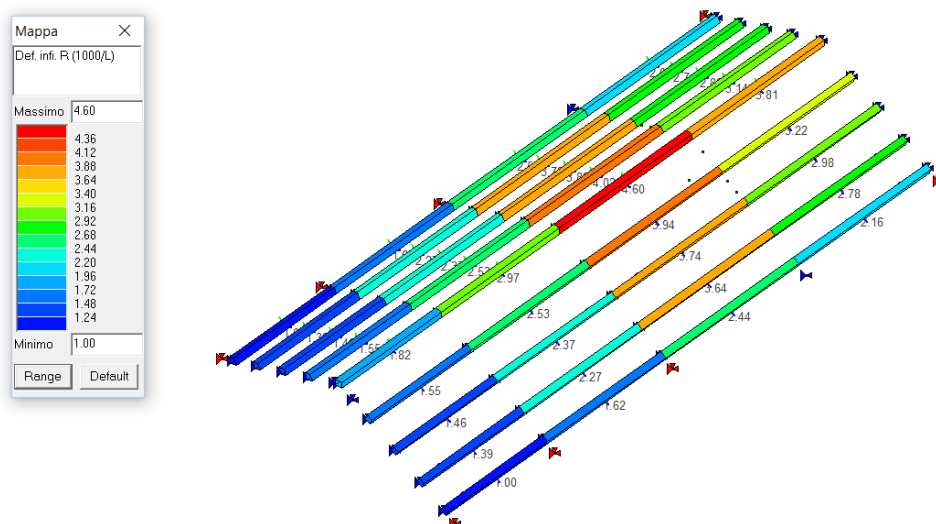


Figura 71: Deformabilità in condizione SLE rara (elementi)

Verifica terzere 20x20cm:

Freccia ammissibile $L/200 \Rightarrow 1000/200 = 5 > 4.60$

8.2.3 Rinforzo travi in c.a. vano scale

Si prevede il placcaggio con tessuto in fibra di carbonio sia per il rinforzo flessionale che per il rinforzo a taglio della trave.

Il rinforzo a flessione prevede la posa di due strati di tessuto unidirezionale intradossale all'elemento.

Il rinforzo a taglio, realizzato mediante placcaggio a U dell'anima della trave prevede la posa di tre strati di tessuto per i primi 60cm di trave partendo dagli appoggi, 2 strati di tessuto per i successivi 60cm e uno strato di tessuto nella parte centrale.

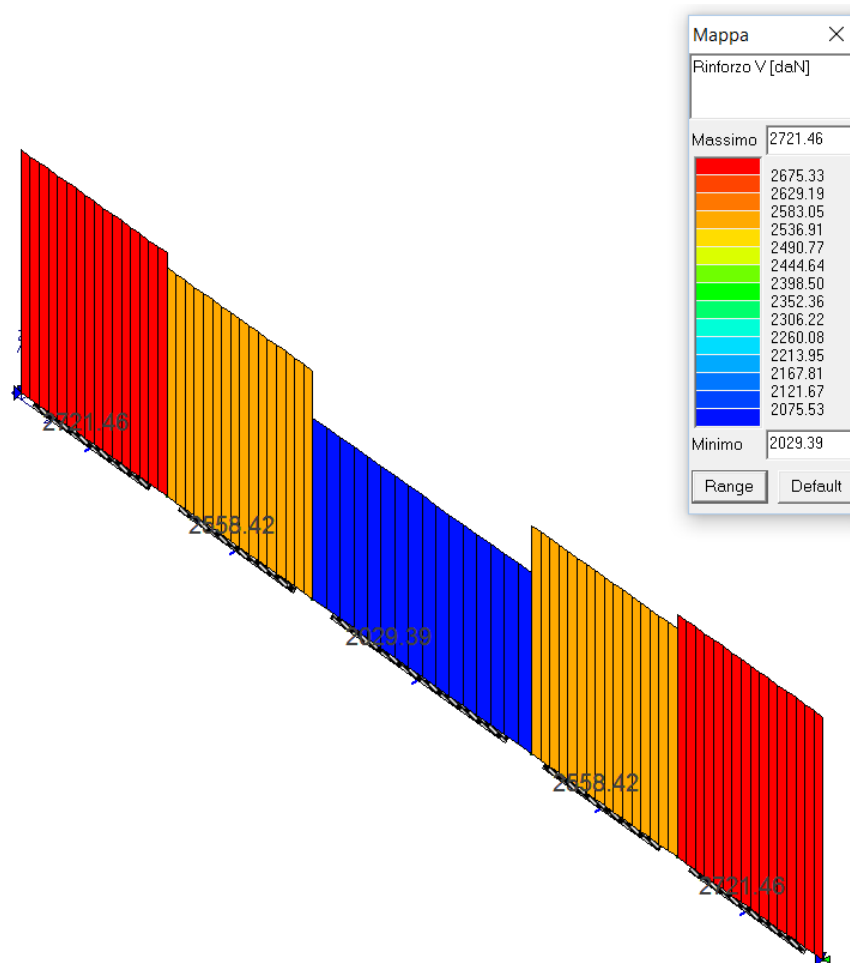


Figura 72: Schema rinforzo a taglio applicato.

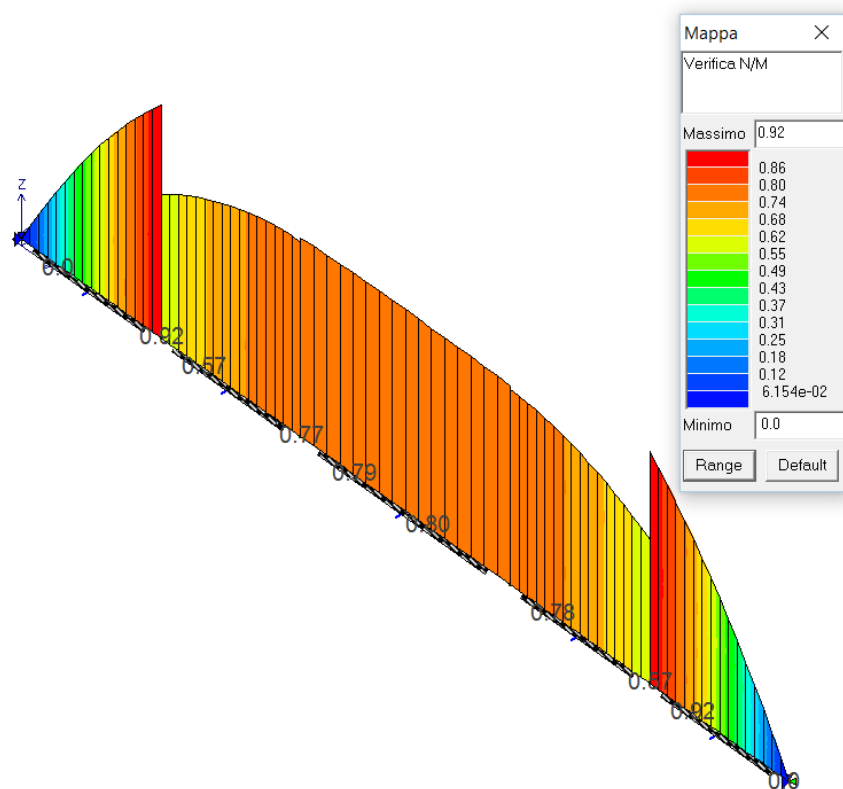


Figura 73: Verifica a pressoflessione dell'elemento rinforzato

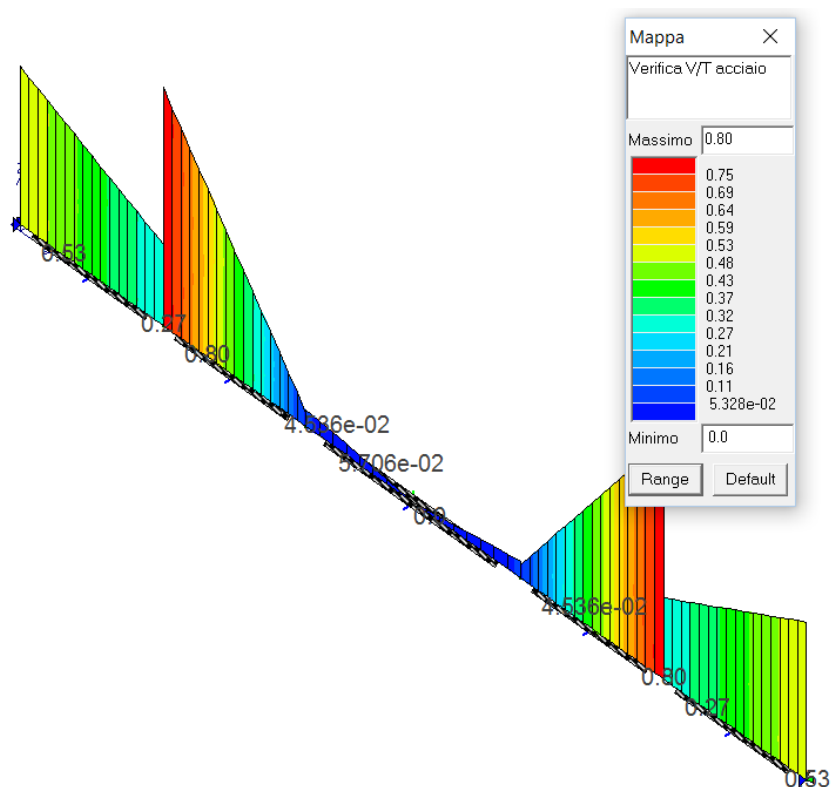


Figura 74: Verifica al taglio dell'elemento rinforzato, lato acciaio/fibre.

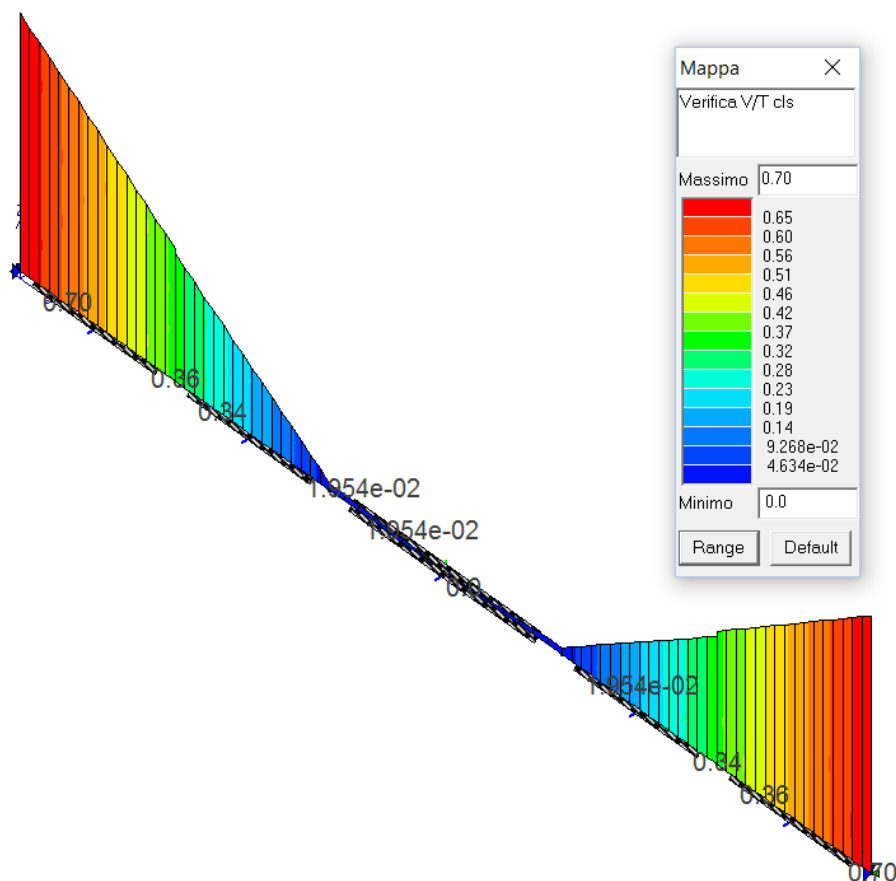


Figura 75: Verifica al taglio dell'elemento rinforzato lato cls.

8.2.4 Progetto di consolidamento del solaio di piano primo e secondo

L'intervento consiste nella rimozione di pavimento, sottofondo e caldana non strutturale e nel rinforzo del solaio tramite rimozione di una fila di pignatte ogni tre, inserimento di doppio travetto tralicciato prefabbricato e getto di nuove nervature e soletta collaborante utilizzando conglomerato alleggerito rinforzato con acciaio da cemento armato. Il solaio esistente ha spessore strutturale di 10 cm. Il solaio consolidato avrà una soletta armata di spessore 6 cm e quindi lo spessore strutturale totale diverrà pari a 16 cm. Il conglomerato di cui si farà uso per le nuove nervature e la soletta avrà classe di massa volumica D1,6 secondo la norma EN 206-1. La densità nominale sarà quindi pari a $\rho = 1600 \text{ kg/m}^3$, mentre la densità del calcestruzzo armato adottata nei calcoli sarà pari a 1750 kg/m^3 come indicato in EN 1992-1-1 (Eurocodice 2). La classe di resistenza richiesta è la LC 25/28, con resistenze caratteristiche cilindrica e cubica a 28 giorni non minori di 25 e 28 MPa. La resistenza cilindrica di progetto sarà dunque pari a $f_{lcd} = 25/1.5 = 16.67 \text{ MPa}$, alla quale nei calcoli verrà applicato il coefficiente riduttivo $\alpha_{cc} = 0.85$ per le resistenze di lunga durata, ottenendo una resistenza finale di progetto pari a 14.17 MPa . L'acciaio sarà di classe B450C, con resistenze caratteristiche a

snervamento e a rottura non inferiori a 450 e 540 MPa. La resistenza di progetto adottata nei calcoli sarà quindi pari a $f_{yd} = 450/1.15 = 391$ MPa.

Nell'analisi dei carichi si considera per le tramezze un carico pari a 0.4 kN/m^2 tenuto conto che vengono realizzate in cartongesso e che i pannelli pesano 25 kg/m^2 . In questo modo, avendo questi un'altezza pari a 3m al piano primo e secondo si ottiene un carico lineare di 75 kg/m che secondo le NTC08 equivalgono ad un carico distribuito di 0.4 kN/m^2 . Nel dimensionamento delle travi porta muro, in sostituzione ai 4 tramezzi trasversali da 14cm, si è considerato un carico lineare sul travetto pari a 1.8 kN/m^2 in quanto si è assunta una parete in cartongesso dello spessore di 24cm avente un peso pari a 60 kg/m^2 e si sviluppa su un'altezza di 3 metri.

TRAVETTO STANDARD

Analisi dei dell'esistente che rimarrà in essere

Nervature, $b = 0.06 \text{ m}$, $h = 0.10 \text{ m}$, $i = 0.30 \text{ m}$ (3.33 nervature/m), $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ 0.50 kN/m^2

Blocchi 0.50 kN/m^2

Intonaco, $s = 0.015 \text{ m}$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 0.30 kN/m^2

TOTALE 1.30 kN/m^2

Analisi dei carichi del nuovo

Nervature, $b = 0.24 \text{ m}$, $h = 0.11 \text{ m}$, $i = 0.90 \text{ m}$ (1.11 nervature/m), $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ 0.51 kN/m^2

Soletta, $s = 0.06 \text{ m}$, $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ 1.05 kN/m^2

Sottofondo LECA 0.72 kN/m^2

Pavimento 0.20 kN/m^2

Tramezzi 0.40 kN/m^2

TOTALE 2.88 kN/m^2

TOTALE (G_1+G_2) 4.19 kN/m^2

VARIABILE (Q) 2.00 kN/m^2

TRAVETTO PORTA MUTO (Pos.A pos.B tavola7)

Per questi travetti cambia solo il carico G2 in quanto si sostituisce il carico distribuito dovuto alle tramezze con un carico lineare pari a 1.8kN/m che rappresenta l'effettiva presenza della tramezza in carton gesso al di sopra del travetto nella campata più lunga.

I carichi risultano essere:

Nervature, $b = 0.06 \text{ m}$, $h = 0.10 \text{ m}$, $i = 0.30 \text{ m}$ (3.33 nervature/m), $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ 0.50 kN/m²

Blocchi 0.50 kN/m²

Intonaco, $s = 0.015 \text{ m}$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 0.30 kN/m²

TOTALE 1.30 kN/m²

Analisi dei carichi del nuovo

Nervature, $b = 0.24 \text{ m}$, $h = 0.11 \text{ m}$, $i = 0.90 \text{ m}$ (1.11 nervature/m), $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ 0.51 kN/m²

Soletta, $s = 0.06 \text{ m}$, $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ 1.05 kN/m²

Sottofondo LECA 0.72 kN/m²

Pavimento 0.20 kN/m²

Tramezzi 1.80 kN/m

TOTALE 2.48 kN/m²+1.3kN/m

TOTALE (G₁+G₂) 3.78 kN/m²+1.8kN/m

VARIABILE (Q) 2.00 kN/m²

Combinazione di carico SLU

I carichi G_2 sono compiutamente definiti e vengono pertanto fattorizzati tramite il coefficiente 1.3.

$$q_{SLU} = 1.3 \times 4.18 + 1.5 \times 2.00 = 5.45 + 3.00 = \mathbf{8.45 \text{ kN/m}^2}$$

Le nuove nervature avranno interasse pari a $i = 0.90 \text{ m}$. Pertanto, il carico di progetto per la singola nervatura vale:

$$q_{SLU,t} = 0.9 \times 8.45 = \mathbf{7.60 \text{ kN/m}}$$

Schemi di calcolo e sollecitazioni di progetto travetto standard

I solai dei piani primo e secondo hanno orditura ortogonale ai lati del fabbricato di dimensione maggiore. Lo schema di calcolo è assimilabile a quello di trave continua di 2 campate su 3 appoggi. Gli appoggi di estremità sono rappresentati dalle pareti di facciata (lato Via Fiume e lato corte interna), aventi spessore di 0.30 m, mentre l'appoggio intermedio è rappresentato dalla parete di spina longitudinale, che ai primi due livelli si presenta rinforzata mediante intonaco armato e presenta spessore strutturale di $0.05 + 0.13 + 0.05 = 0.23 \text{ m}$. In accordo con il § 5.3 dell'Eurocodice 2, le luci efficaci di calcolo sono state determinate sommando alle luci nette, ad ogni appoggio, la quantità $a_i = \min\{h/2; t/2\}$, essendo h lo spessore del solaio e t quello delle pareti di appoggio. A fronte delle luci nette $L_{1n} = 4.55 \text{ m}$ e $L_{2n} = 3.80 \text{ m}$, le luci efficaci risultano $L_1 = 4.96 \text{ m}$ e $L_2 = 3.96 \text{ m}$.

Si è inoltre calcolata la larghezza efficace delle ali secondo il paragrafo 5.3.2 dell'EC2 e ne è risultata una larghezza efficace $b_{eff} = 63 \text{ cm}$ rispetto ad una $b = 90 \text{ cm}$.

Le sollecitazioni di progetto allo SLU sono state determinate facendo uso di 5 combinazioni di carico ottenute caricando completamente entrambe le campate o una sola, con i variabili fattorizzati. Inoltre si è considerato pure il caso di campata corta senza variabile e caricata dal solo permanente non fattorizzato.

Nella prima (C1), al fine di massimizzare il momento negativo ed il taglio sull'appoggio intermedio, il variabile fattorizzato ($\gamma = 1.5$) è stato applicato su entrambe le campate e i permanenti fattorizzati ($\gamma = 1.3$). Nella seconda (C2), al fine di massimizzare il momento positivo nella campata di luce massima ed il taglio all'appoggio di estremità, il variabile fattorizzato ed il permanente fattorizzato sono stati applicati sulla sola campata di luce massima, mentre nella campata di luce minima si è applicato il carico permanente non fattorizzato ($\gamma = 1.5$). Di seguito sono riportati i diagrammi di momento e taglio per le due combinazioni e l'involuppo delle sollecitazioni.

Schemi di calcolo e sollecitazioni di progetto travetto portamuro Pos A o Pos B

In questo caso si considerano le stesse combinazioni di carico del caso precedente avendo però l'accortezza di applicare un carico lineare pari a 1.8kN/m^2 in corrispondenza della sola campata più lunga. Di seguito si ripota l'involuppo delle sollecitazioni di taglio e momento flettente.

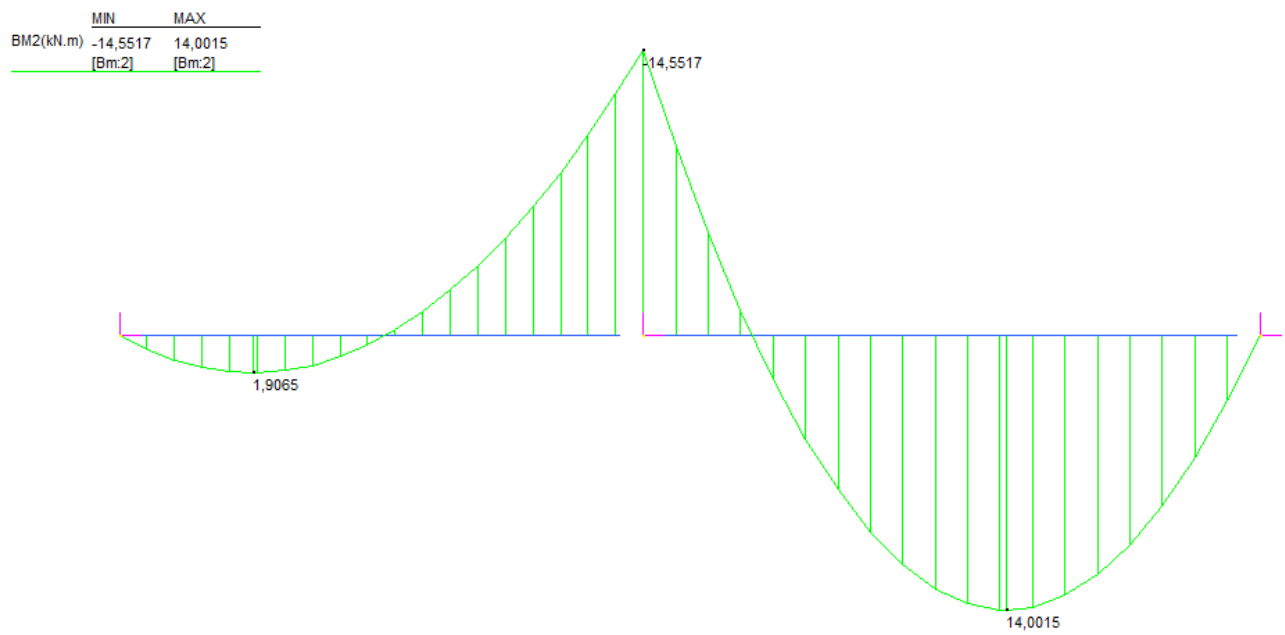


Figura 76 Diagramma del momento per la combinazione C2 (kNm). Sollecitazioni riferite alla singola nervatura.

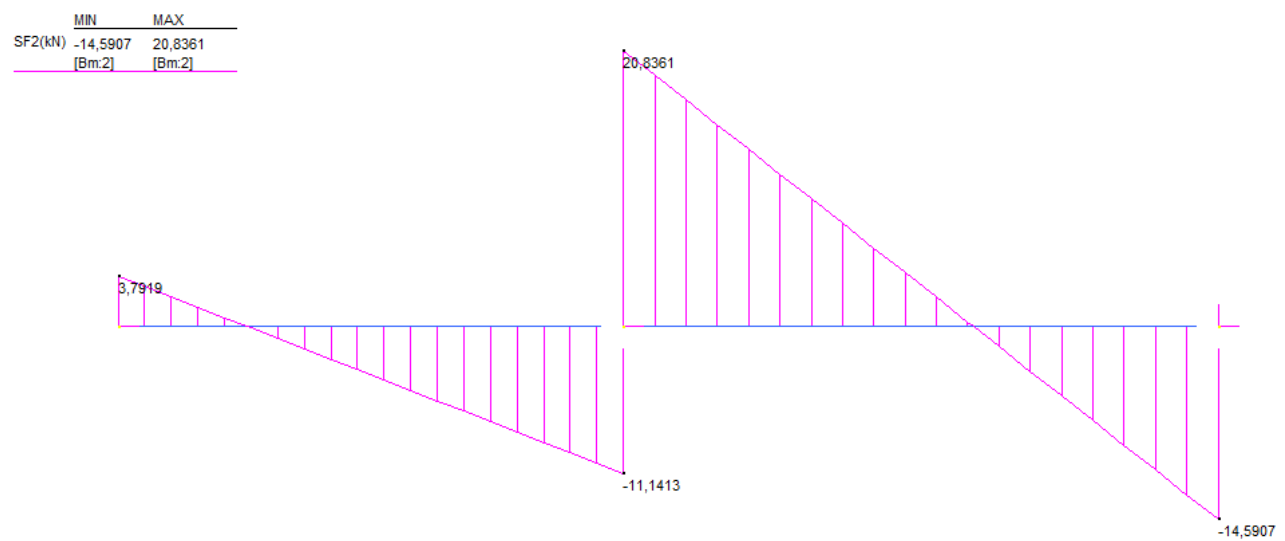


Figura 77 Diagramma del taglio per la combinazione C2 (kN). Sollecitazioni riferite alla singola nervatura.

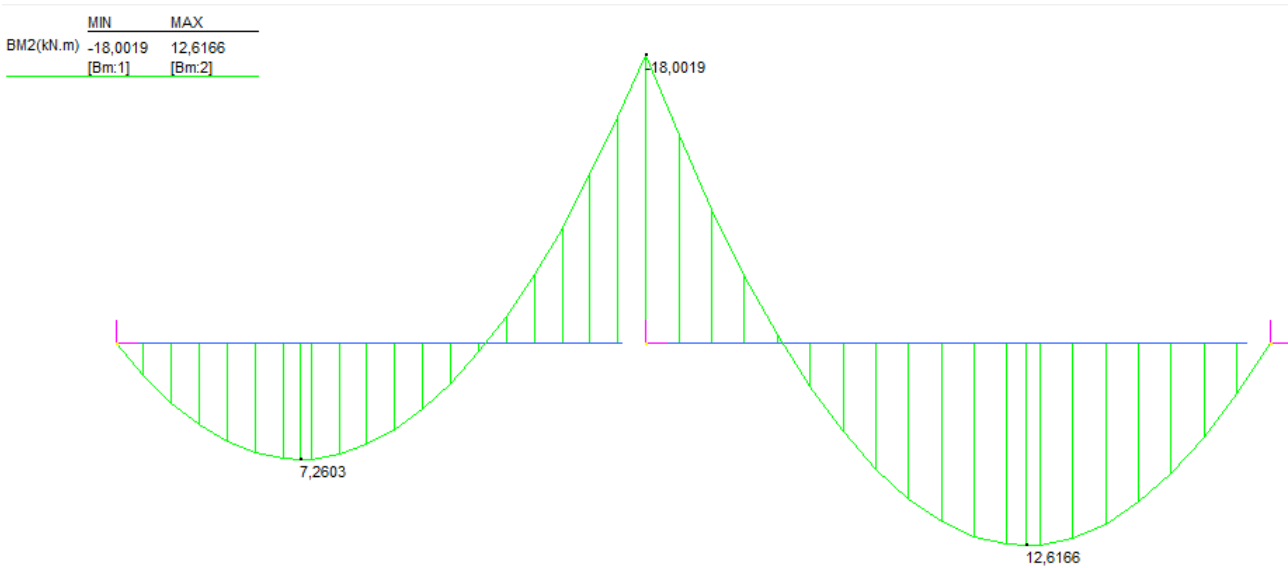


Figura 78 Diagramma del momento per la combinazione C1 (kNm). Sollecitazioni riferite alla singola nervatura.

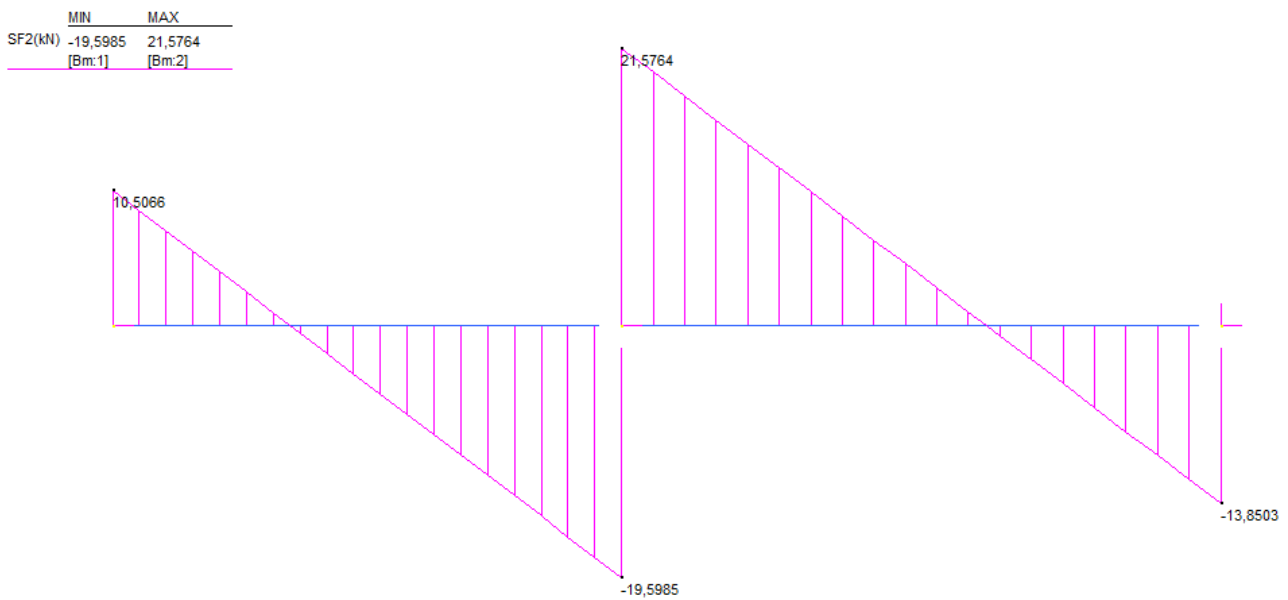


Figura 79 Diagramma del taglio per la combinazione C1 (kN). Sollecitazioni riferite alla singola nervatura

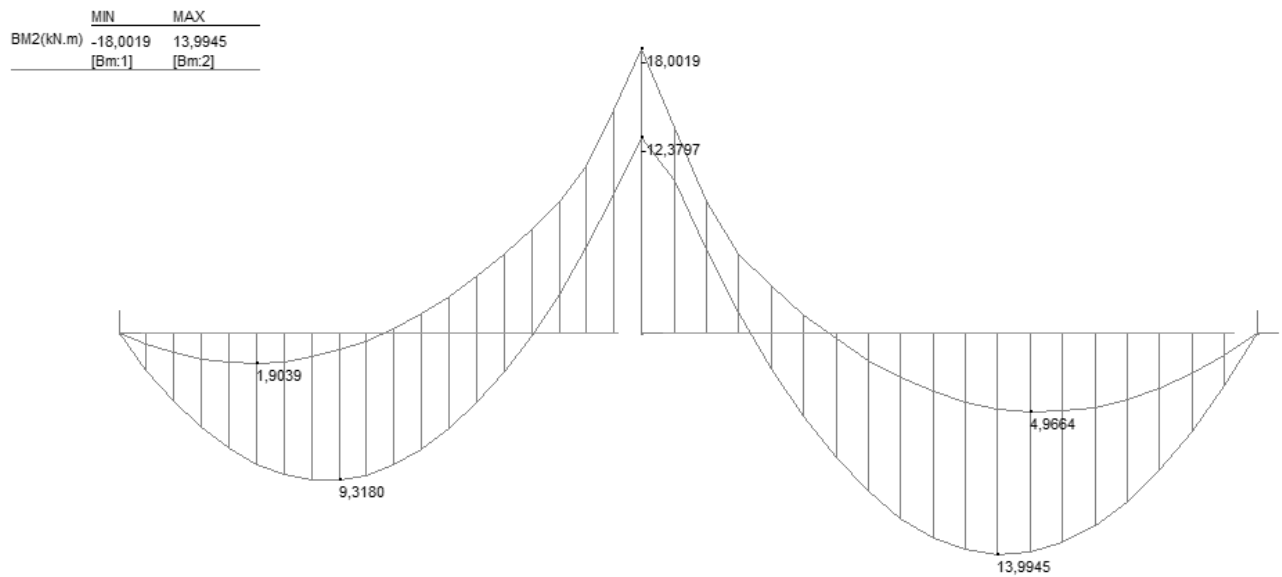


Figura 80 Diagramma di involuppo del momento travetto standard (kNm). Sollecitazioni riferite alla singola nervatura.

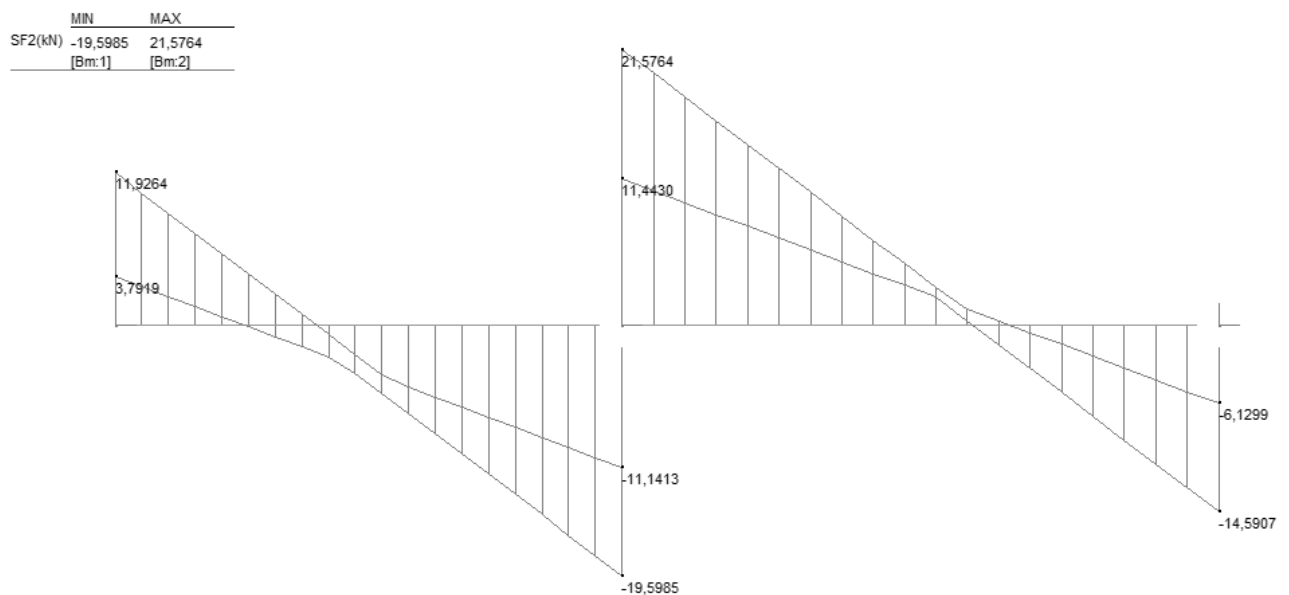


Figura 81 Diagramma di involuppo del taglio travetto standard (kN). Sollecitazioni riferite alla singola nervatura.

Le massime sollecitazioni di progetto sono:

Appoggio intermedio: Momento: $M_{Ed}^- = 18 \text{ kNm}$

Taglio: $V_{Ed} = 21.57 \text{ kN}$

Campata di luce massima: Momento: $M_{Ed}^+ = 14 \text{ kNm}$

Appoggio di estremità della campata

di luce massima Taglio: $V_{Ed} = 14.6 \text{ kN}$

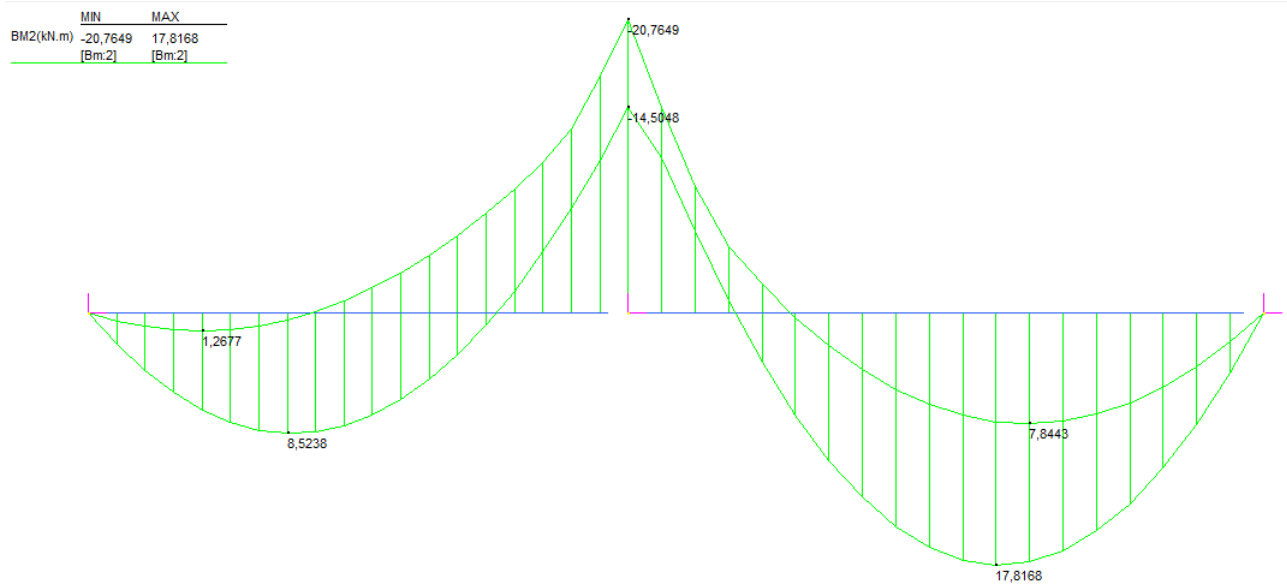


Figura 82 Diagramma di involuppo del momento travetto portamuro (kNm). Sollecitazioni riferite alla singola nervatura.

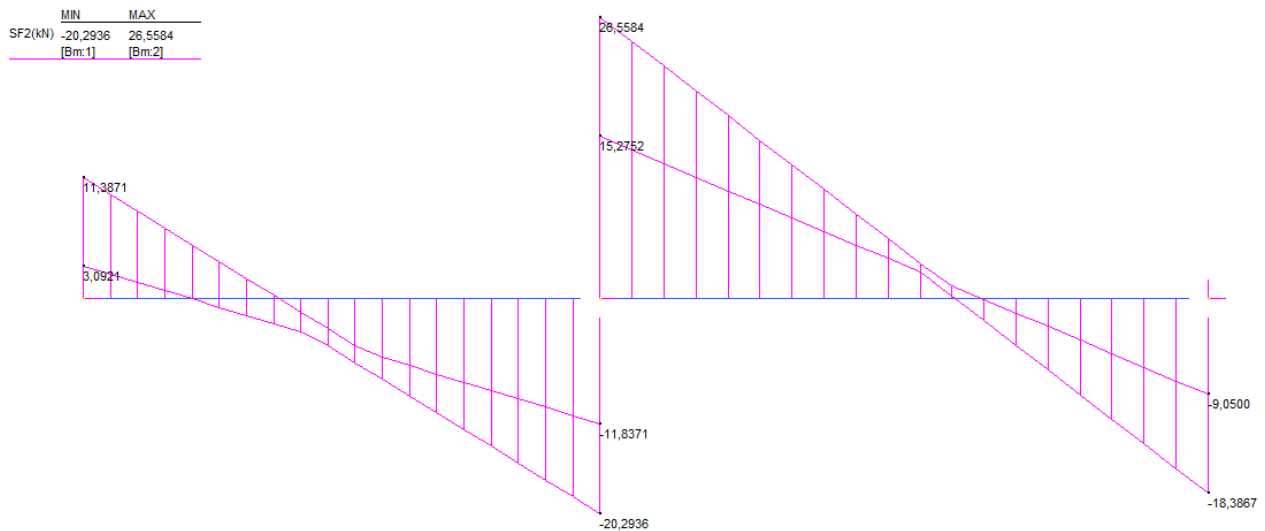


Figura 83 Diagramma di involuppo del taglio travetto portamuro (kNm). Sollecitazioni riferite alla singola nervatura.

Le massime sollecitazioni di progetto sono:

Appoggio intermedio: Momento: $M_{Ed}^- = 20.76 \text{ kNm}$

Taglio: $V_{Ed} = 26.56 \text{ kN}$

Campata di luce massima: Momento: $M_{Ed}^+ = 17.82 \text{ kNm}$

Appoggio di estremità della campata

di luce massima Taglio: $V_{Ed} = 18.39 \text{ kN}$

8.2.4.1 Progetto e verifica dell'armatura a flessione travetto standard

Appoggio intermedio: si dispongono 3 Ø16 in zona tesa con copriferro di calcolo pari a 3 cm e 2 Ø16 in zona compressa con copriferro di calcolo pari a 5 cm. Si riportano di seguito il prospetto di verifica ed il punto di sollecitazione nel piano del dominio di interazione M-N. Il momento resistente vale $M_{Rd}^- = 22.92 \text{ kNm} > M_{Ed}^- = 18 \text{ kNm}$ e la verifica è soddisfatta.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio_Intermedio

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO : Appoggio Intermedio ACER2015

N* figure elementari: 2 Zoom N* strati barre: 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	63	6	1	6.03	3
2	24	10	2	4.02	11

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{Ed}: -18 kNm
M_{Ed}: 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C LC25/28 C

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 2.93 ‰
E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14.17 N/mm²
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.25 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.5733
τ_{c1}: 1.771

M_{Rd}: -22.92 kNm
σ_c: -14.17 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 2.93 ‰
ε_s: 2.753 ‰
d: 13 cm
x: 6.703 x/d: 0.5156
δ: 1

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N* rett.: 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello
Precompresso

Figura 84 Prospetto di verifica della nervatura per la sezione a momento negativo

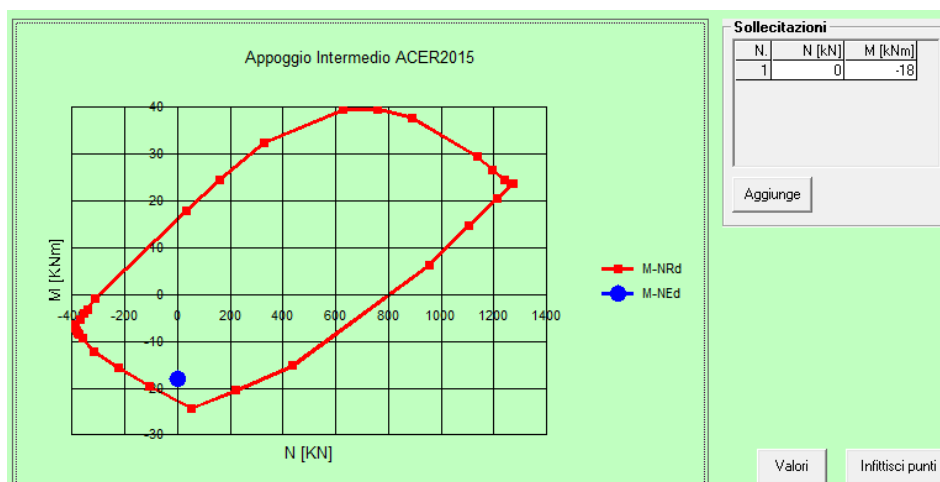


Figura 85. Dominio M-N e punto di sollecitazione per la sezione a momento negativo

Campata di luce massima: si dispongono 2 Ø16 in zona tesa con copriferro di calcolo pari a 5 cm. Si riportano di seguito il prospetto di verifica ed il punto di sollecitazione nel piano del dominio di interazione M-N. Il momento resistente vale $M_{Rd}^+ = 15.86 \text{ kNm} > M_{Ed}^+ = 14 \text{ kNm}$ e la verifica è soddisfatta.

Nella campata adiacente si dispongono le stesse armature.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio_Intermedio

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Appoggio Intermedio ACER2015

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	63	6	1	0	3
2	24	10	2	4.02	11

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} -14 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso ☐

Materiali
 B450C LC25/28_I
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2.93 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.25 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.5733
 τ_{c1} 1.771

M_{xRd} 15.86 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 2.93 ‰
 ε_s 11.21 ‰
 d 11 cm
 x 2.279 x/d 0.2072
 δ 0.7

Figura 86 Prospetto di verifica della nervatura per la sezione a momento positivo.

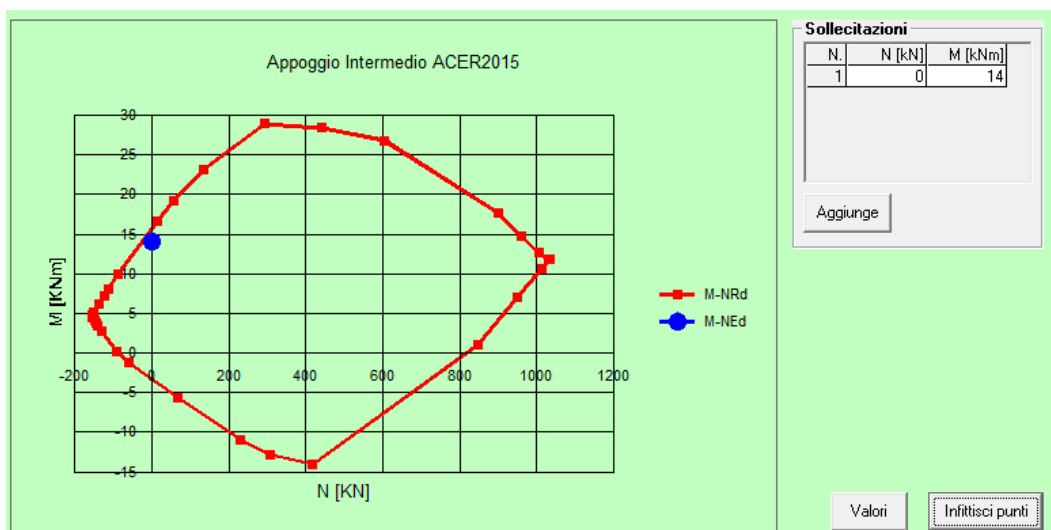


Figura 87 Dominio M-N e punto di sollecitazione per la sezione a momento positivo.

8.2.4.2 Progetto e verifica dell'armatura a taglio travetto standard

Si calcola la resistenza di progetto delle sezioni di appoggio in assenza di armatura a taglio utilizzando l'Eq. (11.6.2) dell'Eurocodice 2 per strutture di calcestruzzo con aggregati leggeri.

Appoggio intermedio

$$V_{IRd,c} = [C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3}] b_w d =$$

$$0.15/1.5 \times 0.836 \times 2 \times (100 \times 0.0193 \times 25)^{1/3} \times 240 \times 130 / 10^3 = 17.2 \text{ kN} < V_{Ed} = 18.7 \text{ kN}$$

dove:

$\eta_1 = 0.40 + 0.60 \rho / 2200 = 0.40 + 0.60 \times 1600 / 2200 = 0.836$ è il coefficiente riduttivo della resistenza che tiene conto della classe di densità;

$\rho_l = A_{sl} / (b_w d)$ è la percentuale geometrica di armatura longitudinale tesa, limitata superiormente al valore 0.02 ($A_s = 3\phi 16$);

$b_w = 240 \text{ mm}$ è la larghezza della nervatura;

$d = 130 \text{ mm}$ è l'altezza utile a momento negativo, legata ad un copriferro di calcolo dell'armatura longitudinale pari a 30 mm.

Occorre quindi disporre una armatura a taglio. Si adottano staffe $\varnothing 6$ a due bracci con passo 10 cm ($A_{st} = 57 \text{ mm}^2 / 100$). Assumendo staffe verticali ($\alpha = 0$) e inclinazione dei puntoni di calcestruzzo pari a $\theta = 45^\circ$, la resistenza a taglio lato staffe vale (Eq. (4.1.18) D.M. 14/01/2008):

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} f_{yd} / s = 0.9 \times 130 \times 57 \times 0.8 \times 391 / (100 \times 10^3) = 20.7 \text{ kN} > V_{Ed} = 18.7 \text{ kN}$$

dove la tensione di snervamento delle staffe è stata limitata all'80% del valore assunto per l'armatura longitudinale nelle verifiche a flessione. La resistenza a taglio lato calcestruzzo vale (Eq. (6.9) dell'Eurocodice 2 con v_1 fornito dalla Eq. (11.6.6N) dell'Eurocodice 2):

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_{cw} v_1 f_{cd} / 2 = 0.9 \times 130 \times 240 \times 1 \times 0.376 \times 14.17 / (2 \times 10^3) = 74.86 \text{ kN} > V_{Ed} = 21.57 \text{ kN}$$

e quindi la verifica a taglio è soddisfatta. Si dispongono 10 staffe dalla parte della campata di luce massima e 9 staffe dalla parte della campata di luce minima.

Appoggio di estremità

La resistenza di progetto in assenza di armatura a taglio vale:

$$V_{IRd,c} = [C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_l f_{lck})^{1/3}] b_w d =$$

$$0.15/1.5 \times 0.836 \times 1.738 \times (100 \times 0.0154 \times 25)^{1/3} \times 240 \times 109 / 10^3 = 12.8 \text{ kN} < V_{Ed} = 14.6 \text{ kN}$$

La verifica non è soddisfatta.

Occorre quindi disporre una armatura a taglio. Si adottano staffe $\varnothing 6$ a due bracci con passo 7.5 cm ($A_{st} = 57 \text{ mm}^2/75$). Assumendo staffe verticali ($\alpha = 0$) e inclinazione dei puntoni di calcestruzzo pari a $\theta = 45^\circ$, la resistenza a taglio lato staffe vale (Eq. (4.1.18) D.M. 14/01/2008):

$$V_{Rsd} = 0.9dA_{sw}f_{yd}/s = 0.9 \times 109 \times 57 \times 0.8 \times 391 / (75 \times 10^3) = 23.2 \text{ kN} > V_{Ed} = 14.6 \text{ kN}$$

dove la tensione di snervamento delle staffe è stata limitata all'80% del valore assunto per l'armatura longitudinale nelle verifiche a flessione. La resistenza a taglio lato calcestruzzo vale (Eq. (6.9) dell'Eurocodice 2 con v_1 fornito dalla Eq. (11.6.6N) dell'Eurocodice 2):

$$V_{Rcd} = 0.9db_w\alpha_{cw}v_1f_{cd}/2 = 0.9 \times 109 \times 240 \times 1 \times 0.376 \times 14.17 / (2 \times 10^3) = 62.8 \text{ kN} > V_{Ed} = 14.6 \text{ kN}$$

e quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

Si decide di disporre 5 staffe $\varnothing 6/75$ in corrispondenza dell'appoggio di estremità della campata lunga e 5 staffe $\varnothing 6/75$ in corrispondenza dell'appoggio di estremità della campata corta .

8.2.4.3 Progetto e verifica dell'armatura a flessione travetto portamuro (Pos A. tavola 7 e 9b)

Appoggio intermedio: si dispongono 3 $\varnothing 16$ in zona tesa con copriferro di calcolo pari a 3 cm e 2 $\varnothing 16$ in zona compressa con copriferro di calcolo pari a 5 cm. Si riportano di seguito il prospetto di verifica ed il punto di sollecitazione nel piano del dominio di interazione M-N. Il momento resistente vale $M_{Rd}^- = 22.92 \text{ kNm} > M_{Ed}^- = 20.78 \text{ kNm}$ e la verifica è soddisfatta.

Figura 88 Prospetto di verifica della nervatura per la sezione a momento negativo.

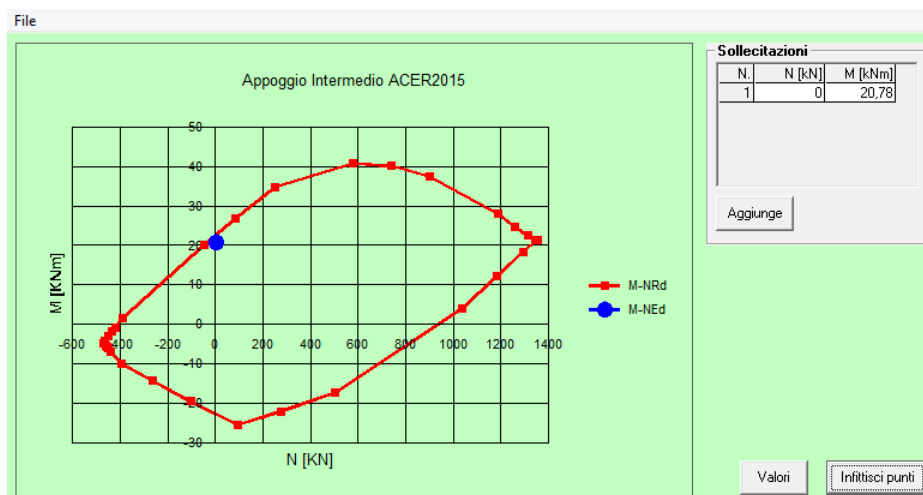


Figura 89 Dominio M-N e punto di sollecitazione per la sezione a momento negativo.

Campata di luce massima: si dispongono 3 Ø16 in zona tesa con copriferro di calcolo pari a 5 cm. Si riportano di seguito il prospetto di verifica ed il punto di sollecitazione nel piano del dominio di interazione M-N. Il momento resistente vale $M_{Rd}^+ = 22.7 \text{ kNm} > M_{Ed}^+ = 17.82 \text{ kNm}$ e la verifica è soddisfatta.

Nella campata adiacente si dispongono le stesse armature.

Verifica C.A. S.L.U. - File: Appoggio_Intermedio

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Appoggio Intermedio ACER2015

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	63	6
2	24	10

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0	3
2	6.03	11

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 17.82 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali

B450C LC25/28-f

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2.93 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.25 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.5733
τ_{c1} 1.771

Calcolo

M_{xRd} 22.7 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 2.93 ‰
ε_s 6.493 ‰
d 11 cm
x 3.421 x/d 0.311
δ 0.8287

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. - Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Figura 90 Prospetto di verifica della nervatura per la sezione a momento positivo.

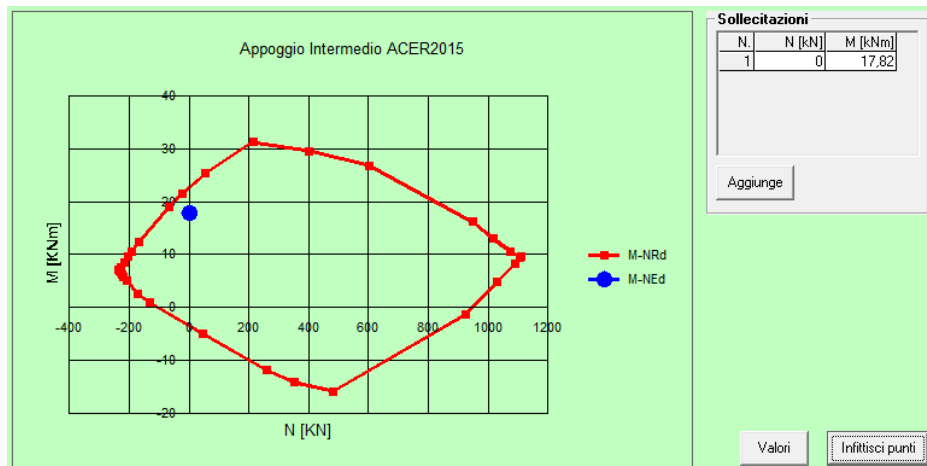


Figura 91 Dominio M-N e punto di sollecitazione per la sezione a momento negativo.

8.2.4.4 Progetto e verifica dell'armatura a taglio travetto portamuro (Pos A. tavola 7 e 9b)

Si calcola la resistenza di progetto delle sezioni di appoggio in assenza di armatura a taglio utilizzando l'Eq. (11.6.2) dell'Eurocodice 2 per strutture di calcestruzzo con aggregati leggeri.

TRAVETTO PORTA MUTO (Pos.A pos.B tavola7)

Per questi travetti cambia solo il carico G2 in quanto si sostituisce il carico distribuito dovuto alle tramezze con un carico lineare pari a 1.8kN/m che rappresenta l'effettiva presenza della tramezza in carton gesso al di sopra del travetto nella campata più lunga.

I carichi risultano essere:

Nervature, $b = 0.06 \text{ m}$, $h = 0.10 \text{ m}$, $i = 0.30 \text{ m}$ (3.33 nervature/m), $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ 0.50 kN/m²

Blocchi 0.50 kN/m²

Intonaco, $s = 0.015 \text{ m}$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ 0.30 kN/m²

TOTALE 1.30 kN/m²

Analisi dei carichi del nuovo

Nervature, $b = 0.24 \text{ m}$, $h = 0.11 \text{ m}$, $i = 0.90 \text{ m}$ (1.11 nervature/m), $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ 0.51 kN/m²

Soletta, $s = 0.06 \text{ m}$, $\gamma = 17.5 \text{ kN/m}^3$ 1.05 kN/m²

Sottofondo LECA 0.72 kN/m²

Pavimento 0.20 kN/m²

Tramezzi 1.80 kN/m

TOTALE 2.48 kN/m²+1.8kN/m

TOTALE (G₁+G₂) **3.79 kN/m²+1.8kN/m**

VARIABILE (Q) **2.00 kN/m²**

Appoggio intermedio

$$V_{IRd,c} = [C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3}] b_w d =$$

$$0.15/1.5 \times 0.836 \times 2 \times (100 \times 0.0193 \times 25)^{1/3} \times 240 \times 130 / 10^3 = 17.2 \text{ kN} < V_{Ed} = 18.7 \text{ kN}$$

dove:

$\eta_1 = 0.40 + 0.60 \rho / 2200 = 0.40 + 0.60 \times 1600 / 2200 = 0.836$ è il coefficiente riduttivo della resistenza che tiene conto della classe di densità;

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w d)$ è la percentuale geometrica di armatura longitudinale tesa, limitata superiormente al valore 0.02 ($A_s = 3\phi 16$);

$b_w = 240 \text{ mm}$ è la larghezza della nervatura;

$d = 130 \text{ mm}$ è l'altezza utile a momento negativo, legata ad un copriferro di calcolo dell'armatura longitudinale pari a 30 mm.

Occorre quindi disporre una armatura a taglio. Si adottano staffe $\varnothing 8$ a due bracci con passo 10 cm ($A_{st} = 100 \text{ mm}^2 / 100$). Assumendo staffe verticali ($\alpha = 0$) e inclinazione dei puntoni di calcestruzzo pari a $\theta = 45^\circ$, la resistenza a taglio lato staffe vale (Eq. (4.1.18) D.M. 14/01/2008):

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw} f_{yd} / s = 0.9 \times 130 \times 100 \times 0.8 \times 391 / (100 \times 10^3) = 36.8 \text{ kN} > V_{Ed} = 25.6 \text{ kN} \text{ (Taglio filo muro)}$$

dove la tensione di snervamento delle staffe è stata limitata all'80% del valore assunto per l'armatura longitudinale nelle verifiche a flessione. La resistenza a taglio lato calcestruzzo vale (Eq. (6.9) dell'Eurocodice 2 con v_1 fornito dalla Eq. (11.6.6N) dell'Eurocodice 2):

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_{cw} v_1 f_{cd} / 2 = 0.9 \times 130 \times 240 \times 1 \times 0.376 \times 14.17 / (2 \times 10^3) = 74.86 \text{ kN} > V_{Ed} = 21.57 \text{ kN}$$

e quindi la verifica a taglio è soddisfatta. Si dispongono 10 staffe $\varnothing 8$ dalla parte della campata di luce massima e 10 staffe $\varnothing 8$ dalla parte della campata di luce minima.

Appoggio di estremità

La resistenza di progetto in assenza di armatura a taglio vale:

$$V_{IRd,c} = [C_{IRd,c} \eta_1 k (100 \rho_1 f_{lck})^{1/3}] b_w d =$$

$$0.15/1.5 \times 0.836 \times 1.738 \times (100 \times 0.0154 \times 25)^{1/3} \times 240 \times 109 / 10^3 = 14 \text{ kN} < V_{Ed} = 18.39 \text{ kN}$$

La verifica non è soddisfatta.

Occorre quindi disporre una armatura a taglio. Si adottano staffe $\varnothing 6$ a due bracci con passo 7.5 cm ($A_{st} = 57 \text{ mm}^2 / 75$). Assumendo staffe verticali ($\alpha = 0$) e inclinazione dei puntoni di calcestruzzo pari a $\theta = 45^\circ$, la resistenza a taglio lato staffe vale (Eq. (4.1.18) D.M. 14/01/2008):

$$V_{Rsd} = 0.9dA_{sw}f_{yd}/s = 0.9 \times 109 \times 57 \times 0.8 \times 391 / (75 \times 10^3) = 28.9 \text{ kN} > V_{Ed} = 14.6 \text{ kN}$$

dove la tensione di snervamento delle staffe è stata limitata all'80% del valore assunto per l'armatura longitudinale nelle verifiche a flessione. La resistenza a taglio lato calcestruzzo vale (Eq. (6.9) dell'Eurocodice 2 con v_1 fornito dalla Eq. (11.6.6N) dell'Eurocodice 2):

$$V_{Rcd} = 0.9db_w\alpha_{cw}v_1f_{cd}/2 = 0.9 \times 109 \times 240 \times 1 \times 0.376 \times 14.17 / (2 \times 10^3) = 62.8 \text{ kN} > V_{Ed} = 14.6 \text{ kN}$$

e quindi la verifica a taglio è soddisfatta.

Si decide di disporre 9 staffe $\varnothing 6/75$ in corrispondenza dell'appoggio di estremità della campata lunga e 9 staffe $\varnothing 6/75$ in corrispondenza dell'appoggio di estremità della campata corta .

Per ogni altro particolare si faccia riferimento alle tavole dello stato di progetto.

8.2.5 Solaio di sottotetto

Si analizza il campo di solaio con dimensioni in pianta massime e cioè pari a 8.69x8.44m. Si esegue la modellazione del solaio mediante il programma di calcolo agli elementi finiti Straus 7 di cui si dispone di regolare licenza.

8.2.5.1 Verifica ai carichi verticali

Si sono modellati gli elementi metallici del solaio mediante elementi tipo beam, ai quali sono stati applicati mediante elementi loadpatch i carichi di tipo G2 e Q.

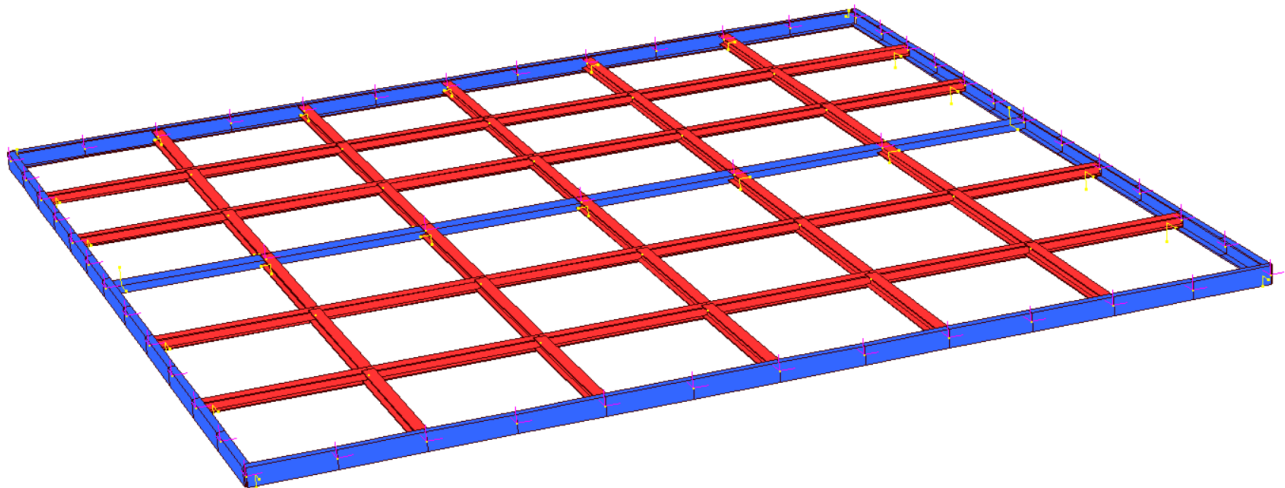


Figura 92: modello FEM della campata di maggiori dimensioni del solaio di sottotetto.

8.2.5.1.1 Verifiche SLU

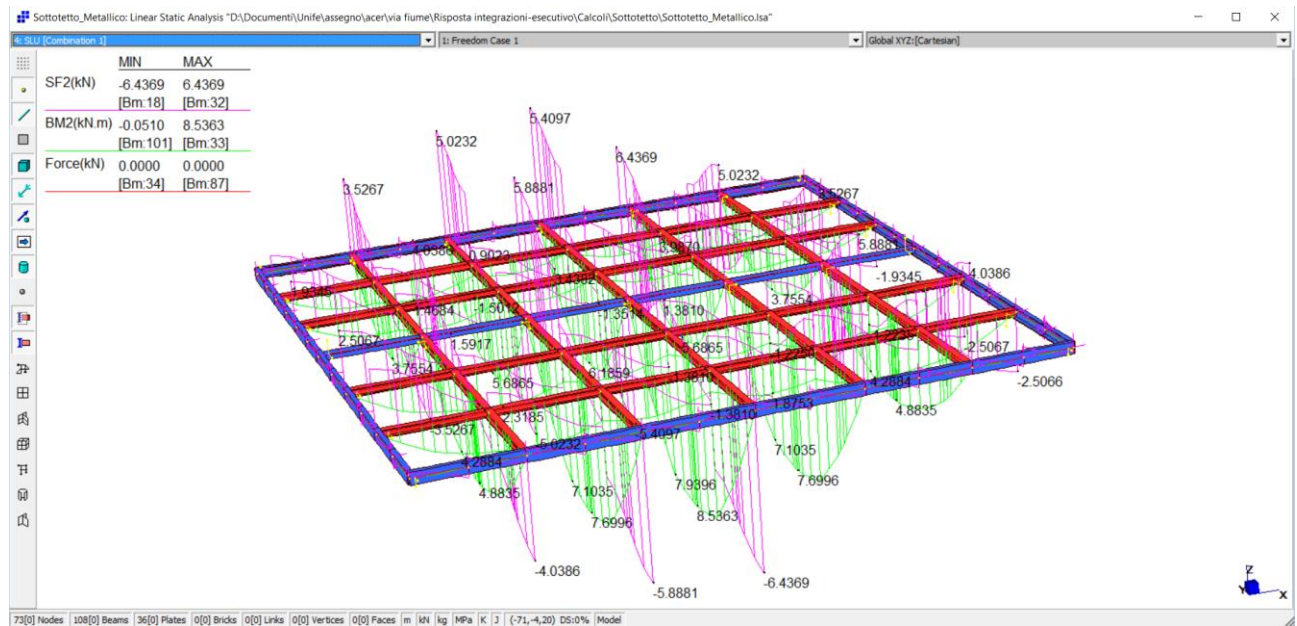


Figura 93: Azioni massime in combinazione SLU.

8.2.5.1.1.1 Verifica delle membrature metalliche

La verifica è svolta mediante un foglio di calcolo autoprodotta:

Profilo			Materiale Acciaio UNI EN 10025-2		
Profilo:	HE 100 A		Tipo	S235	
A	21.2	[cm ²]	f _{yk}	235	[MPa]
J _{el,anima}	349.2	[cm ⁴]	f _{tk}	360	[MPa]
J _{el,ali}	133.8	[cm ⁴]	v	0.3	
J _t	5.24	[cm ⁴]	E	210000	[MPa]
W _{pl,anima}	83.01	[cm ³]	G	80769	[MPa]
A _{vz}	7.56	[cm ²]	γ _{M0}	1.05	
J _ω	2580	[cm ⁶]	γ _{M1}	1.05	
W _{el,anima}	72.76	[cm ³]	γ _{M2}	1.25	
W _{el,ali}	26.76	[cm ³]	Azioni		
W _{pl,ali}	41.14	[cm ³]	N _{ed}	0	[kN]
			M _{piano_forte}	8.53	[kNm]
			M _{piano_debole}	0	[kNm]
b _{tot_profilo}	100	[mm]	V _{ed,forte}	6.43	[kN]
t _f	8	[mm]	V _{ed,debole}	0	[kN]
t _w	5	[mm]			
A _f	8	[cm ²]			
A _{f_net}	5.28	[cm ²]			

Verifica Flessione		
Trascurabilità fori nelle ali:		
<i>Fori non Trascurabili</i>		
Nel Piano dell'anima		
$M_{c,rd,anima}$	18.6	[kNm]
$M_{E,rd}/M_{c,rd}$	0.46	[-]
Nel Piano delle ali		
$M_{c,rd,ali}$	9.2	[kNm]
$M_{E,rd}/M_{c,rd}$	0.000	[-]
VERIFICA SODDISFATTA		
Verifica Taglio		
Nel Piano dell'anima		
$V_{c,rd,anima}$	97.7	[kN]
$V_{E,rd}/V_{c,rd}$	0.066	[-]
Nel Piano delle ali		
$A_{v,trasv}$	1600	[mm ²]
$V_{c,rd,ali}$	206.7	[kN]
$V_{E,rd}/V_{c,rd}$	0.000	[-]
VERIFICA SODDISFATTA		
Verifica Taglio e Flessione		
Nel Piano dell'anima		
verifica non necessaria		
Nel Piano delle ali		
verifica non necessaria		

Verifica Instabilità (elementi inflessi)		
ψ	1.75	[-]
M_{cr}	53125743	[Nmm]
λ_{LT}	0.57	[-]
$\lambda_{LT,0}$	0.4	[-]
β	0.75	[-]
k_c	0.94	[-]
f	0.9732	[-]
α_{LT}	0.34	[-]
ϕ_{LT}	0.65	[-]
χ_{LT}	0.9572	[-]
$M_{b,Rd}$	15.59	[kNm]
$M_{E,rd}/M_{b,rd}$	0.547	[-]
VERIFICA SODDISFATTA		

8.2.5.1.1.2 Verifica dei giunti bullonati

Il momento massimo nel giunto di continuità interno vale 1.57kNm a cui è accoppiato un taglio di 1.38kN.

Il giunto è realizzato mediante coprighiunto superiori e mediante squadrette di anima. Al coprighiunto viene assegnato il momento che si trasforma in una coppia nei confronti dei bulloni superiori e inferiori, $T=M/h = 1.57/0.1 = 15.7kN \Rightarrow 7.85kN$ per bullone.

La capacità del singolo collegamento è valutata mediante il programma di calcolo del prof. Piero Gelfi Profili_V6

Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.

Classe bullone 8.8 diametro d 12 f_{yb} 640 f_{ub} 800 N/mm²

☒ Sezione filettata
☐ Sezione lorde

Area 84.3 mm²

Resistenza a taglio (per piano di taglio) $F_{v,Rd}$ 32.37 kN

Resistenza a trazione $F_{t,Rd}$ 48.56 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ 7.85 $F_{t,Sd}$ 0 kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.242 + 0 = 0.242$ OK

Rifollamento

Acciaio S235 (Fe360) f_u 360 N/mm²

spessore t 8 mm

diametro foro d_o 13 mm

distanze bordo e_1 30 e_2 22.5

passo p_1 48.75 p_2 33

α 0.769

Resistenza a rifollamento $F_{b,Rd}$ 53.17 kN Osservazioni

Il taglio è affidato alle squadrette di anima, anch'esse collegate mediante 2M12 che però in questo caso hanno 2 piani di taglio;

$1.38/2/2=0.35\text{kN/piano di taglio} \Rightarrow$ verifica soddisfatta.

8.2.5.1.1.3 Verifica dell'appoggio alla muratura

Il solaio di sottotetto è collegato alle pareti laterali mediante ancoraggio chimico di 1M18/50cm. L'azione in condizione SLU è puramente verticale e pari a 34.3kN sulla parete di facciata principale, potendo contare su di 17 ancoraggi su circa 8.5m di lunghezza, ogni ancoraggio è sollecitato da circa 2kN.

	reaz. Vinc		
	0.4195		
	4.5202		
	6.3734		
	6.9214		
	0.7898		
	0.8076		
	0.8049		
	0.7898		
	4.5202		
	0.8076		
	6.3734		
	0.8049		
	0.4195	n° anc	T/anc
Totale	34.3522	17	2.02

La profondità di ancoraggio è di 200mm, si riporta nel seguito la verifica a schiacciamento della muratura al di sotto dell'appoggio.

VERIFICA A CARICO CONCENTRATO MURATURA		
CARATTERISTICHE MURATURA		
f_m [N/cm ²]	310.00	Resistenza media a compressione
γ_m	3.00	Coefficiente di sicurezza parziale
F.C.	1.00	Fattore di confidenza
f_d [N/cm ²]	103.33	Resistenza a compressione di calcolo
CARATTERISTICHE APPOGGIO		
a [cm]	2.00	Larghezza di appoggio carico
b [cm]	20.00	profondità appoggio carico
A_b [cm ²]	40.00	impronta del carico sul muro
H [cm]	310.00	altezza dell'appoggio dal piede del muro
a_1 [cm]	25.00	distanza minima del bordo dell'impronta di carico alla fine parete
CARATTERISTICHE MURO		
s [cm]	28.00	spessore del muro
l_{ef} [cm]	116.49	larghezza effettiva della parete portante
A_{eff} [cm ²]	88.00	area efficace
β_{max} [cm]	1.29	massimo valora di beta utilizzabile
β [cm]	1.02	coefficiente amplificativo di diffusione
VERIFICA		
N_{Rdc} [kN]	4.23	Resistenza a compressione per carichi concentrati
N_{Edc} [kN]	2.00	Carico di progetto applicato
VERIFICA SODDISFATTA		

8.2.5.1.2 Verifiche SLE

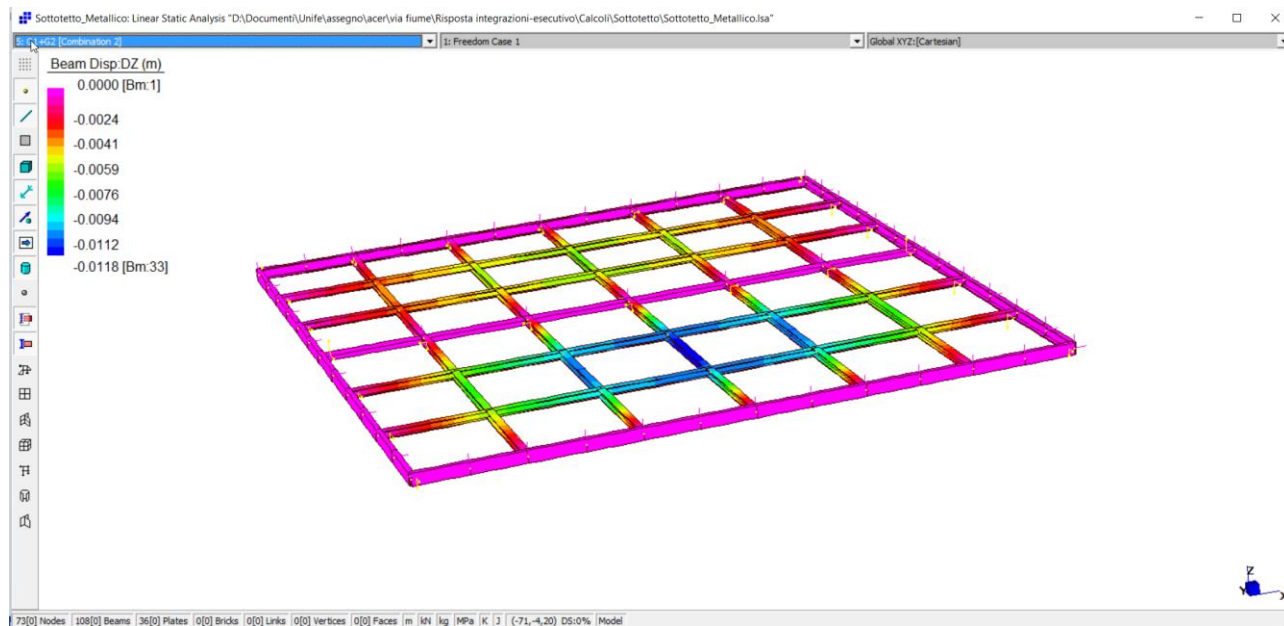


Figura 94: Deformata DZ dovuta ai carichi permanenti G1+G2

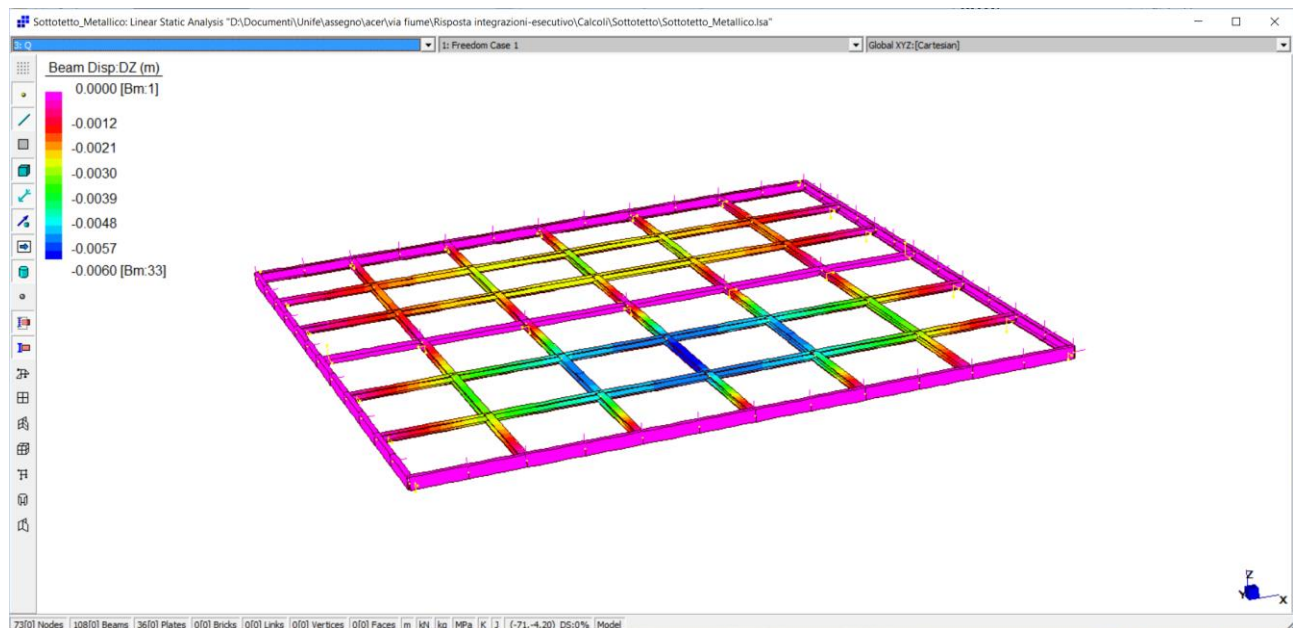


Figura 95: Deformata DZ dovuta ai carichi variabili Q

Le verifiche sono svolte ai sensi della Tab. 4.2.X delle NTC 2008:

$$\delta_{\max} = 1.18 + 0.6 = 1.78 \text{ cm} < 457/250 = 1.83 \text{ cm}$$

$$\delta_2 = 0.6 \text{ cm} < 457/300 = 1.52 \text{ cm}$$

8.2.5.2 Verifica ai carichi orizzontali

Si è valutata la forza orizzontale di trattenimento che deve svolgere il solaio di sottotetto nei confronti della facciata realizzando un modello di tale facciata con il programma di calcolo PRO_Cinem, tramite esso si è valutato il tiro che deve garantire una catena posta alla quota del solaio di sottotetto per evitare il ribaltamento della facciata in esame.

Si riporta nel seguito un estratto della relazione di calcolo del programma, il tiro da applicare ad una striscia di muratura larga 8.69m è 9.23kN quindi pari a circa 1.1kN/m.

Carichi sulle pareti:

Legenda:

P_p : peso proprio della parete

G_k : carico permanente gravante sul solaio della parete

Q_k : carico variabile gravante sul solaio della parete

q_2 : carico variabile gravante sul solaio della parete

$G_{k\text{timp}}$: carico permanente gravante sul solaio del timpano

$Q_{k\text{timp}}$: carico variabile gravante sul solaio del timpano

$q_{2\text{timp}}$: carico variabile gravante sul solaio del timpano

$G_{k\text{falda}}$: carico permanente gravante sul solaio della falda inclinata

$Q_{k\text{falda}}$: carico variabile gravante sul solaio della falda inclinata

$q_{2\text{falda}}$: carico variabile gravante sul solaio della falda inclinata

n°:	P _P [kN]	G _k [kN/m ²]	Q _k [kN/m ²]	φ ₂	G _k temp [kN/m ²]	Q _k temp [kN/m ²]	φ ₂ temp	G _k falda [kN/m ²]	Q _k falda [kN/m ²]	φ ₂ falda
1	119.44	1.05	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.80	0.00

Carichi sulle pareti ortogonali:**Legenda:**G_{korto}: carico permanente gravante sul solaio delle pareti ortogonaliQ_{korto}: carico variabile gravante sul solaio delle pareti ortogonaliφ_{2orto}: carico variabile gravante sul solaio delle pareti ortogonali

n°:	G _{korto} [kN/m ²]	Q _{korto} [kN/m ²]	φ _{2orto}
1	2.00	2.00	0.30

Tiranti nuovi:**Legenda:**

Tiro: tiro applicato alla catena

Quota: Quota di applicazione della catena

dy: distanza della catena dal sistema di riferimento globale

B_{pst}: dimensione della base del capochiaveH_{pst}: dimensione dell'altezza del capochiaves_{pst}: spessore della piastra del capochiavef_{yd}: tensione di progetto a snervamento della catena

E: Modulo elastico della catena

φ: diametro della catena

L: lunghezza della catena

N: azione assiale sulla catena

Tirante:	Tiro [kN]	Quota [m]	dy [m]	B _{pst} [cm]	H _{pst} [cm]	s _{pst} [cm]	f _{yd} [MPa]	E [MPa]	φ [mm]	L [m]	N [kN]
Par.1 Tir.1	0.00	10.20	4.35	20	20	1.5	240	210000	14	2.00	9.23

Verifiche sui tiranti**Legenda:**N_{Ed}: sforzo normale di progettoN_{r,snerv}: sforzo normale resistente a snervamento del cavoN_{r,punz}: sforzo normale resistente a punzonamentoN_{r,sch}: sforzo normale resistente a schiacciamento

Tirante:	N _{Ed} [kN]	N _{r,snerv} [kN]	N _{r,punz} [kN]	N _{r,sch} [kN]	N/N _{r,snerv}	N/N _{r,punz}	N/N _{r,sch}
Par.1 Tir.1	9.23	36.95	20.43	64.00	0.25	0.45	0.14

Cinematismi:**Cinematismo n°: 1**

Tipo: Fles. Verticale singola

Pareti coinvolte: 1,

Quota: 7.30[m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio ψ(Z): 0.562

PGA relativa al cinematismo nel caso di analisi cinematica lineare: 0.4673 [g]

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α₀: 0.503accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a₀*: 0.655 [g]

Massa partecipante al cinematismo M*: 11 [kN]

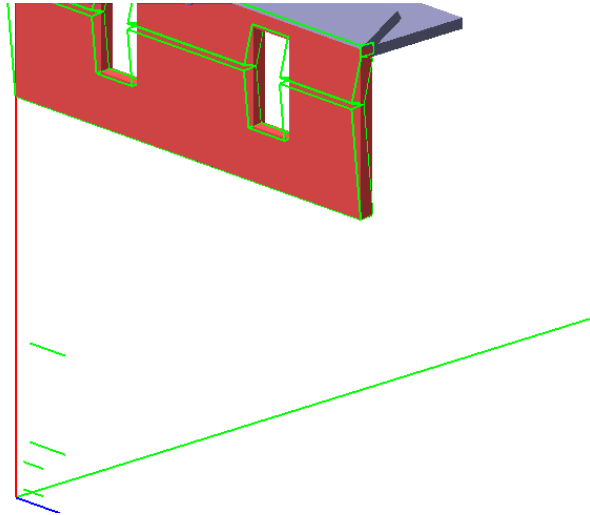
Frazione di massa partecipante della struttura e*: 1

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione di riferimento allo SLD (a quota zero): 0.069 [g]
 Accelerazione di riferimento allo SLD (a quota diversa da zero): 0.125 [g]
 Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLD: **Verificato**

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione di riferimento allo SLV (a quota zero): 0.099[g]
 Accelerazione di riferimento allo SLV (a quota diversa da zero): 0.185 [g]
 Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLV: **Verificato**



Cinematismo n°: 2

Tipo: Rib. Singolo
 Pareti coinvolte: 1,
 Quota: 7.30[m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi(Z)$: 0.562
 PGA relativa al cinematismo nel caso di analisi cinematica lineare: 0.2242 [g]

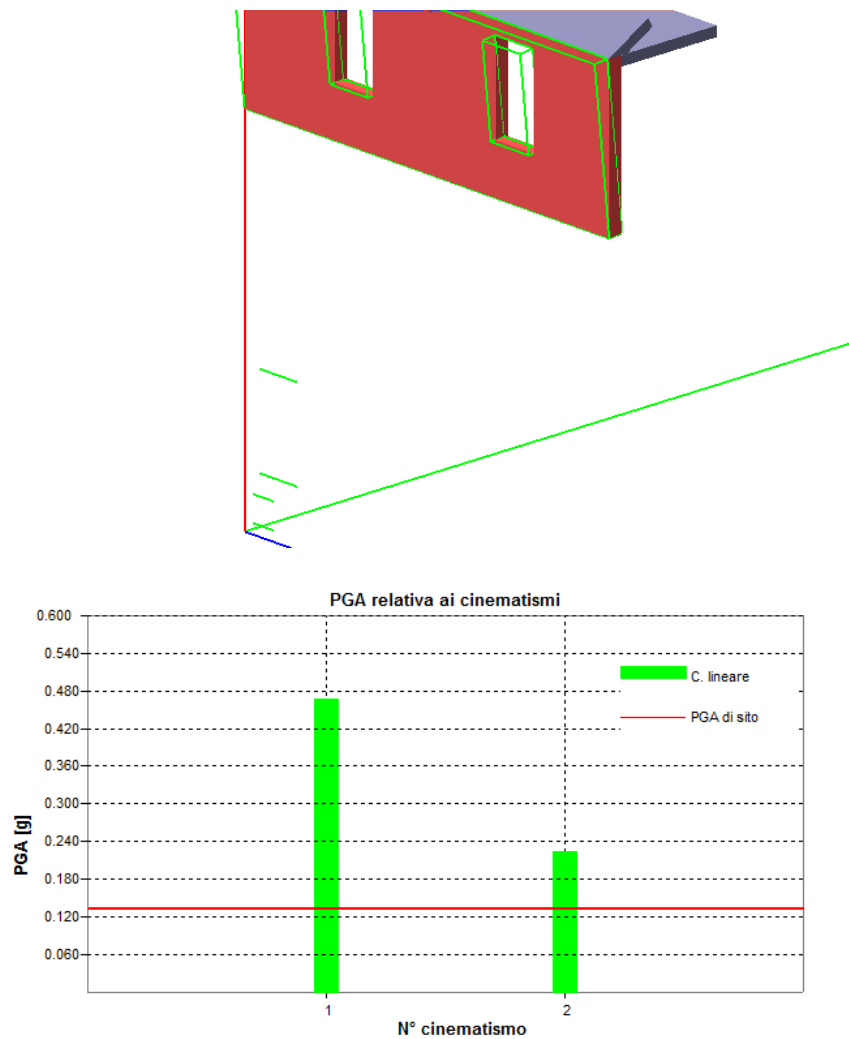
Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0.279
 accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0.314 [g]
 Massa partecipante al cinematismo M^* : 14 [kN]
 Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 1

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione di riferimento allo SLD (a quota zero): 0.069 [g]
 Accelerazione di riferimento allo SLD (a quota diversa da zero): 0.125 [g]
 Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLD: **Verificato**

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione di riferimento allo SLV (a quota zero): 0.099[g]
 Accelerazione di riferimento allo SLV (a quota diversa da zero): 0.185 [g]
 Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLV: **Verificato**



Si realizza dunque un modello di solaio analogo al precedente ma a cui sono applicati i carichi orizzontali precedentemente valutati oltre che al peso proprio strutturale e non strutturale.

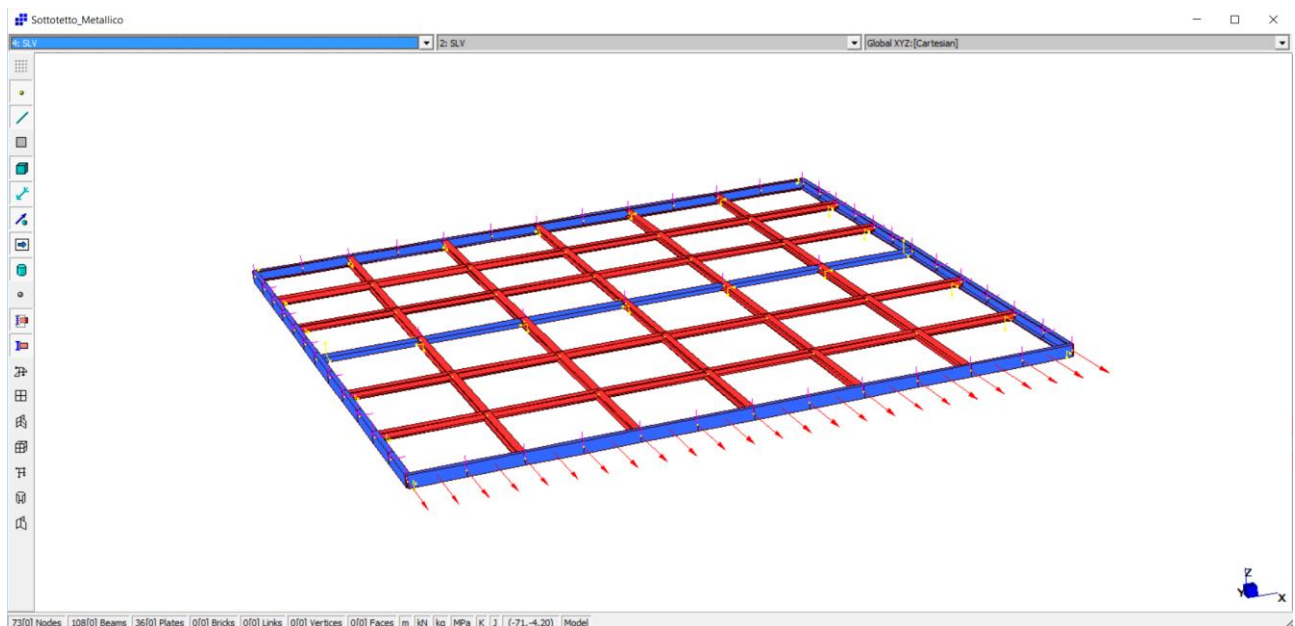


Figura 96: Modello di solaio per analisi ai carichi orizzontali SLV

8.2.5.2.1 Analisi della rigidezza del solaio

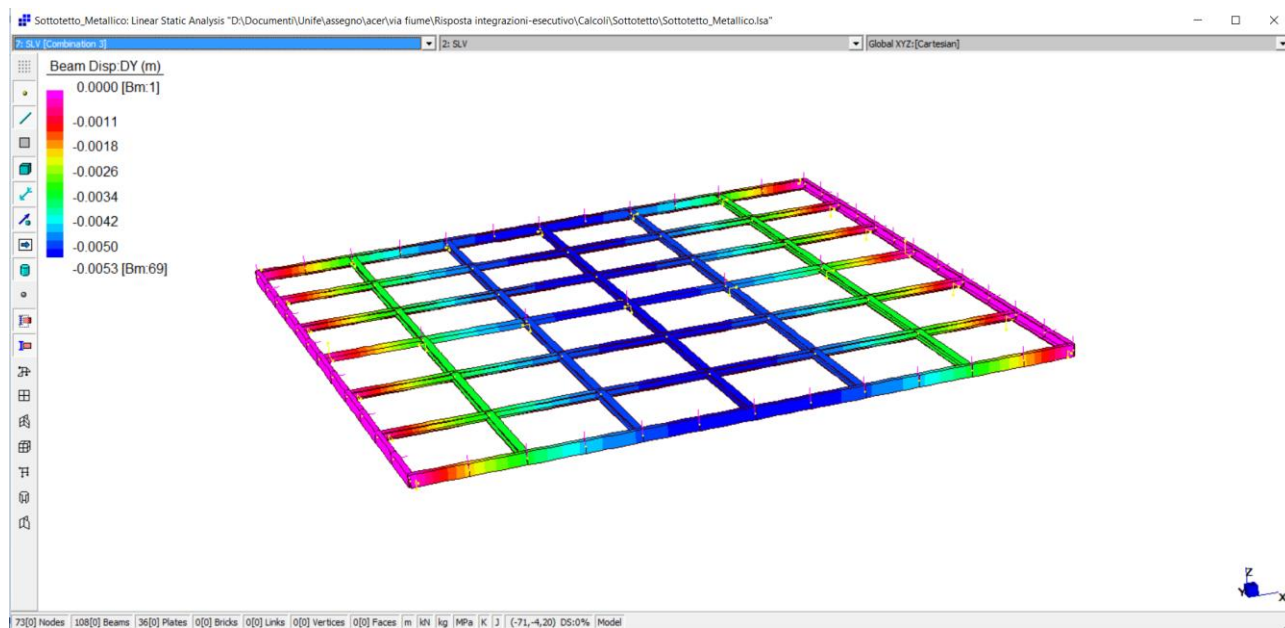


Figura 97: Deformazione orizzontale del solaio ai carichi orizzontali di progetto

La freccia orizzontale del solaio, nella sua massima campata, è pari a 5.3mm adeguata a trattenere la facciata dal ribaltamento.

8.2.5.2.2 Verifica delle membrature metalliche

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza del solaio ai carichi orizzontali.

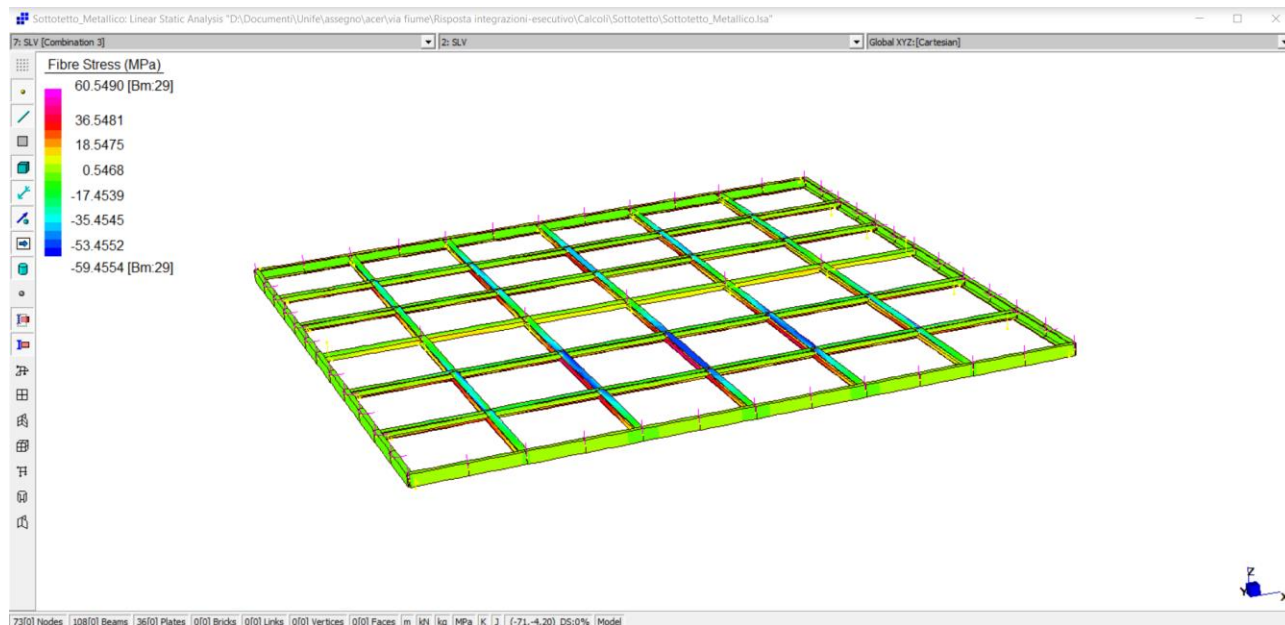


Figura 98: tensione massima nelle mebrature di solaio in condizioni SLV.

La tensione nelle membrature pari a circa 60MPa è decisamente minore della resistenza delle membrature pari a circa 235MPa. Si procede dunque alla verifica dei collegamenti bullonati.

Il momento massimo nel piano nei collegamenti di continuità del solaio di sottotetto vale 1.53kNm a cui va aggiunto uno sforzo di taglio di 0.67kN e uno sforzo normale di 1.5kN e il momento massimo fuori piano pari a 0.94kN.

L'azione nei bulloni del coprighiunto sup e inf vale:

$$T = 1.53/0.1 + 0.67 + 1.5 + 0.94/0.055 = 34.6 \text{ kN} / 2 = 17.3 \text{ kN}$$

8.2.6 Progetto dei controventi di falda

Si valuta l'azione sismica che agisce alla quota del solaio di copertura.

$$a_{g(slv)} = S_e(T_1) * \Psi(Z) * \gamma / q =$$

$$T_1 = C_1 * H^{3/4} = 0.05 * 13^{3/4} = 0.34 \text{ sec}$$

$$S_e(T_1) = 0.631 g$$

$$\Psi(Z) = Z/H = 1 \text{ (analisi in copertura)}$$

$$\gamma = 3N / (2N + 1) = 3 * 3 / (2 * 3 + 1) = 1.28$$

q=2 da Tab. 7.2.I NTC (i controventi sono pregeggiati per impedire l'attivarsi di meccanismi locali quali il ribaltamento dei timpani a due teste in copertura o delle capriate lignee)

quindi:

$$a_{g(slv)} = S_e(T_1) * \Psi(Z) * \gamma / q = 0.631 g * 9.81 * 1 * 1.28 / 2 = 0.40 g$$

Area di influenza solaio di copertura: $4.55 \times 4.60 = 21\text{m}^2$

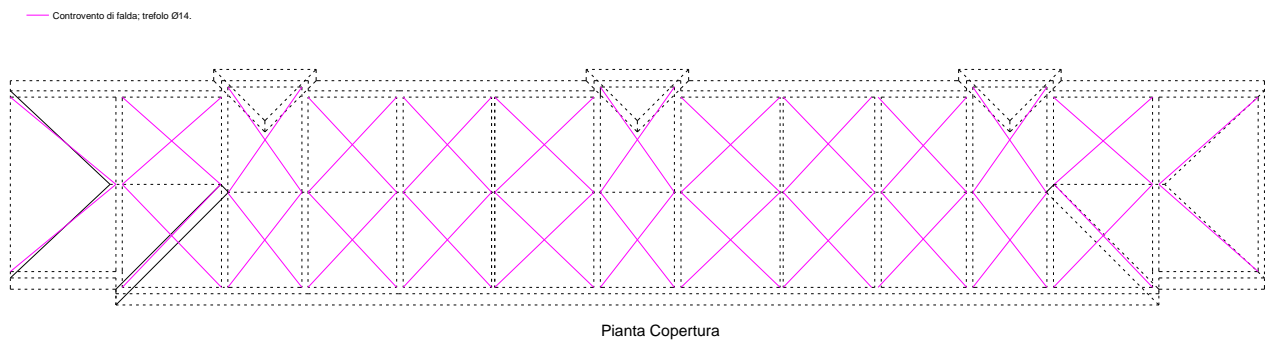
Massa della porzione di solaio da trattenere: $1.5 \times 21 = 32\text{kN}$

Massa capriata/timpano in muratura: 46kN (a favore di sicurezza si assume tutta la massa del timpano a 2 teste)

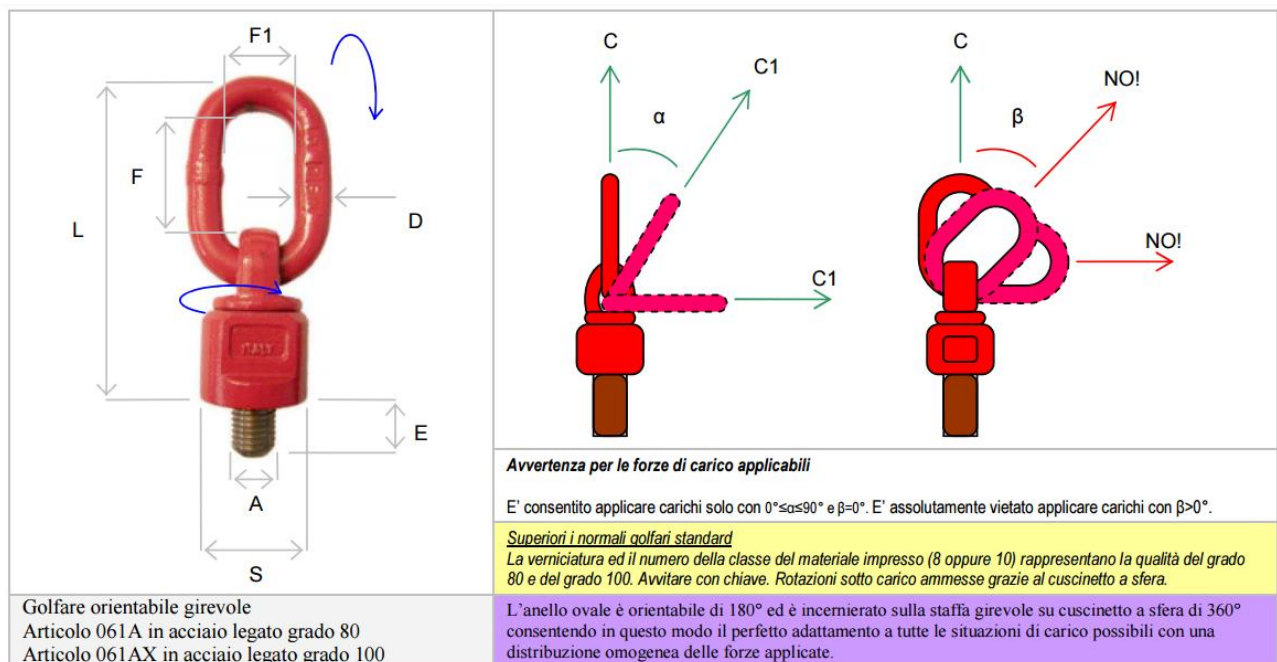
Azione orizzontale da trattenere = $46 \times 0.4 = 18.4\text{kN}$

Si prevede la posa di controventi di falda realizzati mediante trefoli F14, (figura seguente), in ogni nodo di colmo quindi concorreranno 4 trefoli, nelle analisi però si considera il solo contributo degli elementi tesi e il tiro per ogni traforo vale:

$18.4/2/\cos(45^\circ)/\cos(25^\circ) = 15\text{kN}$



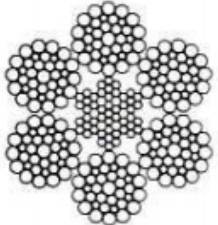
Ogni trefolo sarà collegato alla sommità di capriate e timpani mediante l'utilizzo di golfari pieghevoli ad alta resistenza M24.



Misura	Filetto A	Grado	Carico di Lavoro		D	E	F	F1	L	S	Peso
			C	C1							
			$\alpha=0^\circ$ e $\beta=0^\circ$	$0^\circ < \alpha \leq 90^\circ$ e $\beta=0^\circ$							
			kg	kg	mm	mm	mm	mm	mm	mm	kg
0,3t-M10x18	M10	80	600	300	13	18	46	30	105	38	0,48
0,5t-M12x18	M12	80	1.000	500	13	18	46	30	105	38	0,50
0,5t-M12x25	M12	80	1.000	500	13	25	46	30	105	38	0,50
1,12t-M16x20	M16	80	2.000	1.120	13	20	46	30	105	38	0,53
1,12t-M16x30	M16	80	2.000	1.120	13	30	46	30	105	38	0,53
1,12t-M20x30	M20	80	2.000	1.120	13	30	46	30	105	38	0,53
2t-M20x30	M20	80	4.000	2.000	16	30	57	34	131	50	1,05
3,15t-M24x30	M24	80	6.300	3.150	19	30	70	40	153	58	1,63
5,3t-M30x35	M30	80	10.600	5.300	20	35	65	40	165	75	2,23
8t-M30x35	M30	80	12.500	8.000	22	35	90	50	205	100	5,30
8t-M36x54	M36	80	12.500	8.000	22	54	90	50	205	85	4,72
10t-M36x50	M36	80	15.000	10.000	30	50	120	70	280	120	10,00
10t-M42x50	M42	80	15.000	10.000	30	50	120	70	280	120	10,00
10t-M42x63	M42	80	15.000	10.000	22	63	90	50	205	85	4,94
15t-M48x60	M48	80	25.000	15.000	30	60	120	70	280	120	10,00
15t-M56x78	M56	80	25.000	15.000	30	78	120	70	280	120	10,00
15t-M64x96	M64	80	in progetto								
25t-M72x108	M72	80	in progetto								
30t-M80x120	M80	80	in progetto								
35t-M90x135	M90	80	in progetto								
1,4t-M16x20	M16	100	2.800	1.400	13	20	46	30	105	38	0,53
2,5t-M20x30	M20	100	5.000	2.500	16	30	57	34	131	50	1,05
4t-M24x30	M24	100	8.000	4.000	19	30	70	40	153	58	1,63
6,7t-M36x54	M36	100	13.400	6.700	20	54	65	40	165	75	2,23
Materiale			Finitura		Note		Impiego				
Acciaio legato: grado 80 (Art 061A) grado 100 (Art 061AX)			Verniciato		Coefficiente di sicurezza 4:1		Adatto sia a carichi statici (ancoraggi e tensostrutture) che dinamici (sollevamento)				

Ogni golfare ha capacità, in configurazione C1 pari a 31.5kN.

Classe 216 Warrington Seale – Anima Metallica

Formazione	Diametro fune	Peso	Diametro filo	Carico di rottura		
				Resistenza		
				1.770 N/mm ²	1.960 N/mm ²	2.160 N/mm ²
	mm	kg/mt	mm	kN	kN	kN
 $6 \times (14 + (7 + 7) + 7 + 1) + \text{IWRC}$	6 ⁽¹⁾	0,150	0,38	22,6	25,0	30,2
	7 ⁽¹⁾	0,206	0,44	30,7	34,0	41,2
	8 ⁽²⁾	0,268	0,46	40,4	44,7	54,0
	9 ⁽²⁾	0,339	0,51	51,1	56,6	66,1
	10 ⁽²⁾	0,418	0,57	63,1	69,8	84,4
	11 ⁽²⁾	0,506	0,63	76,3	84,5	102
	12 ⁽²⁾	0,602	0,69	90,8	101	121
	13	0,707	0,74	107	118	142
	14	0,820	0,80	124	137	165
	15	0,941	0,86	142	157	189
	16	1,070	0,91	161	179	216
	17	1,210	0,97	182	202	243
	18	1,36	1,03	204	226	273
	19	1,510	1,09	228	252	304
	20	1,670	1,14	252	279	337
	22	2,020	1,26	305	338	408
	24	2,410	1,37	363	402	486
	26	2,830	1,49	426	472	570
	28	3,280	1,60	494	547	661
	30	3,760	1,72	568	628	759
	32	4,280	1,83	646	715	864
	34	4,830	1,94	729	807	975
	36	5,420	2,06	817	905	1.093
	38	6,040	2,17	911	1.008	1.218
	40	6,690	2,29	1.009	1.117	1.350

8.3 Verifica per azioni fuori piano

Si analizza la propensione al ribaltamento/espulsione delle pareti del fabbricato in condizione di progetto. I meccanismi indagati sono tutti di espulsione per via degli interventi di trattenimento svolti (solaio di sottotetto, funi di falda e solai di piano con soletta e cordolo in c.a. collegati alle facciate). Per ogni cinematisma indagato si esegue una analisi cinematica lineare sfruttando il programma di calcolo PRO_Cinem distribuito da 2Si di cui si dispone regolare licenza

8.3.1 Muro di facciata

Si analizza una porzione rappresentativa della facciata in esame larga 8.69m, il calcolo è valido sia per la facciata su via fiume che per la facciata sulla corte interna, in quanto del tutto analoghe per geometria e carichi.

Cinematisma n°: 1

Tipo: Fles. Verticale singola

Pareti coinvolte: 1,

Quota: 0.00[m]

PGA relativa al cinematismo nel caso di analisi cinematica lineare: 4.2506 [g]

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 1.390

accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 3.175 [g]

Massa partecipante al cinematismo M^* : 16 [kN]

Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 0

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

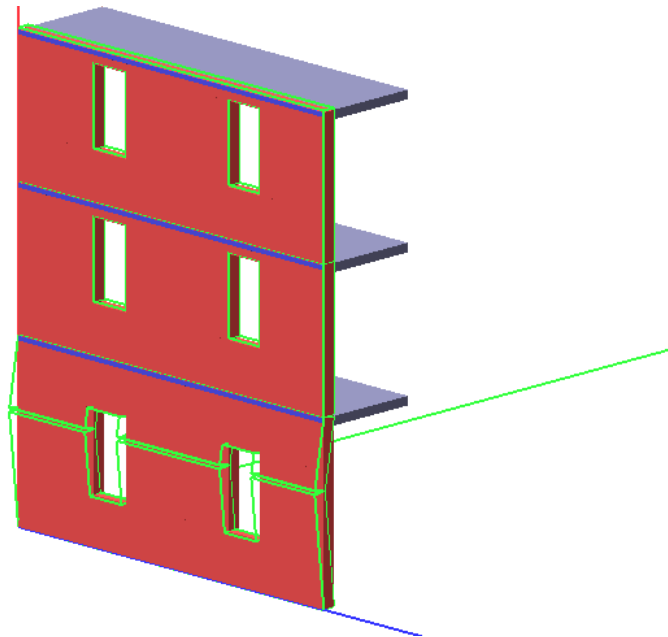
Accelerazione di riferimento allo SLD per cinematismo a quota zero: 0.069 [g]

Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLD: **Verificato**

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione di riferimento allo SLV per cinematismo a quota zero: 0.099 [g]

Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLV: **Verificato**



Cinematismo n°: 2

Tipo: Fles. Verticale singola

Pareti coinvolte: 2,

Quota: 4.00[m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi(Z)$: 0.308

PGA relativa al cinematismo nel caso di analisi cinematica lineare: 4.3742 [g]

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 1.268

accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 3.361 [g]

Massa partecipante al cinematismo M^* : 13 [kN]

Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 0

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione di riferimento allo SLD (a quota zero): 0.069 [g]

Accelerazione di riferimento allo SLD (a quota diversa da zero): 0.068 [g]

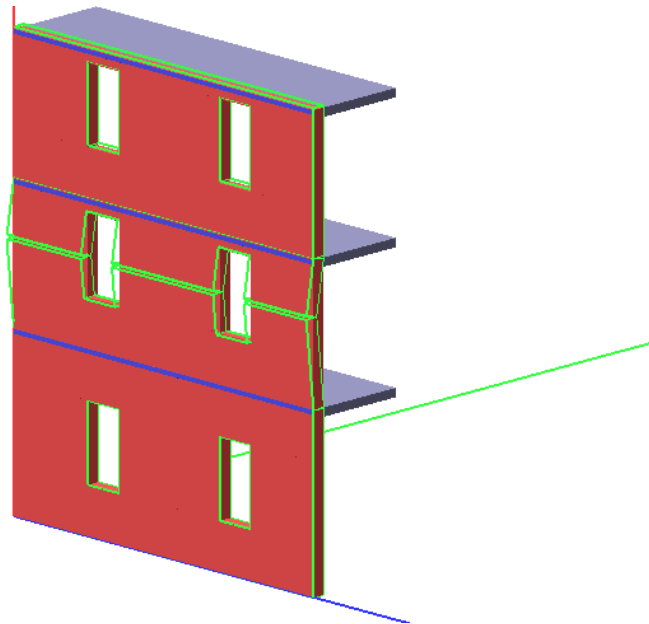
Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLD: **Verificato**

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione di riferimento allo SLV (a quota zero): 0.099[g]

Accelerazione di riferimento allo SLV (a quota diversa da zero): 0.102 [g]

Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLV: **Verificato**

**Cinematismo n°: 3**

Tipo: Fles. Verticale singola

Pareti coinvolte: 3,

Quota: 7.20[m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi(Z)$: 0.554

PGA relativa al cinematismo nel caso di analisi cinematica lineare: 0.6586 [g]

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0.344

accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 0.911 [g]

Massa partecipante al cinematismo M^* : 13 [kN]

Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 0

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione di riferimento allo SLD (a quota zero): 0.069 [g]

Accelerazione di riferimento allo SLD (a quota diversa da zero): 0.123 [g]

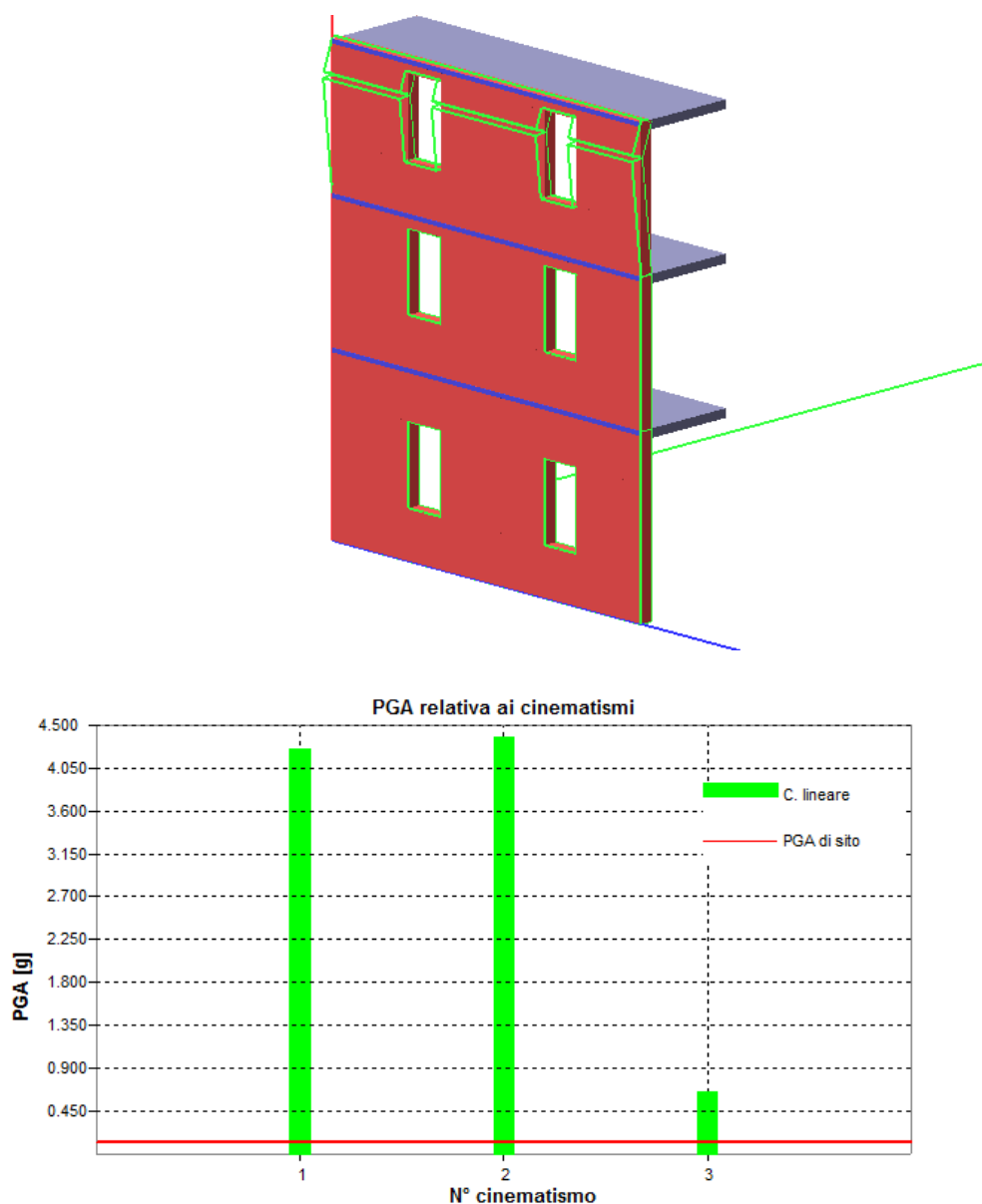
Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLD: **Verificato**

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione di riferimento allo SLV (a quota zero): 0.099[g]

Accelerazione di riferimento allo SLV (a quota diversa da zero): 0.183 [g]

Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLV: **Verificato**



Tutte le verifiche sono soddisfatte.

8.3.2 Muro di spina

Si analizza una striscia unitaria del muro di spina.

Avendo previsto il rinforzo con intonaco armato della porzione di PT e P1, la verifica è svolta per la sola porzione di P2.

Tipo: Fles. Verticale singola
 Pareti coinvolte: 1,
 Quota: 7.00[m]

Primo modo di vibrare normalizzato ad 1 in sommità dell'edificio $\psi(Z)$: 0.538

PGA relativa al cinematismo nel caso di analisi cinematica lineare: 0.8794 [g]

Moltiplicatore di collasso dei carichi orizzontali α_0 : 0.256

accelerazione spettrale di attivazione del cinematismo a_0^* : 1.182 [g]

Massa partecipante al cinematismo M^* : 1 [kN]

Frazione di massa partecipante della struttura e^* : 0

Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLD

Accelerazione di riferimento allo SLD (a quota zero): 0.069 [g]

Accelerazione di riferimento allo SLD (a quota diversa da zero): 0.119 [g]

Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLD: **Verificato**

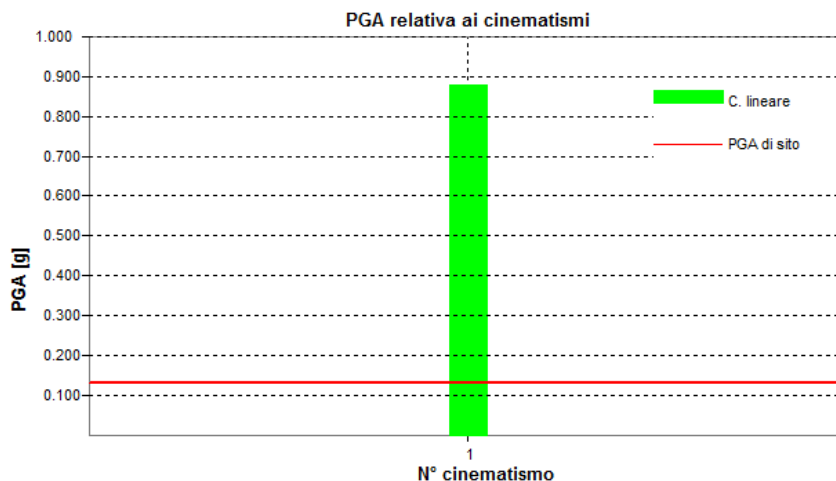
Risultati della verifica con analisi cinematica lineare allo SLV

Accelerazione di riferimento allo SLV (a quota zero): 0.099[g]

Accelerazione di riferimento allo SLV (a quota diversa da zero): 0.178 [g]

Stato di verifica dell'analisi cinematica lineare allo SLV: **Verificato**





8.4 Verifica per azioni nel piano

8.4.1 Modellazione

Si riesegue la modellazione nella condizione di progetto con le seguenti modifiche rispetto allo stato di fatto:

- Apportate modifiche di massa e rigidezza nei solai di piano, sottotetto e copertura;
- Eliminazione dal modello dei setti ad una testa in corrispondenza delle capriate lignee a tutti i piani;
- Incremento resistenza, rigidezza e massa del muro di spina longitudinale per modellare la realizzazione di intonaco armato al piano terra e al piano primo (porzione di muro portante i solai di piano);
- Inserimento del cordolo metallico alla quota del sottotetto realizzato mediante UPN 160;
- Modifica forometrie come da progetto architettonico;
- Ringrosso dei muri di vano scala da 1 testa a due teste come da progetto strutturale;

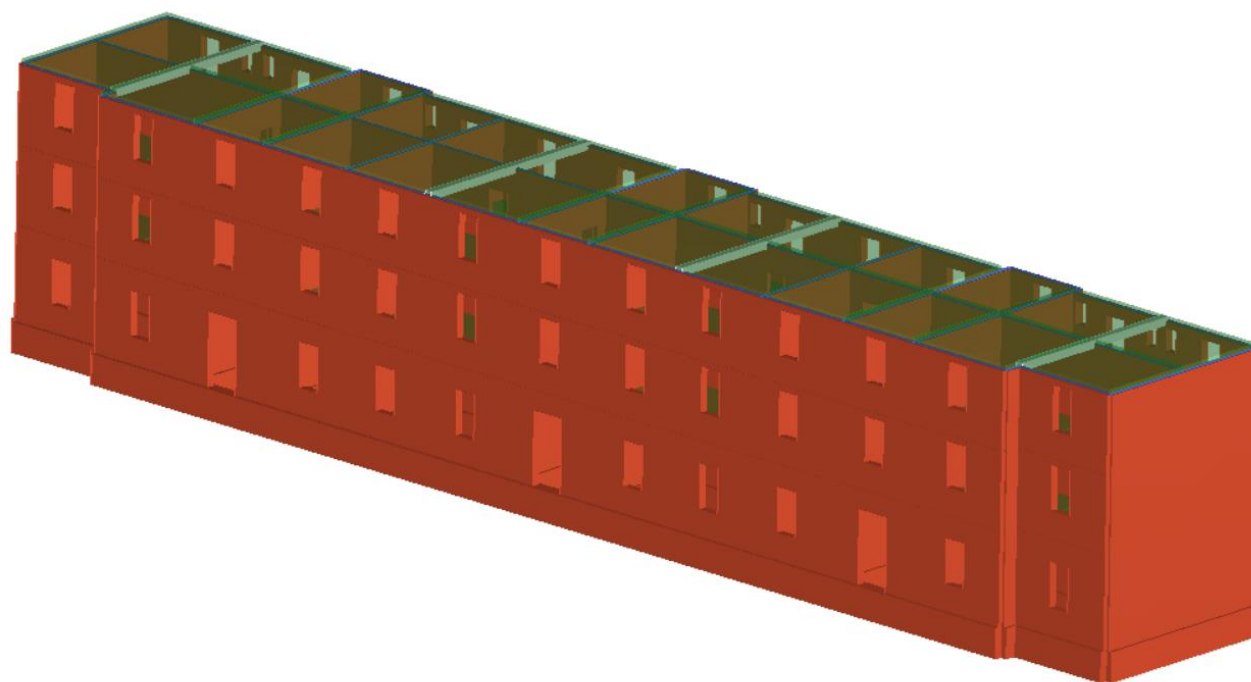


Figura 99: Modello in condizione SDP.

8.4.2 Esito delle analisi

Si riporta nel seguito la schermata riassuntiva delle analisi push-over realizzate:

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0.00	1.57	4.12	1.09	0.51	2.57	0.41	1.93	2.141	4.275	4.324
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0.00	2.11	4.69	1.24	0.67	2.57	0.55	1.76	2.006	3.481	3.173
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0.00	1.33	4.14	1.16	0.41	2.42	0.33	2.01	2.398	4.542	5.022
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0.00	1.73	3.84	1.38	0.52	2.53	0.42	1.71	1.940	4.000	3.708
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0.00	1.53	2.54	1.40	0.44	2.42	0.36	2.42	1.484	4.202	5.423
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0.00	1.80	2.87	1.58	0.52	2.51	0.42	2.51	1.479	3.885	5.024
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0.00	1.52	2.24	1.35	0.45	1.70	0.36	1.70	1.345	3.208	4.069
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0.00	1.78	2.55	1.51	0.52	1.75	0.42	1.75	1.343	2.908	3.692

L'analisi più gravosa è ovviamente in direzione Y (direzione corta), le verifiche sono tutte soddisfatte.

Si riportano nel seguito alcune immagini relative l'analisi più gravosa.

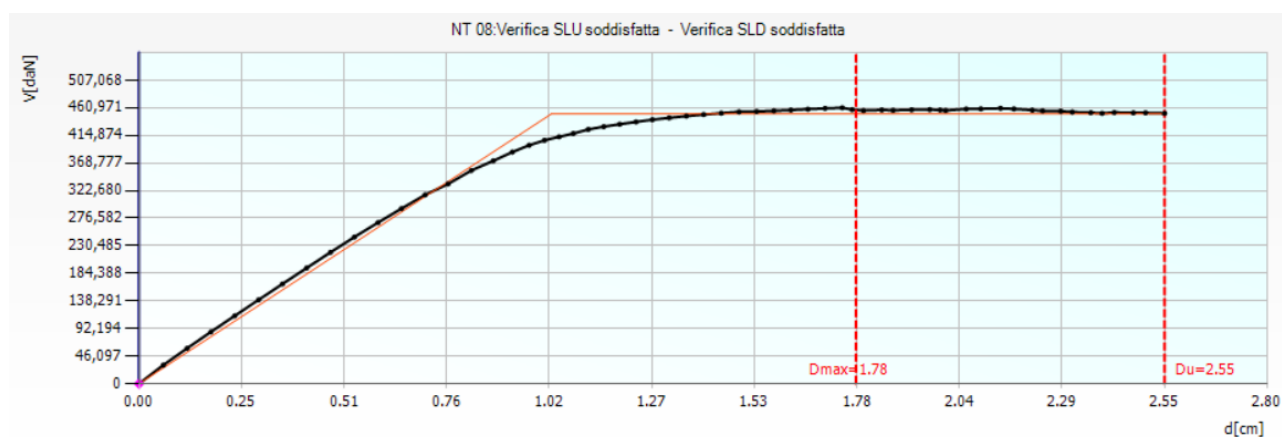


Figura 100: Curva forza-spostamento per l'analisi più gravosa (analisi 8 dir. Y)

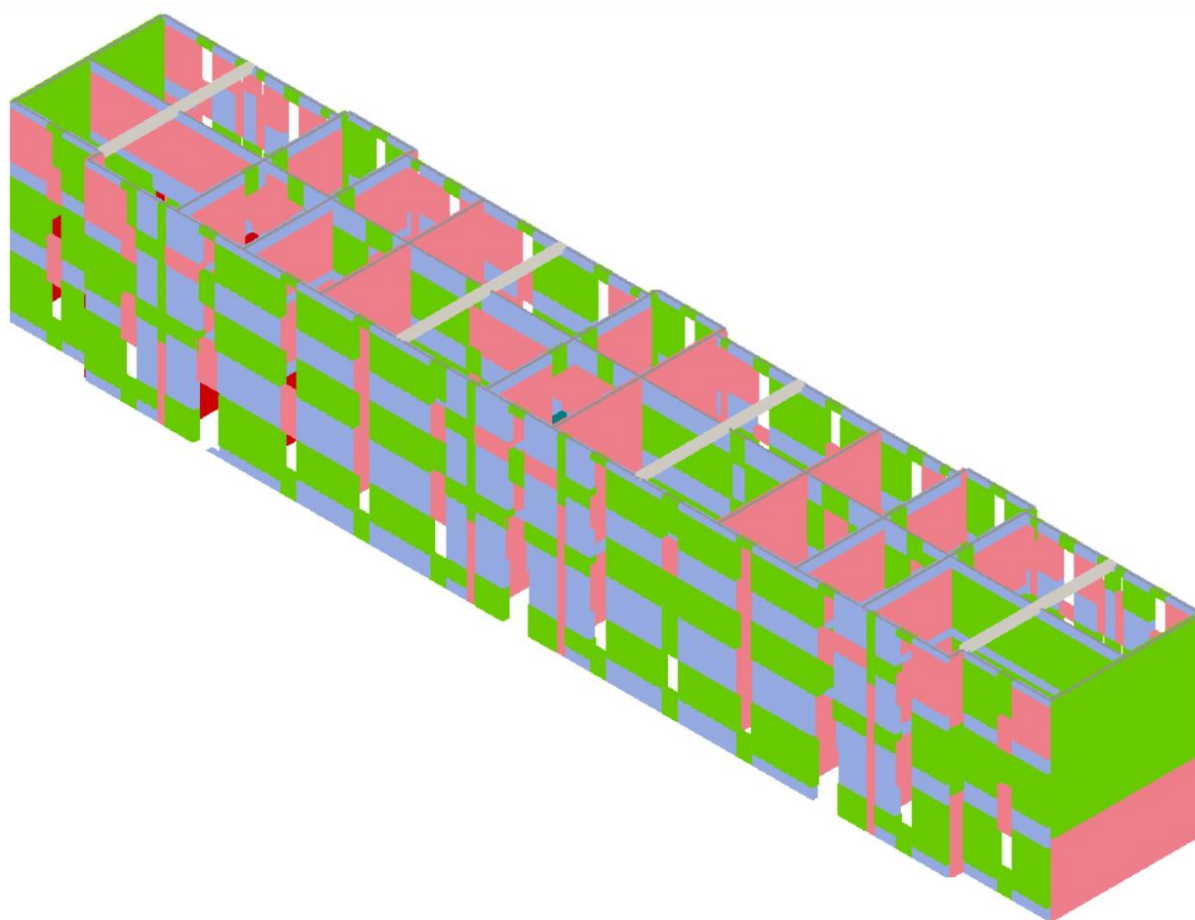


Figura 101: Risultati analisi globale numero 8, ultimo passo di calcolo (vista 1)

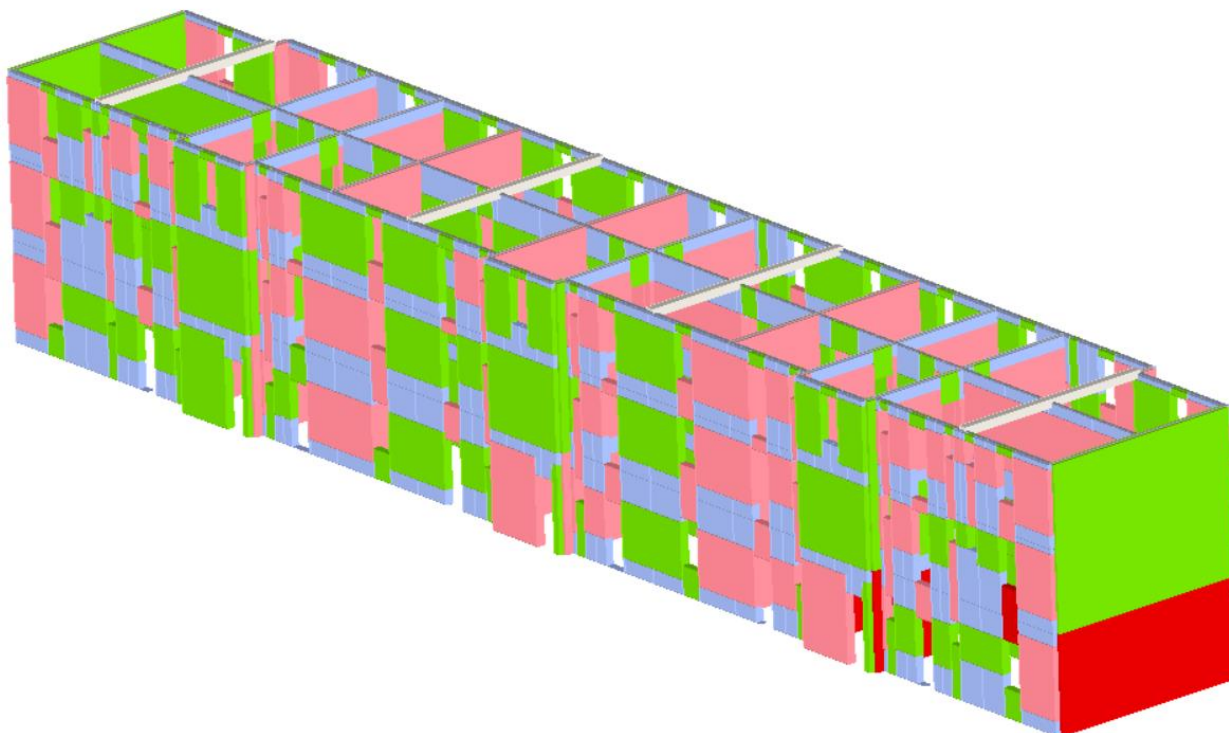


Figura 102 Risultati analisi globale numero 8, ultimo passo di carico (vista 2)

Dettaglio verifiche

Verifica SLV

Dmax 1.78 [cm] <= Du 2.55 [cm]

q* 1.51 <= 3 Du/Dmax = 1.43

La verifica è soddisfatta

Verifica SLD

Dmax 0.52 [cm] <= Dd 1.75 [cm]

La verifica è soddisfatta

Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

Verifica SLO

Dmax 0.42 [cm] <= Do 1.75 [cm]

La verifica è soddisfatta

Parametri di Analisi

T* [s]	0.304
m* [kg]	1031497.971
w [kg]	1669670.14
m*/w [%]	61.779
Γ	1.31
F*y [daN]	343455
d*y [cm]	0.78
d*u [cm]	1.94

Vulnerabilità Sismica

						TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F (TR) ₀	T* (TR) _C	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	1166	475	2.455	1.30	1.87	2.54	0.28	1.441	1.74	1.343
SLD	455	50	9.100	0.45	1.27	2.60	0.27	2.838	1.31	2.908
SLO	455	30	15.167	0.36	1.27	2.60	0.27	3.550	1.33	3.692

Esci

?

Figura 103 Risultati analisi globale numero 8, dettaglio analisi.

8.5 Verifica delle fondazioni

8.5.1 Fondazione muro di spina

Il muro di spina è quello soggetto al maggior incremento di carico fondazione, infatti, su di esso è prevista la realizzazione dell'intonaco armato ai piani PT e P1 ed è inoltre un muro portante i solai di piano P1 e P2, elementi soggetti ad un incremento dei carichi strutturali per l'adeguamento della capacità portante.

La verifica è svolta per metro di parete.

Peso muro:

$$G1, \text{muro} = 0.15 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 10.0 + 0.1 \cdot 25 \cdot 1 \cdot 7.0 = 44.5 \text{ kN/m}$$

Peso solai di piano, luce di carico sul muro di spina pari a circa 4.30m:

$$G1, \text{solai piano} = 4.3 \cdot 2.42 = 10.4 \text{ kN/m}$$

$$G2, \text{solai piano} = 4.3 \cdot 1.67 = 7.18 \text{ kN/m}$$

$$Qk, \text{solai di piano} = 4.3 \cdot 2 = 8.6 \text{ kN/m}$$

Il solaio di sottotetto, è un solaio leggero e bidirezionale, si immagina quindi una distribuzione dei equivalente sulle quattro pareti perimetrali.

$$G1, \text{solaio sottotetto} = 4.3 \cdot 0.3 \cdot 0.5 = 0.65 \text{ kN/m}$$

$$G2, \text{solai sottotetto} = 4.3 \cdot 0.75 \cdot 0.5 = 1.61 \text{ kN/m}$$

$$Qk, \text{solaio sottotetto} = 4.3 \cdot 0.5 \cdot 0.5 = 1.08 \text{ kN/m}$$

Peso proprio fondazione, la fondazione è fonda circa 120cm ed è caratterizzata da 2 ringrossi, si veda figura seguente:



Figura 104: Sondaggio eseguito sul muro di spina.

Peso della fondazione: $G_{1,fond} = 0.1 \cdot 1 \cdot 0.15 \cdot 18 + 0.7 \cdot 1 \cdot 0.30 \cdot 18 + 0.4 \cdot 1 \cdot 0.45 \cdot 18 = 7.29 \text{ kN/m}$

Si verifica la fondazione. Per il calcolo si adotta l'approccio A2,M2,R2.

$N_d = 1.10 \cdot (44.5 + 10.4 + 7.18 + 8.6 + 0.65 + 1.61 + 1.08 + 7.29) = 8944 \text{ kg}$

Caratteristiche di resistenza del terreno (si veda: “Relazione geologica-geotecnica” Dott. Geol. Antonio Mucchi allegata):

Portanza di calcolo valutata nella relazione geologica è: $q_{Rd} = 2.7/1.8 = \mathbf{1.5 \text{ kg/cm}^2}$

Alcuni parametri della fondazione sono però diversi da quelli ipotizzati dal geologo $b=0.45\text{m}$ e profondità piano di posa 120cm , si prevede quindi il ricalcolo della capacità portante del terreno sfruttando un foglio di calcolo autoprodotta, per considerare la dimensione nastriforme della fondazione si pone una dimensione longitudinale fittizia di 10m :

Geometria della fondazione					
Base direzione x				B(x)	45 [cm]
Base direzione y				L(y)	1000 [cm]
Altezza di applicazione dello sforzo di taglio				h	120 [cm]
Profondità piano di posa della fondazione				H	120 [cm]
Peso specifico terreno				γ	18.5 [kN/m ³]

Capacità portante del terreno M1-M2					
Dati del terreno					
Coesione non drenata, caratteristico				$C_{u,k}$	0 [kg/cm ²]
Coesione non drenata				$C_{u,d}$	0.00 [kg/cm ²]
Angolo di resistenza al taglio, caratteristico				ϕ	24 [°]
Tangente angolo di resistenza al taglio, caratteristico				$\tan(\phi)_{,k}$	0.45 [-]
Tangente angolo di resistenza al taglio, progetto				$\tan(\phi)_{,d}$	0.36 [-]
Fattore di capacità portante				$N_{q,M1}$	7.99 [-]
Fattore di capacità portante				$N_{q,M2}$	6.04 [-]
Fattore di capacità portante				$N_{\gamma,M1}$	6.22 [-]
Fattore di capacità portante				$N_{\gamma,M2}$	4.98 [-]
Fattore di capacità portante				$N_{c,M1}$	15.69 [-]
Fattore di capacità portante				$N_{c,M2}$	19.61 [-]
Fattore di forma				$s_{c,M1}$	1.02 [-]
Fattore di forma				$s_{c,M2}$	1.01 [-]
Fattore di forma				$s_{q,M1}$	1.02 [-]
Fattore di forma				$s_{q,M2}$	1.02 [-]
Fattore di forma				s_{γ}	0.98 [-]
Fattore di profondità				$d_{c,M1}$	2.16 [-]
Fattore di profondità				$d_{c,M2}$	2.13 [-]
Fattore di profondità				d_q	2.01 [-]
Fattore di profondità				d_{γ}	1 [-]
Capacità portante limite M1				$q_{lim,M1}$	3.89 [kg/cm ²]
Capacità portante limite M2				$q_{lim,M2}$	2.95 [kg/cm ²]

Capacità portante del terreno SLU					
Capacità portante limite M1-R1				$q_{lim,M1-R1}$	3.89 [kg/cm ²]
Capacità portante limite M2-R2				$q_{lim,M2-R2}$	1.64 [kg/cm ²]
Capacità portante limite M1-R3				$q_{lim,M1-R3}$	1.69 [kg/cm ²]

Mentre per il calcolo dell'azione sul terreno si considera ovviamente una impronta di 45x100 cm:
 $q_{sd} = 8944/100/45 = 1.99 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ si prevede il rinforzo di tale fondazione, in particolare, si prevede la formazione di due cordoli laterali di base 40cm e altezza 120cm.

Nuova base 40+40+45 = 125cm

Nuova pressione al suolo:

$$q_{sd} = (8944 + (0.4 * 1.2 * 1 * 25 * 2 * 1.1) * 100) / 100 / 125 = 0.91 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Si adotta l'armatura minima longitudinale prevista dalle norme §7.2.5 delle NTC 2008 (0.2% A_c):

$$A_{s,min} = 0.002 * 120 * 40 = 9.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{almeno } 4\phi 20 \text{ sup. e inf..}$$

8.5.2 Fondazione muri di facciata

Il muro a due teste delle facciate è soggetto ad un incremento del carico principalmente dovuto all'incremento dei carichi sui solai di piano.

La verifica è svolta per metro di parete.

Peso muro:

$$G1, \text{muro} = 0.30 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 10.4 = 56 \text{ kN/m}$$

Peso solai di piano, luce di carico massima (facciata via fiume) pari a circa 2.25m:

$$G1, \text{solai piano} = 2.25 \cdot 2.42 = 5.44 \text{ kN/m}$$

$$G2, \text{solai piano} = 2.25 \cdot 1.67 = 3.76 \text{ kN/m}$$

$$Qk, \text{solai di piano} = 2.25 \cdot 2 = 4.5 \text{ kN/m}$$

Il solaio di sottotetto, è un solaio leggero e bidirezionale, si immagina quindi una distribuzione dei equivalente sulle quattro pareti perimetrali.

$$G1, \text{solaio sottotetto} = 2.25 \cdot 0.30 \cdot 0.5 = 0.34 \text{ kN/m}$$

$$G2, \text{solaio sottotetto} = 2.25 \cdot 0.75 \cdot 0.5 = 0.84 \text{ kN/m}$$

$$Qk, \text{solaio sottotetto} = 2.25 \cdot 0.5 \cdot 0.5 = 0.56 \text{ kN/m}$$

Peso proprio fondazione, la fondazione è fonda circa 120cm ed è caratterizzata da 1 ringrosso, si veda figura seguente:



Figura 105: Sondaggio eseguito su di un muro a 2 teste.

Peso della fondazione: $G_{1,fond} = 0.6 \cdot 0.30 \cdot 18 \cdot 1 + 0.6 \cdot 0.45 \cdot 18 \cdot 1 = 8.1 \text{ kN/m}$

Si verifica la fondazione. Per il calcolo si adotta l'approccio A2,M2,R2.

$$N_d = 1.10 \cdot (56 + 5.44 + 3.76 + 4.5 + 0.34 + 0.84 + 0.56 + 8.1) = 8750 \text{ kg}$$

La base della fondazione, sempre pari a 45cm e la profondità del piano di fondazione, sempre pari a 120cm permettono di avere la stessa capacità portante valutata al punto precedente.

Si procede al calcolo dell'azione sul terreno considerando una impronta di 45x100 cm:

$q_{sd} = 8750 / 100 / 45 = 1.94 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ si prevede il rinforzo di tale fondazione, in particolare, si prevede la formazione di un cordolo laterale alla fondazione (lato esterno) di base 40cm e altezza 120cm.

Nuova base $40 + 45 = 85\text{cm}$

Nuova pressione al suolo:

$$q_{sd} = (8750 + (0.4 \cdot 1.2 \cdot 1 \cdot 25 \cdot 1.1) \cdot 100) / 100 / 85 = 1.17 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

Si adotta l'armatura minima longitudinale prevista dalle norme §7.2.5 delle NTC 2008 ($0.2\% A_c$):

$$A_{s,min} = 0.002 \cdot 120 \cdot 40 = 9.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{almeno } 4\phi 20 \text{ sup. e inf..}$$

8.5.3 Fondazione muri vano scale

Il muro a due teste del vano scale è soggetto ad un incremento del carico dovuto al ringrosso da una a due teste realizzato su tutta l'altezza e all'incremento dei carichi dei solai di piano scaricano su di esso.

La verifica è svolta per metro di parete.

Peso muro:

$$G1, \text{muro} = 0.30 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 10.4 = 56 \text{ kN/m}$$

Peso solai di piano, luce di carico massima pari a circa 1.65m:

$$G1, \text{solai piano} = 1.65 \cdot 2.42 = 3.99 \text{ kN/m}$$

$$G2, \text{solai piano} = 1.65 \cdot 1.67 = 2.76 \text{ kN/m}$$

$$Qk, \text{solai di piano} = 1.65 \cdot 2 = 3.3 \text{ kN/m}$$

Il solaio di sottotetto, è un solaio leggero e bidirezionale, si immagina quindi una distribuzione dei equivalente sulle quattro pareti perimetrali, in questo caso la luce di carico massima è pari a circa 4.15m:

$$G1, \text{solaio sottotetto} = 4.15 \cdot 0.3 \cdot 0.5 = 0.62 \text{ kN/m}$$

$$G2, \text{solaio sottotetto} = 4.15 \cdot 0.75 \cdot 0.5 = 1.56 \text{ kN/m}$$

$$Qk, \text{solaio sottotetto} = 4.15 \cdot 0.5 \cdot 0.5 = 1.03 \text{ kN/m}$$

Il solaio di copertura, ha luce di carico massima è pari a circa 4.15m:

$$G1, \text{solaio copertura} = 4.15 \cdot 0.5 = 2.08 \text{ kN/m}$$

$$G2, \text{solaio copertura} = 4.15 \cdot 0.99 = 4.15 \text{ kN/m}$$

$$Qk, \text{solaio copertura} = 4.15 \cdot 0.8 = 3.32 \text{ kN/m}$$

Peso proprio fondazione, la fondazione è fonda circa 120cm ed è caratterizzata da 1 ringrosso, analogamente a quanto visto al punto precedente.

$$\text{Peso della fondazione: } G1, \text{fond} = 0.6 \cdot 0.30 \cdot 18 \cdot 1 + 0.6 \cdot 0.45 \cdot 18 \cdot 1 = 8.1 \text{ kN/m}$$

Si verifica la fondazione. Per il calcolo si adotta l'approccio A2,M2,R2.

$$N_d = 1.10 \cdot (56 + 3.99 + 2.76 + 3.30 + 0.62 + 1.56 + 1.03 + 2.08 + 4.15 + 3.32 + 8.1) = 8688 \text{ kg}$$

La base della fondazione, sempre pari a 45cm e la profondità del piano di fondazione, sempre pari a 120cm permettono di avere la stessa capacità portante valutata ai punti precedenti.

Si procede al calcolo dell'azione sul terreno considerando una impronta di 45x100 cm:

$q_{sd} = 8688/100/45 = 1.93 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ si prevede il rinforzo di tale fondazione mediante formazione di due cordoli laterali alla fondazione di base 40cm e altezza 120cm.

Nuova base $40+45+40 = 125\text{cm}$

Nuova pressione al suolo:

$q_{sd} = (8688 + (0.4 * 1.2 * 1 * 25 * 2 * 1.1) * 100) / 100 / 125 = 0.89 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ VERIFICA SODDISFATTA

Si adotta l'armatura minima longitudinale prevista dalle norme §7.2.5 delle NTC 2008 (0.2% A_c):

$A_{s,min} = 0.002 * 120 * 40 = 9.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ almeno 4 ϕ 20 sup. e inf..

9 CONCLUSIONI

In seguito alle analisi svolte si possono trarre le seguenti conclusioni:

9.1 Stato di fatto

- Verifica ai carichi verticali:
 - Murature: la presenza di elementi portanti verticali molto snelli, $\lambda \approx 28$, determina una “non verificabilità” della struttura.
 - Solai: i solai di piano, caratterizzati da uno spessore strutturale di circa 12cm sono risultati non verificati ai carichi verticali.
 - Travi vano scale: le travi in c.a. presenti al piano terra nella zona dei tre vani scale risultano non verificate ai carichi verticali vista la ridotta armatura flessionale e a taglio che le caratterizza.

- Analisi sismiche locali: i timpani in muratura ad una testa, vista l'assenza di solai di copertura e sottotetto in grado di vincolarne i movimenti, risultano fortemente vulnerabili nei confronti di meccanismi di ribaltamento semplice. Tale cinematismo è caratterizzato da una $f_{a,SLV}$ pari a circa il 16% di quello richiesto ad un fabbricato nuovo.

Si è rilevata una generale vulnerabilità nei confronti della attivazione di cinematismi locali in quanto le pareti di facciata risultano totalmente libere vista l'incapacità di fungere da vincolo dei solai e la mancanza di ammorsamento tra muratura di facciata e controventi.

Il cinematismo di ribaltamento semplice della porzione sommitale delle facciate è caratterizzato da un $f_{a,SLV}$ pari a circa il 30% di quello richiesto ad un fabbricato nuovo.

- Analisi sismiche globali: avendo rilevato una significativa e diffusa vulnerabilità del fabbricato nei confronti dell'attivazione di cinematismi locali, l'esecuzione della verifica del fabbricato per azioni sismiche nel piano dei setti resistenti, appare superflua vista l'effettiva impossibilità di attivazione di tale meccanismo resistente.

Si è comunque effettuata la modellazione globale del fabbricato in condizioni SDF e si è valutato che, nell'ipotesi in cui il meccanismo globale per azioni nel piano fosse attivabile, la capacità del fabbricato sarebbe sufficiente a resistere al sisma di progetto.

9.2 Interventi previsti

In seguito alle considerazioni riportate per lo stato di fatto si è progettata la realizzazione dei seguenti interventi:

- 11) Posa di catene di falda per irrigidimento della copertura lignea e vincolo al ribaltamento dei timpani in muratura a due teste e delle capriate lignee.
- 12) Realizzazione di nuovo solaio di sottotetto tramite struttura metallica adeguatamente calcolata allo scopo di fungere da impalcato sufficientemente rigido al fine del trattenimento delle facciate. La realizzazione di tale elemento avviene previa demolizione dell'attuale solaio in arellato e realizzazione di un cordolo metallico in sommità all'edificio connesso alla muratura sottostante e al cornicione mediante tasselli chimici. La cordolatura metallica corre lungo tutto il perimetro dell'edificio connettendosi ai timpani in muratura a due teste mediante profili UPN240 con ali rivolte verso il basso collegandosi anche agli appoggi delle capriate.
- 13) Inserimento di quattro capriate lignee in sostituzione dei timpani di muratura trasversali ad una testa e rifacimento completo del solaio ligneo di copertura con sostituzione di tutti gli elementi lignei ammalorati e rinforzo o sostituzione di quelli non verificati.
- 14) Irrigidimento e adeguamento ai carichi verticali dei solai di piano primo e secondo tramite nervature in calcestruzzo alleggerito aventi larghezza di 24cm ogni 90 cm e soletta collaborante di spessore 6 cm e realizzazione di travetti porta muro in corrispondenza dei muri trasversali da 14cm che vengono rimossi e sostituiti da pareti in cartongesso. Si prevede inoltre la formazione di un cordolo perimetrale in spessore di soletta e il collegamento dei solai alle pareti perimetrali mediante ancoraggio chimico di 1 Ø16/45cm.
- 15) Formazione di betoncino armato sul muro di spina al piano terra e primo di spessore 5 cm da entrambi i lati con rete Ø6 150x150 mm al fine di adeguare ai carichi verticali la parete di spina ad una testa portante i solai di piano. Il rinforzo in betoncino sarà adeguatamente collegato ai rinforzi di fondazione eseguiti alla base del muro stesso.
- 16) Raddoppio dello spessore dei setti trasversali in corrispondenza del vano scala ad una testa per tutti i piani.
- 17) Si prevede il rinforzo delle fondazioni in muratura di tutti i setti murari per cui si prevede un incremento dei carichi in fondazione. Il rinforzo è realizzato allargando le fondazioni esistenti mediante formazione di cordoli in c.a. resi collaboranti alle strutture esistenti. La tipologia del rinforzo è proporzionale all'incremento di carico previsto, in particolare, per il muro di spina longitudinale e per le pareti del vano scale per cui si prevede il ringrosso, il rinforzo sarà realizzato su di entrambi i lati della fondazione, per le pareti di facciata, in cui si prevede un incremento limitato dei carichi, il rinforzo sarà realizzato nel solo lato esterno.

18) Rinforzo sia a taglio che a flessione delle tre travi portamuro di vano scale mediante fasciatura in fibra di carbonio.

19) Ristilatura dei giunti di malta nella facciata della corte ove necessario.

20) Ristilatura dei giunti di malta in tutta la muratura del sottotetto.

9.3 Stato di progetto

- Verifica carichi verticali: a seguito degli interventi progettati le verifiche ai carichi verticali di murature, fondazioni e solai sono soddisfatte, inoltre, nella fase di esecuzione dei sondaggi si è realizzata una prova di carico sulla scala esistente e si è raggiunta una capacità portante di 400kg/m^2 (si veda relazione specialistica allegata).
- Analisi sismiche locali: a seguito degli interventi in progetto, la capacità sismica per azioni fuori piano del fabbricato è pari a quella di un edificio nuovo.
- Analisi sismiche globali: a seguito degli interventi in progetto, la capacità sismica per azioni nel piano del fabbricato è pari a quella di un edificio nuovo.

La capacità sismica del fabbricato in condizione di progetto è quindi superiore al 60% della capacità sismica richiesta ad un fabbricato di nuova costruzione.

Copparo, 27/06/2016

Dott. Ing. Gianni Cantelli

.....