

POLITECNICO DI TORINO

Collegio di Ingegneria Civile

**Corso di Laurea Magistrale
in Ingegneria Civile**

Tesi di Laurea Magistrale

**ANALISI STRUTTURALE
DI UNA CASERMA MILITARE DA
CONVERTIRE AD EDIFICIO SCOLASTICO**



Relatore

Prof. Ing. Giuseppe Andrea Ferro

Correlatore

Arch. Luciana Restuccia

Candidato

Fabio Cazzaro

Ottobre 2018

Alla mia famiglia

Indice

1. CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO	1
1.1 Rilievo fotografico.....	1
1.2 Descrizione strutturale.....	4
1.3 Vita nominale, classi d'uso e periodi.....	5
1.4 Inquadramento e parametri spettrali.....	8
1.5 Relazione geologica.....	12
1.5.1 Categorie di sottosuolo.....	12
1.5.2 Condizioni topografiche.....	14
1.6 Spettri di risposta.....	15
1.6.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione.....	15
1.6.2 Fattore di struttura.....	16
2. INDAGINI DIAGNOSTICHE	19
2.1 Richiami normativi.....	19
2.1.1 Geometria.....	19
2.1.2 Dettagli costruttivi.....	19
2.1.3 Proprietà dei materiali.....	20
2.1.4 Livelli di conoscenza.....	24
2.2 Indagini effettuate.....	25
2.2.1 Localizzazione dei punti di indagine e livelli di conoscenza.....	26
2.2.2 Individuazione tipologica della muratura.....	27
2.2.3 Verifiche degli ammorsamenti.....	29
2.2.4 Indagini sclerometriche su elementi lapidei.....	31
2.2.5 Indagini sclerometriche sulla malta.....	35
2.2.6 Indagini soniche.....	36
2.2.7 Doppi martinetti.....	44
2.3 Conclusioni.....	48
2.3.1 Tipologia muraria e fattori correttivi.....	48
2.3.2 Livello di conoscenza.....	49
2.3.3 Materiale risultante.....	50

3. ANALISI DEI SOLAI.....	51
3.1 <i>Sfondellamento</i>	51
3.2 <i>Struttura</i>	54
3.2.1 Tipologia	54
3.2.2 Analisi dei carichi	58
3.2.3 Criticità.....	62
3.3 <i>Confronto tra diverse soluzioni costruttive</i>	63
3.3.1 Realizzazione modelli	63
3.3.2 Confronto dei risultati	65
3.3.3 Modello della struttura con piani deformabili	67
4. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	69
4.1 <i>Confronto fra software di calcolo</i>	69
4.2 <i>Geometria</i>	71
4.2.1 Schema di calcolo delle pareti	71
4.2.2 Definizione del materiale della muratura	73
4.2.3 Inserimento delle pareti.....	75
4.2.4 Schema di calcolo dei solai	77
4.3 <i>Combinazioni di carico</i>	78
4.4 <i>Parametri sismici</i>	80
4.5 <i>Modello completato</i>	81
4.6 <i>Analisi statica non lineare</i>	83
4.6.1 Fasi di pushover	83
4.6.2 Sistema equivalente ad un grado di libertà.....	85
4.6.3 Combinazioni di analisi.....	87
4.6.4 Verifica dei risultati	88
4.7 <i>Risultati ottenuti</i>	89
4.7.1 Input di calcolo	89
4.7.2 Analisi dei risultati.....	91
4.7.3 Verifiche singolarità critiche	95
5. MECCANISMI DI COLLASSO LOCALI.....	97
5.1 <i>Analisi cinematica lineare</i>	97
5.2 <i>Verifica di sicurezza</i>	99
5.3 <i>Meccanismi di collasso</i>	100
5.4 <i>Analisi svolte</i>	103

6. ADEGUAMENTI.....	106
6.1 <i>Miglioramento pannelli critici.....</i>	106
6.2 <i>Regolazione delle piante</i>	108
6.3 <i>Aumento resistenza in direzione y.....</i>	110
6.3.1 Cerchiature e setti in cemento armato.....	110
6.3.2 Modifica delle distribuzioni di forze e analisi del modello.....	111
6.4 <i>Confronto delle murature e delle curve di capacità.....</i>	114
6.4.1 Murature.....	114
6.4.2 Curve di capacità	115
6.5 <i>Ulteriori interventi migliorativi.....</i>	118
7. CONCLUSIONI.....	119
RINGRAZIAMENTI	121
BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA	122
PROGRAMMI UTILIZZATI.....	123
INDICE DEI GRAFICI.....	123
INDICE DEI DIAGRAMMI.....	123
INDICE DELLE FIGURE	124
INDICE DELLE TABELLE	127
ALLEGATO A - PIANTE DELL'EDIFICIO	128
ALLEGATO B - MECCANISMI LOCALI	129
ALLEGATO C - SCHEDE PANNELLI MURATURE MODELLO ATTUALE	134
ALLEGATO D - SCHEDE PANNELLI IN C.A. MODELLO DI PROGETTO.....	152

Premessa

L'immobile oggetto di analisi, denominato "Ex caserme", è stato realizzato tra le due guerre mondiali, intorno all'anno 1934.

La struttura si trova nel comune di Arma di Taggia, città della provincia di Imperia in regione Liguria. È circondata da altri edifici aventi simili caratteristiche che in passato costituivano insieme zona militare dell'esercito. A nord vi sono un piazzale e una struttura che costituiscono attualmente centro addestrativo della Protezione Civile, mentre ad est e ad ovest vi sono due campi da calcio in terra battuta.

L'edificio, nato come caserma militare, solo nei tempi recenti, dopo anni di abbandono, è stato convertito a sede di un istituto scolastico che ne occupa il piano rialzato e il primo piano.

Nel corso degli anni la struttura non ha subito interventi importanti, solo alcune opere:

- formazione di nuove aperture, per uscite di sicurezza e finestre e formazione di nicchie e crene per passaggio impianti, entrambi interventi che hanno ridotto in qualche misura la resistenza complessiva;
- controsoffittatura dei soffitti, per la messa in sicurezza, dallo sfondellamento dei solai.

Riguardo la sicurezza sismica, ad oggi non sono ancora stati effettuati interventi di adeguamento, ma solo progettazioni. I dati relativi alla struttura (tipologia muraria, qualità di ammorsamento delle pareti, livello di conoscenza, ...) utilizzati all'interno di questa tesi, sono stati ottenuti dallo studio della struttura effettuati per tali progettazioni e sono stati rielaborati confrontando i risultati con le normative attuali. Inoltre si è effettuata una prova con martinetto piatto doppio ad integrare le precedenti.

Scopo del presente studio è stata la valutazione sismica dell'edificio, raccogliendo e rielaborando i dati degli studi precedenti, modellando la struttura esistente in software di calcolo, confrontando con altre strutture simili la tipologia di solaio e i risultati delle modellazioni tra due software differenti. Infine, scelta la modellazione più pertinente, si è sviluppato un piano di adeguamento per risolvere le criticità presenti all'interno della struttura.

1. Caratteristiche dell'edificio

1.1 Rilievo fotografico

Lo studio delle caratteristiche dell'edificio è iniziato con un sopralluogo in situ della struttura, durante il quale si è effettuato un rilievo fotografico e un rilievo delle modifiche strutturali, confrontando quanto rilevato con delle piante fornite dall'ing. Piero Delaude.



Figura 1 - Vista da ponente della struttura

I punti di presa delle foto seguenti sono riportati nelle piante dell'edificio nell'allegato A.

A parte i piani occupati alla scuola (piano rialzato e primo piano), gli altri sono attualmente in uno stato di completo abbandono e degrado.

Nel piano interrato, oltre a materiale abbandonato, vi sono diversi impianti, tra cui gli scarichi fognari, passanti nelle stanze o davanti alle aperture.

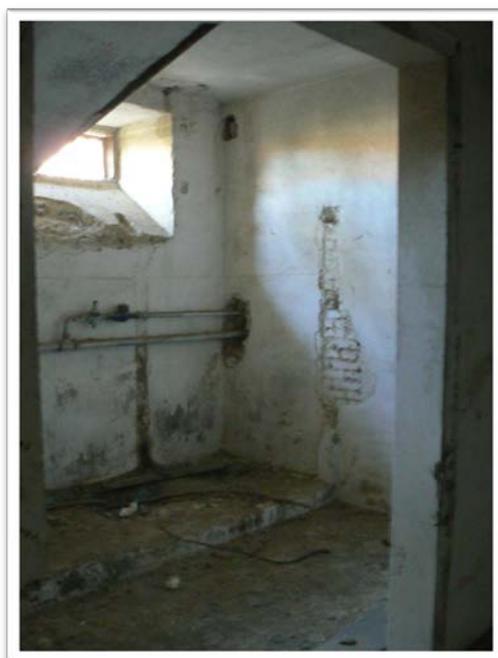


Figura 2 e 3 - Punti di presa 1 e 2: impianti a vista e macerie

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Gli ambienti sono rimasti gli stessi da dopo la dismissione della caserma. Sono ancora presenti le docce comuni e gli infissi dell'epoca.



Figura 4 e 5 - Punti di presa 3 e 4: materiale abbandonato e docce comuni

I piani occupati dalla scuola sono ben tenuti. Si può notare dalle foto il cartongesso antisfondellamento che ricopre tutti i soffitti dei due piani, posto in opera a seguito delle indagini effettuate sullo stato dell'intradosso dei solai (v. 3.1).

Si sono riscontrate alcune evidenti problematiche di gestione della sicurezza e vie di fuga di cui palese esempio è riportato nel punto di presa 6: una uscita di sicurezza, adeguatamente segnalata, ma chiusa da un armadio che rende anche difficile l'attivazione del sistema di allarme antincendio posto al suo fianco.



Figura 6 e 7 - Punti di presa 5 e 6: cartongesso antisfondellamento e uscita di sicurezza bloccata

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

I piani superiori presentano invece lo stato di abbandono del seminterrato. Dopo le indagini effettuate nel 2006 (v. 2.2), vi sono ancora a oggi gli scrostamenti e i risultati delle indagini distruttive effettuate in precedenza a segnalare l'assenza di un qualsiasi tipo di intervento effettuato. Le finestre dei piani sono tutte sigillate con dei pannelli di plexiglas, che in alcuni casi non riescono del tutto a limitare alcune infiltrazioni d'acqua.



Figura 8 e 9 - Punti di presa 7 e 8: arredi accatastati e infissi deteriorati

Nel punto di presa 9 si può notare il distacco di una parte di intonaco a seguito del deterioramento e della mancanza di manutenzione.



Figura 10 e 11 - Punti di presa 9 e 10: infiltrazioni, distacco di intonaco e indagini distruttive

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

1.2 Descrizione strutturale

In questo paragrafo si riporta in sintesi la descrizione dell'edificio dal punto di vista strutturale. Tutti gli elementi esposti di seguito derivano dallo studio della struttura, i cui dettagli sono riportati nei capitoli successivi.

L'edificio è caratterizzato dalla prevalenza della sua lunghezza sulle altre dimensioni. La larghezza varia tra 11,50 m e 15,50 (maggiore in corrispondenza delle estremità e al centro), a fronte di una lunghezza totale di 80 m.

Presenta un piano interrato e quattro piani fuori terra. Il piano terra risulta rialzato rispetto all'area circostante e il piano interrato è in parte emergente e presenta delle aperture in linea con quelle dei piani superiori.

La struttura portante è in muratura di mattoni pieni e pietrame, i solai sono misti in calcestruzzo armato e laterizio e le fondazioni sono in muratura di pietrame.

Riguardo la disposizione dei muri portanti, l'edificio è molto regolare sia in pianta che in altezza. A livello di pianta i muri sono disposti pressoché simmetricamente rispetto al centro della struttura, vi sono solo delle eccezioni riguardo la loro foratura, per una diversa disposizione degli accessi ai vari locali. Verticalmente le numerose aperture sulle facciate est e ovest risultano allineate e rimangono delle stesse dimensioni ai vari piani, con l'eccezione del piano rialzato e del primo piano, dove vi sono ulteriori aperture e alcune finestre sono state trasformate in porte, per permettere la realizzazione delle scale di sicurezza. Sul lato nord al piano rialzato vi sono singolarità riguardo la simmetria, essendo state create quattro aperture che non sono presenti agli altri livelli.

Descrizione sintetica delle strutture

- Strutture verticali principali: muratura in pietre a spacco con buona tessitura e malta bastarda di cemento.
- Strutture verticali secondarie: muratura di laterizi e malta bastarda di cemento.
- Strutture orizzontali: solai misti in c.a. e laterizio tipo SAPAL.
- Copertura: solai misti in c.a. e laterizio tipo SAPAL.

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

1.3 Vita nominale, classi d'uso e periodi

Vita nominale

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera mantenga specifici livelli prestazionali, purché soggetta alla necessaria manutenzione.

La normativa prevede di adottare un valore minimo per i diversi tipi di costruzione:

Tipi di costruzioni	Valori minimi di V_N [anni]
Costruzioni temporanee e provvisorie	10
Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 1 - Valori minimi della Vita nominale per i diversi tipi di costruzioni (Tab. 2.4.1 NTC 2018)

Per la struttura in oggetto già esistente, si è scelto di utilizzare il valore minimo di vita nominale relativo alle costruzioni ordinarie, quindi $V_N = 50$ anni.

Classe d'uso

Le classi d'uso si riferiscono alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso delle strutture. La normativa definisce le classi come segue:

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tabella 2 - Definizione delle classi d'uso secondo la normativa (paragrafo 2.4.2 NTC 2018)

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Si è scelto di utilizzare la **classe d'uso III** perché risulta essere la migliore nello descrive una struttura scolastica; nelle strutture scolastiche vi è la continua presenza di un notevole affollamento durante gli orari di lezione e, considerando l'ipotesi di rendere disponibile l'intero stabile, dato il numero elevato di aule che diverrebbero disponibili, la classe d'uso II risulterebbe troppo riduttiva.

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Definita la classe d'uso III, si ottiene dalla normativa il coefficiente d'uso C_U :

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U (Tab. 2.4.II NTC 2018)

Questo coefficiente viene utilizzato per moltiplicare la vita nominale e ottenere il periodo di riferimento V_R , per il quale vengono valutate le azioni sismiche sulle costruzioni:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

Periodo di ritorno

Il calcolo del periodo di ritorno è riferito al superamento degli stati limite. La normativa NTC 2018 distingue gli stati limiti in Stati limite di esercizio (SLE) e Stati limite ultimi (SLU) definendoli come segue:

“Gli Stati limite di esercizio (SLE) comprendono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Gli Stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.”

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} , degli stati limite considerati, necessarie al calcolo del tempo di ritorno sono riportate nella normativa:

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 4 - Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato (Tab. 3.2.1 NTC 2018)

Per ogni stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_U V_N}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

Utilizzando il periodo di riferimento ottenuto in precedenza, si sono ottenuti così i seguenti valori:

	SLO	SLD	SLV	SLC
T_R [anni]	45	75	712	1462

Tabella 5 - Valori del Periodo di ritorno per i vari stati limite

Questi periodi di ritorno serviranno nel paragrafo successivo per ricavare i parametri spettrali. Tali parametri sono in funzione del periodo di ritorno e della posizione della struttura nel reticolo sismico.

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

1.4 Inquadramento e parametri spettrali

Le azioni sismiche vengono definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito in cui si trova l’edificio e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche locali (v. paragrafo 1.5).

Per ogni sito di riferimento, sono definiti i seguenti parametri:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* = valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Occorre quindi inquadrare correttamente la struttura per ottenere i parametri corretti.

Il territorio è stato suddiviso in un reticolo con nodi a cui corrispondono i valori dei parametri spettrali (a_g , F_0 , T_c^*); difficilmente la struttura ricade in un punto del territorio corrispondente esattamente a un nodo del reticolo di riferimento, di conseguenza, riferendosi agli allegati A e B del D.M. 14 gennaio 2008, è possibile ottenere il valore dei parametri spettrali propri del sito in esame, tramite media pesata con i 4 punti della griglia che comprendono l’area (Tabella 1 nell’allegato B), mediante la seguente formula:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove:

p = valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p_i = valore del parametro di interesse nell’ i -esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d_i = distanza del punto in esame dall’ i -esimo punto della maglia suddetta.

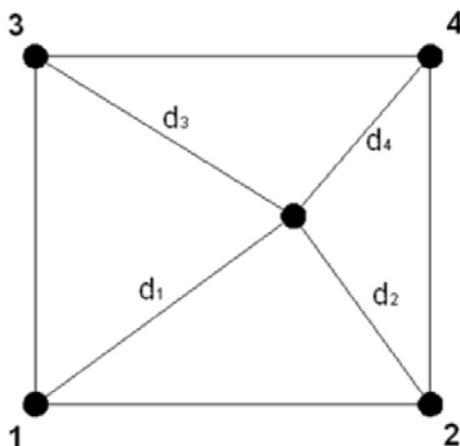


Figura 12 - Reticolo per l'interpolazione dei parametri spettrali

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Il reticolo di interpolazione in cui ricade ha le seguenti coordinate espresse in ED50:

Sito	ID	Latitudine	Longitudine	Distanza [m]
1	19121	43,8475	7,8028	4036,668
2	19122	43,8508	7,8719	1952,217
3	19344	43,8009	7,8765	4814,361
4	19343	43,7976	7,8074	5975,609

Tabella 6 - Coordinate dei vertici del reticolo sismico

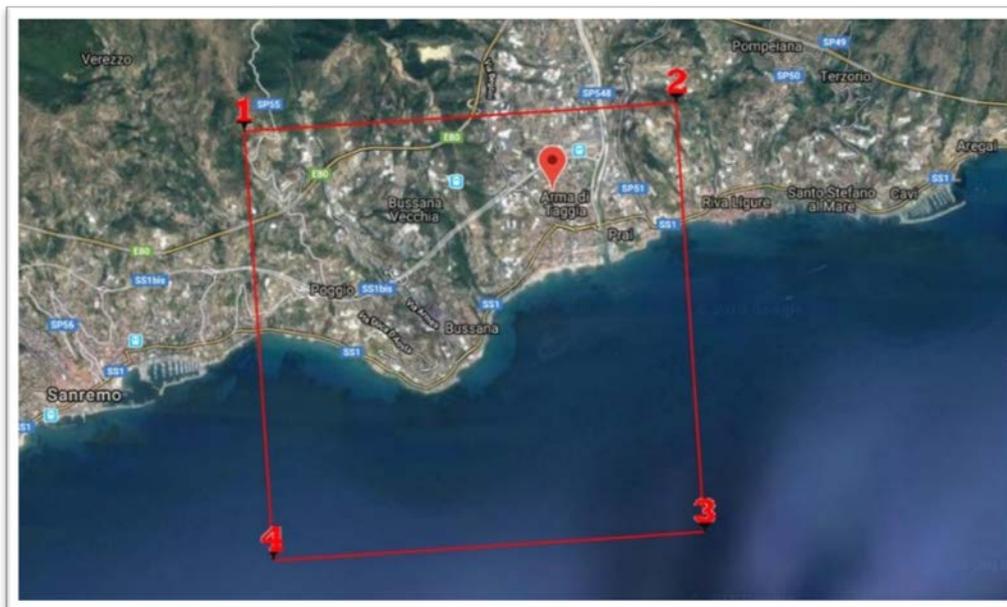


Figura 13 - Individuazione da vista satellitare del retico sismico

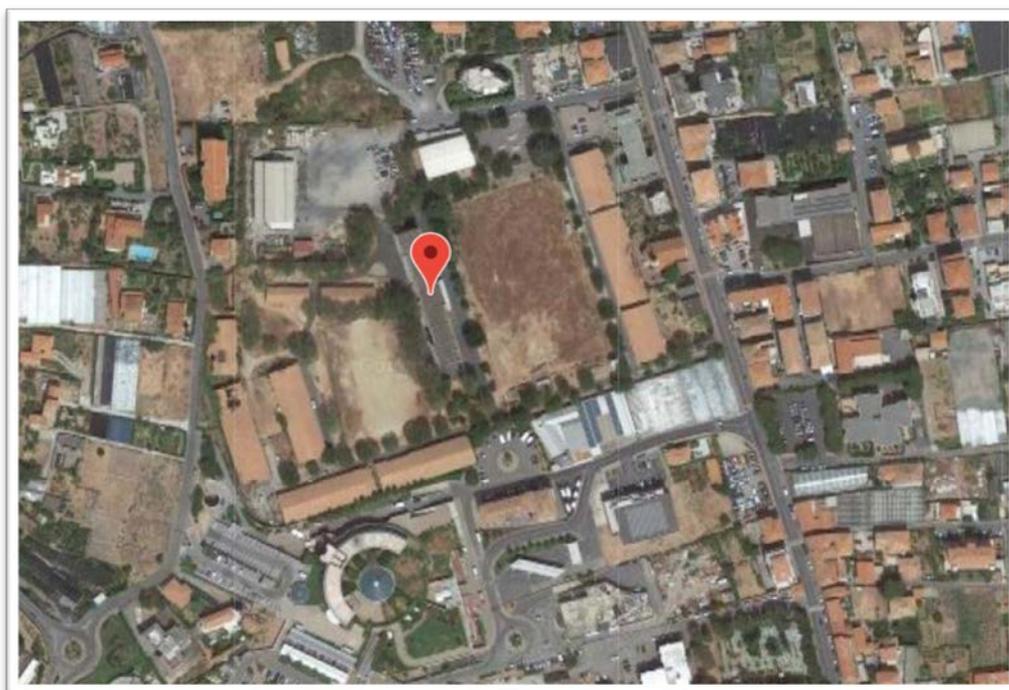


Figura 14 - Localizzazione della struttura

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Le coordinate dell'edificio sono invece le seguenti:

	Latitudine	Longitudine
ED50	43,84053	7,8522
WGS84	43,83954	7,8511

Figura 15 - Coordinate della struttura

Nella tabella 1 dell'allegato B della normativa sono riportati i parametri spettrali di ogni nodo riferiti a nove valori prefissati di periodo di ritorno; nel caso in cui il tempo di ritorno calcolato non corrisponde a tali valori, il valore del generico parametro p_i si ottiene a partire dai dati relativi ai tempi di ritorno estremi all'intervallo in cui ricade, tramite la seguente relazione:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Dove:

p = valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno T_R desiderato;

$p_{1,2}$ = valore di tale parametro corrispondente al periodo di ritorno $T_{R1,2}$.

Si riporta ad esempio il calcolo per stato limite di vita SLV: il T_R relativo è pari a 712 anni, di conseguenza i valori per i quattro nodi del reticolo ottenuti sono stati calcolati con la precedente formula e i risultati sono riportati in tabella:

Sito	ID	$T_R = 475$			$T_R = 975$			$T_R = 712$		
		a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*	a_g	F_0	T_C^*
1	19121	1,532	2,43	0,29	2,056	2,47	0,31	1,808	2,45	0,30
2	19122	1,528	2,43	0,29	2,052	2,47	0,31	1,804	2,45	0,30
3	19344	1,403	2,44	0,29	1,896	2,47	0,30	1,662	2,46	0,30
4	19343	1,408	2,44	0,29	1,901	2,48	0,30	1,667	2,46	0,30

Tabella 7 - Parametri spettrali del reticolo

dove l'accelerazione al sito a_g è espressa in g/10, F_0 è adimensionale e T_C^* è espresso in secondi.

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Successivamente utilizzando la formula a pag. 8 sono stati ottenuti i parametri spettrali relativi al punto in cui si trova la struttura. Nella tabella seguente sono riportati i calcoli parziali:

Sito	Distanza [m]	$\frac{a_g}{d}$	$\frac{F_0}{d}$	$\frac{T_C^*}{d}$	$\frac{1}{d}$
1	4036,668	0,000448	0,000608	0,0000746	0,000248
2	1952,217	0,000924	0,001256	0,0001542	0,000512
3	4814,361	0,000345	0,000510	0,0000614	0,000208
4	5975,609	0,000279	0,000412	0,0000495	0,000167
Somma		0,001996	0,002786	0,00034	0,001135

Tabella 8 - Calcoli per l'interpolazione dei parametri spettrali del reticolo

Dai rapporti delle somme di $a_{g,i}/d_i$, $F_{0,i}/d_i$, $T_{C,i}^*/d_i$, rispetto alla somma di $1/d_i$, si ottiene:

- $a_g = 0,176$ g;
- $F_0 = 2,457$;
- $T_C^* = 0,299$ s.

Tale procedimento, ripetuto per ogni stato limite, ha fornito i seguenti risultati:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T_C^*
Operatività SLO	45	0,036	2,622	0,203
Danno SLD	75	0,053	2,565	0,229
Vita SLV	712	0,176	2,457	0,299
Collasso SLC	1462	0,235	2,483	0,314

Tabella 9 - Parametri spettrali degli stati limite

1.5 Relazione geologica

La relazione geologica redatta dal geologo Marco Abbo ha fatto esplicito riferimento a quattro principali lavori eseguiti da lui stesso, per la caratterizzazione dell'area. La distribuzione dei lavori esaminati, che di fatto quasi circondano il sito di interesse, ha permesso una discreta raccolta di dati relativamente alle alluvioni medie e recenti che hanno caratterizzato il paraggio, mostrandone la sostanziale costanza di risposta alle prove geotecniche d'interesse, costituite essenzialmente dalle prove SPT e da sismiche a rifrazione con misura delle onde P e S. Tali prove unitamente all'inquadramento geologico hanno fornito i dati necessari per l'individuazione dei parametri geologi.

1.5.1 Categorie di sottosuolo

Secondo la normativa NTC 2018 se le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni sono chiaramente riconducibili alle categorie definite in Tabella 11, si può utilizzare un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori di velocità di propagazione delle onde di taglio.

La classificazione del suolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$, definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Dove:

h_i = spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Nel caso di depositi con profondità del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio viene definita ponendo $H = 30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Dati i valori di V_s per i vari livelli litologici, ottenuti dalla relazione geologica, si è ricavato quindi il valore di $V_{s,eq}$:

Livello litologico	Profondità [m]	V_s [m/s]
Alluvioni	10	250
Alluvioni profonde	10	400
Substrato	> 20	930
	$V_{s,eq}$	396

Tabella 10 - Livelli litologici e relative velocità di propagazione delle onde di taglio

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Tale distribuzione del fuso granulometrico ha portato ad escludere lo sviluppo di effetti di liquefazione e di addensamento locali.

Tramite il valore ottenuto di $V_{s,eq}$ e lo studio stratigrafico, si è riscontrata una superficie topografica corrispondente alla categoria B riportata nella tabella della normativa:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 11 - Categorie di suolo (NTC 2018 Tab. 3.2.II)

Occorre inoltre sottolineare che essendovi un piano semi interrato le fondazioni risultano di diversi metri di profondità, conseguentemente il valore di $V_{s,eq}$ a livello fondazioni risulta maggiore.

Ottenuta la categoria di sottosuolo, si possono calcolare il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s e il coefficiente C_c ; per la categoria **B** le espressioni per il loro calcolo sono le seguenti (estratte dalla Tab. 3.2.IV NTC 2018):

S_s	C_c
$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$

Tabella 12 - Formule per il calcolo dei coefficienti S_s e C_c per categoria B di sottosuolo

Utilizzando i valori di a_g , F_0 e T_C^* ottenuti (v. paragrafo 1.4):

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s	1,20	1,20	1,20	1,17
C_c	1,51	1,48	1,40	1,39

Tabella 13 - Valori dei coefficienti S_s e C_c per i vari stati limite

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

1.5.2 Condizioni topografiche

Le condizioni topografiche del sito si sono riscontrate corrispondenti alla categoria **T1** della tabella della normativa:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 14 - Condizioni topografiche (NTC 2018 Tab. 3.2.III)

Individuata la categoria topografica, si è ricercato il valore del coefficiente topografico S_T , in funzione della categoria o dell'ubicazione dell'opera, che per la categoria T1 la normativa pone pari a **1** (Tab. 3.2.V NTC 2018).

1.6 Spettri di risposta

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X e Y, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta, e una verticale contrassegnata da Z. Le tre componenti sono da considerare tra di loro indipendenti e la componente verticale, ai fini del presente studio verrà trascurata, in quanto la struttura non presenta caratteristiche individuate al punto 7.2.2 della NTC 2018 che implicino la sua considerazione.

1.6.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Per ogni stato limite, lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned}$$

Dove:

S = coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche

$$S = S_S \cdot S_T$$

T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro

$$T_B = T_C / 3$$

T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

T_D = periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

η = è il fattore che altera lo spettro elastico e per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali B diversi dal 5% si ottiene mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55$$

in cui ξ è espresso in percentuale (per $\xi = 5\%$ $\eta = 1$).

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4 s, limite in cui la struttura rientra ampiamente (v. capitolo 4.7.1).

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Nel grafico che segue si riportano gli spettri dei vari stati limite.

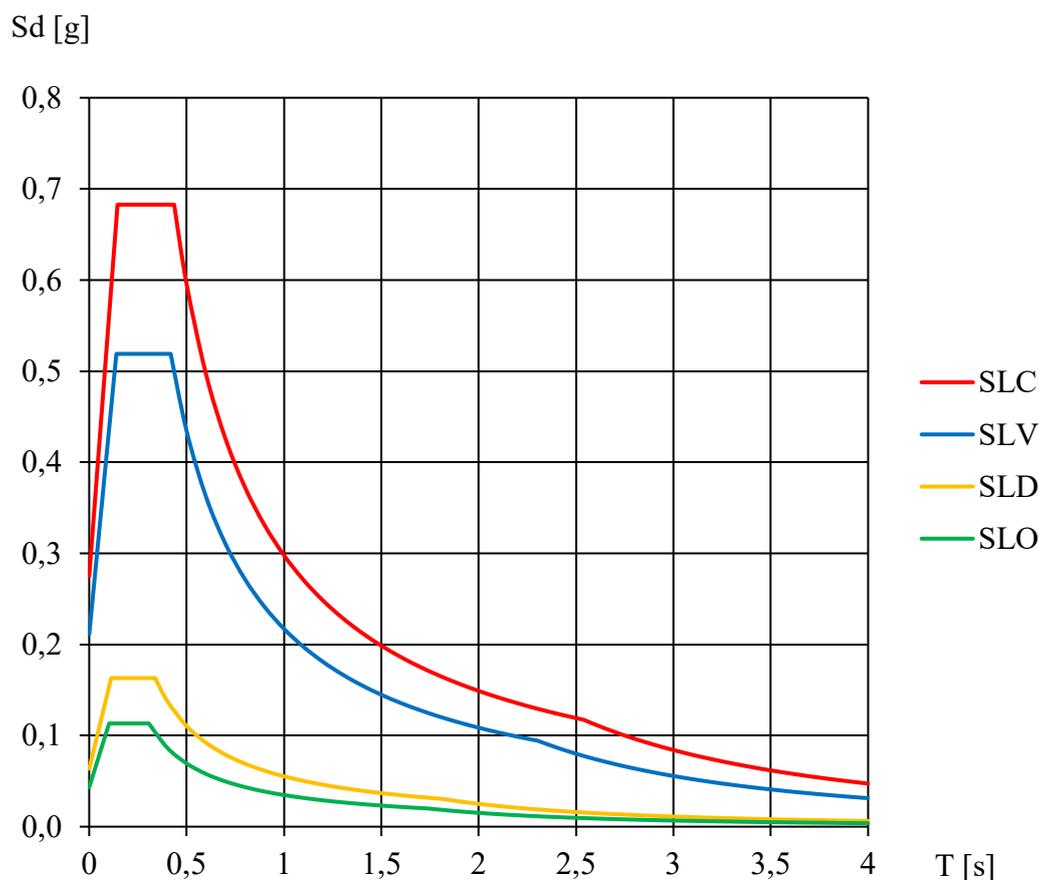


Grafico 1 - Spettri elastici in accelerazione

1.6.2 Fattore di struttura

Il punto 3.2.3.5 della Circolare 617/2009 afferma che nel caso in cui le verifiche agli stati limite ultimi non vengano effettuate tramite l'uso di opportuni accelerogrammi ed analisi dinamiche al passo, ai fini della verifica delle strutture, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche. Tale riduzione tiene conto della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni.

Questa riduzione delle forze elastiche viene effettuata con la sostituzione di η con $1/q$, nelle formule precedenti, dove q è il fattore di struttura; si ottiene così lo spettro di progetto $S_d(T)$ da utilizzare sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale.

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia non dissipativo, sia dissipativo.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo il fattore di struttura q è definito al punto 7.3.1 NTC 2018 con la seguente formula:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

Dove:

q_0 = il valore base del fattore di comportamento allo SLV;

K_R = fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, vale 1 per costruzioni regolari in altezza e 0,8 per costruzioni non regolari

La definizione di regolarità per un edificio esistente in muratura è quella indicata al §7.2.1 della NTC 2018, in cui il requisito d) è sostituito da: i solai sono ben collegati alle pareti e dotati di una sufficiente rigidezza e resistenza nel loro piano, ipotesi confermata nello studio del solaio (v. 3.2).

La nuova normativa NTC 2018 ha fornito per il valore base q_0 un elenco di valori massimi riportati in tabella 7.3. Il cui si estraggono i valori relativi alle murature:

Costruzione di muratura ordinaria	$1,75 \alpha_u / \alpha_1$
Costruzione di muratura armata	$2,5 \alpha_u / \alpha_1$
Costruzione di muratura armata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$
Costruzione di muratura confinata	$2,0 \alpha_u / \alpha_1$
Costruzione di muratura confinata con progettazione in capacità	$3,0 \alpha_u / \alpha_1$

Tabella 15 - Valori massimi del valore di base q_0 (Tab. 7.3.II - NTC 2018)

Per le strutture in muratura si preferisce però riferirsi, al punto C8.7.1.2 della Circolare 617/2009 dove più specificatamente vengono indicati i valori di q da utilizzare, per tali strutture già esistenti, per lo Stato limite di salvaguardia della vita e lo Stato limite di esercizio:

- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione;
- $q = 1,5 \alpha_u / \alpha_1$ negli altri casi;

In cui α_u e α_1 :

α_1 = il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima (a taglio o a pressoflessione);

α_u = il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale, mantenendo costanti le altre azioni, la costruzione raggiunge la massima forza resistente.

Sempre al punto C8.7.1.2 della normativa viene inoltre messa in evidenza la possibilità, in assenza di più precise valutazioni, di utilizzare un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5.

Di conseguenza, tramite la formula per edifici regolari in altezza, utilizzando il rapporto valido in assenza di precise valutazioni, si è ottenuto un fattore di struttura $q = 3$.

CAPITOLO 1 - CARATTERISTICHE DELL'EDIFICIO

In accordo a quanto riportato al punto 8.3 NTC 2018 ed al punto C8.7.1.1 della Circolare 617/2009, la verifica per gli stati limite ultimi della costruzione, essendo esistente, è stata condotta unicamente nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita di cui si riportano i grafici per confronto:

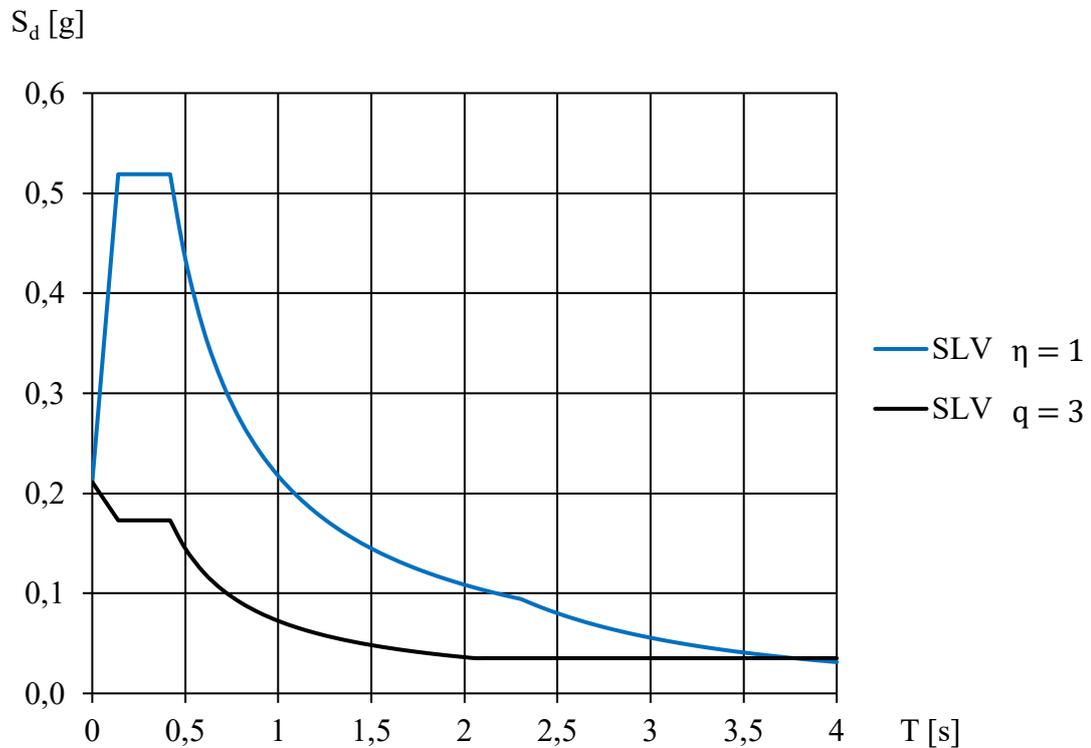


Grafico 2 - Confronto spettri elastici SLV calcolati con η e q

Si può notare dal grafico dello spettro di progetto il tratto finale rettilineo, in quanto la normativa pone il limite inferiore di $S_d(T) \geq 0,2 a_g = 0,0352$ g per lo Stato limite di salvaguardia della vita.

2. Indagini diagnostiche

2.1 *Richiami normativi*

L'importanza dello studio della costruzione in muratura è fondamentale per potere effettuare una adeguata analisi, e il suo approfondimento, in funzione del numero e della tipologia di operazioni di rilievo, delle indagini sperimentali e dell'analisi storica, fornisce dati indispensabili per potere modellare la struttura in modo da rispecchiare il più possibile la realtà.

Con la normativa NTC 2008, è stata inserita la definizione del livello di conoscenza conseguito (inserimento confermato dalla NTC 2018), che permette di effettuare una scelta riguardo i fattori di confidenza e i parametri dei materiali da utilizzare durante i calcoli.

Le informazioni ricavabili durante lo studio strutturale si possono raggruppare in tre principali tipologie:

- geometria;
- dettagli costruttivi;
- proprietà dei materiali.

2.1.1 Geometria

Principalmente la conoscenza della geometria strutturale degli edifici esistenti deriva dalle operazioni di rilievo e rappresenta la fase iniziale dello studio di una struttura.

Nel caso in oggetto, le operazioni di rilievo hanno riguardato tutti i piani e tutti gli elementi in muratura, comprese eventuali nicchie, cavità, canne fumarie e forature, dovute a porte e finestre. Si sono inoltre individuati i carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia di fondazioni e si sono rilevati i quadri fessurativi e deformativi presenti al fine di individuarne l'origine e le possibili problematiche strutturali dell'edificio.

Come piante dell'edificio sono state utilizzate quelle fornite dall'ing. Pierantonio Delaude in cui si sono andate a riportare le modifiche avvenute nel periodo successivo alla loro realizzazione rilevate in concomitanza con il rilievo fotografico (v. 1.1).

2.1.2 Dettagli costruttivi

La conoscenza dei dettagli costruttivi è fondamentale perché consente di mettere in luce le criticità strutturali. Essa riguarda:

- la qualità dei collegamenti tra le pareti verticali, tra gli orizzontamenti e le pareti e l'eventuale presenza di cordoli di piano;
- la presenza di elementi strutturali efficienti atti ad eliminare eventuali spinte o ad elevata vulnerabilità;
- la tipologia della muratura.

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

Secondo la Circolare 617/2009 le verifiche riguardo i dettagli costruttivi vengono divise come segue.

Verifiche in-situ limitate

“Sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti.”

Verifiche in-situ estese ed esaustive

“Sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, generalmente, a saggi nella muratura che consentano di esaminarne le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario, e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti.”

In aggiunta si fa presente che l'esame della qualità dei collegamenti tra le pareti murarie e della tipologia di armatura è opportuno sia estesa in modo sistematico all'intero edificio.

2.1.3 Proprietà dei materiali

Lo scopo principale, dell'analisi della qualità muraria e della eventuale valutazione sperimentale delle sue caratteristiche meccaniche, è quello di valutare se la muratura è in grado di avere un comportamento idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche dell'edificio in oggetto tenuto conto delle categorie di suolo.

Secondo circolare 617/2009: *“di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali, la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta”*.

Gli elementi trasversali di collegamento possono ad esempio essere dei diatoni, la cui presenza è stata riscontrata dalle indagini soniche effettuate (v. 2.2.6 Indagini soniche).

Sempre secondo la circolare, le indagini sui materiali possono essere divise come segue.

Indagini in-situ limitate

“Servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura. Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1 m x 1 m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. È da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario”.

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

Indagini in-situ estese

“Le indagini limitate sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura. È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine”.

Indagini in-situ esaustive

“Servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell’edificio). Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine”.

Come si vedrà successivamente riguardo alle indagini effettuate e alle loro conclusioni, si è preso in grande considerazione il passaggio in cui la normativa, in entrambe le indagini in-situ estese ed esaustive, pone l’attenzione sulla possibilità di utilizzo di prove effettuate in edifici limitrofi (se vi sono comprovate caratteristiche simili) per il proprio edificio oggetto di studio.

Di seguito si riportano i valori di riferimento che possono essere adottati nelle analisi dopo un attento riconoscimento della tipologia muraria a seguito delle indagini effettuate in funzione del livello di conoscenza acquisito (v. 2.1.4 Livelli di conoscenza).

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

Tipologia di muratura	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura \geq 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Tabella 16 - Valori di riferimento per le tipologie di muratura (Tabella C8A.2.1 Circolare 617/2009)

Dove:

f_m = resistenza media a compressione della muratura;

τ_0 = resistenza media a taglio della muratura;

E = valore medio del modulo di elasticità normale;

G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale;

w = peso specifico medio della muratura.

I moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate, per cui le rigidità dovranno essere opportunamente ridotte.

La tabella della circolare è seguita da una specificazione: “*nel caso di murature storiche, i valori indicati in tabella relativamente alle prime sei tipologie, sono da riferirsi a condizioni di muratura con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, con passo costante, regolarizzino la tessitura ed in particolare l’orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammortamento per ingranamento tra i paramenti murari)*”.

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

Questa specificazione, riguardo alla qualità della muratura, risulta fondamentale, per ottenere i valori adeguati della muratura. Occorre infatti inizialmente confrontare le caratteristiche della propria muratura con le caratteristiche riportate, e in seguito, come la normativa prevede, valutare eventuali caratteristiche, migliorative o peggiorative, tramite l'applicazione di coefficienti correttivi.

Le caratteristiche da identificare sono le seguenti:

- presenza di malta di buone caratteristiche;
- giunti sottili (<10 mm);
- presenza di ricorsi o listature;
- presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti;
- presenza di un nucleo ampio e/o scadente;
- consolidamento con iniezioni di miscele leganti;
- consolidamento con intonaco armato;
- consolidamento con diatoni artificiali.

Per ciascuna di queste caratteristiche si applica un diverso coefficiente correttivo che può essere diversificato per le varie tipologie, per i parametri di resistenza e per i moduli elastici.

Di seguito si riportano la tabella dei coefficienti correttivi secondo la circolare 617/2009 e le specifiche delle caratteristiche utili allo studio in oggetto.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5

Tabella 17 - Coefficienti correttivi in base alla tipologia di muratura (Tabella C8A.2.2 Circolare 617/2009)

Malta di buone caratteristiche: si applica il coefficiente indicato in Tabella 17, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G).

Presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: si applica il coefficiente indicato in Tabella 17 ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0).

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

2.1.4 Livelli di conoscenza

Come anticipato in precedenza si sono definiti diversi livelli di conoscenza in base ai quali si possono definire i valori medi dei parametri meccanici e i fattori di confidenza.

- Il livello di conoscenza LC1:

“si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1,35$ ”.

Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella 16 per la tipologia muraria in considerazione.

Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella 16.

- Il livello di conoscenza LC2:

“si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1,2$ ”.

Resistenze: le medie degli intervalli riportati in Tabella 16 per la tipologia muraria in considerazione.

Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella 16.

- Il livello di conoscenza LC3 *“si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1$ ”.*

Resistenze: i valori da utilizzare variano a seconda del numero di valori sperimentali a disposizione (v. pag. 392 Circolare 617/2009).

Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella 16 per la tipologia muraria in considerazione.

Il fattore di confidenza è un ulteriore coefficiente di sicurezza parziale che tiene conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello inserendosi nel calcolo delle resistenze:

$$f_d = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}$$

Dove:

f_d = resistenza di calcolo;

f_m = resistenza del materiale;

FC = fattore di confidenza;

γ_M = coefficiente di sicurezza del materiale.

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

2.2 *Indagini effettuate*

La prima verifica della struttura è avvenuta nell'anno 2006 ai sensi delle ordinanze:

- presidente del consiglio dei ministri n. 3274;
- presidente del consiglio dei ministri n. 3431.

Le indagini diagnostiche sono state eseguite dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università degli Studi di Genova ad opera dell'ing. Stefano Podestà, responsabile della ricerca, e dei suoi collaboratori: ing. Anna Brignola, ing. Emanuela Curti e l'ing. Giuseppe Riotto. Queste indagini sono consistite in:

- 5 riconoscimenti di tipologia muraria attraverso il rilievo degli elementi costituenti la muratura a seguito della rimozione dell'intonaco;
- 5 verifiche ammorsamenti;
- 5 prove soniche (una per ogni scrostamento) con una maglia di punti a passo 20 cm (dirette e indirette);
- 5 prove sclerometriche sulle pietre (una prova per ogni scrostamento; quattro punti di battuta ogni prova);
- 5 campioni di malta;
- 5 scassi o endoscopie per visualizzazione della sezione muraria.

La seconda verifica si è stata effettuata recentemente nel mese di agosto 2018 con l'esecuzione di una prova a doppi martinetti piatti da parte della società SOSPERIT.

Lo scopo delle prove e dello studio che segue è stato il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2: conoscenza adeguata. Di seguito si riportano tali prove.

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

2.2.1 Localizzazione dei punti di indagine e livelli di conoscenza

La scelta dei punti in cui svolgere le indagini diagnostiche nella scuola è stata effettuata in modo da avere informazioni caratterizzanti tutto lo stabile, ma concentrando le indagini distruttive nei piani secondo e terzo; questo perché tali piani erano, e sono, attualmente inutilizzati, mentre ai piani inferiori è svolta la normale attività scolastica.

In figura 16 e figura 17 si riportano la localizzazione dei punti di indagine in cui sono state effettuate le indagini diagnostiche non distruttive previste per il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2.

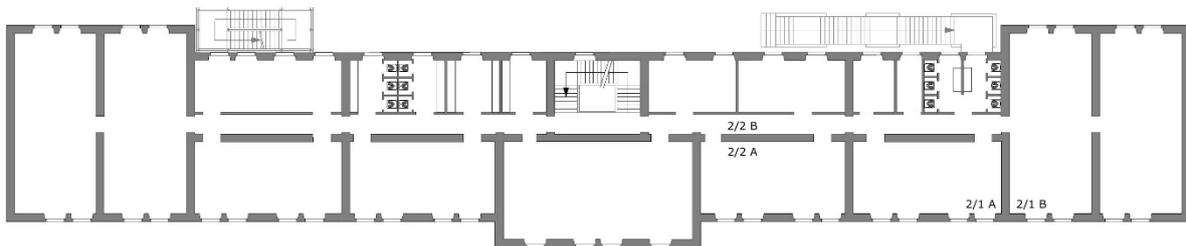


Figura 16 - Punti di indagine secondo piano

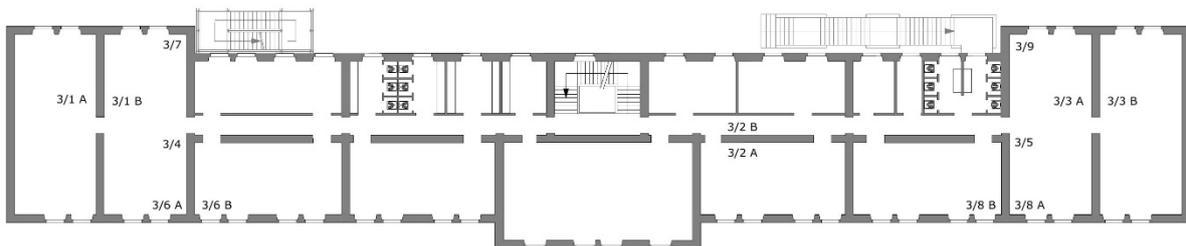


Figura 17 - Punti di indagine terzo piano

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

2.2.2 Individuazione tipologica della muratura

Al fine di individuare la tipologia muraria degli elementi verticali della scuola, requisito fondamentale e preliminare per ogni livello di conoscenza, sono stati individuati 6 pannelli murari rappresentativi della muratura portante della scuola, posizionati rispettivamente al secondo piano (1) e al terzo piano (5). I pannelli 2/2, 3/1, 3/2 e 3/3 sono stati studiati da entrambi i lati rimuovendo l'intonaco presente su entrambe le facce per una superficie di 100x100 cm². Per quanto riguarda i pannelli 3/4 e 3/5 che si trovano in corrispondenza dell'intersezione di due pareti, si è eseguito lo scrostamento dell'intonaco solo da una parte su una superficie di 60x80 cm².

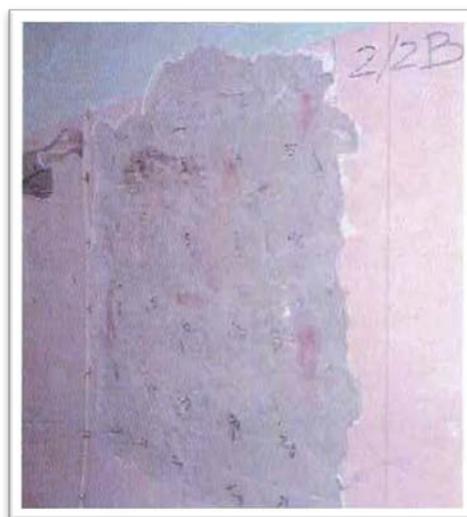
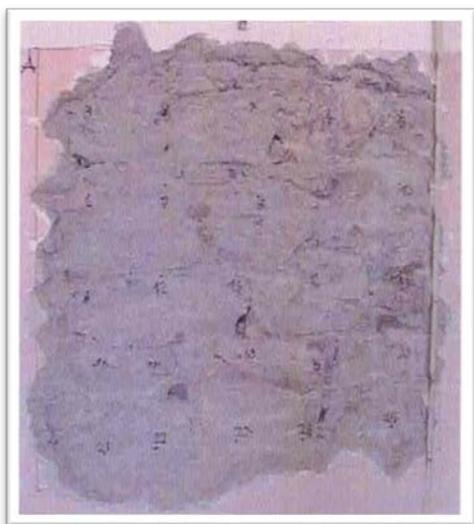


Figura 18 e 19 - Pannello 2/2 A e B: parete di spinta al secondo piano

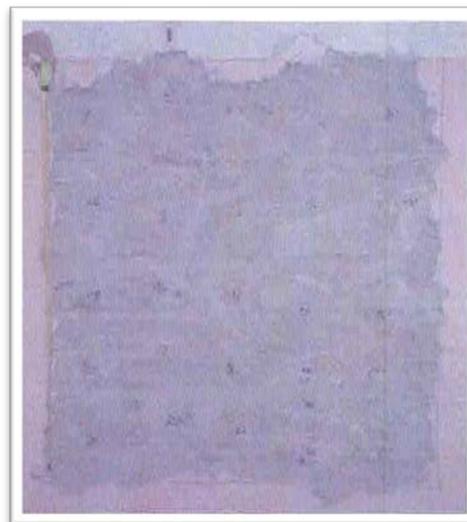
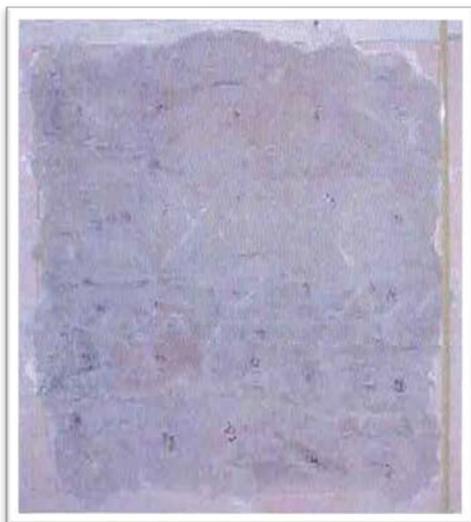


Figura 20 e 21 - Pannello 3/1 A e B: parete di spinta al terzo piano

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

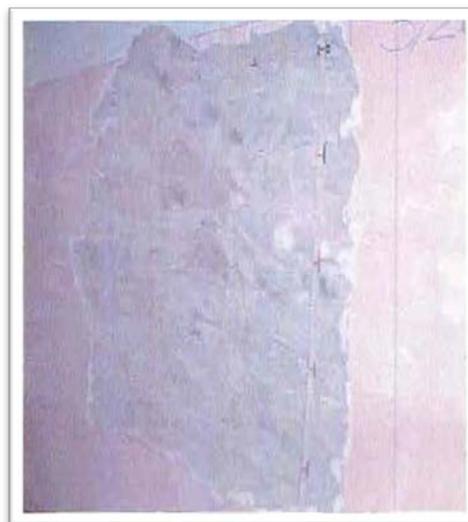
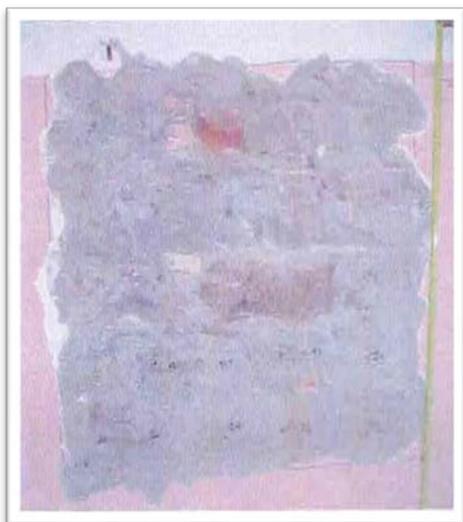


Figura 22 e 23 - Pannello 3/2 A e B: parete di spinta al terzo piano

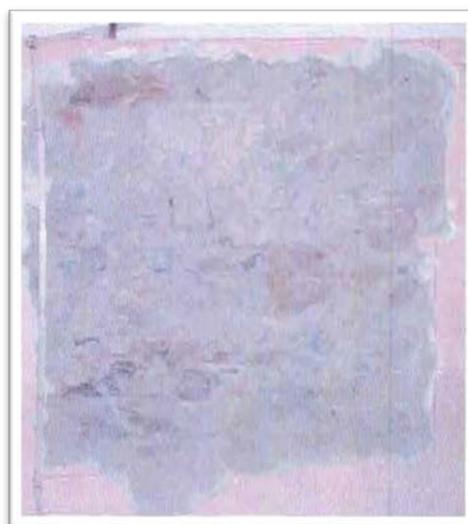
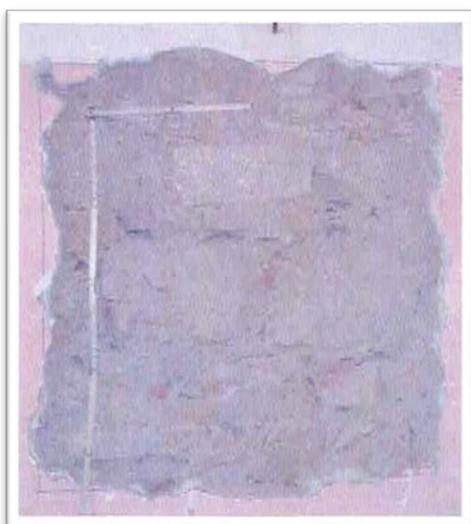


Figura 24 e 25 - Pannello 3/3 A e B: parete di spinta al terzo piano

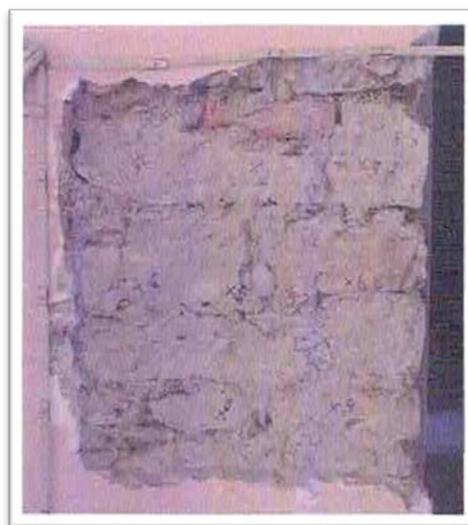
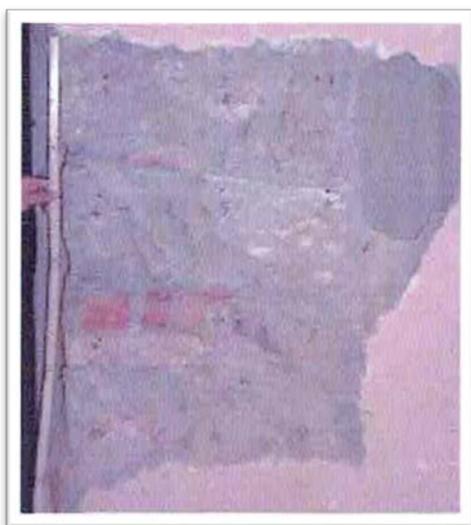


Figura 26 e 27 - Pannello 3/4 e 3/5: pareti di spinta al terzo piano

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

2.2.3 Verifiche degli ammorsamenti

Al fine di verificare il reale grado di ammorsamento tra le pareti in muratura, sono stati effettuati alcuni scostamenti dell'intonaco interno in corrispondenza dei cantonali fra le pareti (6 al piano terzo e 2 al piano secondo).

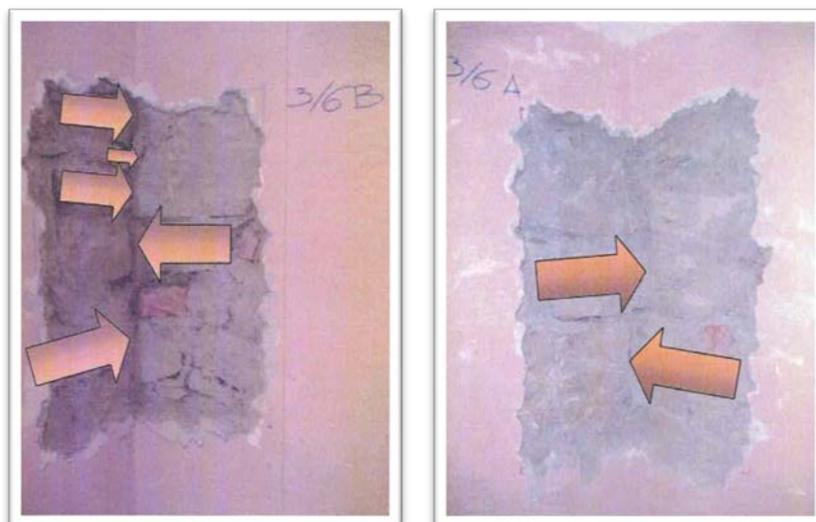


Figura 28 e 29 - Ammorsamento 3/6 terzo piano

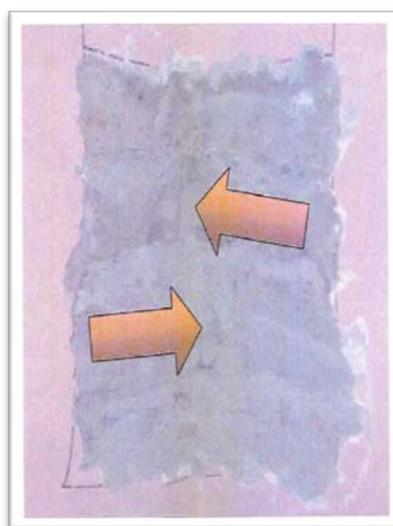


Figura 30 e 31 - Ammorsamento 3/7 terzo piano

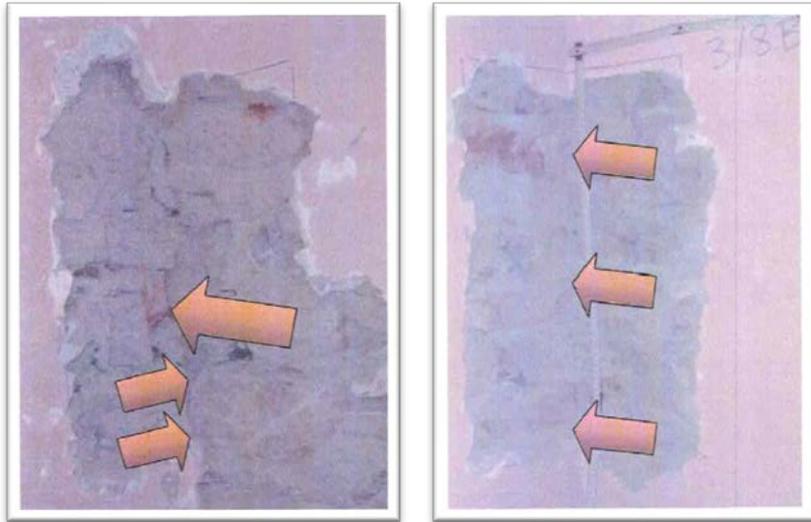


Figura 32 e 33 - Ammorsamento 3/8 terzo piano

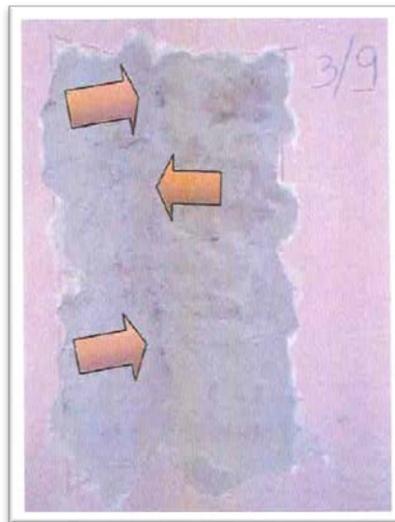


Figura 34 - Ammorsamento 3/9 terzo piano

Nelle immagini precedenti sono riportate le fotografie della tessitura muraria. Si può notare come siano presenti ogni 20-30 cm uno o più elementi trasversali in grado di connettere le pareti perimetrali tra loro denotando un collegamento praticamente continuo e quindi un *ottimo* grado di ammorsamento.

2.2.4 Indagini sclerometriche su elementi lapidei

Le prove sclerometriche hanno determinato la durezza superficiale di un elemento mediante la misura del rimbalzo di un'asta all'interno dello strumento (sclerometro), proiettata sulla superficie della struttura stessa. I valori dell'indice di rimbalzo N, ottenuti con tale prova, sono in generale confrontabili con la resistenza caratteristica cubica a compressione del materiale attraverso delle curve di correlazione che tengono conto della durezza dell'elemento lapideo, della compattazione dello strato coricale, della inclinazione tra lo strumento e la superficie di battuta. Le prove sclerometriche sono state eseguite con uno sclerometro da roccia al fine di valutare la resistenza caratteristica degli elementi lapidei in maniera indiretta per poter poi stimare, tramite la conoscenza della qualità della malta di allettamento, la resistenza a rottura della muratura. I risultati numerici ottenuti sono stati elaborati attraverso un'analisi di tipo statistico: per ogni pannello di muratura individuato sono state effettuate da 3 a 5 serie (ognuna costituita da 10 battute) su altrettanti elementi lapidei rappresentativi del pannello investigato. Per controllare che la dispersione dei dati non fosse troppo elevata è stata inoltre calcolata anche la deviazione standard. Si riportano nelle seguenti tabelle i risultati numerici di tali indagini. I punti di battuta indicati con le lettere (a, b, c, d, e) si riferiscono a diversi punti sullo stesso concio come ad esempio mostrato di seguito in per il pannello 3/5.

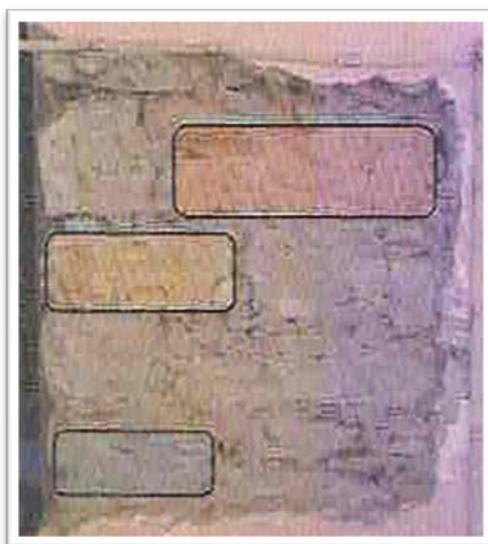


Figura 35 - Punti di indagine sclerometrica Pannello 3/5

Pannello 2/2 A													
Punti	Risultati battute sclerometriche										Media	Dev. St.	Resistenza [N/mm ²]
a	46	48	30	30	52	57	22	46	40	50	42,1	11,3	45,36
b	42	40	44	30	42	30	40	58	56	58	44,0	10,4	48,40
c	50	42	46	52	58	52	48	50	42	46	48,6	4,9	55,76
Media													49,84

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

Pannello 2/2 B													
Punti	Risultati battute sclerometriche										Media	Dev. St.	Resistenza [N/mm ²]
a	48	40	56	52	60	56	54	56	50	54	52,6	5,6	62,16
b	40	50	46	52	30	56	48	50	58	52	48,2	8,1	55,12
c	30	30	30	32	34	40	42	52	56	60	40,6	11,5	42,96
Media												53,41	

Pannello 3/1 A													
Punti	Risultati battute sclerometriche										Media	Dev. St.	Resistenza [N/mm ²]
a	50	52	52	54	50	32	49	48	47	46	48,0	6,1	54,80
b	58	58	58	54	56	60	58	58	52	60	57,2	2,5	69,52
c	48	46	48	44	40	30	42	44	32	44	41,8	6,2	44,88
d	52	54	58	46	57	38	46	56	56	56	51,9	6,5	61,04
e	20	46	40	54	27	50	30	46	38	42	39,3	10,8	40,88
Media												54,22	

Pannello 3/1 B													
Punti	Risultati battute sclerometriche										Media	Dev. St.	Resistenza [N/mm ²]
a	46	56	60	34	34	56	58	56	55	32	48,7	11,2	55,92
b	46	50	46	50	52	46	52	46	48	47	48,3	2,5	55,28
c	42	52	46	40	46	48	46	34	48	46	44,8	5,0	49,68
d	58	40	56	30	30	46	42	52	60	60	47,4	11,6	53,84
e	46	50	54	52	50	50	30	46	52	50	48,0	6,8	54,80
Media												53,90	

Pannello 3/2 A													
Punti	Risultati battute sclerometriche										Media	Dev. St.	Resistenza [N/mm ²]
a	46	42	42	44	44	38	30	40	36	34	39,6	5,1	41,36
b	46	51	49	45	50	46	45	51	48	56	48,7	3,5	55,92
c	49	42	58	42	47	56	59	45	38	50	48,6	7,2	55,76
Media												51,01	

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

Pannello 3/2 B													
Punti	Risultati battute sclerometriche										Media	Dev. St.	Resistenza [N/mm ²]
a	40	44	40	36	38	45	40	34	48	42	40,7	4,2	43,12
b	58	62	62	62	61	55	54	55	49	59	57,7	4,4	70,32
c	46	42	44	56	61	49	52	61	46	46	50,3	6,9	58,48
Media												57,31	

Pannello 3/3 A													
Punti	Risultati battute sclerometriche										Media	Dev. St.	Resistenza [N/mm ²]
a	50	44	32	42	54	44	52	46	50	54	46,8	6,7	52,88
b	45	43	48	48	50	54	54	51	51	53	49,7	3,7	57,52
c	56	56	40	48	48	49	40	42	52	48	47,9	5,9	54,64
d	58	54	58	52	52	52	42	50	50	54	52,2	4,6	61,52
e	35	34	44	43	40	40	48	40	38	43	40,5	4,2	42,80
Media												53,87	

Pannello 3/3 B													
Punti	Risultati battute sclerometriche										Media	Dev. St.	Resistenza [N/mm ²]
a	56	48	56	62	48	60	42	48	48	48	51,6	6,4	60,56
b	50	44	42	50	42	50	44	42	40	40	44,4	4,1	49,04
c	48	45	56	45	54	45	42	50	50	50	48,5	4,4	55,60
Media												55,07	

Pannello 3/4													
Punti	Risultati battute sclerometriche										Media	Dev. ST.	Resistenza [N/mm ²]
a	48	47	54	46	54	50	50	50	48	48	49,5	2,7	57,20
b	34	20	40	20	34	38	36	20	38	40	32,0	8,5	29,20
c	30	40	24	34	44	32	42	24	32	46	34,8	7,9	33,68
Media												40,03	

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

Pannello 3/5														
Punti	Risultati battute sclerometriche										Media	Dev. St.	Resistenza [N/mm ²]	
a	30	52	48	53	48	50	45	54	60	60	50,0	8,6	58,00	
b	30	28	27	27	26	26	28	26	26	36	28,0	3,1	22,80	
c	42	42	44	38	41	44	47	46	42	37	42,3	3,2	45,68	
Media														42,16

L'analisi dei risultati ottenuti ha mostrato valori elevati ed eterogenei tra i diversi pannelli variando dai 40 ai 70 N/mm²; tuttavia all'interno dello stesso pannello non vi è un'elevata dispersione della resistenza. Solo nei pannelli 3/4 e 3/5 si è presentato un concio con valore inferiore ai 40 N/mm². Tale valore non sposta sensibilmente la media delle resistenze, perciò si è suggerito che la resistenza media a compressione degli elementi lapidei dei diversi pannelli possa essere stabilita come superiore a 40 N/mm².

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

2.2.5 Indagini sclerometriche sulla malta

Le indagini sclerometriche sulla malta sono state eseguite con uno sclerometro da malta Schmidt modello PM. Lo strumento misura la resistenza alla compressione e l'omogeneità del materiale come per le indagini sugli elementi lapidei, ovvero fornendo un indice di rimbalzo, indicato su una scala graduata, dopo che il martello dello stesso rimbalza, in funzione della durezza, colpendo il materiale con un'energia predefinita e costante.

Si è fatto presente che tale metodo da solo non è sufficiente per la determinazione della resistenza a compressione, ma ne fornisce una stima con una precisione del 15-20%, perché influenzata dalla non omogeneità e non perfetta isotropia del materiale.

Pannello	Risultati delle battute sclerometriche										Media	Dev. St.
2/2 A	85	75	77	80	82	80	83	79	84	80	80,5	3,1002
2/2 B	80	81	83	80	88	75	74	75	79	70	78,5	5,1478
3/1 A	95	86	90	93	90	91	85	90	85	95	90,0	3,7417
3/1 B	80	80	79	80	85	88	83	87	85	88	83,5	3,5668
3/2 A	90	87	79	79	82	88	85	88	78	79	83,5	4,6007
3/2 B	80	75	85	80	76	83	85	81	80	85	81,0	3,5901
3/3 A	80	85	80	86	89	81	79	82	88	85	83,5	3,5668
3/3 B	80	80	80	85	80	85	85	70	75	85	80,5	4,9721
3/4	93	95	88	85	85	97	94	90	84	84	89,5	4,9721
3/5	75	80	75	75	80	85	80	85	80	75	79,0	3,9441

Tabella 18 - Indice di rimbalzo per i diversi pannelli investigati

I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 18; in funzione della tabella di correlazione, hanno mostrato una malta eccellente, che al tempo dello studio è stata correlata in funzione del D.M. 20 gennaio 1987 a una malta di classe intermedia tra M1 e M2.

2.2.6 Indagini soniche

Le prove soniche rappresentano un metodo di indagine non distruttivo che consente di ottenere informazioni per la caratterizzazione qualitativa della muratura.

La tecnica di indagineonica si basa sulla generazione di impulsi meccanici. Le onde elastiche (frequenza pari a 20-20.000 Hz) sono generate da un martello che produce vibrazioni nell'impatto col materiale da provare, queste sono rilevate da un accelerometro e registrate da un oscilloscopio. Entrambi i dispositivi sono collegati ad un amplificatore di segnale e ad un convertitore analogico-digitale per la visualizzazione e registrazione dei dati. L'intensità dell'impulso generato ed il suo contenuto in frequenza, dipendono dalla durezza della punta del martello e dell'arca d'impatto; queste caratteristiche vengono rilevate attraverso un trasduttore di forza incorporato nel martello.

Queste prove sulle strutture di muratura consentono di individuare la presenza di cavità macroscopiche, fessure o porzioni di muratura aventi caratteristiche differenti. Dato che le onde sonore si trasmettono attraverso i mezzi prediligendo i canali a maggiore densità, quando intercettano discontinuità tendono a deviare e a variare la loro velocità, che diminuisce perché il mezzo è meno elastico. La propagazione dell'onda nella muratura dipende dalla morfologia della tessitura muraria e anche dal suo stato di conservazione.

La velocità di propagazione delle onde elastiche è direttamente correlabile alle caratteristiche meccaniche e fisiche del materiale, se il materiale è elastico, omogeneo ed isotropo, secondo la relazione:

$$E_d = v^2 \cdot \rho \cdot \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)}$$

Dove:

ρ = densità del materiale;

E = modulo di Young;

v = velocità di propagazione.

Il procedimento di tale indagine può essere di quattro tipi: diretta, semidiretta, indiretta e tomografica.

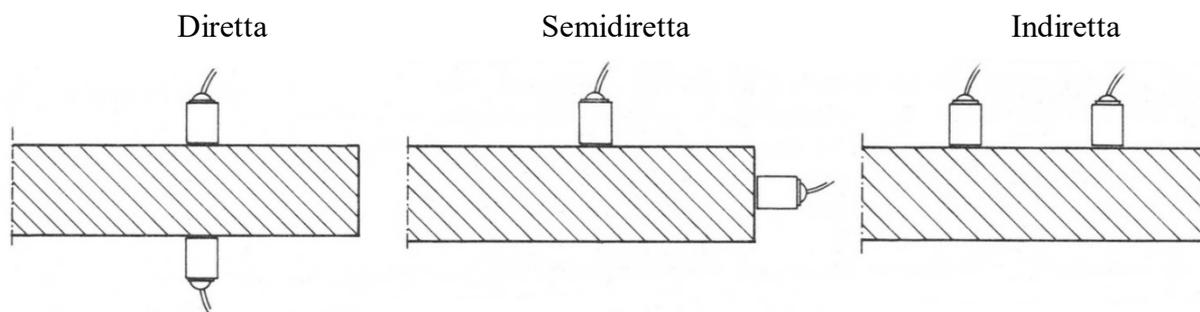


Figura 36 - Modalità di esecuzione della prova sonica

La scelta di una metodologia di acquisizione rispetto ad un'altra dipende da vari fattori, tra cui il tipo di muratura e l'accessibilità su vari lati della stessa.

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

Le prove soniche dirette (in trasparenza) consistono nell'emettere e ricevere l'onda elastica in punti corrispondenti sulle due facce opposte della muratura in esame. Questo tipo di trasmissione è quello che fornisce i dati più significativi sulla consistenza della sezione muraria.

Le prove soniche indirette (superficiali) consistono invece nell'emettere e ricevere l'onda elastica in punti localizzati sullo stesso lato del muro. Esse vengono utilizzate qualora sia disponibile per l'indagine una sola superficie muraria. Le informazioni date da questo tipo di prove sembrano essere limitate agli strati più esterni della muratura; i risultati non sono pertanto molto significativi per quanto riguarda la composizione all'interno dello spessore murario.

Le prove semidirette (radiali) sono utilizzate in situazioni particolari come ad esempio agli spigoli di una muratura.

Le prove tomografie soniche sono quelle che forniscono maggiori informazioni basandosi sulla combinazione di acquisizioni soniche su più direzioni in una stessa sezione, consentono di migliorare il grado di conoscenza della sezione mediante una "mappatura" delle velocità acquisite. Differiscono dalle prove dirette nel numero di sensori utilizzati.

Nel caso in oggetto sono state effettuate prove dirette, in cui la propagazione dell'onda elastica nella struttura muraria viene rilevata da un accelerometro posizionato sulla superficie opposta alla stessa altezza dell'emettitore in modo che la congiungente fra i punti sia perpendicolare alle superfici. In questo modo la velocità di propagazione dell'onda elastica è calcolata dividendo lo spessore della sezione muraria per il tempo di percorrenza.

I punti di prova sono stati individuati sulla superficie muraria con la finalità di indagare le caratteristiche della muratura nei punti dove sono stati eseguiti gli scrostamenti dei diversi pannelli murari.

Sulla superficie di prova è stata impostata una griglia regolare di punti di misura, indicati direttamente sul materiale, e le distribuzioni di velocità sono state mappate attraverso grafici di superficie, associando ad ogni velocità un colore ed interpolando linearmente i valori della maglia di prova.

Di seguito si riportano i risultati delle varie prove in cui si è posto un coefficiente di Poisson pari a 0,25 e una densità di 2100 kg/m³.

Pannello 2/2: muro di spinta al secondo piano

x [cm]	y [cm]	Velocità Sonica [m/s]
0	80	4260
0	60	4070
0	40	3640
0	20	3220
0	0	3740
40	80	3810
40	60	4660
40	40	4580
40	20	2470
40	0	3810
80	80	2730
80	60	3140
80	40	2140
80	20	4360
80	0	3840

Media [m/s]	3631
Deviazione standard [m/s]	756
Modulo elastico [N/mm ²]	2307,65

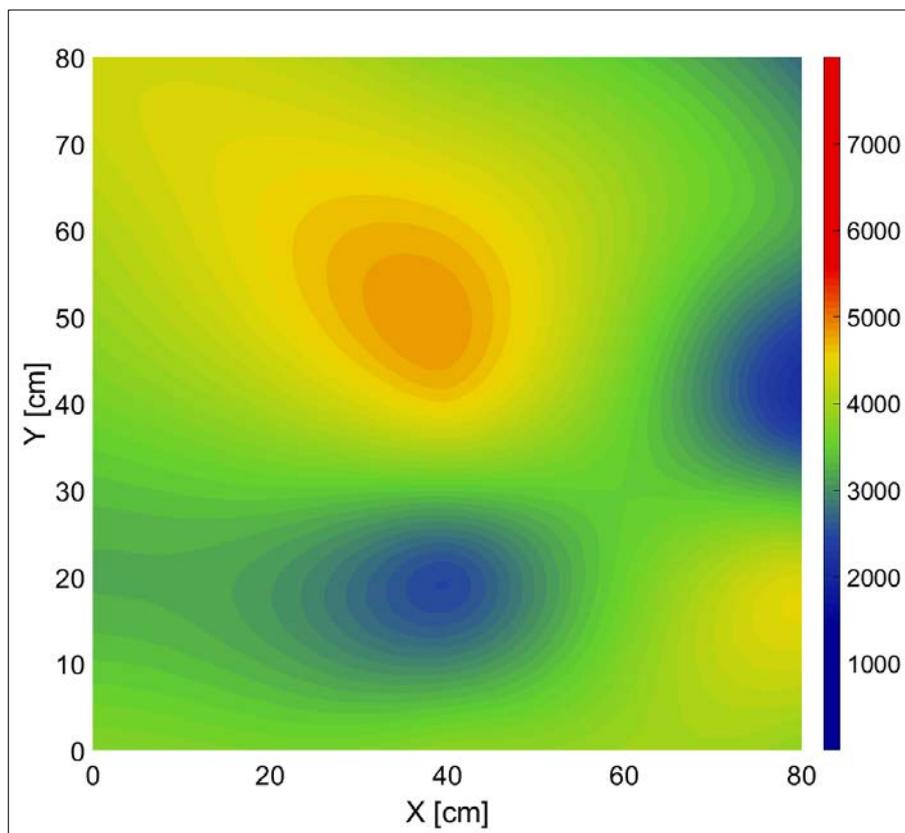


Grafico 3 - Indagine sonica pannello 2/2

Pannello 3/1: muro di spinta al terzo piano

x [cm]	y [cm]	Velocità Sonica [m/s]
0	80	4230
0	60	3590
0	40	2930
0	20	1150
0	0	5000
40	80	3180
40	60	4950
40	40	2330
40	20	1700
40	0	6920
80	80	4310
80	60	2270
80	40	4340
80	20	3080
80	0	5310

Media [m/s]	3686
Deviazione standard [m/s]	1534
Modulo elastico [N/mm ²]	2377,65

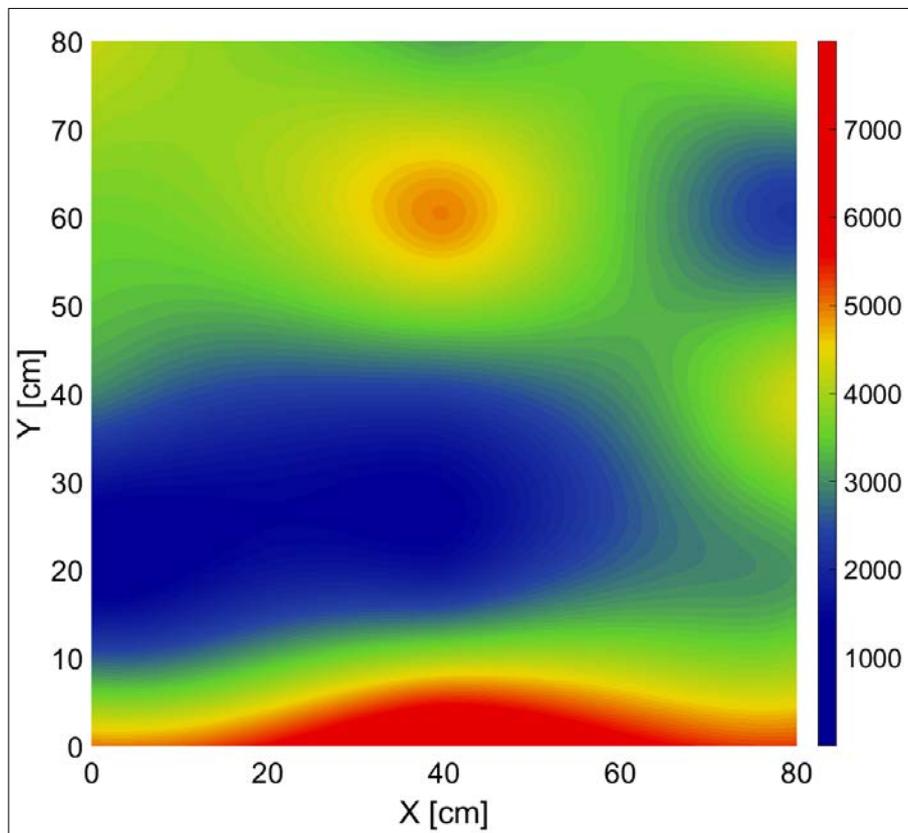


Grafico 4 - Indagine sonica pannello 3/1

Pannello 3/2: muro di spinta al terzo piano

x [cm]	y [cm]	Velocità Sonica [m/s]
0	80	3520
0	60	3400
0	40	3540
0	20	3220
0	0	4710
40	80	2730
40	60	4630
40	40	3260
40	20	5000
40	0	7040
80	80	3650
80	60	2590
80	40	3160
80	20	3810
80	0	3470

Media [m/s]	3849
Deviazione standard [m/s]	1118
Modulo elastico [N/mm ²]	2592,14

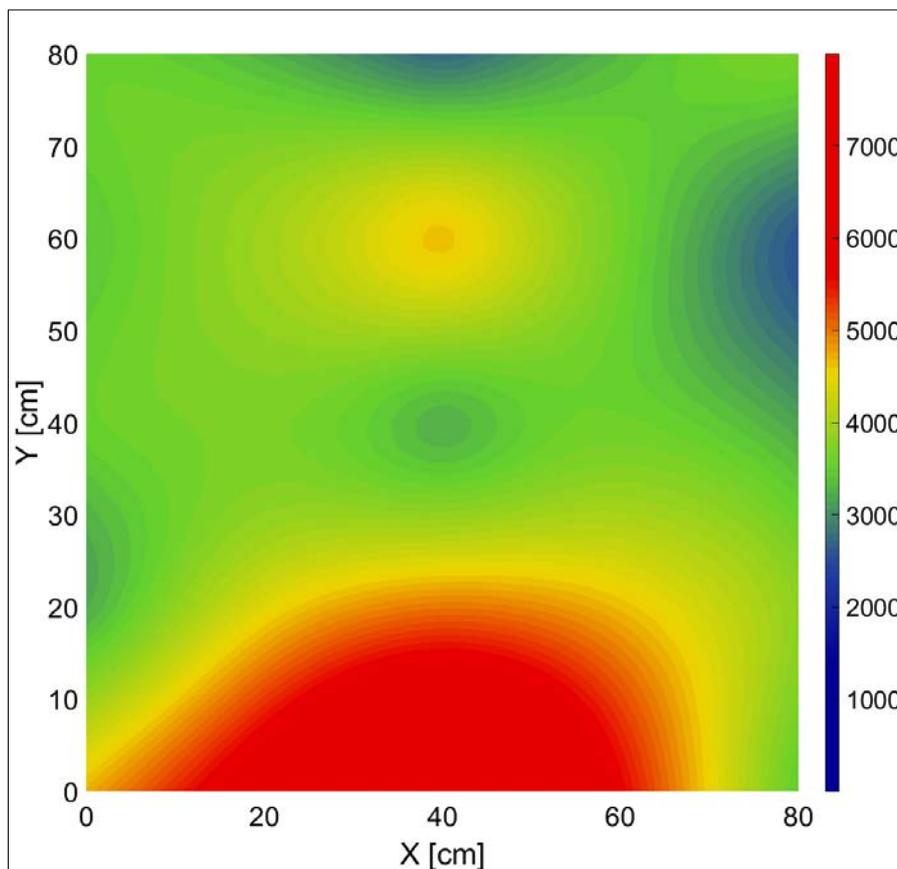


Grafico 5 - Indagine sonica pannello 3/2

Pannello 3/3: muro di spinta al terzo piano

x [cm]	y [cm]	Velocità Sonica [m/s]
0	80	3670
0	60	3540
0	40	4340
0	20	5000
0	0	4500
40	80	6410
40	60	3440
40	40	3220
40	20	3780
40	0	4670
80	80	4460
80	60	4800
80	40	4000
80	20	5000
80	0	3870

Media [m/s]	4313
Deviazione standard [m/s]	815
Modulo elastico [N/mm ²]	3255,85

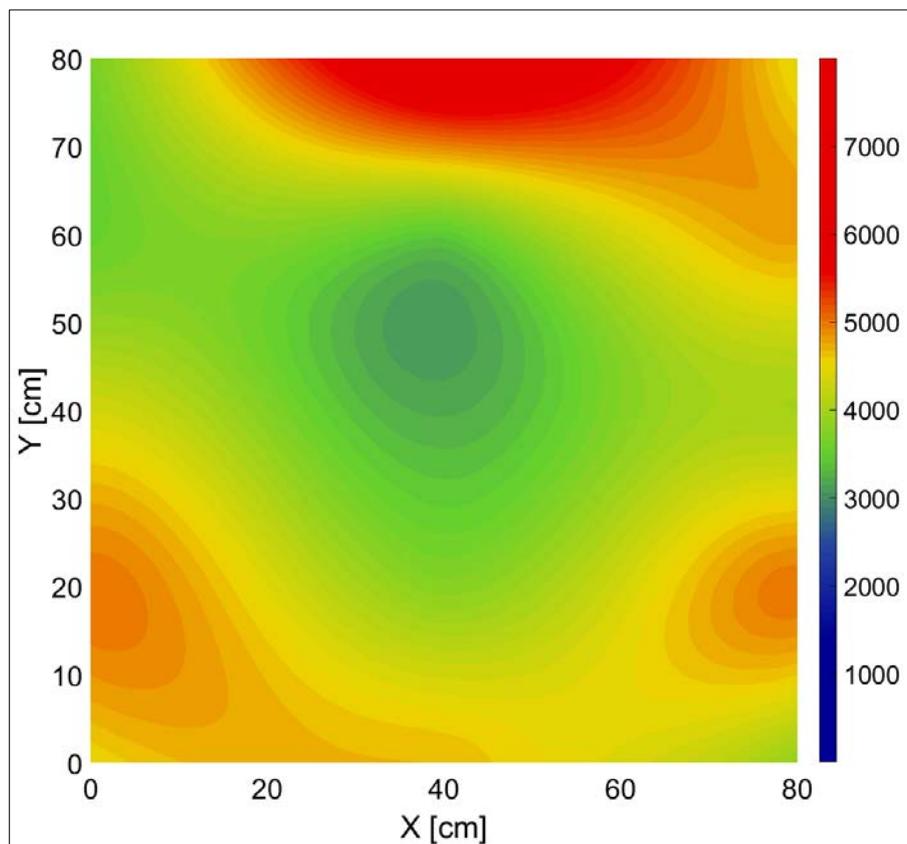


Grafico 6 - Indagine sonica pannello 3/3

Conclusioni

Le analisi effettuate hanno mostrato un buon ammorsamento dei paramenti nei pannelli, con numerosi elementi passanti (diatoni) che permettono di considerare un comportamento monolitico delle pareti.

Realizzazione “colormap”

Le mappe dei colori sono state realizzate con MATLAB interpolando i dati dispersi con una superficie poligonale di quarto grado. Di seguito si riporta lo script utilizzato:

```
% Creazione di tre vettori riportanti le coordinate e i valori dei punti
% Come esempio si sono riportati I valori dell'indagine sonica del pannello 3/3

X = [0 0 0 0 0 40 40 40 40 40 80 80 80 80 80]'
Y = [80 60 40 20 0 80 60 40 20 0 80 60 40 20 0]'
Z = [3670 3540 4340 5000 4500 6410 3440 3220 3780 4670 4460 4800 4000 5000 3870]'

F = scatteredInterpolant(X,Y,Z,'natural','linear')

[Xq,Yq] = meshgrid(0:1:80)

figure

Vq = griddata(X,Y,Z,Xq,Yq,'v4')
S = surface(Xq,Yq,Vq)

% Modifiche grafiche

S.LineStyle = 'none'
S.FaceColor = 'interp'
set(0, 'defaultfigurecolor', [1 1 1])

% Nomenclatura assi e dimensione testo

ylabel('Y [cm]');
xlabel('X [cm]');

set(gca,'FontSize',28)

% Vista dall'alto della superficie

view(0,90)

% Creazione leggenda

colorbar('Ticks',[1000 2000 3000 4000 5000 6000 7000],...
'TickLabels',{'1000','2000','3000','4000','5000','6000','7000'});
caxis([0,8000]);
```

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

% Colormap utilizzata

myColorMap =

```
[  
    0,0000  0,0000  0,5843;  0,0000  0,0000  0,5843;  0,0000  0,0000  0,5843;  
    0,0000  0,0000  0,5843;  0,0000  0,0000  0,5843;  0,0000  0,0000  0,5843;  
    0,0000  0,0000  0,5843;  0,0000  0,0000  0,5843;  0,0000  0,0000  0,5843;  
    0,0000  0,0000  0,5843;  0,0000  0,0000  0,5843;  0,0000  0,0000  0,5843;  
    0,0000  0,0000  0,5843;  0,0000  0,0000  0,5843;  0,0118  0,0196  0,5882;  
    0,0235  0,0431  0,5922;  0,0353  0,0627  0,6000;  0,0471  0,0863  0,6039;  
    0,0588  0,1059  0,6078;  0,0706  0,1294  0,6118;  0,0824  0,1490  0,6157;  
    0,0941  0,1686  0,6196;  0,1059  0,1922  0,6235;  0,1176  0,2118  0,6275;  
    0,1294  0,2353  0,6353  0,1412  0,2549  0,6392;  0,1569  0,2941  0,6118;  
    0,1765  0,3412  0,5725;  0,1961  0,3843  0,5373;  0,2157  0,4314  0,5020;  
    0,2353  0,4745  0,4627;  0,2549  0,5216  0,4275;  0,2745  0,5647  0,3882;  
    0,2941  0,6118  0,3529;  0,3137  0,6549  0,3137;  0,3333  0,7020  0,2784;  
    0,3529  0,7490  0,2392;  0,3725  0,7922  0,2039;  0,4039  0,8157  0,1765;  
    0,4471  0,8196  0,1608;  0,4941  0,8196  0,149;  0,5373  0,8196  0,1333;  
    0,5804  0,8235  0,1176;  0,6275  0,8235  0,1020;  0,6706  0,8275  0,0863;  
    0,7176  0,8275  0,0706;  0,7608  0,8314  0,0549;  0,8039  0,8314  0,0431;  
    0,8510  0,8353  0,0275;  0,8941  0,8353  0,0118;  0,9255  0,8196  0,0000;  
    0,9255  0,7529  0,0000;  0,9255  0,6824  0,0000;  0,9216  0,6157  0,0000;  
    0,9216  0,5451  0,0000;  0,9176  0,4784  0,0000;  0,9176  0,4078  0,0000;  
    0,9176  0,3412  0,0000;  0,9137  0,2745  0,0000;  0,9137  0,2039  0,0000;  
    0,9137  0,1373  0,0000;  0,9098  0,0667  0,0000;  0,9098  0,0000  0,0000;  
    0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  
    0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  
    0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  
    0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  
    0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  
    0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  
    0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  
    0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  0,9000  0,0000  0,0000;  
    0,9000  0,0000  0,0000;  
];
```

colormap(myColorMap)

2.2.7 Doppi martinetti

Lo studio precedente, vista la vicinanza delle caratteristiche della struttura e dei risultati delle indagini con fabbricati limitrofi già precedentemente analizzati, aveva utilizzato i valori delle prove a martinetti piatti su tali fabbricati e li aveva associati alla struttura in oggetto. Per verificare ulteriormente la qualità della muratura, soprattutto nei riguardi del modulo elastico, in quanto per la valutazione della rottura, dato che il volume di muratura rimane fisicamente legato al resto della muratura, permane una notevole incertezza nella prova, e cercare un riscontro effettivo con quanto in precedenza era stato ipotizzato, si è effettuata nel mese di agosto 2018 una ulteriore indagine mediante martinetti piatti doppi.

La prova su muratura tramite martinetti piatti doppi è un metodo per determinare in sito il legame locale sforzo-deformazioni in funzione dello sforzo, restando in campo elastico. La prova viene eseguita utilizzando martinetti piatti, contrastati nell'applicazione dello sforzo ad un limitato volume murario, dall'intera massa muraria sovrastante. I martinetti vengono inseriti ad una distanza di 30-60 cm e tra di essi vengono posizionate le tre coppie di basi di riferimento per la misura delle deformazioni assiali. I martinetti sono collegati in parallelo alla pompa dell'olio: in questo modo incrementando la pressione nel circuito viene eseguita una prova di compressione monoassiale su un campione di muratura di opportune dimensioni, sufficientemente rappresentativo del comportamento globale della struttura ed "indisturbato".

Per la prova in oggetto si è utilizzato il pannello 2/2, servito per le altre verifiche, come muratura in cui effettuare la prova. Tramite una sega semicircolare con disco diamantato: mototroncatrice a scoppio a trasmissione eccentrica K960 Ring-Husquarna, con motore a due tempi raffreddato ad aria, cilindrata 94 cc e potenza 4,5 kW, si sono effettuati due tagli orizzontali, paralleli fra loro, in cui inserire i martinetti. Le letture sono state effettuate con un deformometro meccanico analogico in acciaio invar.

Prima di eseguire il taglio si sono predisposte le tre basi di misura ad una distanza di 200 mm (A-A', B-B', C-C') e se ne è effettuata la misurazione sia prima che dopo. Inseriti i martinetti si sono applicati gradini di pressione di 5-10 bar. Dopo ogni gradino si sono attesi 3-5 minuti affinché le condizioni di sforzo-deformazione si stabilizzassero e si sono eseguite le letture sulle tre basi. Sono inizialmente stati effettuati alcuni cicli di carico e scarico, con sollecitazione gradualmente crescente. Questi servono a determinare i valori del modulo di deformabilità a vari livelli di carico.

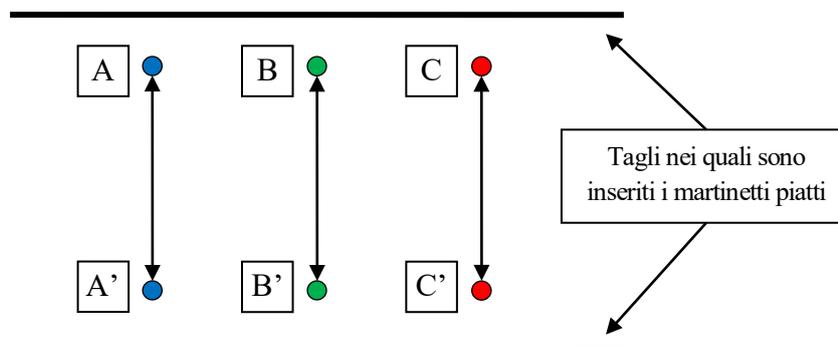


Figura 37 - Tagli e basi di misura per prova martinetti doppi

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

I valori si riferiscono alla differenza (negativa) rispetto alla base di riferimento di 200 mm.

Rilevazione	Sinistra [mm]	Centro [mm]	Destra [mm]	Media [mm]
pre-taglio	2,734	2,712	2,597	2,681
post-taglio	2,900	2,810	2,625	2,778
1	2,751	2,837	2,543	2,710
2	2,681	2,854	2,555	2,697
3	2,676	2,885	2,572	2,711
4	2,757	2,950	2,690	2,799
5	2,783	2,954	2,829	2,855
6	2,760	2,875	2,748	2,794
7	2,984	2,980	2,953	2,972
8	3,030	3,002	3,026	3,019
9	3,061	3,012	3,059	3,044
10	2,982	2,952	2,991	2,975
11	3,031	3,058	3,076	3,055
12	3,080	3,126	3,178	3,128
13	3,105	3,203	3,230	3,179
14	3,107	3,215	3,340	3,221
15	3,216	3,248	3,418	3,294
16	3,323	3,417	3,462	3,401
17	3,352	3,476	3,483	3,437
18	3,459	3,512	3,573	3,515

Tabella 19 - Rilevamenti prova martinetti doppi piatti

Il valore dello sforzo di compressione tra i martinetti è dato dalla relazione:

$$f_{mi} = \kappa_m \cdot \kappa_a \cdot p_i$$

Dove:

f_{mi} = valore dello sforzo misurato al passo i ;

κ_m = è una costante adimensionale che rappresenta le proprietà geometriche e di rigidità del martinetto;

κ_a = rapporto tra l'area misurata del martinetto e l'area media del taglio;

p_i = pressione corrispondente al passo.

Nel caso in oggetto il laboratorio ha fornito direttamente la pressione sulla muratura e in aggiunta il rapporto di verifica taratura (v. pag. 47).

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

La deformazione media è stata valutata come media aritmetica delle deformazioni misurate nelle diverse localizzazioni.

Rilevazione	Lettura manometro [bar]	Pressione effettiva [kg/cm ²]	Deformazione media [dmm]
pre-taglio	0	0,0	0,00
post-taglio	0	0,0	0,97
1	5	4,2	0,29
2	10	8,3	0,16
3	5	4,2	0,30
4	10	8,3	1,18
5	15	12,3	1,74
6	5	4,2	1,13
7	10	8,3	2,91
8	15	12,3	3,38
9	20	16,8	3,63
10	5	4,2	2,94
11	10	8,3	3,71
12	20	16,8	4,47
13	25	20,5	4,98
14	30	24,6	5,40
15	35	28,7	6,13
16	40	34,0	7,20
17	45	37,0	7,56
18	50	41,2	8,31

Tabella 20 - Sforzo di compressione tra i martinetti e deformazione media

La prova ha fornito una corrispondenza del modulo elastico con quanto precedentemente ipotizzato.

Calibrazione martinetti

I martinetti piatti devono essere pre-calibrati. Un martinetto piatto ha una propria rigidità che si oppone all'espansione quando il martinetto viene gonfiato. Questa rigidità è dovuta alla resistenza del metallo alla flessione, in modo particolare al contorno ed all'azione di diaframma nell'acciaio quando si espande. Da questo ne consegue che la pressione del liquido nel martinetto è in realtà maggiore dello sforzo che il martinetto esercita sulla muratura. Il martinetto deve essere calibrato per ottenere un fattore di conversione k_m che correli la pressione interna del fluido con lo sforzo applicato alla muratura.

Il martinetto deve essere calibrato in una macchina di prova di compressione della capacità di almeno 450 kN. Se la piastra della macchina non è sufficientemente grande, si dispone una piastra di acciaio spessa 50 mm sulla testa inferiore della macchina; la dimensione della piastra deve essere tale da coprire il martinetto che sarà calibrato. Il martinetto viene appoggiato sulla piastra in modo che appoggi completamente, compresi i bordi ed i due tubi di ingresso/uscita.

La calibrazione consiste nell'aumentare la pressione nel martinetto con un incremento di 5 bar mantenendo costante la distanza tra le piastre. Ad ogni incremento si memorizza sia la pressione del martinetto, sia la forza misurata dalla macchina. Si riportano in un diagramma i valori della pressione esercitata nel martinetto in bar in ascissa e la forza misurata dalla macchina in ordinata.

Il coefficiente angolare della retta ottenuta rappresenta la costante del martinetto, ovvero il fattore di conversione o costante di rigidità k_m .

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

2.3 Conclusioni

2.3.1 Tipologia muraria e fattori correttivi

La tipologia di muratura, in seguito a tutte le prove effettuate, in funzione della tessitura ed apparecchiatura muraria rilevata è stata associata alla seguente:

“muratura in pietre a spacco con buona tessitura”, di cui di seguito si riportano i valori estratti dalla Tabella 16:

Tipologia di muratura	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
	min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21

Tabella 21 - Estratto della tabella dei valori di riferimento per le tipologie di muratura

Rispetto alle condizioni base riportate al paragrafo 2.1.3 al fondo di pag. 22 su cui sono basati tali valori, si sono riscontrati due elementi migliorativi:

- presenza di malta con caratteristiche eccellenti;
- presenza di connessioni trasversali;

questi sono stati presi in considerazione tramite i coefficienti moltiplicativi della Tabella 17 evidenziati:

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5

Tabella 22 - Estratto della tabella dei coefficienti correttivi in base alla tipologia di muratura

Come anticipato in precedenza al §2.1.3, la scelta dei valori finali da utilizzare nei modelli di calcolo dipende però ancora dal livello di conoscenza raggiunto.

2.3.2 Livello di conoscenza

Lo studio del 2006 è stato riferito nello specifico al punto 11.5.2.3 dell’Ordinanza sismica: *“qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sull’edificio oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altri edifici presenti nella zona dell’edificio”*.

Quanto riportato nell’ordinanza sismica è stato riproposto e specificato accuratamente nella definizione dei livelli di conoscenza sulle norme tecniche attuali. Come citato a pag. 21, la normativa pone l’attenzione sulla possibilità di utilizzo di prove effettuate in edifici limitrofi (se vi sono comprovate caratteristiche simili) per il proprio edificio oggetto di studio.

Nel 2006 si erano confrontati i dati ottenuti con le indagini effettuate all’interno di un progetto nazionale triennale finanziato dal GNDT (Gruppo Nazionale Difesa dai Terremoti) dal titolo "Analisi di scenario nella Liguria Occidentale e soluzioni per la conservazione dei centri storici", all'interno del quale sono state eseguite molteplici indagini (dirette ed indirette) sulla muratura dei centri storici nel ponente ligure (in particolare nelle aree di Taggia, Bussana e Baiardo). Durante lo studio si era comprovata la presenza di simili caratteristiche con edifici della zona precedentemente studiati e di conseguenza erano utilizzati in via indiretta i dati di prove con i martinetti doppi su edifici analoghi appartenenti alla stessa zona dell’edificio in esame, garantendo il raggiungimento di un livello di conoscenza LC2.

L’indagine recente ha confermato i valori presi in considerazione nello studio precedente allegando la recente prova con martinetti doppi. Di conseguenza per l’analisi sismica si è utilizzato un livello di conoscenza LC2 a cui corrisponde un fattore di confidenza pari a 1,2.

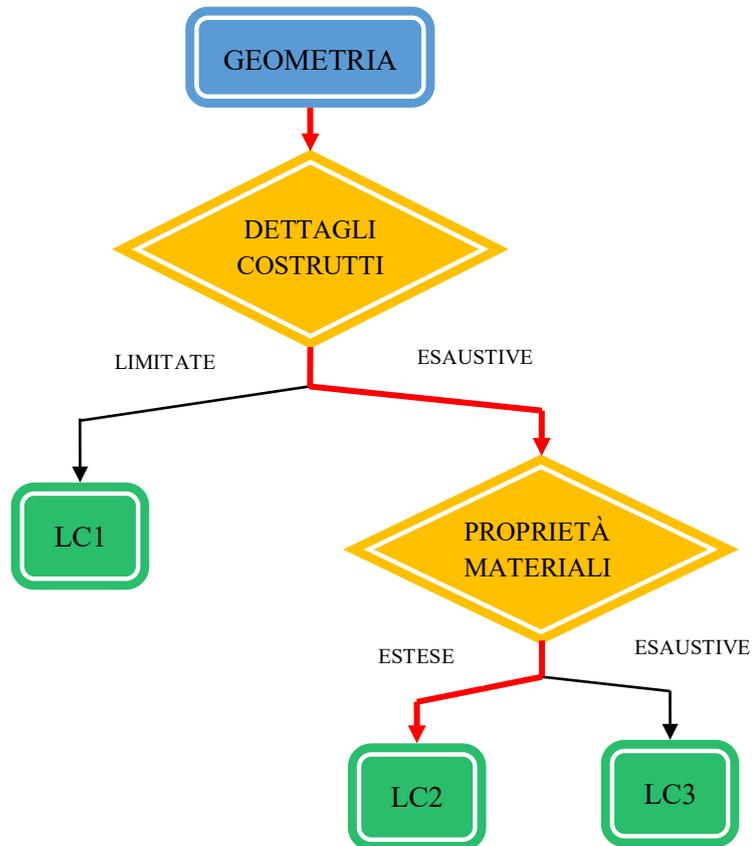


Diagramma 1 – Livello di conoscenza ottenuto

CAPITOLO 2 - INDAGINI DIAGNOSTICHE

2.3.3 Materiale risultante

Il livello di conoscenza ottenuto impone (v. paragrafo 2.1.4), di utilizzare sia per le resistenze, sia per i moduli elastici, i valori medi della tipologia muraria in considerazione.

	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
Min	260	5,6	1500	500
Max	380	7,4	1980	660
Media	320	6,5	1740	580

Questi valori devono essere moltiplicati per i fattori correttivi:

- **1,3** per la presenza di malta di buone caratteristiche da applicare sia ai parametri di resistenza (f_m e τ_0), sia ai moduli elastici (E e G).
- **1,3** per la presenza di elementi di collegamento trasversale tra i paramenti: da applicare ai soli parametri di resistenza (f_m e τ_0).

	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]
Malta	416	8,45	2262	754
Collegamento	540,8	11,0	-	-
	540,8	11,0	2262	754

Infine occorre tenere in considerazione il fattore di confidenza pari a **1,2**, che agisce sulle resistenze del materiale:

	f_m [N/cm ²]	τ_0 [N/cm ²]
FC	540,8	11,0
	450,7	9,2

Il **materiale risultante** ottenuto e utilizzato come muratura nel proseguo dei calcoli nei capitoli successivi ha le seguenti caratteristiche:

- $f_m = 540,8$ N/cm²;
- $\tau_0 = 11,0$ N/cm²;
- $E = 2262$ N/mm²;
- $G = 754$ N/mm²;
- $w = 21$ kN/m³.

3. ANALISI DEI SOLAI

3.1 Sfondellamento

I primi dati riguardo all'identificazione della tipologia di solaio sono stati ottenuti da un'indagine sullo sfondellamento dei solai. Visto che la struttura ospita nel piano rialzato e nel primo piano una scuola superiore, era stato conferito l'incarico all'azienda TECNO INDAGINI di effettuare tale studio, al fine di diagnosticare lo stato di conservazione dell'intradosso dei solai mediante valutazione del grado di aderenza dello stato di finitura al plafone. Lo studio ha escluso la stima delle caratteristiche strutturali dei solai, ma ha permesso di ricavare dati importanti sulla sua struttura, sul suo grado di conservazione e sulla orditura.

Inizialmente è stata effettuata un'osservazione generale utilizzando una termocamera ad infrarossi, consentendo di individuare: anomalie nella formazione dei solai, lo scheletro strutturale e l'orditura dei solai.

La termocamera è in grado di misurare e rappresentare la radiazione infrarossa emessa da un oggetto. La radiazione, funzione della temperatura della superficie di un oggetto, emessa dallo strumento permette di calcolare e visualizzare tale temperatura. La radiazione rilevata dalla termocamera non dipende solo dalla temperatura dell'oggetto, ma è anche una funzione dell'emissività. L'emissività è una misura che si riferisce alla quantità di radiazione termica emessa dall'oggetto, comparata a quella emessa dal perfetto corpo nero. L'emissività della maggior parte dei materiali da costruzione ha valori compresi tra 0,85 e 0,90. Inoltre risulta particolarmente importante impostare e bilanciare correttamente la temperatura ambiente affinché si minimizzi il più possibile l'interferenza di fattori climatici esterni sulle immagini ottenute.

Di seguito si riportano alcune delle immagini ottenute. Si può notare come gli elementi portanti siano caratterizzati da una colorazione più scura mentre il sistema di alleggerimento è contraddistinto da tonalità più chiare.



Figura 38 e 39 - Individuazione orditura dell'intradosso di un'aula al primo piano

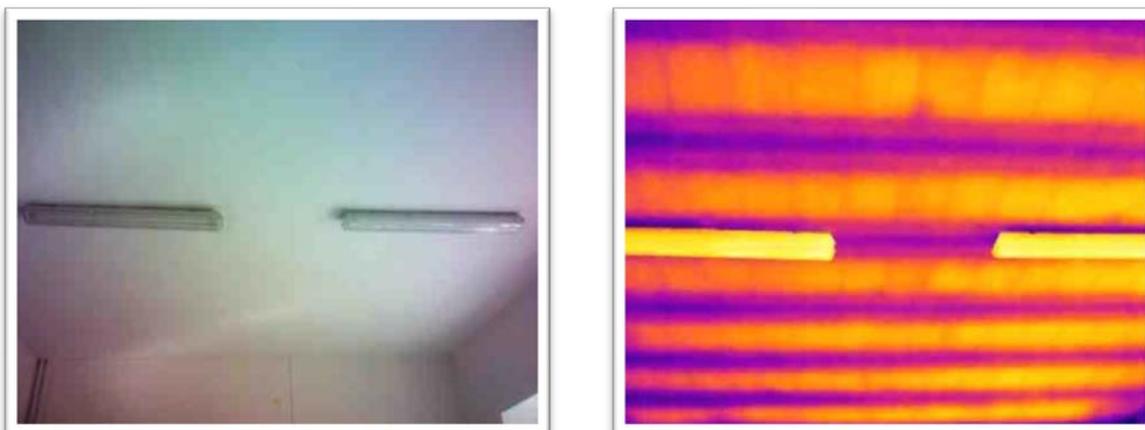


Figura 40 e 41 - Individuazione orditura dell'intradosso di un'aula al piano rialzato

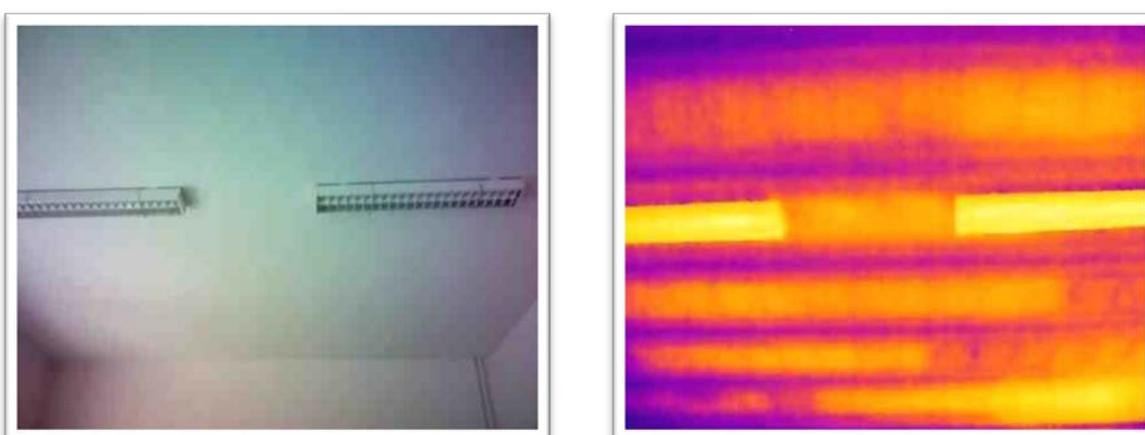


Figura 42 e 43 - Individuazione orditura dell'intradosso di un'aula al piano rialzato

Lo studio è poi proseguito tramite una diagnosi con battitura manuale e mediante la strumentazione di indagine Sonispect®, composta da un'asta alla cui estremità sono posti uno spintore elettromeccanico con testina battente e un microfono a condensatore direzionale, che hanno portato ad ottenere una completa mappatura delle superfici investigate riportante i vari gradi di pericolosità delle zone di intradosso danneggiate.

Si riporta un estratto della mappatura a titolo di esempio.



Figura 44 - Mappatura sfondellamento

CAPITOLO 3 - ANALISI DEI SOLAI

Le informazioni ottenute dal seguente studio si possono riassumere come segue:

- la termografia si è dimostrata uno strumento prezioso per evidenziare l'orditura dei solai e soprattutto per la valutazione delle infiltrazioni e dell'umidità nell'edificio, entrambi elementi di notevole pericolosità riguardo lo sfondellamento.
- l'altezza degli orizzontamenti mantenendosi ad una quota compresa tra 3,50 ÷ 4,00 m dal piano di calpestio, induce sicuramente un maggiore rischio di danno rispetto a strutture più recenti dove le altezze interne sono meno elevate.
- Il grado di rischio legato ad un possibile sfondellamento può essere valutato attraverso due principali fattori che definiscono la quantità di materiale soggetto a possibile crollo: il peso dell'intonaco e l'estensione del fenomeno.

Il peso dell'intonaco tradizionale di tipo civile è di circa 18 kg/m² per ogni centimetro di spessore e l'incremento di spessore provoca un aumento proporzionale di peso. Inoltre lo spessore maggiore della finitura può portare ad un più rapido degrado dello strato di supporto. Nel caso di distacchi simultanei anche di parti di laterizio, il peso totale va incrementato ulteriormente di circa 10 kg/m².

L'estensione del fenomeno in molti casi risulta essere l'aspetto rilevante. Considerando di estendere i carichi ipotizzati precedentemente su una superficie di circa 1 ÷ 2 m², un crollo improvviso di ≈100 kg di materiale costituisce un pericolo. In aggiunta, spesso, il fenomeno risulta tanto più imprevedibile quanto più è elevata la superficie ammalorata.

Da questi risultati si comprende l'importanza di effettuare delle verifiche e degli interventi di prevenzione negli edifici di simili caratteristiche.

Nel caso in oggetto si è infatti effettuato un intervento nel piano rialzato e nel primo piano (piani occupati dalla scuola) di posa di una controsoffittatura antisfondellamento su tutte le soffittature dei due piani.

In occasione della posa si erano però mantenute le tavole inferiori della struttura del solaio che nel presente studio, come si vedrà nei paragrafi successivi, si richiede di eliminare per la loro pericolosità sotto l'azione sismica.

3.2 Struttura

3.2.1 Tipologia

Al fine di caratterizzare correttamente la tipologia di solaio, sono stati eseguiti dei saggi distruttivi. I saggi hanno evidenziato la presenza di un solaio misto in laterocemento. Dopo essere stato rilevato nel dettaglio, si sono confrontati i dati ottenuti con la letteratura tecnica ottenendo l'identificazione del solaio come del tipo SAPAL.

Il solaio SAPAL è un solaio costituito da nervature poste ad interasse di circa 80 cm, formate dall'accoppiamento di due travi prefabbricate e da un travetto in conglomerato contenuto tra le stesse, da tavelle inferiori e superiori da circa 3 cm e caldana dello spessore variabile tra 1,5 e 5 cm debolmente armata.

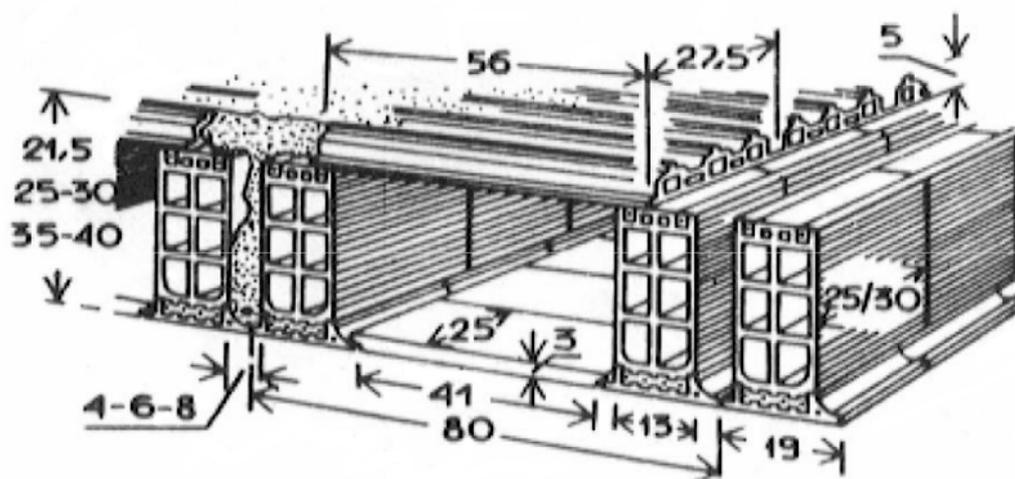


Figura 45 - Sezione solaio SAPAL con diversi dimensionamenti

Le esatte caratteristiche costruttive del solaio, ottenute dalla letteratura tecnica, si sono pianamente riscontrate con quanto rilevato in opera. L'altezza del solaio totale corrisponde a 36 cm con la seguente stratigrafia:

- piastrelle 1,5 cm;
- sottofondo 2,5 cm;
- altezza struttura solaio 30 cm;
- intonaco 2 cm.

L'altezza della struttura del solaio corrisponde a quella riportata in Tabella 23 avente:

- tavella superiore di 5 cm;
- gusci di laterizio di 21,5 cm;
- piede del guscio in laterizio di 3,5 cm.

CAPITOLO 3 - ANALISI DEI SOLAI

Il piede del guscio di laterizio svolge la duplice funzione di chiusura dal basso dello spazio fra le due travi prefabbricate affiancate e di appoggio per le tavole inferiori. Nello spazio fra le due travi, dopo il loro posizionamento sulla struttura, vengono poste le armature e si effettua il getto formando così il vero travetto della struttura. Il travetto, fra le dimensioni disponibili, è risultato essere pari a 4 cm.

Tutte le altre misure non espressamente citate sono risultate pari a quelle in Figura 45. Inoltre si riporta il posizionamento di barre di armatura di piccolo diametro, ogni due tavole superiori e sulla sommità delle travi prefabbricate, a formare una griglia aggiuntiva.

Altezza solaio	PESO ELEMENTI LATERIZI			Peso travi confezionate		CONFEZIONE TRAVI				Larghezza travetto	Conglomerato	Peso totale in opera
	Travi	Solette	Totale			Cemento	Sabbia	Muratore	Manovale			
[cm]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[kg/m]	[kg/m ²]	[kg/m ²]	[l/m ²]	[h/m ²]	[h/m ²]	[cm]	[l/m ²]	[kg/m ²]
17	25	30	55	12,5	32	2	3,1	0,15	0,10	4 6 8	31,3 33,8 36,5	146 152 160
21,5	32	30	62	15,5	39	2	3,1	0,15	0,10	4 6 8	33,8 37,6 41,5	150 160 170
25	37	30	67	18	45	2,5	4,1	0,15	0,10	4 6 8	35,6 40,4 45,1	160 175 185
30	43	30	73	21	53	2,5	4,1	0,15	0,10	4 6 8	38,1 44,2 50,1	175 190 205
35	48	30	78	22,5	57	2,5	4,1	0,18	0,10	4 6 8	40,6 47,8 55,1	185 205 220
40	57	30	87	26,5	66	2,5	4,1	0,20	0,10	4 6 8	43,0 51,5 60,0	200 220 240

Tabella 23 - Dimensioni e pesi solai SAPAL

Di seguito si riportano alcune fotografie dei dettagli costruttivi.

CAPITOLO 3 - ANALISI DEI SOLAI

Una volta completato il solaio, fra i due travetti prefabbricati e le due tavelle rimane uno spazio scatolare, con lo scopo di alleggerimento dello stesso.



Figura 46 - Vista dello scatolare formato dalle due tavelle e dai travetti prefabbricati

La parte inferiore del laterizio possiede una particolare sagomatura per potersi maggiormente legare al piede. Si può notare come in quest'ultimo vengano inserite le armature del travetto prefabbricato che rimangono protette dal legante.



Figura 47 - Particolare del piede dei travetti prefabbricati con vista di parte dell'armatura degli stessi

CAPITOLO 3 - ANALISI DEI SOLAI

La particolare sagomatura del piede dei travetti svolge il ruolo di appoggio per le tavelle inferiori. Si può notare come il calcestruzzo presente sulla tavella risulti non adeguatamente aderente.



Figura 48 e 49 - Particolare del piede dei travetti prefabbricati

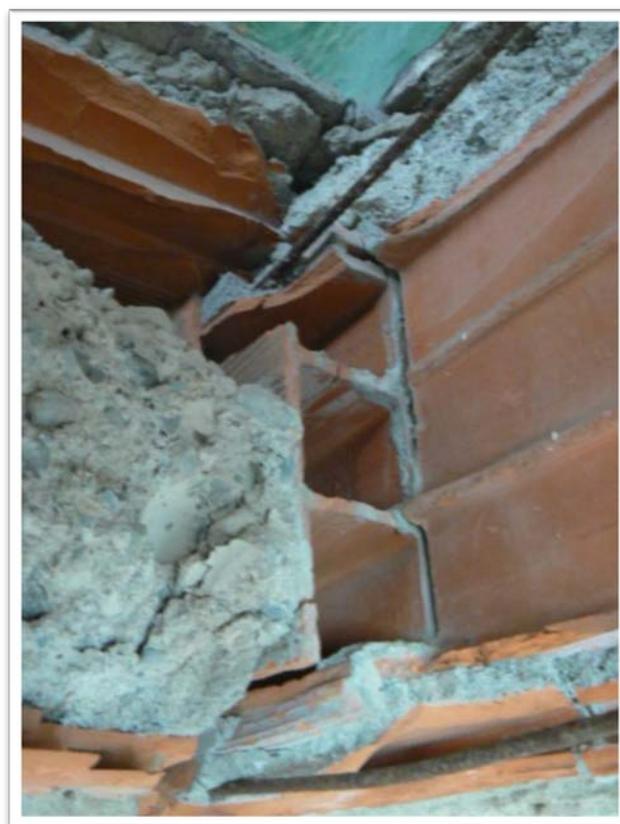


Figura 50 e 51 - Dettaglio dell'armatura superiore del travetto prefabbricato

CAPITOLO 3 - ANALISI DEI SOLAI

3.2.2 Analisi dei carichi

Il solaio di tutti i piani, compreso quello di copertura, non presentano differenze costruttive.

Riguardo i carichi dovuti ai pesi propri portati, la copertura non ha pavimentazione in mattonelle, ma presenta un rivestimento impermeabile.

Carichi permanenti strutturali

Per quanto visto al §3.2.1, dalla letteratura dei manuali di costruzione dell'epoca si sono ottenuti i pesi del solaio (riportati in Tabella 23); tenendo presenti tali valori, si è voluta fare una semplice analisi dei carichi.

Laterizio

Come riportato in tabella:

Travi $\rightarrow 43 \text{ kg/m}^2$

Tavelle $\rightarrow 30 \text{ kg/m}^2$

Totale laterizio $= 43 + 30 = 73 \text{ kg/m}^2$

Calcestruzzo

Travetto $\rightarrow (0,215 \cdot 0,04 + 0,05 \cdot 0,024)/0,8 = 0,02575 \text{ m}^2$

Basi dei travetti prefabbricati $\rightarrow (0,1 \cdot 0,02)/0,8 = 0,0025 \text{ m}^2$

Caldana $\rightarrow (0,56 \cdot 0,04)/0,8 = 0,0280 \text{ m}^2$

Nel calcolo dell'area del travetto si è considerata anche la caldana del getto tra le tavelle superiori; l'area della caldana corrisponde invece al calcestruzzo sopra le tavelle superiori, il cui spessore, essendo sagomate, varia dai 2 cm ai 6 cm, per cui si è stimato essere di circa 4 cm. Inoltre sono state rapportate all'interasse dei travetti pari ad 80 cm.

Non possedendo un chiaro valore della densità del calcestruzzo posto in opera, procedendo per tentativi si è riscontrato che un valore di 2000-2100 kg/m^3 porterebbe il calcolo vicino al valore di carico totale strutturale permanente del solaio di 176 kg/m^2 come riportato in tabella. A causa dell'incertezza sul valore della densità e valutando anche la presenza di una quota di calcestruzzo disperso sopra le tavelle inferiori, oltre al peso delle armature, a favore di sicurezza si è preferito utilizzare come densità del calcestruzzo 2500 kg/m^3 , come indicato da normativa, arrotondando poi il valore ottenuto per eccesso.

Totale calcestruzzo $= (0,0086 + 0,002 + 0,0224) \cdot 2500 \cong 141 \text{ kg/m}^2$

Totale

Sommando il contributo del laterizio e del calcestruzzo:

Carico permanente strutturale $G_{k1} = 73 + 141 = 213 \cong 220 \text{ kg/m}^2 = 2,2 \text{ kN/m}^2$

CAPITOLO 3 - ANALISI DEI SOLAI

Carichi permanenti non strutturali

Ai carichi permanenti strutturali devono essere aggiunti quelli non strutturali, ovvero quelli che riguardano elementi di rifinitura come sottofondi, pavimenti, intonacatura, ...

Sottofondo

Calcestruzzo alleggerito $\rightarrow = 0,025 \cdot 20 = 0,5 \text{ kN/m}^2$

Pavimento

Graniglia di marmo spessore 1,5 cm $\rightarrow 0,4 \text{ kN/m}^2$

Intonaco

Malta $\rightarrow = 0,02 \cdot 20 = 0,4 \text{ kN/m}^2$

Elementi divisori interni

Riguardo le murature interne, vista la numerosa presenza di murature portanti che dividono di fatto la struttura in locali, vi è un numero limitato di elementi divisori interni non portanti, il cui peso può essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito. Questi sono formati da mattoni pieni il cui peso, vista l'altezza dei piani, può essere stimato intorno ai 2,5 kN/m. Riferendosi ai valori riportati al punto 3.1.3 delle NTC 2018, che mette in relazione il peso proprio per unità di lunghezza G_2 con il carico uniformemente distribuito corrispondente g_2 :

$G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$	$g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
$1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$	$g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$
$2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$	$g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$
$3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$	$g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$
$4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$	$g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Tabella 24 - Carico uniformemente distribuito per elementi divisori interni

Nonostante si ricadesse nell'intervallo che indica un peso $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}$, considerando il numero contenuto di tamponamenti interni presenti, si è valutato il loro carico pari a **1,00 kN/m²**.

Totale

Tenendo presente la diversa finitura dei solai i carichi permanenti non strutturali valgono:

Interpiano $\rightarrow \mathbf{G_{k2}} = 0,5 + 0,4 + 0,4 + 1,0 \cong \mathbf{2,3 \text{ kN/m}^2}$

Copertura $\rightarrow \mathbf{G_{k2}} = 0,5 + 0,4 + 0,4 \cong \mathbf{1,3 \text{ kN/m}^2}$

CAPITOLO 3 - ANALISI DEI SOLAI

Sovraccarichi

La normativa prevede di considerare sovraccarichi dovuti alla destinazione d'uso dell'opera che sono riportati in Tabella 25; tali valori risultano anche comprensivi di effetti dinamici ordinari e i modelli delle azioni sono costituiti da: carichi verticali uniformemente distribuiti q_k , carichi verticali concentrati Q_k e carichi orizzontali lineari H_k .

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali.	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi.	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico.	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico.	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi.	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne.	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi.			3,00

Tabella 25 - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso (Tab. 3.1.II – NTC 2018)

La categoria che meglio descrive la struttura è la C1, facente parte della categoria C “Ambienti suscettibili di affollamento (v. considerazioni Classe d'uso §1.3), in cui vengono espressamente citati gli edifici scolastici; si è quindi ottenuto un sovraccarico $q_k = 3,00$ kN/m².

CAPITOLO 3 - ANALISI DEI SOLAI

Carico della neve

Per le verifiche richieste, il sovraccarico sulla copertura in seguito all'applicazione dei coefficienti di combinazione, non viene computato, di conseguenza si è riportato il calcolo dell'eventuale carico neve per eventuali verifiche statiche.

Secondo le NTC 2018 al punto 3.4 il carico della neve sulle coperture viene valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

Dove:

q_{sk} = valore di riferimento del carico neve al suolo;

μ_i = coefficiente di forma della copertura;

C_E = coefficiente di esposizione;

C_t = coefficiente termico.

Carico della neve al suolo

Il carico della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima ed esposizione, per cui il territorio italiano è stato diviso in zone a cui è stato attribuito un diverso valore del parametro. La struttura ricade nella zona II che comprende le seguenti provincie: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, **Imperia**, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona. Per tale zona q_{sk} ha due diverse formulazioni dipendenti dall'altitudine di riferimento a_s , ovvero la quota sul livello del mare:

$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$a_s \leq 200 \text{ m}$
$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$	$a_s > 200 \text{ m}$

Tabella 26 - Espressione per il calcolo del carico della neve al suolo Zona II

Coefficiente di forma della copertura

Dipende dalla forma della copertura e dell'inclinazione sull'orizzontale. Nel caso di una copertura piana il suo valore può essere facilmente ottenuto dalla Tabella 27 in funzione dell'angolo α , espresso in gradi sessagesimali, formato dalla falda con l'orizzontale; nel caso di copertura piana $\alpha = 0$.

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 27 - Valori del coefficiente di forma (Tab. 3.4.II - NTC 2018)

CAPITOLO 3 - ANALISI DEI SOLAI

Coefficiente di esposizione

Tiene conto delle caratteristiche dell'area in cui sorge l'opera che possono influenzare la rimozione o l'accumulo di neve sulla copertura.

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1

Tabella 28 - Valori di C_E per diverse classi di esposizione (Tab. 3.4.1 – NTC 2018)

Coefficiente termico

Questo coefficiente tiene conto della riduzione del carico della nave dovuta allo scioglimento della stessa e dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale della copertura. In assenza di uno specifico studio può essere posto $C_t = 1$.

Carico della neve

Riportando tutti i parametri all'interno della formula si ottiene:

$$q_s = 1,5 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

3.2.3 Criticità

Come si può notare nelle immagini, la tavella inferiore di 3 cm risulta semplicemente appoggiata ai denti delle basi dei travetti prefabbricati. Inoltre solo in alcuni tratti è presente un leggero strato di calcestruzzo a migliorarne il fissaggio e per la maggior parte risulta derivante da un casuale spandimento durante la prosecuzione dei lavori.

Si sono analizzati casi simili a questa tipologia di soluzione costruttiva, in cui le tavelle inferiori svolgono il solo ruolo di "appoggio" per l'intonaco dell'intradosso, e si è riscontrata la loro pericolosità: semplicemente con colpi manuali si riesce a provocare una fessurazione e l'eventuale distacco della tavella. Quindi la loro eliminazione è sicuramente un intervento necessario nei riguardi dell'adeguamento sismico del solaio.

Nel paragrafo seguente si confronta il solaio della struttura presente con solai simili aventi un minore spessore di getto del solaio, per verificarne criticità conseguenti alla minore rigidità dello stesso.

3.3 Confronto tra diverse soluzioni costruttive

Alcune strutture che utilizzano tale tipologia di solaio risultano prive di tavelloni superiori tali da garantire una buona rigidezza e presentano una caldana inferiore ai 4 cm; questo non consente l'utilizzo dell'ipotesi di impalcato rigido (§7.2.6 - NTC 2008), la cui importanza è discussa al §4.2.4; ipotesi fatta comunemente per strutture in calcestruzzo armato con solai in latero-cemento. Per tale ragione si è verificata l'effettiva deformabilità dell'impalcato sulla base di quanto enunciato al paragrafo C7.2.6 della circolare 617/2009 secondo il quale gli impalcati *“possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, i loro spostamenti orizzontali massimi in condizioni sismiche non superano per più del 10% quelli calcolati con l'assunzione di piano rigido”*.

3.3.1 Realizzazione modelli

Si è quindi modellato in maniera completa il solaio del piano rialzato della struttura costituito da travetti di base 10 cm, interessati ogni 80 cm e discretizzati della stessa distanza per garantire la congruenza con gli elementi piastra soprastanti che simulano il comportamento della caldana, seppur esigua. I travetti sono stati modellati limitando la sezione al solo travetto gettato in opera, trascurando il contributo dei due travetti prefabbricati.

Si sono definiti due modelli:

A) modello con il vincolo di impalcato rigido per tutti i nodi appartenenti al piano;

B) modello con impalcato deformabile (nessun vincolo di piano).

In seguito si sono assegnate due forze costanti a tutti i nodi ($F_x = 30 \text{ kg}$ e $F_y = 30 \text{ kg}$) andando a creare due combinazioni di carico; questo per verificare gli effetti separatamente nelle due direzioni. Quindi applicando in maniera disaccoppiata F_x e poi F_y si sono valutati, al variare dello spessore degli elementi piastra, gli spostamenti $s_x = f(F_x)$, $s_y = f(F_x)$, $s_x = f(F_y)$ e $s_y = f(F_y)$ per verificare se risultassero maggiori di più del 10% degli spostamenti dei rispettivi nodi nel modello con il vincolo di piano.

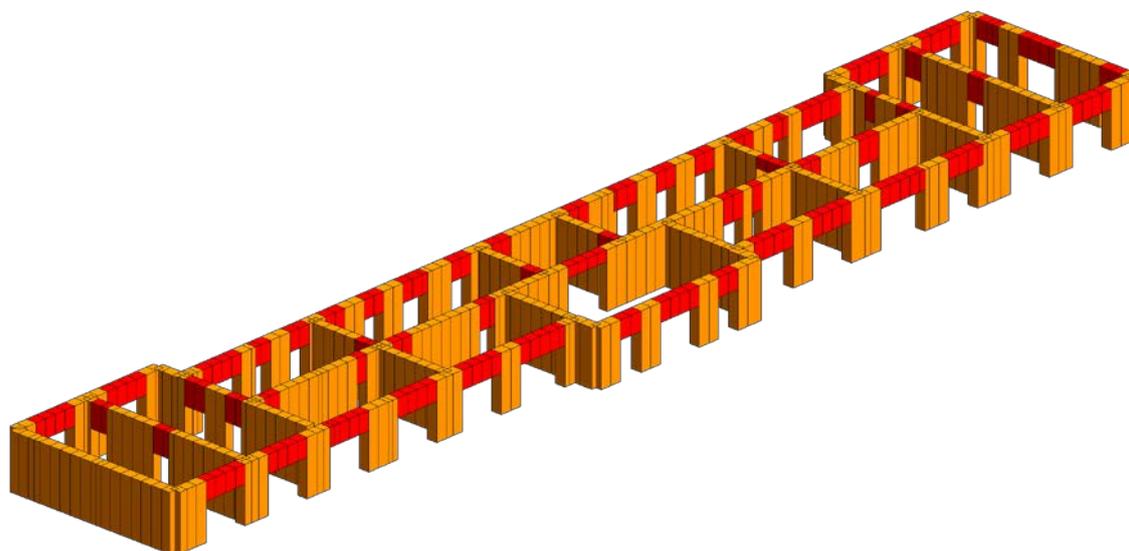
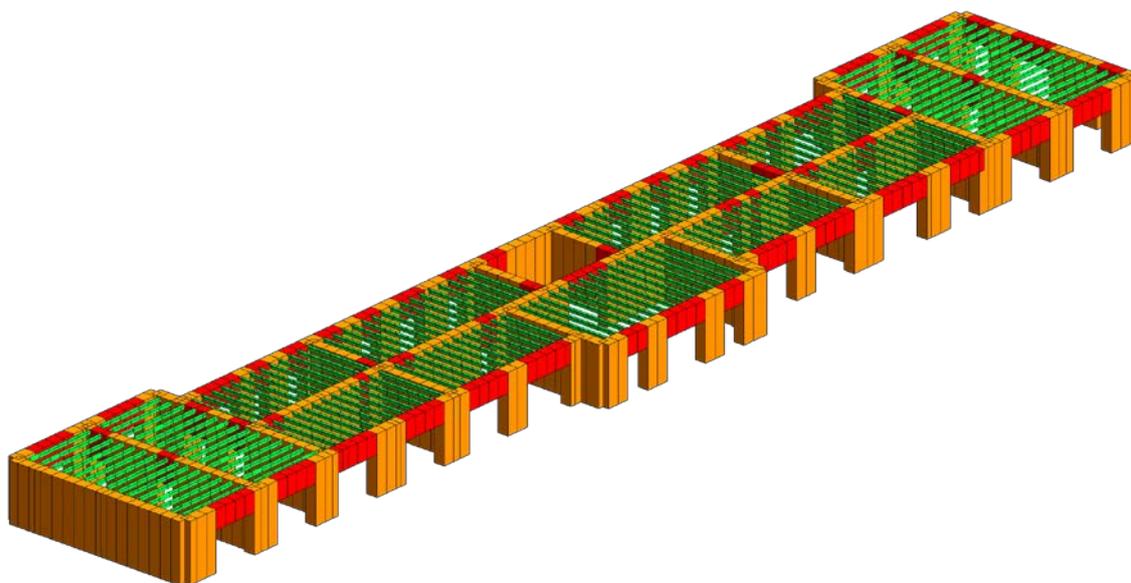


Figura 52 - Muratura del modello di verifica impalcato rigido



Sopra Figura 53 - Travatura del modello di verifica impalcato rigido

Sotto Figura 54 - Vista dall'alto del modello di verifica impalcato rigido

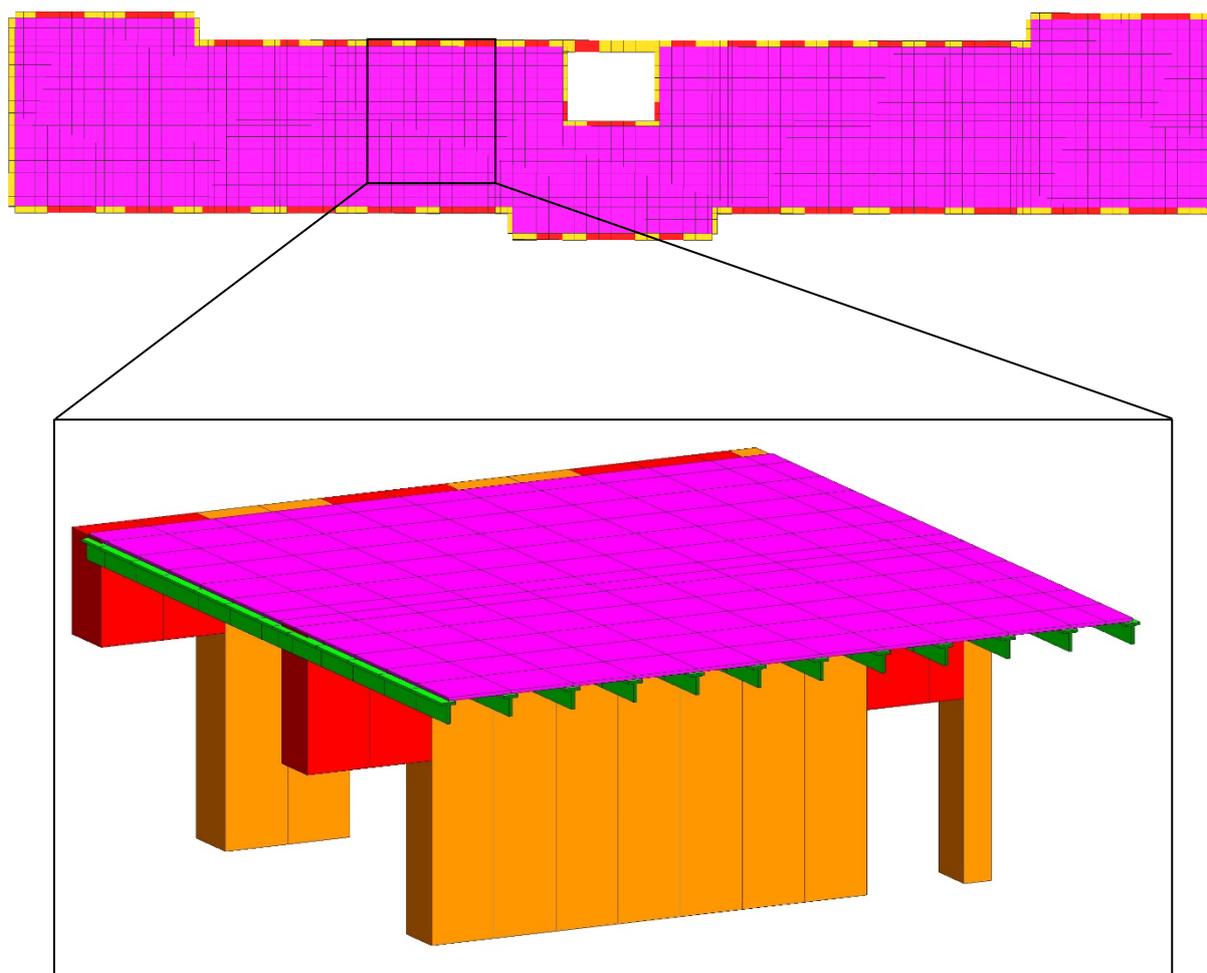


Figura 55 - Particolare della modellazione del solaio deformabile

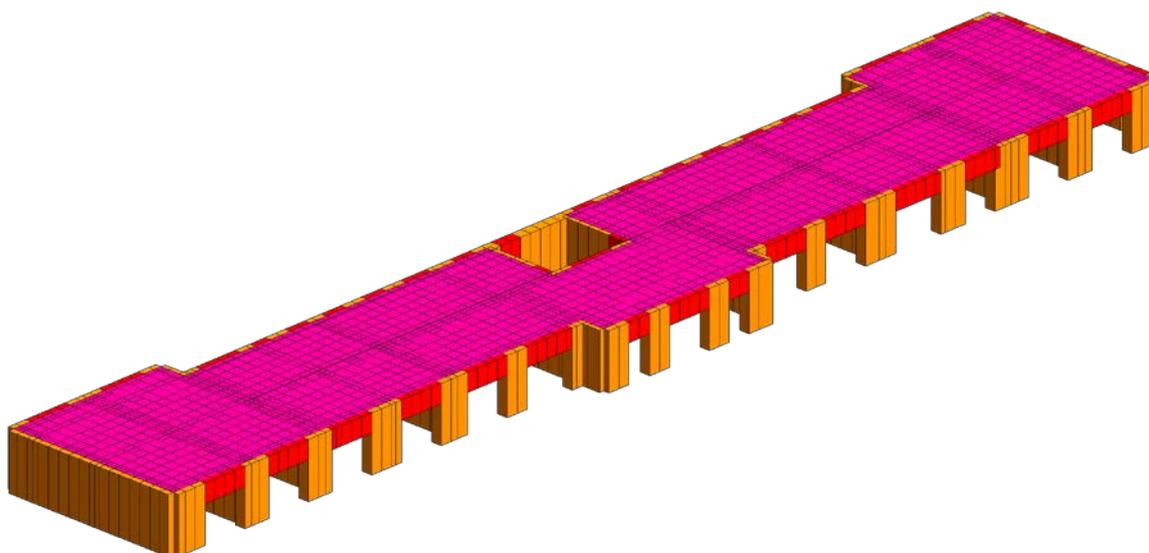


Figura 56 - Modello di verifica impalcato rigido completo di piastre

3.3.2 Confronto dei risultati

Vista la regolarità della struttura, gli spostamenti nella direzione perpendicolare all'applicazione delle forze sono risultati trascurabili. Dalla verifica degli spostamenti si sono ottenuti i seguenti risultati:

	Spessore [cm]	$S_{x,max}$ [mm]	$S_{y,max}$ [mm]
Rigido	-	0,21	0,19
Rigido + 10%	-	0,231	0,209
Deformabile	4	0,23	0,21
	3,5	0,25	0,22
	3	0,29	0,23
	2,5	0,30	0,24
	2	0,32	0,25

Tabella 29 - Risultati confronto impalcato rigido e deformabile

Riferendosi a quanto riportato in precedenza, si sono incrementati gli spostamenti del modello con impalcato rigido del 10% e si sono confrontati i valori così ottenuti con quelli relativi al modello con impalcato deformabile riferiti ai vari spessori di caldana.

Per come si è strutturato il solaio, limitando cautelativamente al più possibile la dimensione dei travetti, analizzando i risultati ottenuti, si può notare come solo nel caso di 4 cm di spessore della soletta si rientri in quanto disposto dalla normativa; per valori inferiori di conseguenza il solaio non è più valutabile con l'ipotesi di impalcato rigido e risulta necessario passare ad un modello con impalcato deformabili. Si può notare come lo spessore della caldana influenzi maggiormente la rigidità nella direzione x in quanto la maggior parte dei solai sono orientati nell'altra direzione.

CAPITOLO 3 - ANALISI DEI SOLAI

Di seguito si riportano in ordine le deformate del piano ottenute sia con il vincolo di impalcato rigido, sia con vincolo di impalcato deformabile, con le forze applicate prima in direzione x e successivamente in direzione y .

Rispecchiando la definizione, nel modello con il piano rigido si può notare come non si hanno deformazioni delle lastre e tutte insieme traslano rispetto al piano sottostante.

Diverso è invece il caso del piano deformabile: indipendentemente dalla direzione di applicazione delle forze, si nota una marcata differenza degli spostamenti delle lastre, che generano così deformazioni nel piano. Confrontando le due deformazioni in Figura 57, si può evidenziare una maggiore deformazione con le forze applicate nella direzione y , coincidente con quella dell'orditura dei solai, perché la luce fra i vari muri portati è maggiore rispetto all'altra direzione e si genera il tipico "spanciamento"; con le forze applicate in direzione x la deformazione nell'immagine sembrerebbe indicare un deformazione minore nel piano, ma in realtà lo spostamento globale dell'intero piano, rispetto a quello sottostante è maggiore, vi è solo una riduzione dello spostamento relativo fra le piastre.



Figura 57 - Dall'alto verso il basso: deformazioni di piano nel modello rigido e nel modello deformabile con forze F_x e F_y

3.3.3 Modello della struttura con piani deformabili

Si è quindi creato un modello della struttura con impalcato deformabile in cui sono state inserite delle travi fittizie al fine di simulare in parte la rigidità dei solai, che risulta comunque non trascurabile, almeno nella direzione dell'orditura dei solai. Si sono quindi rimodellati i nodi della struttura per permettere l'inserimento delle travi e si sono modellati tutti gli altri piani con le loro diverse aperture.

Su una struttura così complessa la lettura di un'analisi sismica nodale tende a diventare molto complicata. Anche a livello di onere computazionale, infatti per riuscire a ottenere una massa efficace del 85%, si è reso necessario valutare 1500 modi di vibrare; questo perché, con il piano deformabile, si generano moltissimi modi di vibrare delle singole travi o dei singoli tratti di muratura ai quali corrisponde, in genere una piccola massa.

Più prosaicamente si è cercato di cogliere i fenomeni locali con delle verifiche dei meccanismi locali basate su analisi limite per poi cercarle (a campione) con qualche modo di vibrare specifico dell'analisi nodale. Un po' come se si validasse l'analisi dei meccanismi locali con l'analisi nodale.

In Figura 58 si possono osservare le travature inserite nella direzione di orditura dei solai per simulare la loro rigidità.

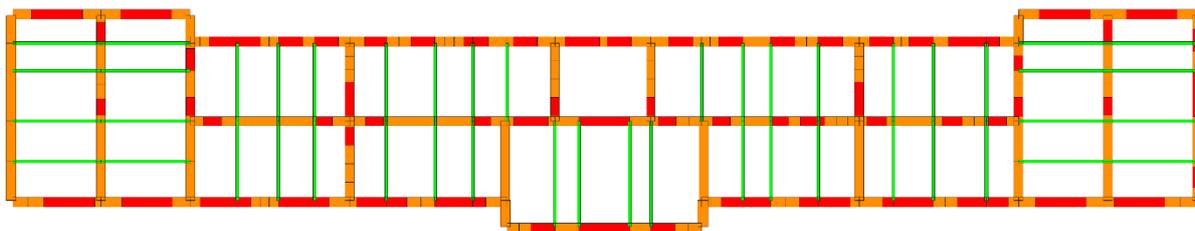


Figura 58 - Modello con piano deformabile vista dall'alto

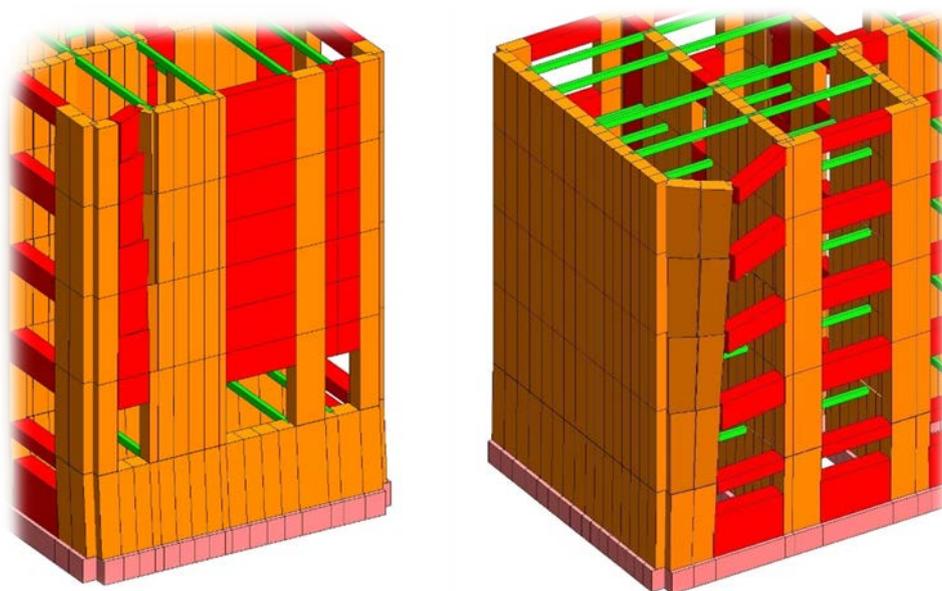


Figura 59 - Modi di vibrare 53 e 98

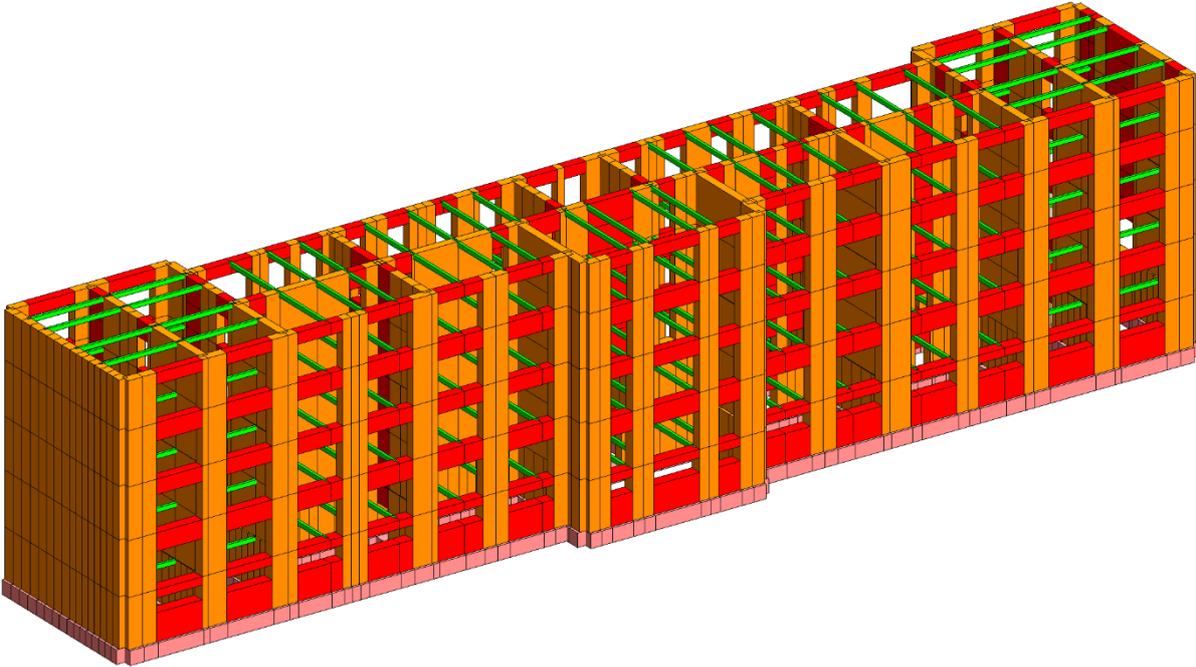


Figura 60 - Modello con piano deformabile vista sud-est

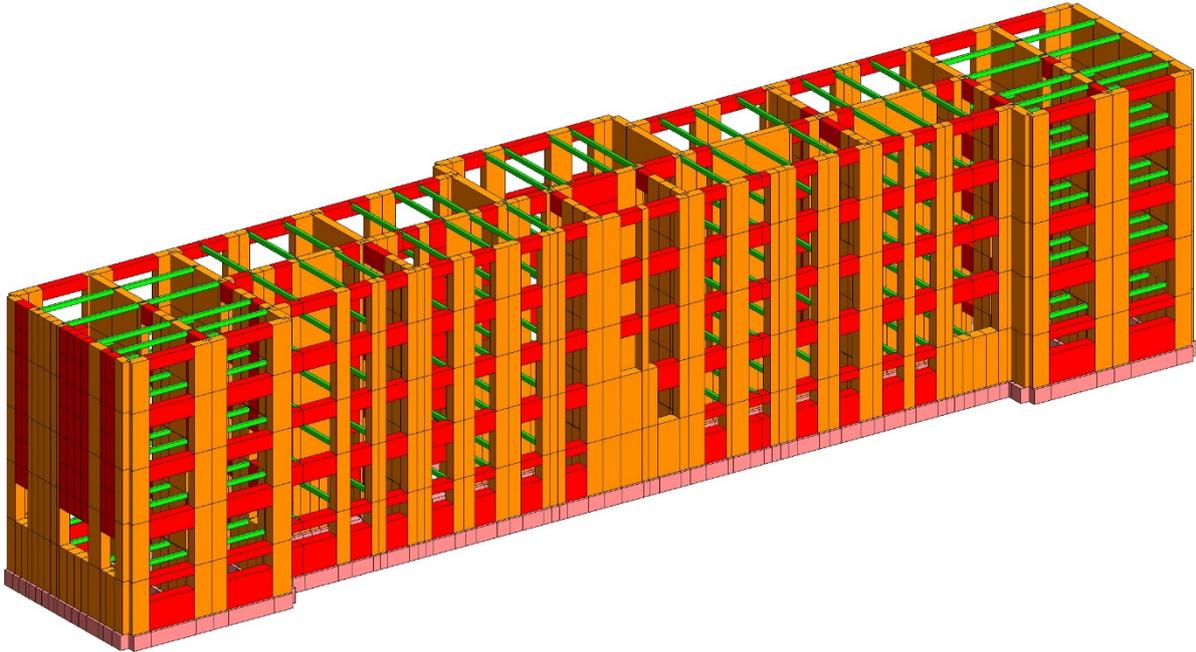


Figura 61 - Modello con piano deformabile vista nord-ovest

4. Modellazione della struttura

In zona sismica si desidera avere una struttura con comportamento il più possibile scatolare, ossia una struttura in cui le pareti ortogonali siano ben collegate efficacemente tra di loro e la copertura e i solai siano collegati ai muri perimetrali. In questo modo la struttura ha un comportamento di insieme e si sviluppano resistenze della struttura.

La qualità degli ammorsamenti e la presenza di cordoli indagati in precedenza permette di poter valutare la struttura come corpo unico che lavora d'insieme. La presenza di singolarità o di fenomeni di frattura deve comunque essere tenuta in conto e analizzata tramite meccanismi di collasso locali (v. 5).

L'analisi della struttura è stata effettuata inizialmente con due diversi software per valutare quale dei due si adattasse meglio al caso di studio e fornisce i risultati più attendibili. Nel proseguo del capitolo si è inizialmente riportato il confronto tra i software e successivamente, per il modello scelto, se ne sono descritti i passaggi per la realizzazione e i risultati delle analisi.

4.1 Confronto fra software di calcolo

Per questo confronto la struttura è stata realizzata in modo simile con due diversi software di calcolo: CDSWin e 3Muri. Analizzando i modi di vibrare tramite una semplice analisi modale della struttura, si sono ottenute le seguenti forme modali con relativi periodi:

Forma modale	CDSWin	3Muri
	T[s]	T[s]
1	1,35668	0,32753
2	0,92144	0,27214
3	0,66736	0,26028
4	0,32076	0,15278
5	0,22731	0,12376
6	0,17254	0,09627
7	0,15013	0,09606
8	0,11435	0,08481
9	0,09946	0,08155
10	0,09244	0,07735
11	0,08421	0,07547
12	0,07464	0,07521
13	0,07161	0,07446
14	0,06878	0,07410
15	0,5948	0,07204

Tabella 30 - Confronto dei periodi delle forme modali calcolati su software diversi

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Confrontando le due modellazioni si è notato un valore decisamente elevato del periodo del primo modo di vibrare del modello di CDSWin (e di conseguenza valori elevati anche nei successivi) che per una tale struttura in muratura risulta eccessivo.

Per valutare ulteriormente la modellazione si è preso spunto dal punto 7.3.3.2 della Circolare 617/2009 che fornisce una formula empirica semplificativa, suggerita per una analisi lineare statica, per la stima del periodo fondamentale della struttura; tale formula è adatta a costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

Dove:

H = è l'altezza della costruzione espressa in metri dal piano di fondazione;

C₁ = coefficiente moltiplicativo che vale:

- 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio;
- 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato;
- 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

Inserendo C₁ = 0,05, essendo la struttura in muratura, e H = 18 m, si ottenuto un valore di T₁ = 0,436 s.

Osservando i risultati si è quindi preferito utilizzare il modello su 3Muri per proseguire lo studio della struttura.

4.2 Geometria

4.2.1 Schema di calcolo delle pareti

Il modello di riferimento che si è creato è quello di telaio equivalente tridimensionale, basato su alcune ipotesi relative al comportamento sismico d'insieme con particolare riferimento alla concezione di struttura scatolare.

La struttura portante, con riferimento sia ai carichi verticali sia a quelli orizzontali, è identificata così da pareti e solai. Le pareti sono gli elementi portanti, mentre i solai, oltre a distribuire i carichi verticali sulle pareti, sono considerati come elementi di irrigidimento nel piano, da cui dipende la distribuzione tra le varie pareti delle azioni orizzontali. Il ruolo degli orizzontamenti è di rilevante interesse determinando il grado di accoppiamento e la modalità di distribuzione delle azioni sugli elementi resistenti. Secondo la rappresentazione a telaio equivalente, ogni parete dell'edificio è suddivisa in: maschi, fasce e nodi.

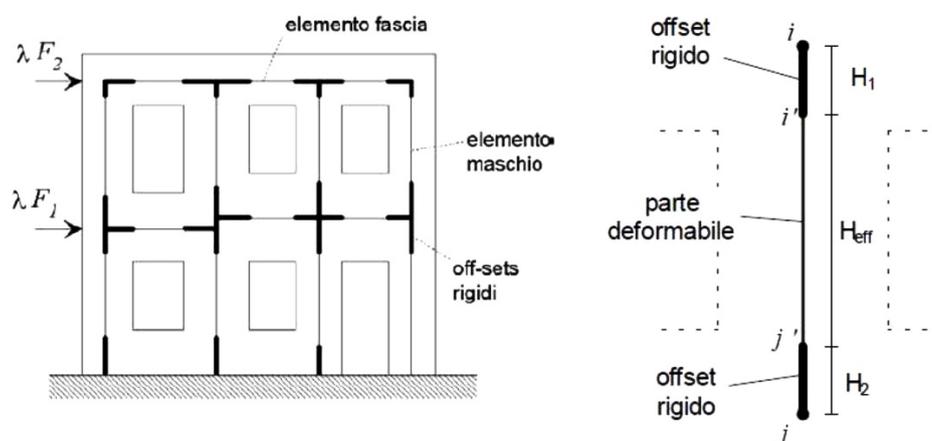


Figura 62 - Rappresentazione a telaio equivalente

Maschi e fasce sono modellati come macroelementi e svolgono il ruolo di pannelli murari e di travi di collegamento. Questi sono collegati tra loro tramite gli elementi rigidi denominati nodi. L'osservazione dei danni dovuti ai sismi reali, infatti, mostra che solo raramente (nel caso di geometria molto irregolare o aperture molto ridotte) si riscontrano lesioni nei nodi della parete. Pertanto la deformazione di queste regioni viene considerata trascurabile rispetto alle deformazioni non lineari dei macroelementi che governano la risposta sismica: è lì infatti che si concentrano deformabilità e danneggiamento.

I meccanismi di rottura previsti sono i seguenti:

- rottura per pressoflessione o ribaltamento (maschi), quando il momento flettente in una delle sezioni estreme della parte deformabile raggiunge il valore ultimo e, nella sezione in cui questo avviene, viene inserita una cerniera plastica;
- rottura per taglio con fessurazione diagonale, quando viene raggiunto il valore di taglio ultimo, associandone il valore rispettivamente al minore fra quello di fessurazione diagonale per cedimento dei giunti di malta e per rottura dei conci;
- rottura per taglio-scorrimento, ovvero rottura del maschio murario lungo un letto di malta in corrispondenza di una delle sezioni estreme i' o j' .



Figura 63 e 64 - Meccanismi di rottura per taglio e presso flessione

Il macroelemento

Volendo descrivere maggiormente nel dettaglio il macroelemento, si riporta un estratto dalla guida di 3Muri: “si consideri un pannello di larghezza b e spessore s costituito di tre parti: la deformabilità assiale è concentrata nei due elementi di estremità e f di spessore infinitesimo D , infinitamente rigidi ad azioni taglianti, e la deformabilità tangenziale è situata nel corpo centrale, di altezza h che, viceversa, è indeformabile assialmente e flessionalmente. Il modello cinematico completo per il macroelemento contempla quindi i tre gradi di libertà dei nodi in i e j e quelli dei nodi interfaccia”.

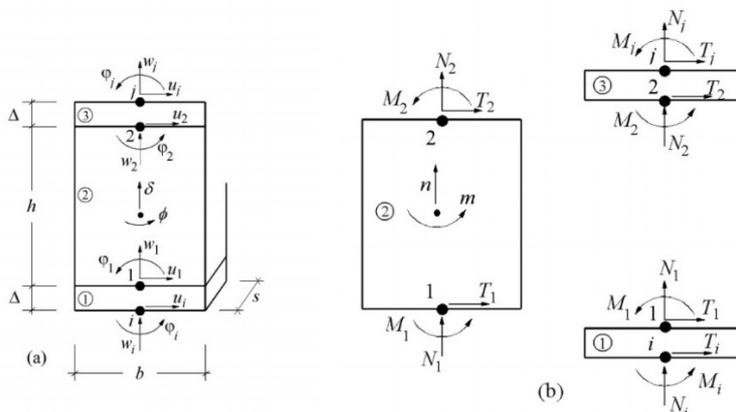


Figura 65 - Macroelemento e gradi di libertà

Questo modello viene poi completato con l’inserimento di un meccanismo di collasso: le normative definiscono le deformazioni massime accettabili per il pannello a causa di meccanismi di taglio e pressoflessione. Nel caso in cui tali valori vengono superati, il pannello viene schematizzato con una biella (v. 0): in questo modo viene ridotta o annullata la sua capacità resistente, ma rimane in grado di trasmettere forze normali senza alcuna resistenza per le azioni sismiche. I valori di riferimento per le deformazioni massime sono riportati nella Circolare 617/2009: in caso di analisi non lineare, per lo Stato limite ultimo di salvaguardia della vita, lo spostamento ultimo di ciascun pannello deve essere assunto pari al 0,4% dell’altezza del pannello, nel caso di rottura a taglio, e pari al 0,6% nel caso di rottura a pressoflessione. Questi valori si possono vedere riportati nelle caratteristiche del materiale delle murature in Figura 68 sotto il nome di “drift”.

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

4.2.2 Definizione del materiale della muratura

La fase di inserimento delle pareti all'interno del software inizia con la definizione del materiale della muratura, corrispondente alle informazioni ricavate in precedenza (v. 2.3.3). La definizione è articolata nei seguenti passaggi:

- definizione della tipologia muraria e del livello di conoscenza raggiunto e con conseguentemente ricerca del software, basandosi sulla normativa, dei parametri della muratura da inserire (v. 2.3.1);

The dialog box 'Definizione parametri materiali' is shown with the following data:

Media tabellare	fm [N/cm ²]	t0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	FC	w [kN/m ³]
	320,00	6,50	1.740,00	580,00	1,2	21

Figura 66 - Inserimento parametri della muratura

- definizione dei parametri migliorativi della muratura (v. 2.3.1);

The dialog box 'Parametri migliorativi' is shown with the following data:

Parametro	Valore
<input checked="" type="checkbox"/> Malta buona	1,3
<input checked="" type="checkbox"/> Connessione trasversale Diatoni artificiali	1,3
<input type="checkbox"/> Intonaco armato	1,5
<input type="checkbox"/> Nucleo scadente e/o ampio	0,8
<input type="checkbox"/> Ricorsi o listature	1,1
<input type="checkbox"/> Iniezioni di miscele leganti	1,5
<input type="checkbox"/> Giunti sottili (< 10 mm)	-
<input type="checkbox"/> Altro	-

Figura 67 - Inserimento parametri migliorativi della muratura

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

- inserimento finale del materiale, riportando il FC (v. 2.3.2) e il coefficiente di sicurezza della muratura. Quest'ultimo ricavato dalla Tabella 31, corrispondente alla categoria II, in quanto non si ha una conoscenza della resistenza alla compressione dichiarata degli elementi resistenti (v. 11.10.1 - NTC 2018), e alla classe di esecuzione 2, data l'assenza di operazioni di controllo aggiuntive (v. 4.5.6.1 – NTC 2018). In genere il coefficiente scelto è quello usuale per le murature esistenti in pietrame, eccetto eventualmente per edifici di recente costruzione.

Materiale	Classe di esecuzione	
	1	2
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a prestazione garantita	2,0	2,5
Muratura con elementi resistenti di categoria I, malta a composizione prescritta	2,2	2,7
Muratura con elementi resistenti di categoria II, ogni tipo di malta	2,5	3,0

Tabella 31 - Valori del coefficiente γ_M in funzione della classe di esecuzione e della categoria degli elementi resistenti

Figura 68 - Inserimento proprietà della muratura

Si fa notare inoltre l'inserimento della condizione del materiale "esistente" e la scelta del tipo di legame "Turnšek/Cacovic", che rappresenta un tipo di rottura a taglio diagonale e ne è consigliato l'utilizzo, rispetto al criterio "Mohr/Coulomb", per le murature già esistenti (v. 2.1.7.1 - Guida 3Muri).

4.2.3 Inserimento delle pareti

Creata il materiale si è inserito lo schema delle pareti secondo lo standard utilizzato da 3Muri: si devono inserire gli assi delle pareti possibilmente unici per tutti i piani, tenendo quindi in considerazione le pareti di tutti i piani.

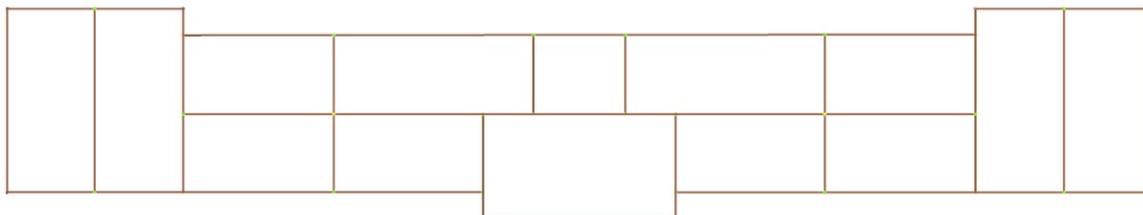


Figura 69 - Pianta inserimento pareti

Durante questa fase di inserimento i nodi delle pareti vengono identificati con diversi colori ad identificare il tipo di “dipendenze” che le varie pareti assumono tra loro:

- nodi estremo di parete per una o più pareti;
- nodi estremo di parete e anche punto intermedio di un'altra parete;
- nodi prodotti dall'intersezione di più pareti senza essere estremo di alcuna parete.

Dopo avere creato lo schema degli assi, selezionandoli si entra nella definizione dei singoli pannelli, dei quali si può impostare il materiale (definito in precedenza), lo spessore e le eventuali eccentricità rispetto alla linea d'asse. Uno degli utilizzi dell'eccentricità è il mantenere allineate le murature di tamponamento rispetto alla facciata esterna, nonostante il loro spessore si riduca salendo di piano. Inoltre si può modificare lo spessore e il materiale delle murature sopra e sotto eventuali fori. La definizione di una apertura richiede di inserire semplicemente la larghezza, l'altezza, la distanza dalla base della muratura e il filo, ovvero il punto di riferimento per inserimento.

Di seguito si riporta a titolo di esempio la definizione di un'apertura (finestra) e l'inserimento di una muratura di tamponamento del piano rialzato.

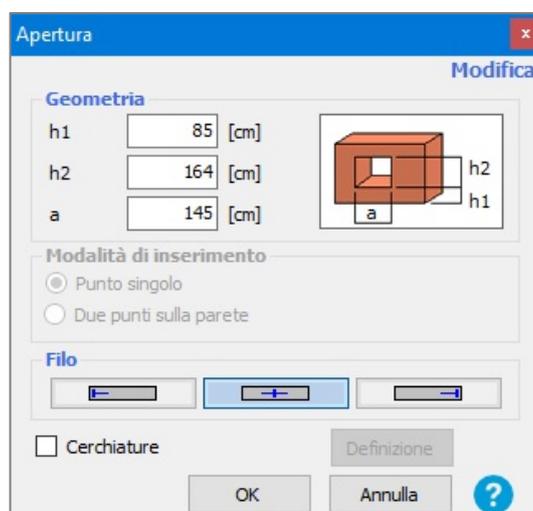


Figura 70 - Definizione apertura

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

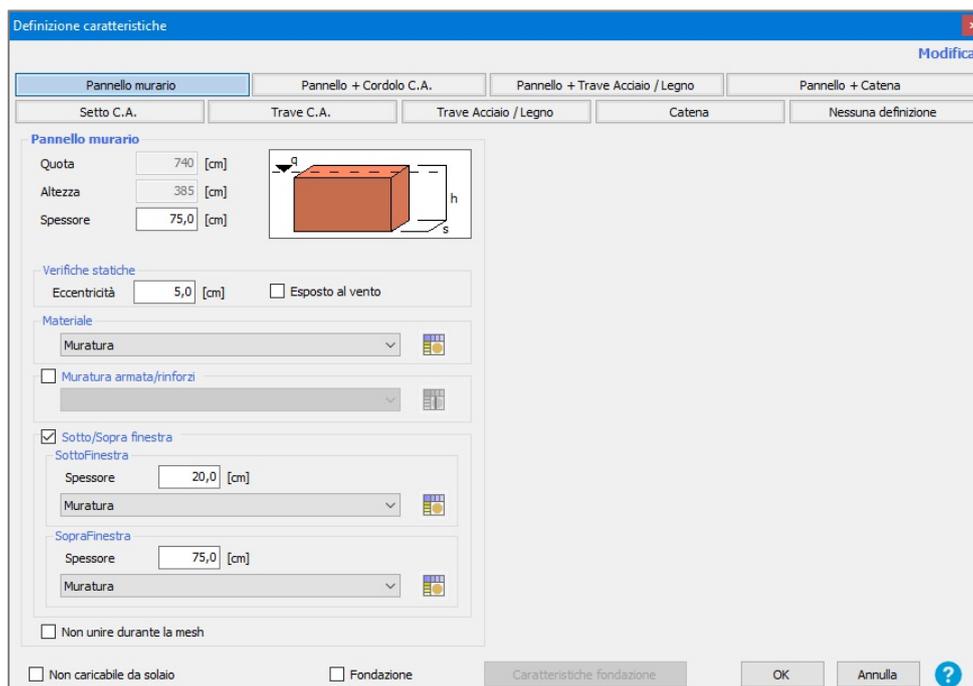


Figura 71 - Definizione pannello murario

A fine inserimento, si ottiene una pianta dove appaiono le pareti definite in verde (gli assi creati in precedenza dopo la definizione cambiano colorazione da marrone a verde), i nodi in blu e le finestre in nero.

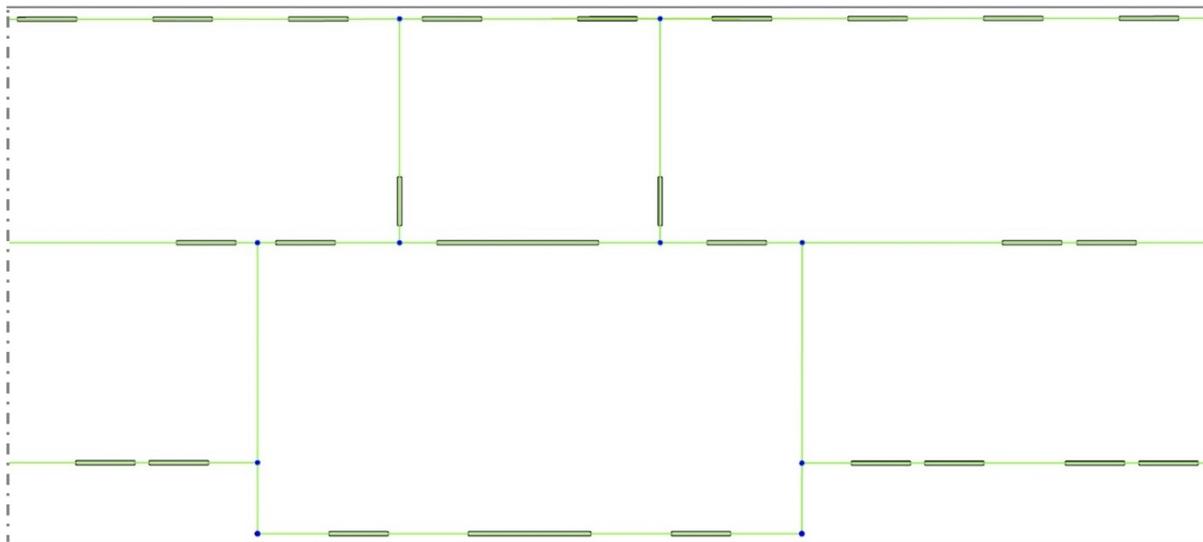


Figura 72 - Estratto della pianta del piano rialzato con inserimento di pannelli e aperture

4.2.4 Schema di calcolo dei solai

I solai trasmettono sia i carichi verticali che le sollecitazioni sismiche alle varie pareti. I carichi verticali generano un comportamento del solaio che interessa solo la sua capacità di portare i carichi, a livello sismico non risulta di interesse, quindi viene trascurato da 3Muri.

Riguardo i solai, l'elemento di maggiore importanza da valutare è la loro rigidità; infatti la rigidità nel piano del solaio induce un diverso comportamento della struttura nel suo insieme (v. 3.3).

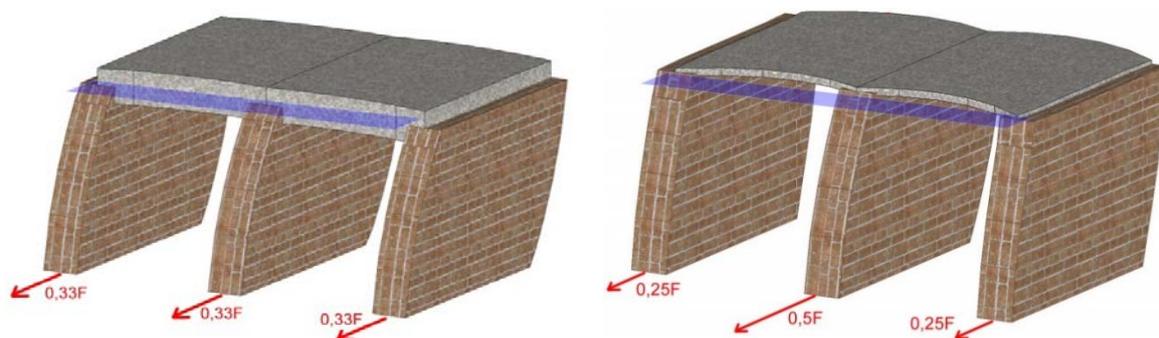


Figura 73 e 74 - Comportamento del solaio rigido e flessibile (Guida 3Muri)

Come si può vedere dalle immagini, un solaio rigido permette di ridistribuire uniformemente le azioni a tutti i setti, compreso a quello centrale, anche se interessato da un carico orizzontale doppio rispetto ai laterali. Un solaio flessibile invece riporta il 50% del carico totale sismico sul setto centrale, un carico doppio rispetto a quello gravante sui laterali.

Questo è il motivo per cui in genere si richiede di ottenere una condizione di solai infinitamente rigidi e ben collegati alle murature. In genere tale richiesta negli edifici esistenti, se non garantita inizialmente, può essere difficile da realizzare: in caso di interventi di recupero o adeguamento l'eventuale sostituzione di un solaio in legno con simili in cemento armato o l'aumento dello spessore della caldana, per ottenere un comportamento rigido, comportano l'aumento della massa dei piani e un conseguente incremento delle azioni sismiche; inoltre le operazioni citate possono essere di difficile esecuzione. Il solaio infinitamente rigido non deve essere quindi necessariamente prescritto, ma occorre valutare correttamente il comportamento della struttura tenendo conto dell'effettiva rigidità dei solai.

Il software considera gli elementi finiti superficiali con comportamento membranale, in grado di trasmettere sforzi nel piano, e presentano comportamento anisotropo, per tenere conto delle diverse rigidità nelle due direzioni.

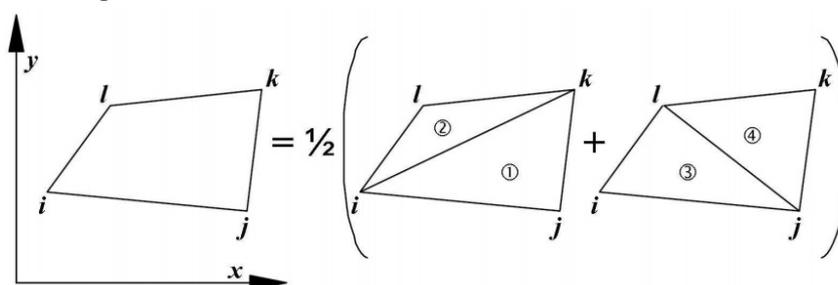


Figura 75 - Schema degli elementi di solaio con comportamento membranale anisotropo (Guida 3Muri)

L'inserimento solaio è riportato a seguito delle combinazioni di carico del paragrafo 4.3.

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

4.3 Combinazioni di carico

Secondo il punto 2.5.3 delle NTC 2018, ai fini delle verifiche degli Stati ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E viene definita la seguente combinazione delle azioni:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

In tali formule i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente; con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile vengono definiti: il valore quasi permanente, il valore frequente e il valore di combinazione.

Ai fini di questo studio interessa il valore quasi permanente, corrispondente al termine $\Psi_{2j} Q_{kj}$, definito dalla normativa come: *“il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento”*.

I valori dei coefficienti Ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 32, insieme a quelli Ψ_{0j} e Ψ_{1j} per le altre combinazioni:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 32 - Valori dei coefficienti di combinazione (Tab. 2.5.1 - NTC 2018)

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Le categorie che meglio descrivono la situazione della struttura sono la C (v. considerazioni Classe d'uso §1.3) e la H, a cui corrispondono quindi un valore di $\Psi_{2j} = 0,6$ e $\Psi_{2j} = 0$.

3Muri permette inoltre di effettuare verifiche statiche, di conseguenza come carico accidentale agente sulle coperture si è scelto di inserire il carico neve in quanto è l'unico ad essere computato, insieme alla categoria C con $\Psi_{0j} = 0,7$, essendo $\Psi_{0j} = 0$ per le coperture e $\Psi_{0j} = 0,5$ in caso di Neve.

Inserimento dei solai con relativi carichi

Definite le pareti della struttura, si è proceduto con l'inserimento dei solai della struttura tenendo conto dell'analisi dei carichi effettuata al 3.2.2.

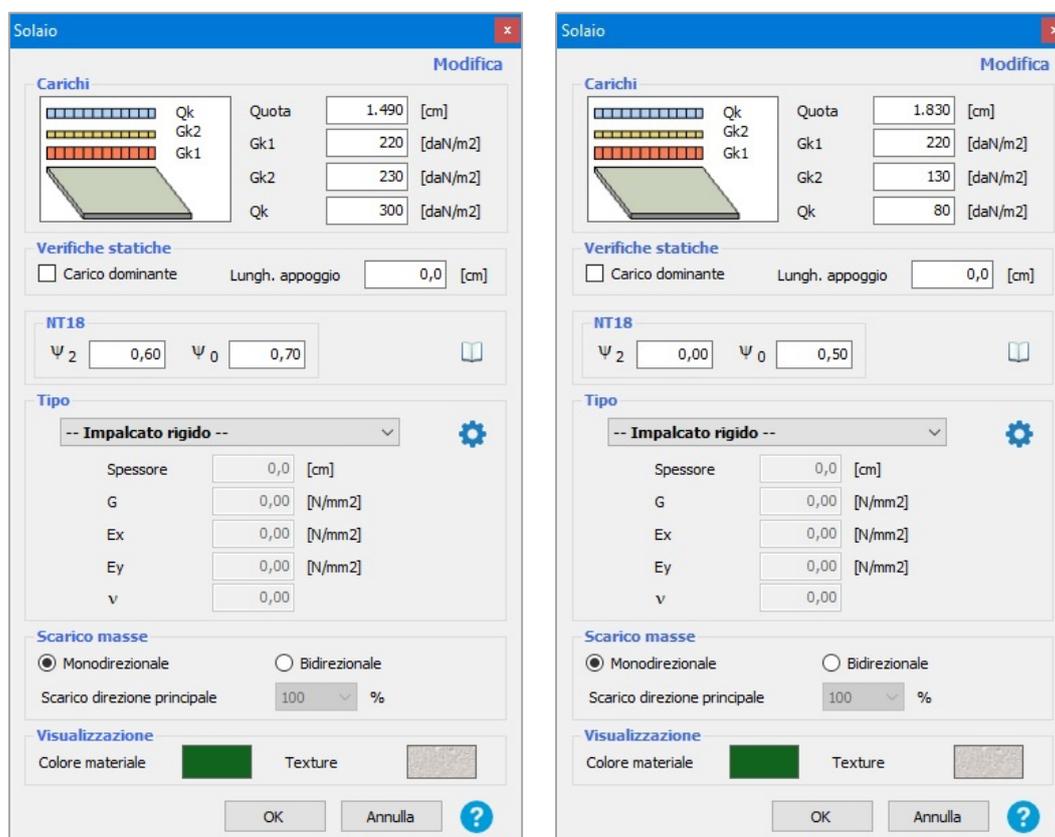


Figura 76 e 77 - Inserimento carichi dei solai di interpiano e della copertura

Inoltre si riportano le quote di interpiano ottenute dai rilievi in situ:

Piano	Quota [m]
Piano seminterrato	0,00
Piano rialzato	3,55
Primo piano	7,42
Secondo Piano	11,07
Terzo Piano	14,90
Copertura	18,30

Tabella 33 - Quote di interpiano

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

4.4 Parametri sismici

All'interno del software prima di procedere all'analisi sismica (v. 0) occorre inserire i parametri sismici precedentemente calcolati (v. capitolo 1):

	SLC	SLV	SLD	SLO
Verifica	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>
a_g [m/s ²]	2,29	1,72	0,52	0,35
F_0	2,48	2,46	2,57	2,62
T^*_C [s]	0,31	0,30	0,23	0,21
T_R	1.462,00	712,00	75,00	45,00
S_S	1,17	1,20	1,20	1,20
T_B [s]	0,14	0,14	0,11	0,11
T_C [s]	0,43	0,42	0,34	0,32
T_D [s]	2,53	2,30	1,81	1,74

Figura 78 - Inserimento parametri sismici

Occorre però aggiungere, che al paragrafo 7.3.5 della nuova normativa NTC 2018, sembrerebbe essere inglobata anche l'analisi statica non lineare nella richiesta di valutare la risposta sismica applicando l'espressione 7.3.10:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_x$$

ovvero non si prevederebbe di considerare separatamente le componenti orizzontali, come precedentemente richiesto dalle NTC 2008. Attualmente, non è chiaro come applicare tali indicazioni all'analisi statica lineare, per l'assenza di una documentazione tecnica di comprovata validità; 3Muri per ovviare a questo problema, e valutare il comportamento bidimensionale, permette di eseguire tale combinazione direttamente sulle azioni tramite un fattore di amplificazione che moltiplica a_g della forma spettrale. Tale fattore si è posto pari a 1,044 e deriva da una semplice combinazione di azioni imponendo $E_x = E_y = A$:

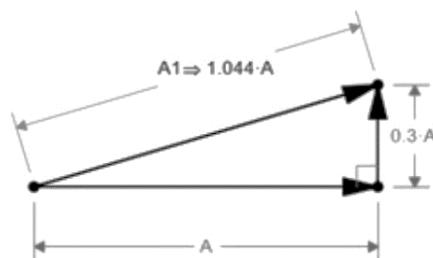


Figura 79 - Combinazione delle azioni per il calcolo del fattore di amplificazione sismico

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

4.5 *Modello completato*

Al termine dell'inserimento della struttura, tramite il comando "Calcola mesh modello", il software realizza la struttura a macroelementi per ogni setto inserito. Di seguito si riportano alcune viste del modello e alcuni pannelli generati di significativa importanza; le schede complete dei pannelli sono riportate nell'Allegato C.



Figura 80 - Vista Sud-Est

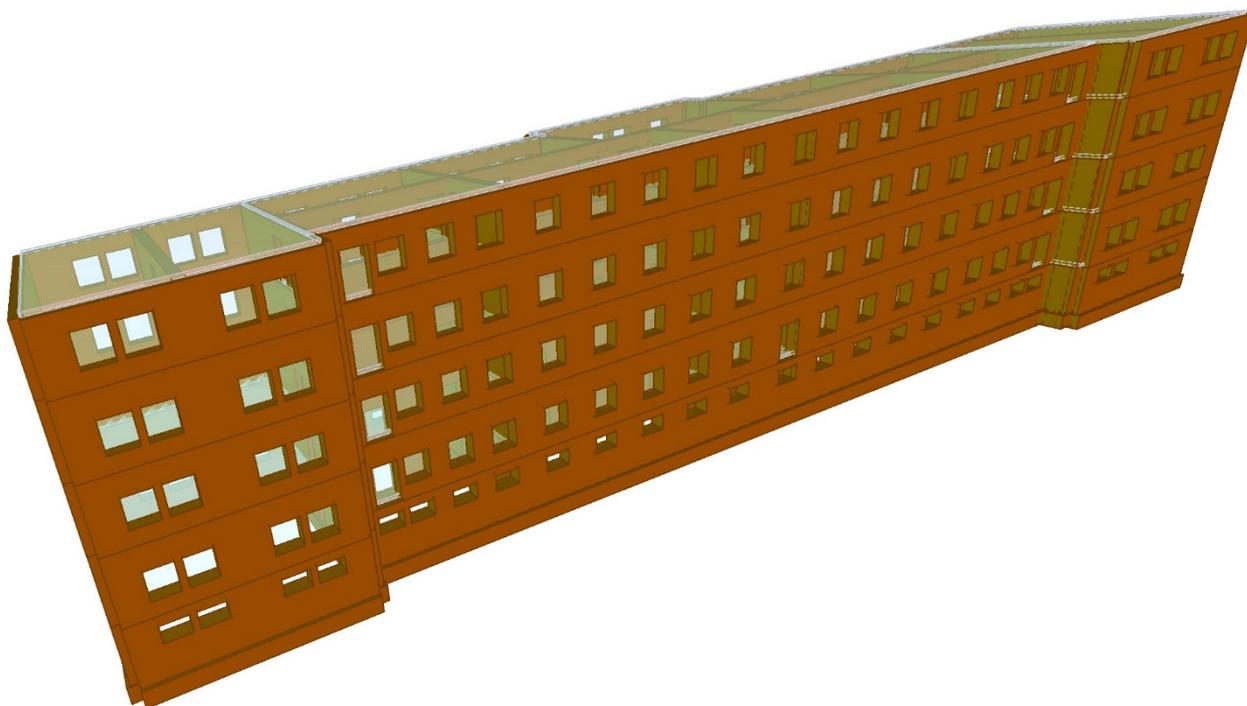


Figura 81 - Vista Nord-Ovest

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Di seguito si riporta una vista dall'alto prospettica, con i piani aventi un diverso valore di trasparenza, per creare l'effetto visivo a scomparsa.

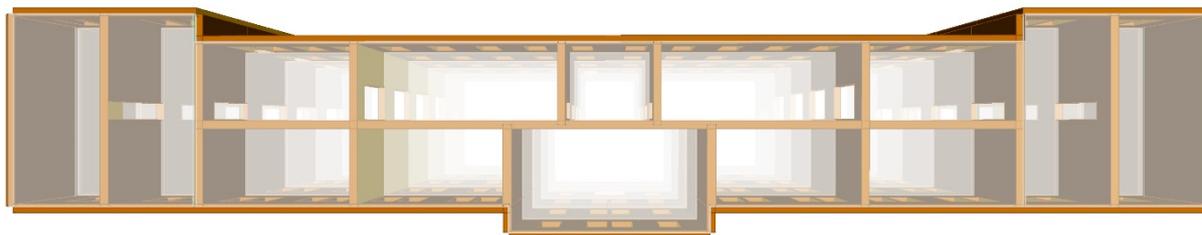


Figura 82 - Vista Dall'alto

In Figura 83 sono riportati due pannelli di cui se ne vogliono analizzare le criticità costruttive per poi verificarne il comportamento dopo l'analisi (v. 4.7.3).

Il pannello 5 rappresenta parte della facciata esposta ad est in cui è presente l'entrata principale dell'edificio. Quest'ultima nel telaio rappresenta una foratura e provoca una riduzione del sostegno alla muratura sovrastante che si trova a lavorare quasi come un pilastro in falso.

Il pannello 19 rappresenta la facciata corta esposta a Sud dell'edificio. Si può notare la singolarità costruttiva consistente nella presenza di quattro aperture al solo primo piano che indeboliscono l'intero pannello murario.

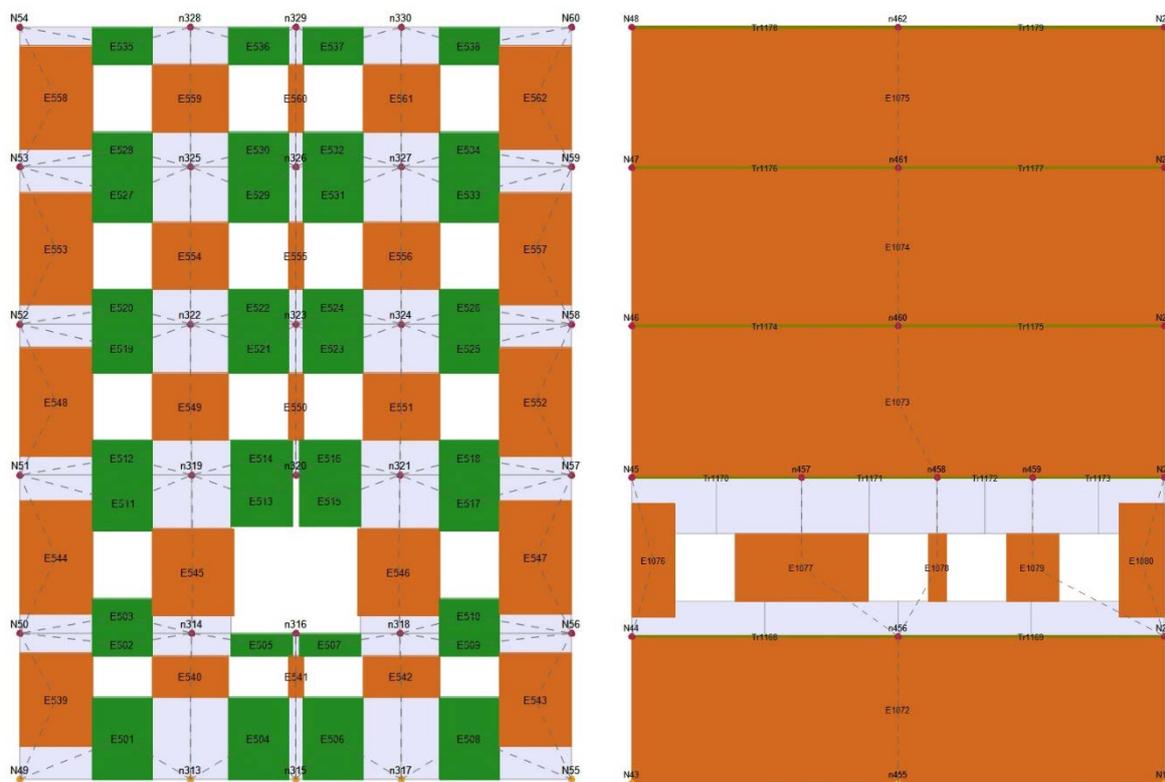


Figura 83 - Pannelli 5 e 19

4.6 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare, anche detta "Pushover", letteralmente spingi-oltre, consente di indagare il comportamento della struttura oltre il limite elastico sino allo Stato limite ultimo. L'analisi prevede di applicare carichi statici monotoni crescenti, sia in direzione positiva che negativa, fino al raggiungimento di un collasso locale o globale.

Questo metodo di analisi è utilizzabile per costruzioni il cui comportamento, sotto la componente del terremoto considerata, è governato da un modo di vibrare principale caratterizzato da una significativa partecipazione di massa

Un'attenzione particolare è inoltre da porre sulla scelta del nodo di controllo, ovvero il nodo della struttura che deve rappresentare lo spostamento dell'intero edificio sotto l'azione sismica. Il nodo scelto in genere deve possibilmente appartenere a una parete dell'ultimo livello del fabbricato che giunge a collasso.

4.6.1 Fasi di pushover

L'analisi condotta dal software può essere suddivisa in diverse fasi.

Fase 1

La struttura è scarica ed è necessario individuare il nodo di controllo. Si tratta di un punto di solito situato all'ultimo piano che serve come punto di riferimento per la costruzione della curva forza-deformazione.

Fase 2

Si applicano le forze che saranno incrementate ad ogni passo.

Fase 3

Al crescere delle forze alcuni elementi subiranno un degrado, passando dalla fase elastica alla fase plastica, cioè al limite del comportamento elastico.

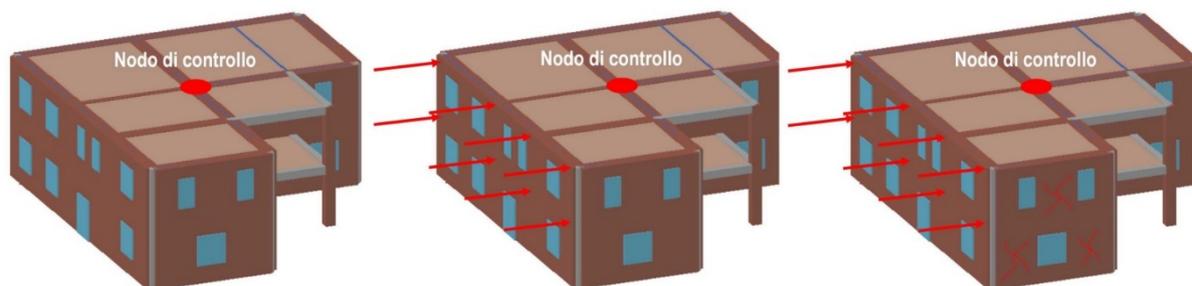


Figura 84 - Fasi 1,2,3 dell'analisi pushover (Guida 3Muri)

Fase 4

Aumentando ancora le forze ci sarà ulteriore passaggio dalla fase plastica alla rottura vera e propria. In questo caso l'elemento non si considera più attivo per contrastare i carichi sismici orizzontali, mentre è ancora attivo per i carichi verticali. In pratica viene inserita una biella verticale.

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Fase 5

Gli elementi collassati si propagano man mano che gli elementi maschi e fasce raggiungono lo stato limite.

Fase 6

Al termine la struttura risulta collassata quando nella curva forza alla base - spostamento si è raggiunto un valore pari a 80% del valore massimo raggiunto.

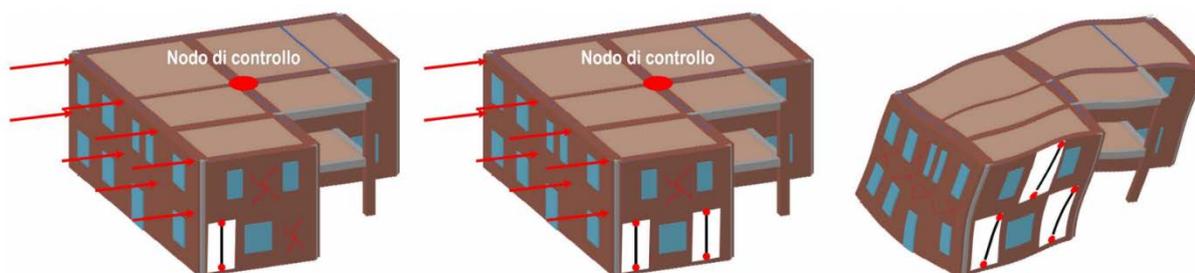


Figura 85 - Fasi 4,5,6 dell'analisi pushover (Guida 3Muri)

Al termine delle fasi si ottiene una curva capacità avente come ordinata il tagliante alla base F_b e come ascissa lo spostamento del punto di controllo d_c , per ogni combinazione di analisi. Queste curve raffigurano la progressiva perdita di resistenza della struttura che si esaurisce quando la struttura diventa labile. L'andamento curvilineo tipico della curva è infatti dovuto al passaggio dalla fase elastica alla fase plastiche dei diversi elementi strutturali; se vi fosse assenza di plasticizzazione si otterrebbe un diagramma rettilineo.

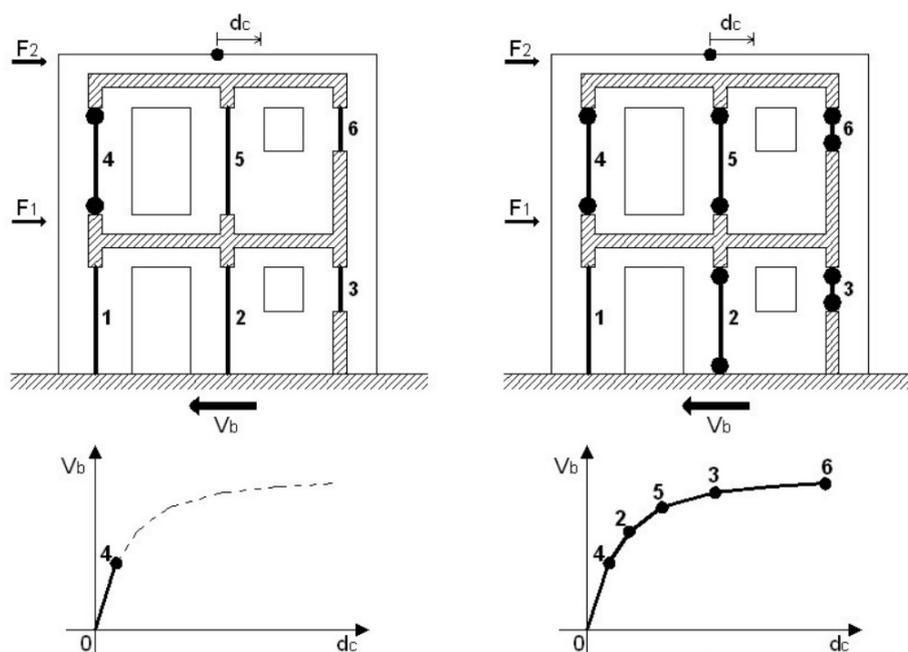


Figura 86 - Definizione della curva di capacità (NTC2018: analisi pushover per edifici in muratura)

4.6.2 Sistema equivalente ad un grado di libertà

Il passaggio successivo consiste nel passare da un sistema come la struttura, a più gradi di libertà (MDOF), a uno equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF). Il procedimento da seguire illustrato di seguito è determinato dal punto C7.3.4.1 della Circolare 617/2009 e al punto 7.8.1.6 delle NTC 2018.

Il sistema SDOF si ottiene dividendo le grandezze reali del sistema F_b e d_c rispetto Γ :

$$F^* = F_b / \Gamma$$

$$d^* = d_c / \Gamma$$

Dove:

F_b = tagliante alla base, ordinata della curva di capacità;

d_c = spostamento del punto di controllo della struttura, ascissa della curva di capacità;

Γ = fattore di partecipazione modale definito come:

$$\Gamma = \frac{\Phi^T M \tau}{\Phi^T M \Phi}$$

Dove:

τ = vettore trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata;

Φ = modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$;

M = matrice di massa del sistema reale.

Dividendo le grandezze reali per il fattore di partecipazione modale si ottiene la curva di capacità del sistema SDOF. Questa curva viene approssimata a una bilatera costituita tra un primo tratto lineare e un secondo tratto costante. Tale sistema è comunemente denominato sistema bilineare equivalente (SBE).

Detta F_{bu} la resistenza massima del sistema strutturale reale e $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$ la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendo il passaggio per il punto $0,6 \cdot F_{bu}^*$. La forza di plasticizzazione F_y^* invece si ottiene tramite l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e della curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente a una riduzione di resistenza $\leq 0,15 \cdot F_{bu}^*$.

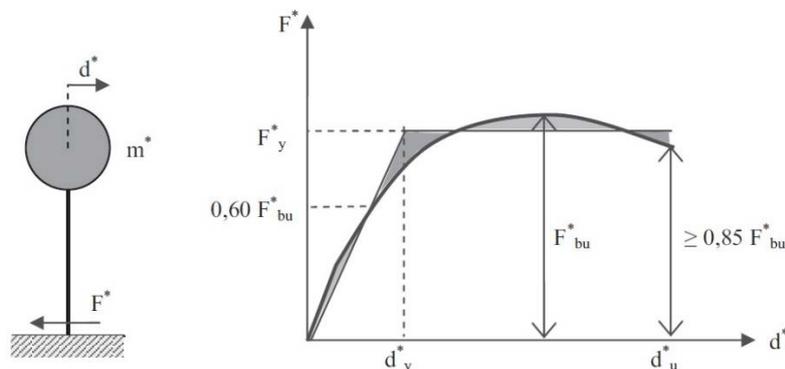


Figura 87 - Sistema e diagramma bilineare equivalente (Figura C7.3.1 - Circolare 617/2009)

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Del sistema equivalente si possono quindi calcolare le varie caratteristiche:

- massa $m^* = \Phi M \tau$
- rigidezza $k^* = \frac{0,7 \cdot F_{bu}^*}{d_{F_{bu}^*}}$
- periodo elastico $T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$

da notare che la rigidezza corrisponde all'inclinazione del tratto lineare.

La domanda di spostamento d_{\max}^* del sistema ad un solo grado di libertà si ottiene dalle seguenti relazioni, in funzione del periodo T^* del sistema equivalente e del periodo T_C che definisce lo spettro elastico.

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* \geq T_C$$
$$d_{\max}^* = \frac{S_{De}(T^*)}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right] \geq S_{De}(T^*) \quad \text{se } T^* < T_C$$

Dove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente:

$$q^* = \frac{s_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

Ottenuta la domanda di spostamento d_{\max}^* per lo stato limite in esame si può passare alla verifica dei risultati (v. 4.6.4) tornando alla domanda di spostamento nel sistema reale tramite:

$$D_{\max} = d_{\max}^* \cdot \Gamma$$

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

4.6.3 Combinazioni di analisi

Le combinazioni di analisi che vengono effettuate sono in totale 24 e variano a seconda della direzione del sisma, del carico sismico e dell'eccentricità.

Direzione del sisma

Ciascuna delle due componenti orizzontali viene applicata separatamente senza considerare la componente verticale, di conseguenza le direzioni del sisma sono: + X, -X, +Y, -Y che forniscono 4 combinazioni (v. 4.4).

Carico sismico

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia di due diversi gruppi di distribuzioni. Di seguito si riporta la definizione dei gruppi come al paragrafo 7.3.4.2 delle NTC 2018.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali

- a) Se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
 - I. distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al §7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la "a" del Gruppo 2;
 - II. distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- b) in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- c) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- d) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- e) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

Avendo due diversi tipi di carico sismico per ognuna delle 4 direzioni precedenti si ottengono 8 combinazioni.

Eccentricità

Riferendosi al punto 7.2.6 delle NTC 2018 viene imposto di tenere in conto, oltre all'eccentricità propria della struttura, frutto del disallineamento del baricentro delle masse e di quello delle rigidezze, quella dovuta alla variabilità del moto sismico e di eventuali incertezze. L'eccentricità accidentale del centro di massa così definita, per ogni direzione, è assunta pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma. Tale eccentricità deve inoltre essere assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Di conseguenza, per ogni direzione del sisma e per ognuno dei due carichi sismici, si devono tenere in considerazione le eccentricità positive e negative nelle due direzioni, generando così le ulteriori 16 combinazioni. Queste insieme alle precedenti 8, aventi eccentricità nulla, formano le 24 combinazioni totali.

4.6.4 Verifica dei risultati

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

- Stato limite di Collasso (SLC) $D_{\max}^{\text{SLC}} \leq D_u^{\text{SLC}} \quad q^* \leq 4,0$
- Stato limite di Vita (SLV) $D_{\max}^{\text{SLV}} \leq D_u^{\text{SLV}} \quad q^* \leq 3,0$
- Stato limite di Danno (SLD) $D_{\max}^{\text{SLD}} \leq D_u^{\text{SLD}}$
- Stato limite di Operatività (SLO) $D_{\max}^{\text{SLO}} \leq D_u^{\text{SLO}}$

Dove:

D_u^{SLC} = capacità di spostamento della struttura corrispondente al decadimento della curva di pushover a un valore pari all'80% di quello massimo;

D_u^{SLV} = spostamento massimo offerto dalla struttura in corrispondenza di $0,75 \cdot D_u^{\text{SLC}}$;

D_u^{SLD} = valore che causa il superamento massimo di drift di piano pari a 0,0020;

D_u^{SLO} = valore che causa il superamento massimo di drift di piano pari a 0,0013.

Per ciascuno stato limite eseguito viene calcolato l'indice di rischio α :

$$\alpha_{\text{SLC}} = \text{PGA}_{\text{CLC}} / \text{PGA}_{\text{DLC}}$$

$$\alpha_{\text{SLV}} = \text{PGA}_{\text{CLV}} / \text{PGA}_{\text{DLV}}$$

$$\alpha_{\text{SLD}} = \text{PGA}_{\text{CLD}} / \text{PGA}_{\text{DLD}}$$

$$\alpha_{\text{SLO}} = \text{PGA}_{\text{CLO}} / \text{PGA}_{\text{DLO}}$$

Dove:

PGA_C = accelerazioni di capacità, l'entità massima delle azioni considerate che la struttura è capace di sostenere, per ogni stato limite;

PGA_D = accelerazioni di domanda, valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica, definiti a partire dal carico sismico definito nella forma dello spettro, accelerazione di picco al suolo.

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

4.7 Risultati ottenuti

4.7.1 Input di calcolo

L'analisi modale sui primi venti modi di vibrare della struttura ha fornito i seguenti risultati:

Attivo in pushover		Modo /	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
Dir. X	Dir. Y								
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	1	0,32753	182	0,00	6.832.429	77,48	2.124	0,02
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	2	0,27214	6.889.686	78,12	109	0,00	0	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	3	0,26028	37.556	0,43	907	0,01	6	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	4	0,15278	26	0,00	86.493	0,98	205	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	5	0,12376	9	0,00	1.064.955	12,08	11.418	0,13
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	6	0,09627	465.816	5,28	38	0,00	117	0,00
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7	0,09606	481.138	5,46	4	0,00	668	0,01
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	8	0,08481	201	0,00	186.266	2,11	59.463	0,67
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	9	0,08155	0	0,00	12.750	0,14	276	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	0,07735	983	0,01	16.897	0,19	2.931.987	33,25
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	11	0,07547	73	0,00	150.367	1,71	233.945	2,65
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	12	0,07521	1.947	0,02	53.492	0,61	42.812	0,49
<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	13	0,07446	5.771	0,07	13.863	0,16	845.514	9,59
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	14	0,07410	1.004	0,01	34.668	0,39	1.795.775	20,36
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	15	0,07204	1.068	0,01	199	0,00	51.592	0,59
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	16	0,07115	1.368	0,02	13	0,00	84.811	0,96
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	17	0,06943	1.670	0,02	498	0,01	90	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	18	0,06682	1	0,00	4.621	0,05	113.959	1,29
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	19	0,06561	121	0,00	1.892	0,02	85.020	0,96
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	20	0,06496	501	0,01	671	0,01	564	0,01
Mx totale		89,35 [%]	My totale	95,12 [%]					

Figura 88 - Risultati analisi modale struttura attuale

Si può notare come il primo modo di vibrare, in entrambe le direzioni supera il livello del 75% di massa partecipante, di conseguenza schematizzando la normativa:

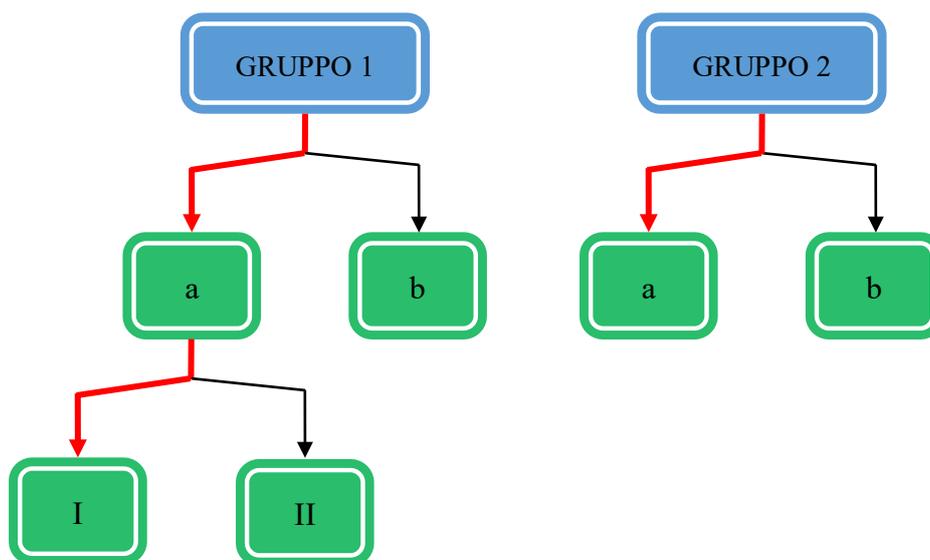


Diagramma 2 - Scelta del carico sismico per la struttura attuale

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Quindi per l'analisi si è scelta una distribuzione proporzionale alle forze statiche e una distribuzione uniforme di forze, da intendersi derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Il nodo scelto per le prove è il 24, posizionato all'estremo dell'ultimo piano della struttura, in quanto è in grado di rappresentare significativamente l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni dovuto alla presenza di un effetto torcente subito dalla struttura a causa della sua lunghezza rispetto alla larghezza.

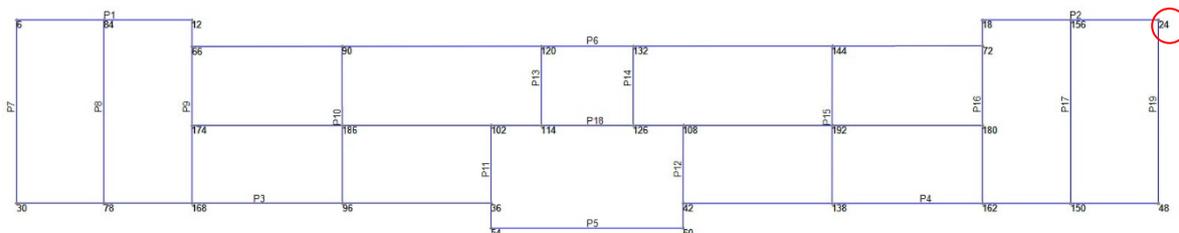


Figura 89 - Individuazione nodo 24

Si è effettuata quindi l'analisi pushover calcolando tutte e 24 le combinazioni di carico e selezionando il carico sismico "proporzionale alle forze statiche" come individuato.

Analisi

Nodo di controllo

Livello: [5] Livello 5 Spostamento del Nodo di controllo

Nodo: 24 Spostamenti medi del livello selezionato

Spostamenti Medi pesati

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,0
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,0
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,0
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,0
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,0
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,0
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	72,6
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-72,6
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	72,6
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-72,6
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	72,6
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-72,6
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	72,6
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-72,6
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	396,3
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-396,3
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	396,3
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-396,3
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	396,3
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-396,3
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	396,3
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-396,3

Dati generali

Piano Campagna: 0,0000 [cm]

Step critico: 500

Precisione p.p.: 0,0050

Parametri di calcolo

Sottopassi: 200

Precisione: 0,0050

Spostamento max: 20,00 [cm]

Applica a tutte

Abilita analisi

Dir. sisma: Tutte

Carico sismico: Tutti

Eccentricità: Tutte

Carico sismico

Proporzionale forze statiche

Distribuzione modale

Figura 90 - Analisi pushover struttura attuale

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

4.7.2 Analisi dei risultati

Dai risultati delle analisi in Figura 91, si può notare che le uniche ad essere soddisfatte sono: 1, 3, 9, 10, 13 e 14. Di conseguenza sarà necessario prevedere un adeguamento della struttura.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	3,89	4,60	3,33	2,89	3,45	2,55	0,76	1,90	0,49	1,90	1,176	1,179	2,504	3,870
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	4,76	4,40	4,26	3,54	3,30	3,17	0,90	1,50	0,58	1,50	0,925	0,932	1,671	2,582
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	3,91	6,50	3,37	2,91	4,88	2,58	0,76	1,70	0,49	1,70	1,186	1,164	2,232	3,450
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	4,75	7,20	4,20	3,54	5,40	3,13	0,90	2,30	0,58	2,20	0,952	0,959	2,566	3,793
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	2,80	2,60	3,03	2,06	1,95	2,32	0,57	1,40	0,37	1,40	0,933	0,951	2,472	3,821
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	3,39	2,60	3,64	2,53	1,95	2,78	0,65	1,40	0,42	1,40	0,771	0,775	2,139	3,307
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	2,72	2,60	2,60	1,99	1,95	1,99	0,56	1,70	0,36	1,70	0,962	0,983	3,049	4,713
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	3,28	3,10	3,25	2,44	2,33	2,48	0,64	1,70	0,41	1,70	0,948	0,955	2,665	4,120
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	72,55	3,91	5,20	3,44	2,91	3,90	2,63	0,76	1,80	0,49	1,80	1,162	1,141	2,364	3,653
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-72,55	3,87	4,40	3,27	2,87	3,30	2,50	0,76	1,90	0,49	1,90	1,133	1,143	2,515	3,888
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	72,55	4,76	4,30	4,23	3,55	3,22	3,15	0,90	2,00	0,58	2,00	0,902	0,909	2,224	3,437
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-72,55	4,74	4,60	4,28	3,53	3,45	3,18	0,90	1,50	0,58	1,50	0,935	0,942	1,675	2,590
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	72,55	3,92	6,50	3,36	2,92	4,88	2,56	0,76	1,70	0,49	1,70	1,192	1,170	2,229	3,445
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-72,55	3,89	5,70	3,29	2,89	4,28	2,51	0,76	2,50	0,49	2,50	1,215	1,193	3,296	5,095
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	72,55	4,76	7,30	4,19	3,54	5,48	3,11	0,90	2,30	0,58	2,20	0,956	0,963	2,562	3,788
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-72,55	4,74	7,00	4,21	3,52	5,25	3,13	0,89	2,30	0,58	2,20	0,950	0,957	2,574	3,806
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	396,30	3,16	2,80	3,28	2,35	2,10	2,50	0,62	1,50	0,40	1,50	0,889	0,898	2,416	3,735
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-396,30	2,40	1,10	3,07	1,74	0,82	2,34	0,45	0,80	0,31	0,80	0,510	0,535	1,736	2,536
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	396,30	3,70	2,70	4,04	2,76	2,02	3,04	0,70	1,30	0,45	1,30	0,730	0,733	1,855	2,867
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-396,30	2,93	1,00	3,48	2,16	0,75	2,66	0,58	0,80	0,38	0,80	0,375	0,385	1,372	2,120
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	396,30	3,01	2,70	2,91	2,23	2,03	2,22	0,60	1,60	0,39	1,60	0,903	0,916	2,669	4,126
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-396,30	2,29	0,80	2,61	1,65	0,60	2,00	0,43	0,80	0,30	0,80	0,426	0,437	1,826	2,650
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	396,30	3,67	3,30	3,63	2,74	2,48	2,76	0,70	1,50	0,45	1,50	0,901	0,903	2,159	3,337
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-396,30	2,78	0,80	3,42	2,05	0,60	2,61	0,56	0,80	0,36	0,80	0,331	0,335	1,430	2,211

Figura 91 - Risultati analisi pushover sulla struttura esistente

La combinazione di carico più critica è risultata essere la numero 24, avente il valore minimo dell'indice di rischio $\alpha_{SLV} = 0,335$, formata da un sisma in direzione -Y con un carico sismico avente distribuzione proporzionale alle forze statiche ed eccentricità -396,30 cm.

Di seguito si riportano i dettagli della verifica da cui si può notare che le verifiche non superate riguardano $D_{max} > D_u$, mentre le verifiche risultano soddisfatte nei riguardi di q^* .

SLC						
Dmax	2,78 [cm] > Du 0,80 [cm]					
q*	3,42 <= 4					
La verifica NON è soddisfatta						
SLV						
Dmax	2,05 [cm] > Du 0,60 [cm]					
q*	2,61 <= 3					
La verifica NON è soddisfatta						
SLD						
Dmax	0,56 [cm] <= Du 0,80 [cm]					
La verifica è soddisfatta						
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco						
SLO						
Dmax	0,36 [cm] <= Du 0,80 [cm]					
La verifica è soddisfatta						
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _C [m/s ²]	PGA _D [m/s ²]	α _{PGA}
SLC	132	1462	0,0903	0,8872	2,6781	0,3313
SLV	83	712	0,1166	0,6917	2,0625	0,3354
SLD	83	75	1,1067	0,8856	0,6192	1,4303
SLO	83	45	1,8444	0,9343	0,4226	2,2108

Figura 92 - Dettaglio verifiche combinazione con minore indice di rischio

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Di seguito di riportano le curve di capacità con una diversa colorazione a seconda della direzione di applicazione del sisma: in blu quelle rispetto a x e in rosso quelle rispetto a y.

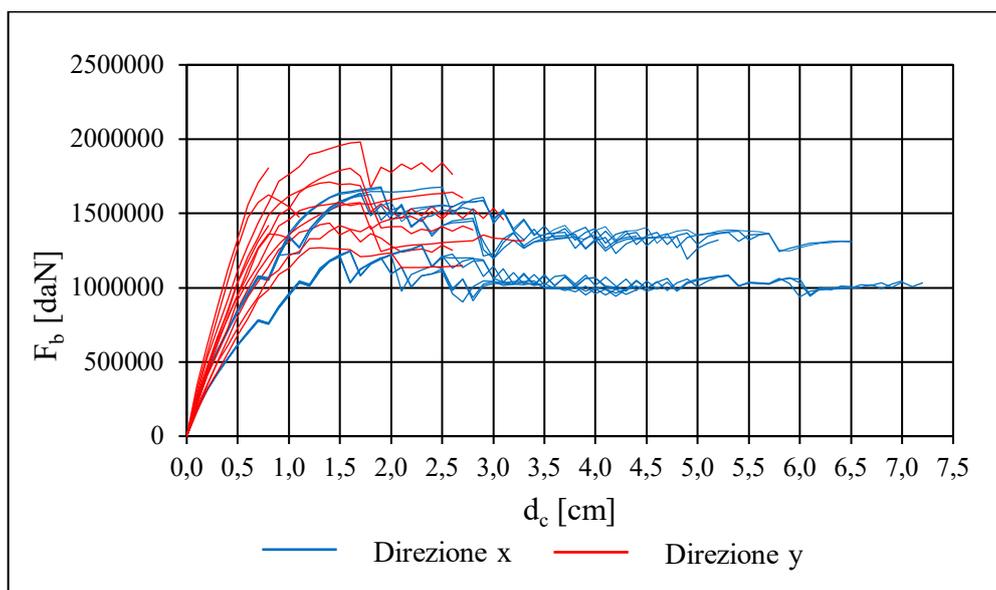


Grafico 7 - Curve di capacità della struttura attuale

Si può notare come le curve in direzione x denotino decisamente una maggiore duttilità strutturale rispetto a quelle in direzione y. Questo è dovuto principalmente alla forma molto allungata della struttura che porta a caricare maggiormente i setti in direzione y, con il sisma applicato in quella direzione, provocando forti tensioni nel piano dei setti e conseguenti rotture a taglio.

A conferma di questo visualizzando gli indici di rischio, si può facilmente riscontrare che le poche analisi superate presentano tutte la direzione del sisma in x.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,00	1,176	1,179	2,504	3,870
2	+X	Forze statiche	0,00	0,925	0,932	1,671	2,582
3	-X	Uniforme	0,00	1,186	1,164	2,232	3,450
4	-X	Forze statiche	0,00	0,952	0,959	2,566	3,793
5	+Y	Uniforme	0,00	0,933	0,951	2,472	3,821
6	+Y	Forze statiche	0,00	0,771	0,775	2,139	3,307
7	-Y	Uniforme	0,00	0,962	0,983	3,049	4,713
8	-Y	Forze statiche	0,00	0,948	0,955	2,665	4,120
9	+X	Uniforme	72,55	1,162	1,141	2,364	3,653
10	+X	Uniforme	-72,55	1,133	1,143	2,515	3,888
11	+X	Forze statiche	72,55	0,902	0,909	2,224	3,437
12	+X	Forze statiche	-72,55	0,935	0,942	1,675	2,590
13	-X	Uniforme	72,55	1,192	1,170	2,229	3,445
14	-X	Uniforme	-72,55	1,215	1,193	3,296	5,095
15	-X	Forze statiche	72,55	0,956	0,963	2,562	3,788
16	-X	Forze statiche	-72,55	0,950	0,957	2,574	3,806
17	+Y	Uniforme	396,30	0,889	0,898	2,416	3,735
18	+Y	Uniforme	-396,30	0,510	0,535	1,736	2,536
19	+Y	Forze statiche	396,30	0,730	0,733	1,855	2,867
20	+Y	Forze statiche	-396,30	0,375	0,385	1,372	2,120
21	-Y	Uniforme	396,30	0,903	0,916	2,669	4,126
22	-Y	Uniforme	-396,30	0,426	0,437	1,826	2,650
23	-Y	Forze statiche	396,30	0,901	0,903	2,159	3,337
24	-Y	Forze statiche	-396,30	0,331	0,335	1,430	2,211

Figura 93 - Indici di rischio della struttura attuale

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Per una migliore visualizzazione, si sono separate le curve su due grafici distinti:

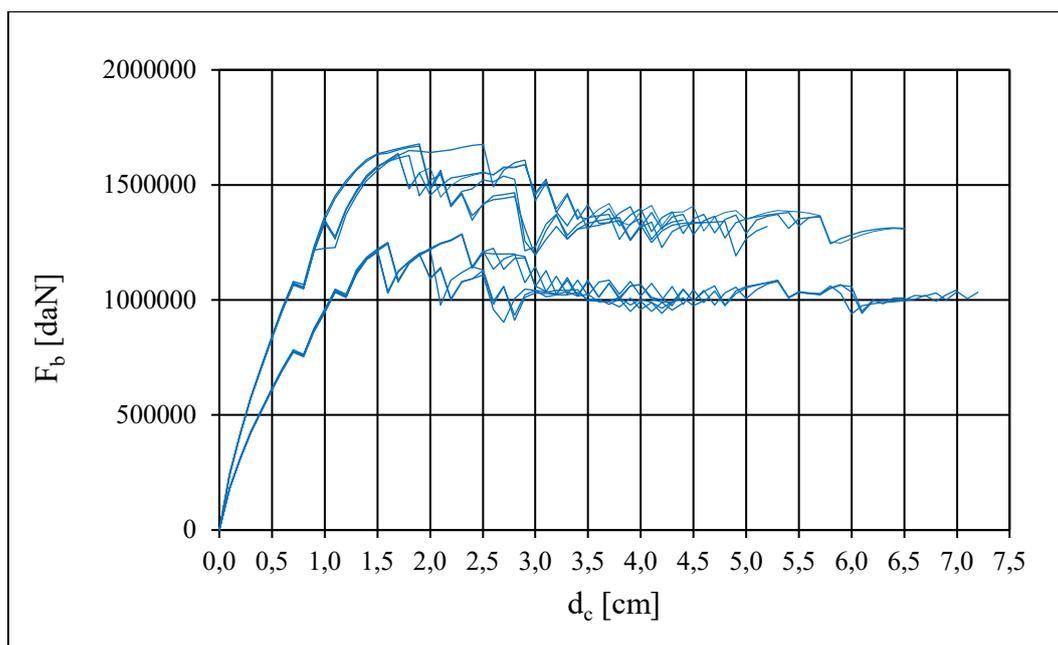


Figura 94 - Curva di capacità struttura attuale sisma direzione x

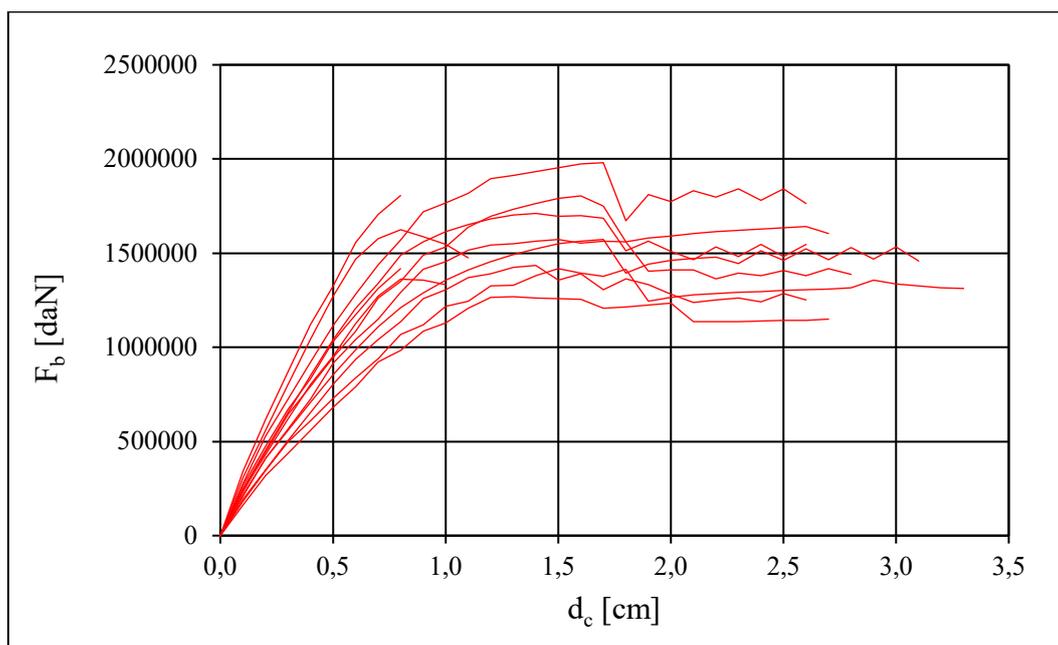


Figura 95 - Curva di capacità struttura attuale sisma direzione x

Limitando l'osservazione alle sole curve in direzione x, si possono evidenziare due curve in particolare, più spesse in Figura 96, che denotano solo un ramo elastico senza che esso venga seguito da un tratto indicante un comportamento plastico. Queste due curve corrispondono alle analisi 22 e 24, che risultano infatti essere quelle con le combinazioni di carico maggiormente negative per la struttura: $\alpha_{SLV} = 0,335$ e $\alpha_{SLV} = 0,437$. Entrambe presentano eccentricità negativa in direzione y e provocano un effetto torcente della struttura che finisce per collassare a seguito della rottura a taglio dei setti nella direzione corta.

CAPITOLO 4 - MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La struttura quindi collassa senza sfruttare duttilità e con uno spostamento ridotto del punto di controllo.

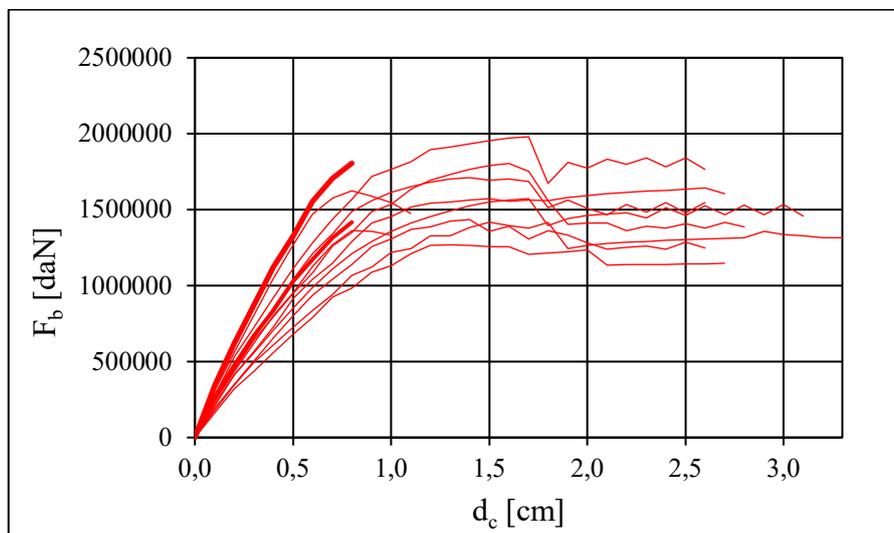


Figura 96 - Curva di capacità struttura attuale sisma direzione x

L'effetto torcente è ben visibile, osservando la pianta della deformazione a livello della copertura, soprattutto nelle analisi 23 e 24, che differiscono solo per il segno dell'eccentricità.

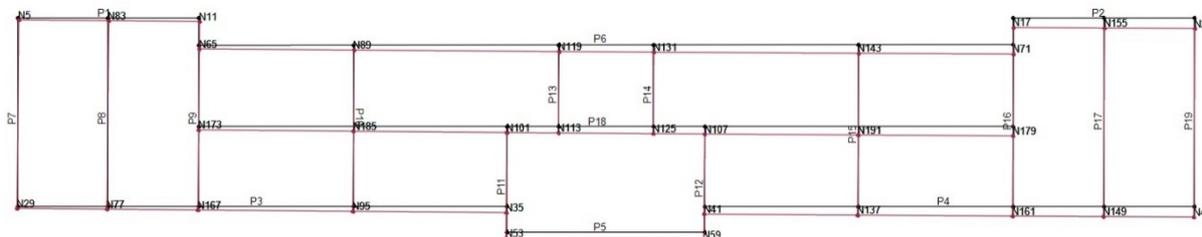


Figura 97 - Deformazione pianta nell'analisi 23

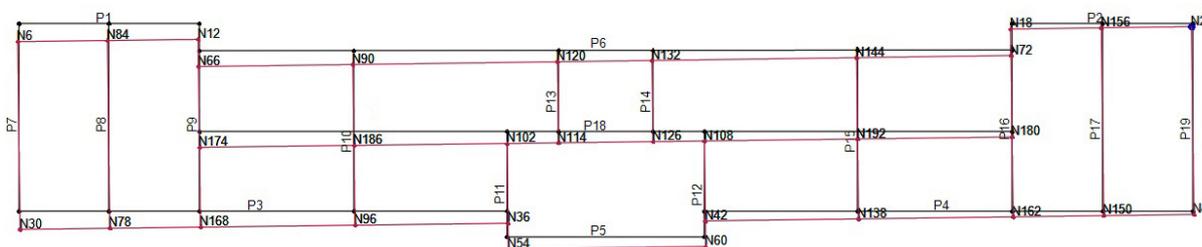


Figura 98 - Deformazione pianta nell'analisi 24

4.7.3 Verifiche singolarità critiche

In questo paragrafo si sono volute verificare le criticità costruttive dei setti evidenziati al paragrafo 4.5, per controllare come le loro singolarità influenzassero l'intero pannello murario.

Legenda

	Integro		Integro
	Rottura per compressione		Rottura per compressione
	Rottura per taglio		Rottura per taglio
	Rottura per taglio		Rottura per taglio

Pannello 5

La mancanza di una appropriata cerchiatura alla porta di ingresso della struttura, o di una opportuna travatura, comporta la rottura centrale del pannello anche nelle analisi dove riceve una minore sollecitazione, come l'analisi 24 in cui il sisma agisce perpendicolarmente alla parete. La problematica appare ancora più evidente se si considera una delle poche analisi superate come la 14: la muratura presenta tutte le fasce rotte, alcune già in fase elastica.

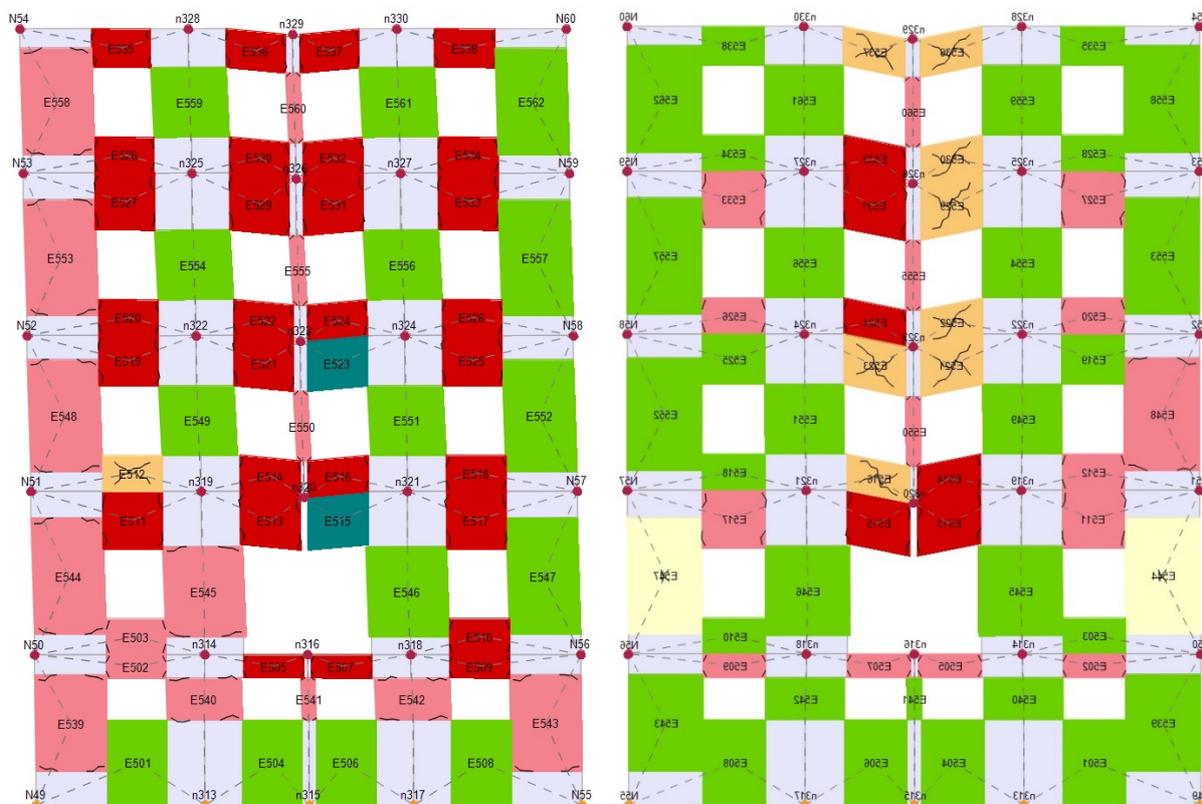


Figura 99 - Verifica del pannello 5 a seguito delle analisi 14 e 24

Pannello 19

La verifica di questo pannello a seguito dell'analisi 24 non ha mostrato rotture, si evidenzia solo una concentrazione degli sforzi sugli elementi più deboli del piano rialzato che arrivano a plasticizzarsi (v. Figura 100 a destra). Questo comportamento è dovuto al limitato spostamento del pannello a causa dell'effetto torcente della struttura (v. Figura 98).

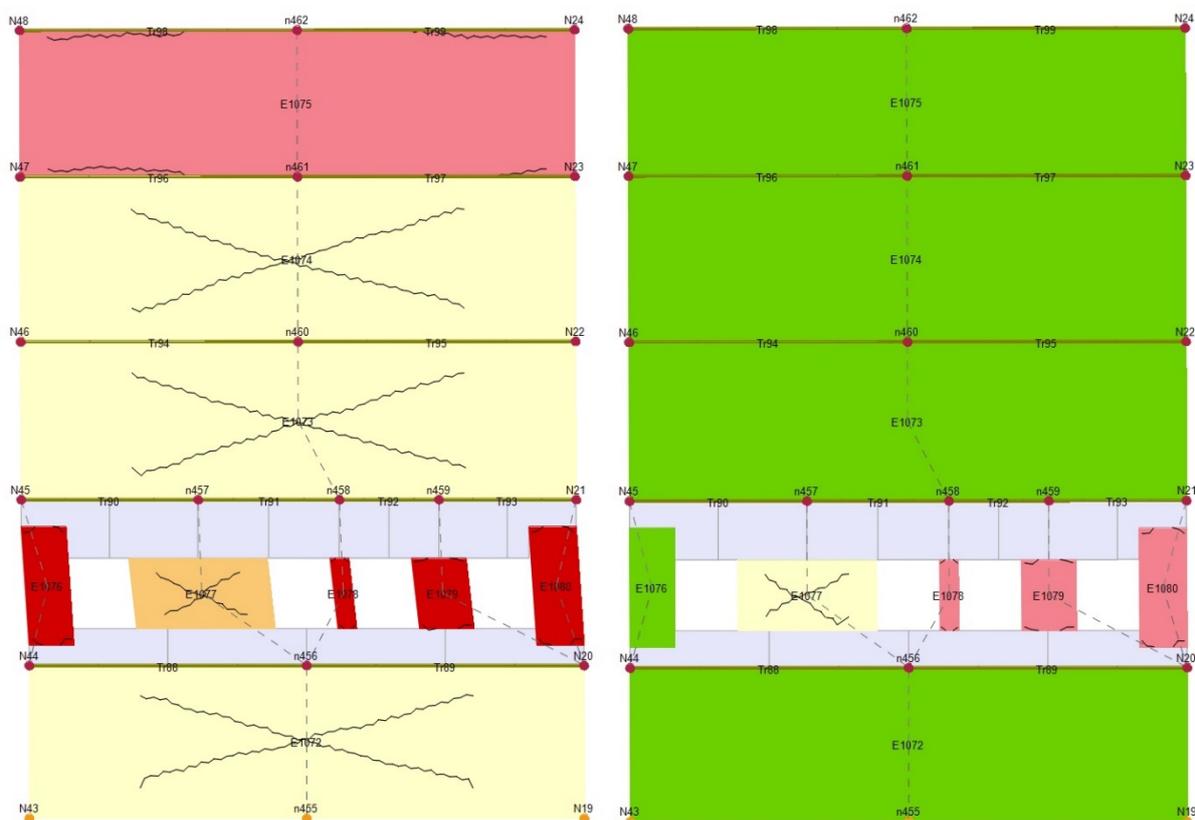


Figura 100 - Verifica del pannello 19 a seguito delle analisi 23 e 24

Per evidenziare maggiormente la problematica legata alle aperture in questo setto, si è scelto di riportare anche la verifica dell'analisi 23, che differenzia dalla prima per il segno dell'eccentricità. In questa analisi si ottiene l'effetto opposto: l'effetto torcente aumenta gli spostamenti e la parete presenta seri danneggiamenti, tutta la parete è plasticizzata e tutti gli elementi deboli del primo piano sono giunti a rottura.

5. Meccanismi di collasso locali

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura. Se avvengono collassi puntuali non si riesce ad avere un comportamento parete, così come se avvengono collassi locali risulta inefficace qualsiasi strategia di studio dei collassi globali. Quindi occorre garantire a tutti i livelli il corretto comportamento per ottenere una struttura che lavori d'insieme.

Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

I meccanismi locali possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica; inoltre saranno tenute presente la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo.

Esistono due tipologie di analisi cinematiche: lineare e non lineare. Di seguito verrà approfondita quella lineare con cui si sono effettuate le verifiche sulla struttura.

5.1 *Analisi cinematica lineare*

Il metodo da utilizzare è riportato nella Circolare 617/2009 al punto C8A.4 e, per ogni possibile meccanismo locale ritenuto significativo per l'edificio, si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili in grado di ruotare o scorrere tra loro.
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo mediante l'impiego del principio dei lavori virtuali;
- individuare l'accelerazione sismica spettrale di attivazione a_0^* a partire dal moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 ;
- verifica dell'accelerazione sismica spettrale di attivazione a_0^* .

CAPITOLO 5 - MECCANISMI DI COLLASSO LOCALI

Assegnando una rotazione virtuale al generico blocco θ_k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

Dove:

n = numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;

m = numero di forze peso non direttamente gravanti sui blocchi le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;

o = numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;

P_i = generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);

P_j = generica forza peso, non direttamente applicata sui blocchi, la cui massa, per effetto dell'azione sismica, genera una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica, in quanto non efficacemente trasmessa ad altre parti dell'edificio;

$\delta_{x,i}$ = spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{x,j}$ = spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' j -esimo peso P_j , assumendo come verso positivo quello associato alla direzione secondo cui agisce l'azione sismica che attiva il meccanismo;

$\delta_{y,i}$ = spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;

F_h = generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;

δ_h = spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;

L_{fi} = lavoro di eventuali forze interne.

5.2 Verifica di sicurezza

La verifica nei riguardi dello Stato limite di vita, secondo la Circolare 617/2009 al punto C8A.4.2.3, può essere effettuata in modo semplificato con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare). Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR}) \cdot S}{q}$$

Dove:

a_g = funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come valutati al §1.3;

S = è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche (v. 1.5.2);

q = fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2,0.

Se invece il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. Un modo approssimativo consiste nel verificare, oltre alla relazione precedente, anche:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

Dove:

$S_e(T_1)$ = lo spettro elastico definito al punto 1.6.1, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e del periodo di riferimento, calcolato per il periodo T_1 ;

$\Psi(Z)$ = primo modo di vibrare nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\Psi(Z) = Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;

γ = corrispondente coefficiente di partecipazione modale; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma = 3N/(2N + 1)$, con N numero di piani dell'edificio.

5.3 Meccanismi di collasso

Di seguito vengono descritti vari meccanismi di collasso che si possono manifestare. I dati e le immagini contenuti in questo paragrafo derivano da schede illustrative dei meccanismi di collasso locali a cura di L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli, i cui dettagli sono riportati in bibliografia.

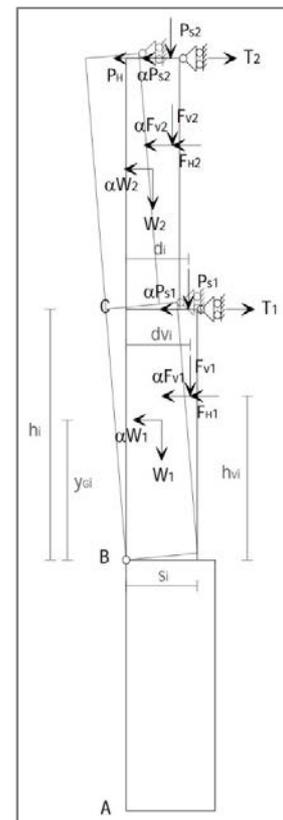
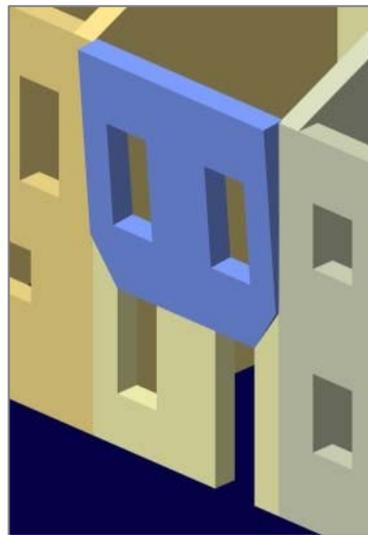
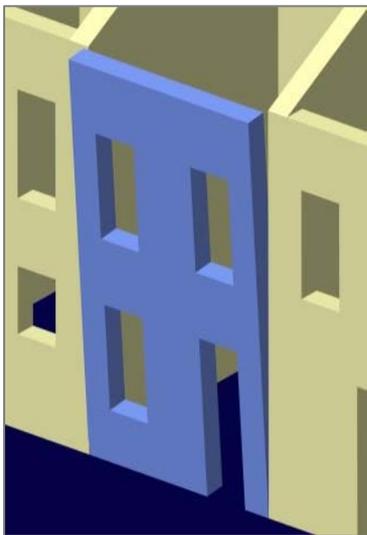
Prima di analizzare i vari meccanismi di collasso occorre specificare che tali meccanismi possono avvenire anche in quelle pareti esterne a paramenti scollegati o a sacco; in questo caso durante la fase sismica i paramenti possono avere un comportamento che varia a seconda della loro vicinanza ponendosi tra due limiti:

- pressoché indipendente, come nel caso limite delle murature a sacco;
- interagente lungo la superficie in comune, se accostati.

Di seguito le formule riportate valuteranno il solo caso di pareti monolitiche, per un approfondimento si rimanda alla fonte bibliografica citata.

Ribaltamento semplice

Il meccanismo consiste nella rotazione rigida di intere facciate o porzioni di parete rispetto ad assi orizzontali alla loro base in seguito a sollecitazioni dovute ad azioni fuori dal piano. In questa categoria rientrano anche casi particolari come il ribaltamento semplice di una parete del solo ultimo piano.



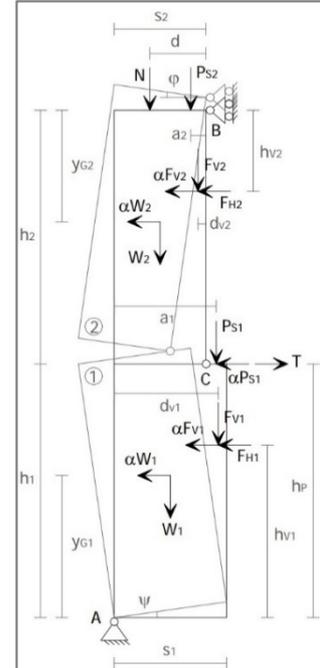
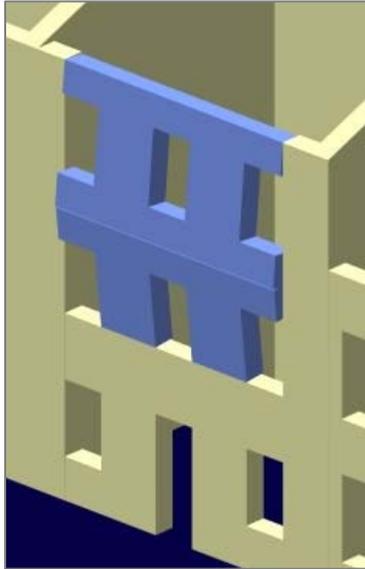
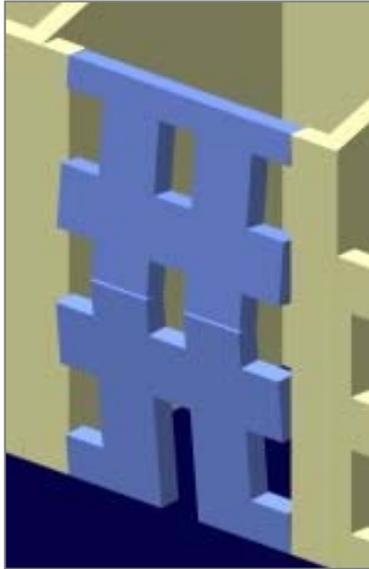
$$M_s = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{v_i} \cdot d_{v_i} + \sum_{i=1}^n P_{s_i} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

$$M_R = \alpha \left[\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{G_i} + \sum_{i=1}^n F_{v_i} \cdot h_{v_i} + \sum_{i=1}^n P_{s_i} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{H_i} \cdot h_{v_i} + P_H \cdot h_i$$

Con n = numero dei piani interessati dal cinematismo.

Flessione verticale

La parete interessata può essere compresa fra due solai o in generale fra più piani. Si crea un meccanismo con la formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete compressa.

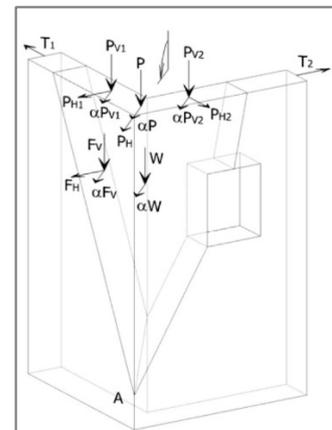
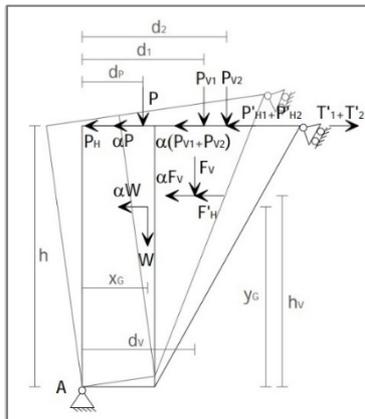
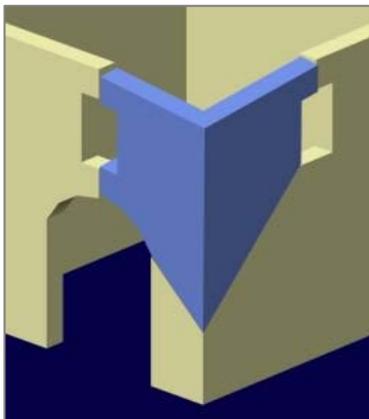


Equazione dei lavori virtuali

$$\alpha \cdot [W_1 \delta_{1x} + W_2 \delta_{2x} + F_{V1} \delta_{V1x} + F_{V2} \delta_{V2x} + P_{S1} \delta_{P1x}] + F_{H1} \delta_{V1x} + F_{H2} \delta_{V2x} = \\ = W_1 \delta_{1y} + W_2 \delta_{2y} + F_{V1} \delta_{V1y} + F_{V2} \delta_{V2y} + N \delta_{Ny} + P_{S1} \delta_{P1y} + P_{S2} \delta_{P2y} + T \delta_{P1x}$$

Ribaltamento del cantonale

Tipico di un tetto a padiglione con un meccanismo di rotazione rigida di un cuneo di distacco in direzione di spinta del puntone del tetto.



$$M_{S(A)} = W x_G + F_V d_V + P d_p + P_{V1} d_1 + P_{V2} \cdot d_2 + (T'_1 + T'_2) h$$

$$M_{R(A)} = \alpha [W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h] + F'_H h_V + (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h$$

5.4 Analisi svolte

Si sono svolte diverse analisi sui vari meccanismi locali che potrebbero avvenire nella struttura nel caso di eventuali mancanze di collegamenti tra murature e solai. Di seguito si riportano i risultati e una breve descrizione di ogni meccanismo analizzato, i cui dettagli sono riportati all'Allegato B - Meccanismi locali.

Meccanismo locale 01 - Ribaltamento semplice pluripiano

In questo meccanismo si è voluta indagare la possibilità di crearsi un ribaltamento semplice pluripiano di parete sul lato corto della struttura, a partire dalla debolezza strutturale dovuta alle aperture al primo piano sul pannello 5. Questo ribaltamento viene favorito dal mal collegamento degli orizzontamenti con la parete e dalla presenza di spinte non contrastate sulla parete.

Nel caso della struttura in oggetto sono presenti i cordoli di collegamento, ma non si è potuta indagare l'effettiva capacità di questi elementi.

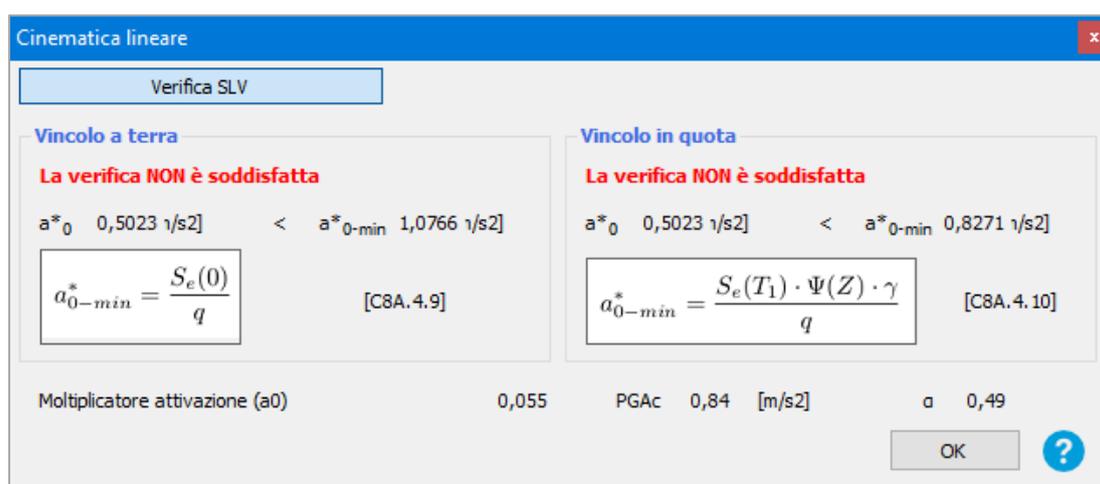


Figura 101 - Risultati delle verifiche del meccanismo di collasso locale 01

Entrambe le verifiche sono risultare fortemente negative. Alle considerazioni precedenti, si aggiunge inoltre lo svantaggio della grande lunghezza della parete, che supera i 10 metri, senza la presenza di pareti trasversali in grado di contrastare eventuali spinte fuori dal piano dalla muratura.

Meccanismo locale 02 - Flessione verticale di parete intera facciata

Questo meccanismo in genere è dovuto alla eccessiva snellezza delle pareti e a una carenza nel collegamento con le pareti ortogonali.

Si è scelto di provare questo meccanismo sul pannello murario parallelo all’orditura dei solai delle estremità della struttura, ipotizzando una mancanza di collegamento tra la muratura e i solai interpiano.

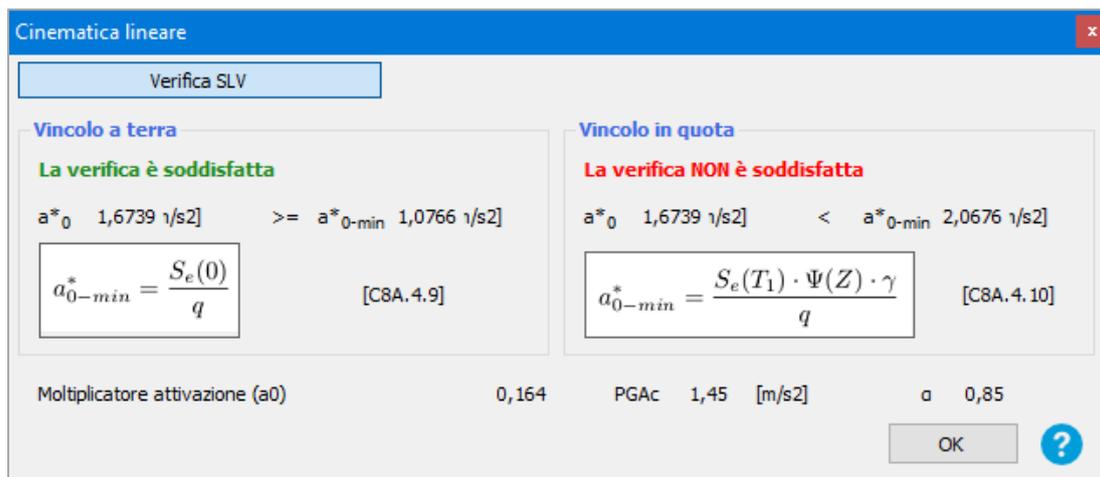


Figura 102 - Risultati delle verifiche del meccanismo di collasso locale 02

Solo una delle due verifiche è risultata soddisfatta.

Meccanismo locale 03 - Flessione verticale di parete a più piani

In questo caso successivamente al risultato negativo nelle verifiche al ribaltamento semplice, si vuole valutare la resistenza al collasso per flessione verticale di parte della muratura della facciata sul lato corto della struttura. Questa muratura presenta una notevole lunghezza senza la presenza di collegamenti con murature trasversali.

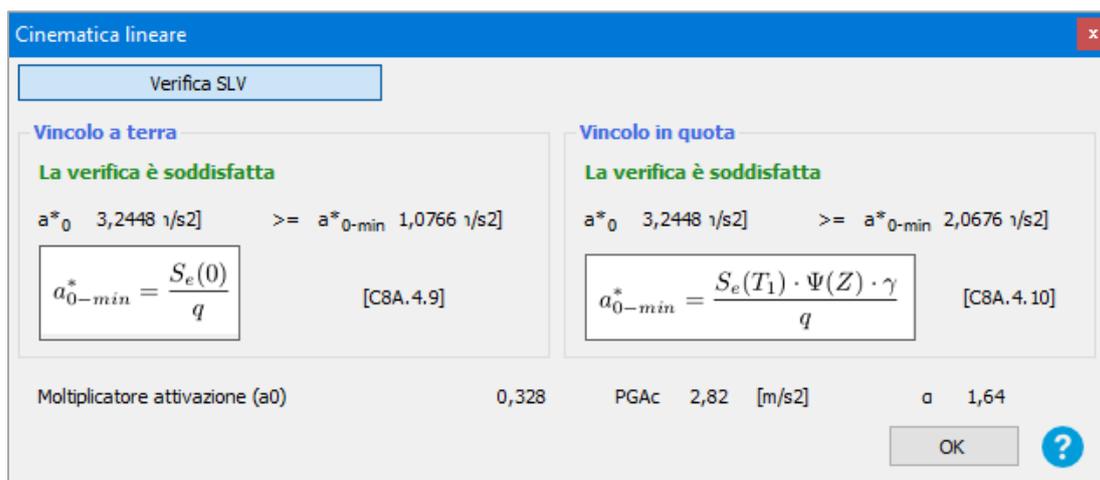


Figura 103 - Risultati delle verifiche del meccanismo di collasso locale 03

Meccanismo locale 04 - Ribaltamento semplice pluripiano

Si è voluto verificare lo stesso effetto provato sul lato corto della struttura sulla facciata principale e se ne sono ottenuti simili risultati.

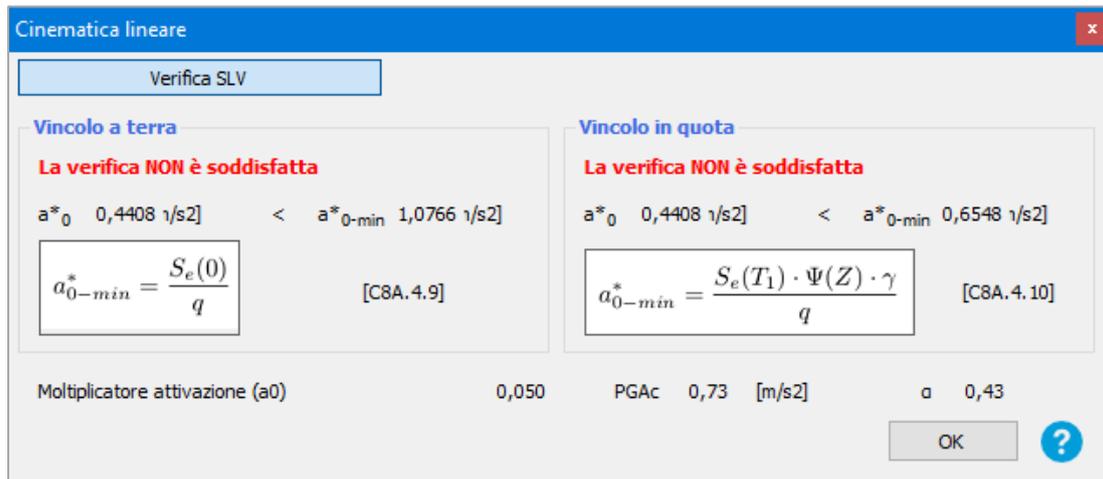


Figura 104 - Risultati delle verifiche del meccanismo di collasso locale 04

Conclusioni

Dalle analisi è risultato essenziale il collegamento delle murature con i solai per evitare che si vengano a creare pericolosi meccanismi di ribaltamento delle murature. Occorre quindi valutare la presenza e l’eventuale inserimento di setti trasversali sulle murature a rischio che possano aiutare a resistere a eventuali spinte fuori piano.

6. Adeguamenti

6.1 Miglioramento pannelli critici

La scelta degli interventi di adeguamento ha cercato di essere il meno invasiva possibile sulla struttura, cercando di prediligere gli interventi più semplici per poi aumentare l'impatto degli interventi sulla struttura se ritenuto necessario.

Le prime operazioni che si sono predisposte hanno riguardato il cercare di rendere maggiormente regolari le aperture praticate sui vari pannelli murari.

Le prime modifiche del modello si sono indirizzate sui pannelli rilevati come critici (v. Figura 83). Si sono chiuse le aperture del pannello 19 al piano rialzato, sul lato corto della struttura, e si è predisposta una cerchiatura alla porta di ingresso. Il modello con questi aggiustamenti ha portato a un leggero miglioramento soprattutto riguardo alle condizioni dei pannelli sui quali si è intervenuti.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,00	1,102	1,112	2,504	3,871
2	+X	Forze statiche	0,00	0,843	0,850	1,675	2,589
3	-X	Uniforme	0,00	1,232	1,209	3,701	5,108
4	-X	Forze statiche	0,00	0,943	0,951	2,357	3,643
5	+Y	Uniforme	0,00	0,903	0,923	2,204	3,392
6	+Y	Forze statiche	0,00	1,178	1,156	2,549	3,940
7	-Y	Uniforme	0,00	0,905	0,930	3,399	5,189
8	-Y	Forze statiche	0,00	1,052	1,062	3,251	5,025
9	+X	Uniforme	72,55	1,152	1,161	2,504	3,870
10	+X	Uniforme	-72,55	1,191	1,169	2,860	4,421
11	+X	Forze statiche	72,55	0,801	0,807	2,233	3,452
12	+X	Forze statiche	-72,55	0,846	0,853	2,242	3,465
13	-X	Uniforme	72,55	1,235	1,212	3,170	4,900
14	-X	Uniforme	-72,55	1,230	1,208	3,313	5,121
15	-X	Forze statiche	72,55	0,970	0,978	2,354	3,638
16	-X	Forze statiche	-72,55	0,921	0,928	1,799	2,781
17	+Y	Uniforme	396,30	1,111	1,126	2,383	3,683
18	+Y	Uniforme	-396,30	0,409	0,433	1,791	2,616
19	+Y	Forze statiche	396,30	1,108	1,093	2,339	3,615
20	+Y	Forze statiche	-396,30	0,324	0,325	1,416	2,189
21	-Y	Uniforme	396,30	1,540	1,512	3,414	5,277
22	-Y	Uniforme	-396,30	0,476	0,498	2,065	3,009
23	-Y	Forze statiche	396,30	1,249	1,226	4,801	6,867
24	-Y	Forze statiche	-396,30	0,343	0,341	1,453	2,245

Figura 105 - Indici di rischio della struttura con aggiustamenti ai pannelli critici

Si può notare, confrontando questi risultati con quelli in Figura 93, come sei verifiche in più risultino ora soddisfatte: 6, 8, 17, 19, 21, 23. L'effetto maggiore del miglioramento del pannello 5 si può notare soprattutto nei riguardi del carico sismico in direzione y, dove ha permesso ai casi di eccentricità positiva di risultare soddisfatti.

CAPITOLO 6 - ADEGUAMENTI

Di seguito si riportano gli stati di danneggiamento delle murature dopo i primi miglioramenti, da confrontare con gli stati precedenti al paragrafo 4.7.3.

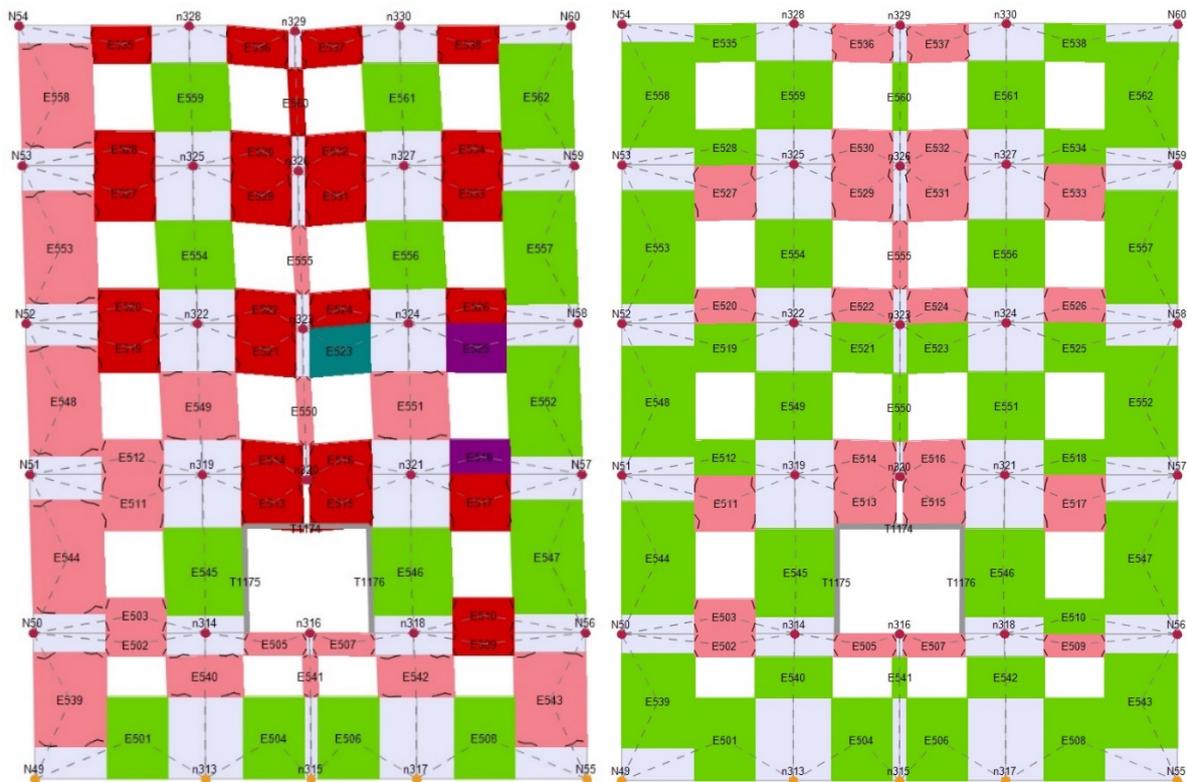


Figura 106 - Verifica del pannello 5 a seguito delle analisi 14 e 24

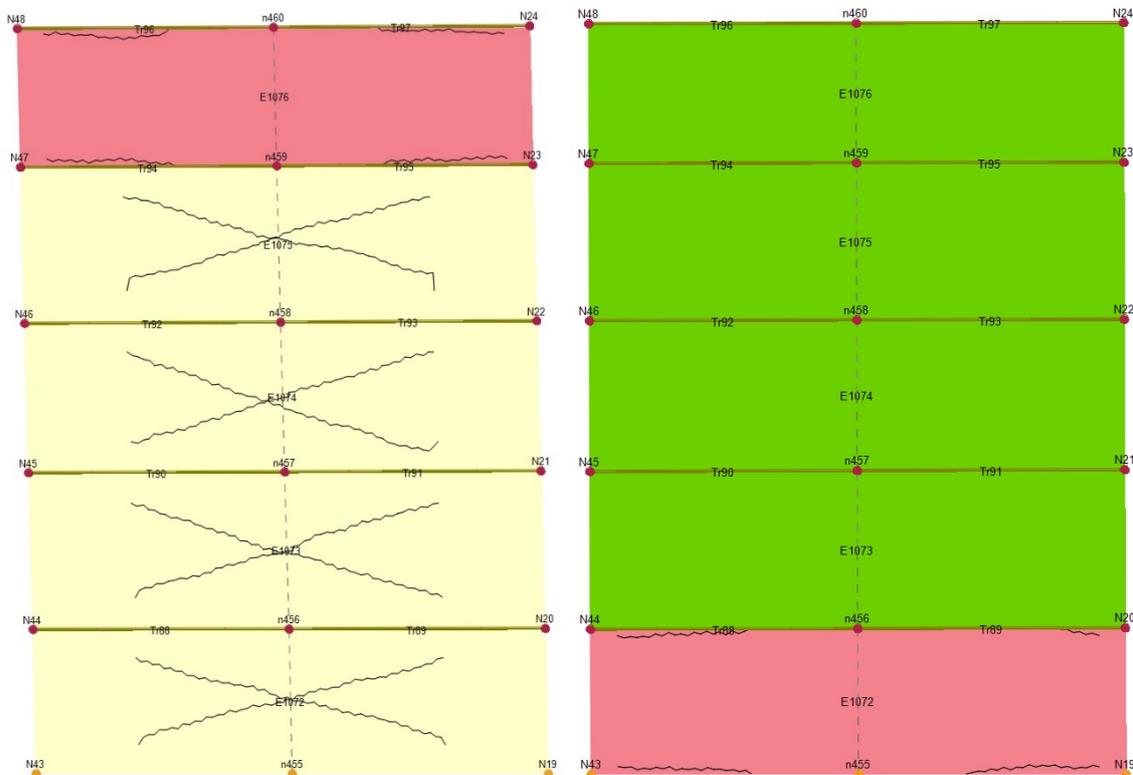


Figura 107 - Verifica del pannello 19 a seguito delle analisi 23 e 24 chiusura aperture

Si può notare il miglioramento soprattutto nei riguardi dell'analisi 24 (legenda a pag. 95).

6.2 Regolazione delle piante

Successivamente si sono regolarizzate le piante in modo tale da non creare disallineamenti nelle aperture. Le finestre delle facciate sono risultate tutte allineate correttamente; i maggiori interventi sono stati effettuati nelle murature interne: spostamento di alcune porte interne, chiusura di nicchie, riduzione delle dimensioni delle aperture nei corridoi, per i cui dettagli di rimanda alle tavole dell'Allegato A, in cui si possono osservare le costruzioni e demolizioni sui vari livelli della struttura. Di seguito si riportano alcuni confronti delle piante modellate all'interno del software.

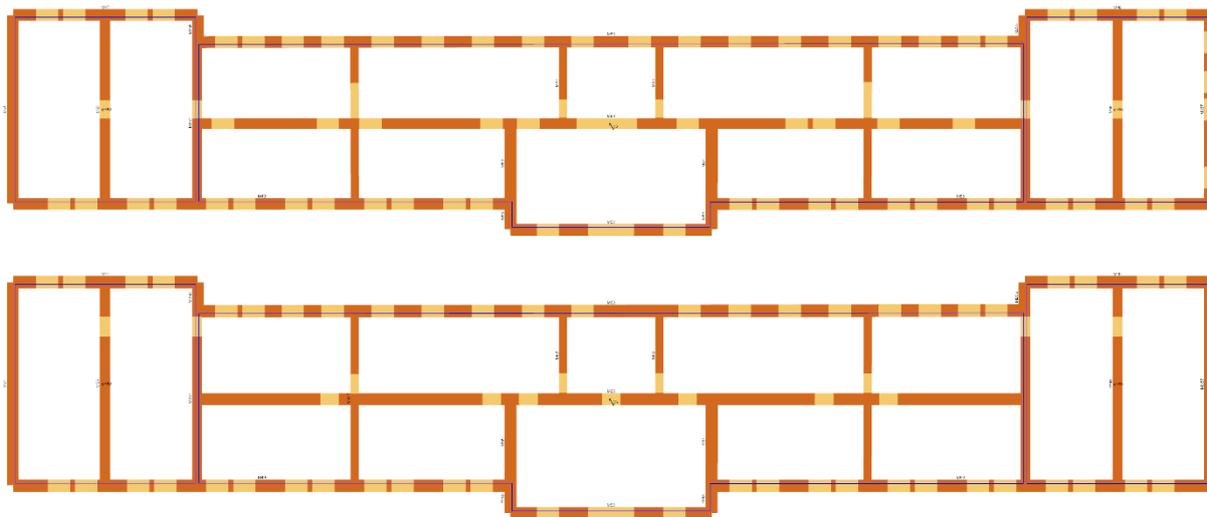


Figura 108 - Confronto della pianta del piano rialzato prima e dopo la regolarizzazione delle aperture

I piani superiori al piano rialzato si sono identici a livello di disposizione delle aperture; le differenze fra i piani sono rimaste riguardo gli spessori dei muri portanti, che rispecchiando il normale stile costruttivo degli edifici in muratura, si riducono salendo di piano.

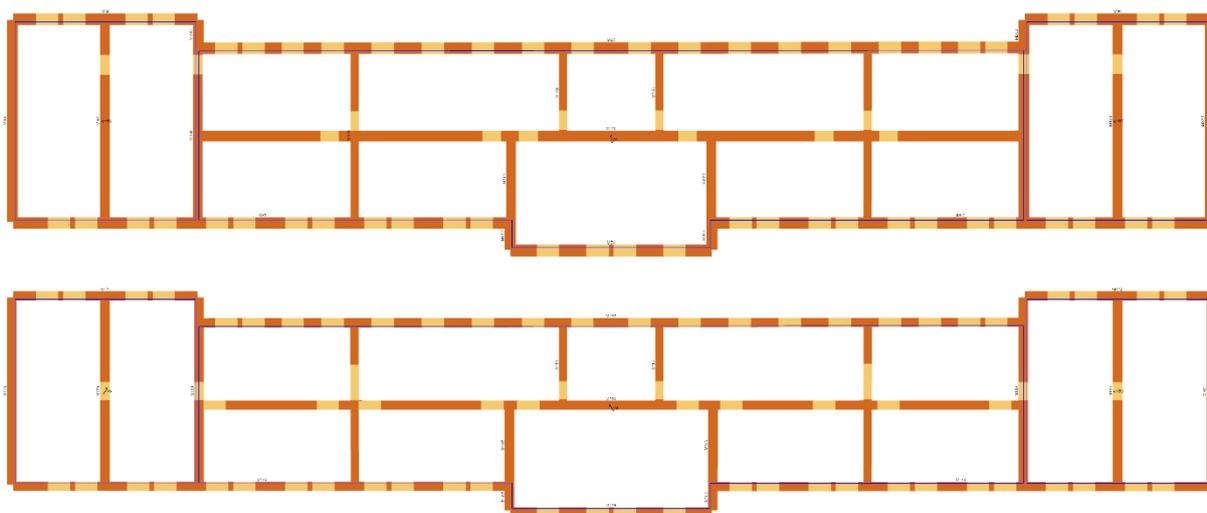


Figura 109 - Confronto della pianta del secondo piano prima e dopo la regolarizzazione delle aperture

CAPITOLO 6 - ADEGUAMENTI

Queste modifiche hanno aumentato la resistenza della struttura e hanno ridistribuito in parte il carico sismico sulle murature. Nei risultati riportati di seguito, si può notare come tutte le verifiche in direzione x risultino soddisfatte, nonostante rimangono ancora le analisi più critiche, in direzione y, quasi invariate.

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Du SLO [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	3,52	4,20	2,65	2,60	3,15	2,02	0,71	2,20	0,46	2,20	1,182	1,199	3,112	4,811
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	0,00	4,39	6,60	3,47	3,28	4,95	2,62	0,83	3,20	0,54	2,30	1,152	1,146	3,848	4,276
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	3,36	4,20	2,94	2,47	3,15	2,25	0,68	1,90	0,44	1,90	1,232	1,252	2,796	4,322
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	0,00	4,20	6,60	3,77	3,14	4,95	2,88	0,80	3,50	0,52	2,40	1,062	1,043	4,024	4,617
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	2,53	2,20	2,70	1,84	1,65	2,06	0,50	1,10	0,34	1,10	0,880	0,905	2,158	3,226
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	0,00	3,04	4,39	3,12	2,25	3,29	2,39	0,60	1,30	0,39	1,30	1,280	1,257	2,159	3,337
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	2,30	1,90	2,49	1,66	1,43	1,90	0,44	1,10	0,31	1,10	0,847	0,880	2,412	3,546
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	0,00	2,80	2,41	2,78	2,06	1,80	2,12	0,57	1,80	0,37	1,80	0,867	0,884	3,177	4,911
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	72,55	3,52	4,20	2,67	2,60	3,15	2,04	0,71	2,90	0,46	2,50	1,181	1,197	4,100	5,463
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-72,55	3,50	4,20	2,63	2,58	3,15	2,01	0,70	2,90	0,46	2,50	1,188	1,205	4,119	5,489
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	72,55	4,43	7,20	3,44	3,30	5,40	2,58	0,84	3,60	0,54	2,30	1,162	1,163	4,302	4,249
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Forze statiche	-72,55	4,36	6,40	3,43	3,26	4,80	2,60	0,83	2,70	0,54	2,30	1,168	1,156	3,262	4,295
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	72,55	3,29	4,10	2,93	2,42	3,07	2,24	0,67	1,90	0,43	1,90	1,227	1,249	2,841	4,391
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-72,55	3,40	4,20	2,96	2,50	3,15	2,26	0,69	2,10	0,44	2,10	1,220	1,239	3,065	4,738
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	72,55	4,21	6,60	3,76	3,15	4,95	2,87	0,80	1,90	0,52	1,90	1,063	1,044	2,364	3,655
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Forze statiche	-72,55	4,21	6,50	3,77	3,15	4,87	2,88	0,80	3,50	0,52	2,40	1,062	1,043	4,026	4,614
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	396,30	2,83	3,89	2,83	2,08	2,92	2,16	0,57	1,30	0,37	1,30	1,351	1,371	2,272	3,512
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-396,30	2,22	0,80	2,87	1,60	0,60	2,19	0,40	0,70	0,28	0,70	0,432	0,461	1,687	2,450
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	396,30	3,37	5,59	3,33	2,51	4,19	2,54	0,65	2,59	0,42	2,59	1,201	1,179	3,994	6,174
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Forze statiche	-396,30	2,65	0,80	3,37	1,94	0,60	2,57	0,52	0,80	0,35	0,80	0,350	0,359	1,520	2,299
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	396,30	2,59	3,41	2,63	1,89	2,56	2,01	0,52	1,50	0,35	1,50	1,287	1,313	2,842	4,329
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-396,30	1,96	0,70	2,53	1,40	0,53	1,93	0,34	0,70	0,24	0,70	0,453	0,480	1,958	2,848
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	396,30	3,15	3,91	3,02	2,34	2,93	2,31	0,62	2,20	0,40	2,20	1,232	1,243	3,568	5,514
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Forze statiche	-396,30	1,84	0,60	3,06	1,41	0,45	2,34	0,44	0,60	0,31	0,60	0,327	0,321	1,363	1,959

Figura 110 - Risultati analisi pushover sulla struttura con regolarizzazione delle aperture

Rispetto al modello precedente, hanno superato la verifica anche le analisi 2, 4, 11, 12, 15 e 16. L'unico peggioramento si è ottenuto con la verifica 8, non più soddisfatta, a causa della redistribuzione delle sollecitazioni, verificatasi eliminando la discontinuità e l'irregolarità della trasmissione delle azioni interne, causata dal disallineamento delle aperture (7.8.2.1 – NTC2018).

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,00	1,182	1,199	3,112	4,811
2	+X	Forze statiche	0,00	1,152	1,146	3,848	4,276
3	-X	Uniforme	0,00	1,232	1,252	2,796	4,322
4	-X	Forze statiche	0,00	1,062	1,043	4,024	4,617
5	+Y	Uniforme	0,00	0,880	0,905	2,158	3,226
6	+Y	Forze statiche	0,00	1,280	1,257	2,159	3,337
7	-Y	Uniforme	0,00	0,847	0,880	2,412	3,546
8	-Y	Forze statiche	0,00	0,867	0,884	3,177	4,911
9	+X	Uniforme	72,55	1,181	1,197	4,100	5,463
10	+X	Uniforme	-72,55	1,188	1,205	4,119	5,489
11	+X	Forze statiche	72,55	1,162	1,163	4,302	4,249
12	+X	Forze statiche	-72,55	1,168	1,156	3,262	4,295
13	-X	Uniforme	72,55	1,227	1,249	2,841	4,391
14	-X	Uniforme	-72,55	1,220	1,239	3,065	4,738
15	-X	Forze statiche	72,55	1,063	1,044	2,364	3,655
16	-X	Forze statiche	-72,55	1,062	1,043	4,026	4,614
17	+Y	Uniforme	396,30	1,351	1,371	2,272	3,512
18	+Y	Uniforme	-396,30	0,432	0,461	1,687	2,450
19	+Y	Forze statiche	396,30	1,201	1,179	3,994	6,174
20	+Y	Forze statiche	-396,30	0,350	0,359	1,520	2,299
21	-Y	Uniforme	396,30	1,287	1,313	2,842	4,329
22	-Y	Uniforme	-396,30	0,453	0,480	1,958	2,848
23	-Y	Forze statiche	396,30	1,232	1,243	3,568	5,514
24	-Y	Forze statiche	-396,30	0,327	0,321	1,363	1,959

Figura 111 - Indici di rischio della struttura con regolarizzazione delle aperture

6.3 Aumento resistenza in direzione y

6.3.1 Cerchiature e setti in cemento armato

Per risolvere le problematiche con il carico sismico in direzione y, si sono predisposte delle cerchiature sui setti in quella direzione, per limitarne le rotture. Inoltre si è intervenuti in maniera più invasiva, andando a inserire dei setti in cemento armato per resistere alle rotture a taglio. Si sono provate varie combinazioni, fino ad ottenere quella risultante ottimale che ha previsto l’inserimento di: due pareti di rinforzo, a fianco di quelle già presenti in muratura nei tratti di collegamento fra il corpo centrale e i corpi laterali della struttura, e due pareti con lo scopo di prolungare le due murature centrali già esistenti, in modo tale da renderle continue trasversalmente per tutta la larghezza della struttura (per vedere il posizionamento in pianta e la modellazione dei setti in C.A. si rimanda agli allegati A e D).

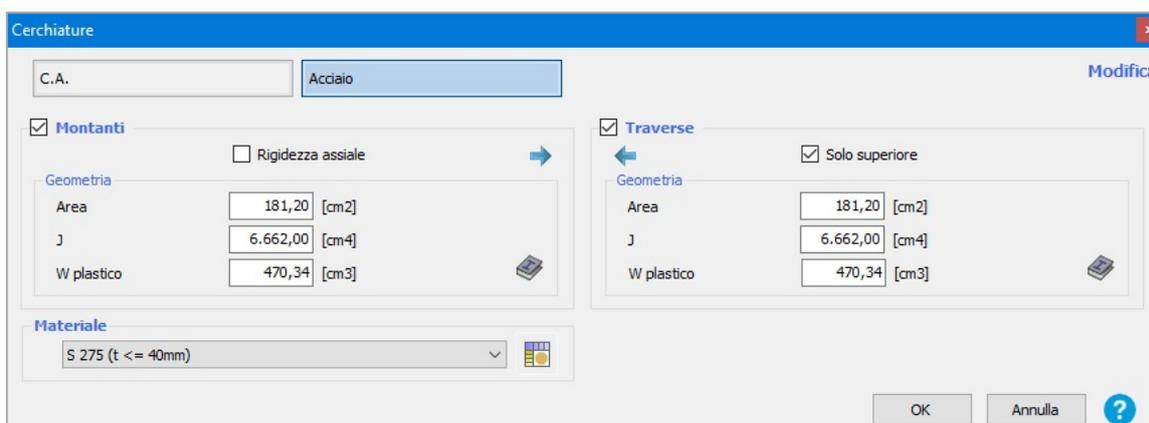


Figura 112 - Inserimento cerchiature

Infine, per limitare le criticità individuate durante le analisi locali (v. 5.4), si ci è riferiti a quanto riportato, per le “costruzioni semplici”, sulle NTC 2018 al punto 7.8.1.9: “in ciascuna delle due direzioni siano presenti pareti resistenti alle azioni orizzontali con interasse non superiore a 7 m, elevabili a 9 m per costruzioni in muratura armata”. Si sono quindi inserite delle pareti in c.a. nelle estremità della struttura, per legare trasversalmente le pareti in muratura in direzione y. Nel posizionare le pareti, si è inoltre tenuto conto della necessità di creare le opportune vie di fuga per l’accesso alle scale di emergenza (v. Allegato A).



Figura 113 - Modello della pianta del primo piano con l’inserimento dei setti in c.a.

6.3.2 Modifica delle distribuzioni di forze e analisi del modello

Ripetendo l'analisi dei modi di vibrare, si è notato una riduzione della massa efficace movimentata dai primi modi di vibrare in entrambe le direzioni. Tale valore, anche se di poco, è sceso sotto il limite del 75%. Di conseguenza, nel rispetto della normativa, l'analisi è stata effettuata utilizzando la distribuzione "b" del gruppo 1, ovvero quella corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare. La richiesta dell'utilizzo di questa distribuzione è di includere, nella direzione considerata, un numero di modi di vibrare con partecipazione di massa complessiva non inferiore all'85%.

Si riporta di seguito il diagramma con la nuova scelta delle distribuzioni:

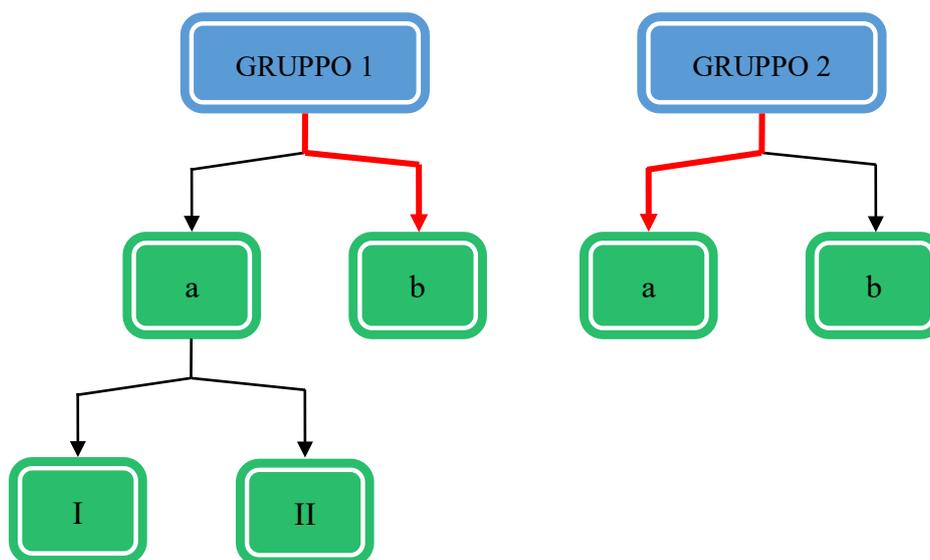


Diagramma 3 - Scelta del carico sismico per la struttura di progetto

Attivo in pushover		Modo /	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
Dir. X	Dir. Y								
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1	0,20846	59.868	0,56	14.256	0,13	1	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	2	0,19271	35	0,00	7.775.839	72,93	715	0,01
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	3	0,18200	7.684.459	72,07	242	0,00	18	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	4	0,13895	20	0,00	203.998	1,91	3.605	0,03
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	5	0,07630	6.385	0,06	5.295	0,05	46	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	6	0,07543	11	0,00	756.065	7,09	442	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	7	0,07126	7	0,00	1.995	0,02	6.048	0,06
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	8	0,07029	9.376	0,09	29	0,00	73	0,00
<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	9	0,06707	12.254	0,11	739.822	6,94	624.133	5,85
<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	10	0,06451	1.387.938	13,02	9.133	0,09	411	0,00
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	11	0,05841	31	0,00	160.134	1,50	6.319	0,06
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	12	0,05779	14.496	0,14	34.541	0,32	843.759	7,91
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	13	0,05744	1	0,00	84.782	0,80	3.054.990	28,65
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	14	0,05724	7.122	0,07	607	0,01	293.373	2,75
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	15	0,05376	149	0,00	1	0,00	59.301	0,56
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	16	0,05298	1.012	0,01	12.272	0,12	13.815	0,13
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	17	0,05253	0	0,00	2.507	0,02	1.317.400	12,36
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	18	0,05246	448	0,00	709	0,01	13.074	0,12
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	19	0,05175	17	0,00	50.414	0,47	11.301	0,11
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	20	0,04961	7.875	0,07	246	0,00	1.432	0,01
Mx totale		85,09 [%]	My totale	88,87 [%]					

Figura 114 - Risultati analisi modale modello di progetto

CAPITOLO 6 - ADEGUAMENTI

In Figura 114 sono riportati i modi di vibrare presi in considerazione per raggiungere, e superare, la richiesta dell'85% di massa efficace da sollecitare in entrambe le direzioni. All'interno del software si è quindi modificata la distribuzione da utilizzare per i calcoli:

Analisi

Nodo di controllo

Livello: [5] Livello 5

Nodo: 24

Spostamento del Nodo di controllo
 Spostamenti medi del livello selezionato
 Spostamenti Medi pesati

N.	Calcola analisi	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,0
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	0,0
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,0
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	0,0
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,0
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	0,0
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,0
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	0,0
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	72,6
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-72,6
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	72,6
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	-72,6
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	72,6
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-72,6
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	72,6
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	-72,6
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	396,3
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-396,3
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	396,3
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	-396,3
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	396,3
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-396,3
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	396,3
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	-396,3

Dati generali

Piano Campagna: 0,0000 [cm]

Step critico: 500

Precisione p.p.: 0,0050

Parametri di calcolo

Sottopassi: 200

Precisione: 0,0050

Spostamento max: 20,00 [cm]

Applica a tutte

Abilita analisi

Dir. sisma: Tutte

Carico sismico: Tutti

Eccentricità: Tutte

Seleziona Tutto Deseleziona Tutto

Carico sismico

Proporzionale forze statiche
 Distribuzione modale

OK ?

Figura 115 - Analisi pushover modello di progetto

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	a SLV	a SLD
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	0,00	1,87	1,58	1,06	0,58	2,00	0,857	3,421
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	0,00	2,05	1,73	1,25	0,61	2,30	0,872	3,720
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	0,00	1,95	1,68	1,32	0,57	2,70	1,958	4,557
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	0,00	2,08	1,73	1,33	0,61	3,20	1,544	5,099
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	0,00	1,05	1,87	1,71	0,21	1,30	1,519	4,093
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	0,00	1,68	1,95	1,72	0,41	2,10	1,122	4,233
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	0,00	1,03	1,58	1,78	0,20	0,50	1,354	2,138
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	0,00	0,68	1,95	1,84	0,11	2,30	1,632	4,969
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	72,55	1,91	1,65	1,11	0,59	2,00	0,889	3,384
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Uniforme	-72,55	1,74	1,58	1,22	0,51	2,00	0,927	3,749
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	72,55	2,11	1,95	1,30	0,63	2,20	0,937	3,483
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Distribuzione modale	-72,55	1,97	1,73	1,27	0,58	2,30	0,901	3,868
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	72,55	1,98	2,40	1,16	0,60	3,20	1,170	5,203
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Uniforme	-72,55	1,95	3,82	1,29	0,57	2,90	1,774	4,879
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	72,55	2,14	3,52	1,34	0,63	3,20	1,542	4,988
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Distribuzione modale	-72,55	2,05	3,37	1,33	0,60	2,70	1,531	4,376
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	396,30	1,28	2,17	1,81	0,27	2,60	1,504	5,256
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Uniforme	-396,30	0,87	0,75	1,88	0,15	0,90	0,910	3,617
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	396,30	1,56	2,02	1,82	0,36	2,10	1,225	4,536
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Distribuzione modale	-396,30	1,53	1,27	1,66	0,37	1,50	0,875	3,408
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	396,30	1,24	1,65	1,77	0,27	0,60	1,235	2,071
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Uniforme	-396,30	0,83	0,68	1,83	0,14	0,30	0,880	1,897
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	396,30	0,82	2,25	1,97	0,13	2,50	1,521	4,823
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Distribuzione modale	-396,30	1,01	1,20	1,84	0,19	1,40	1,127	4,535

Visualizza dettagli

ζE : 0,8

Applica

Inserisci tutto in relazione

Cancela analisi

Legenda colori

- Verificato
- Non verificato
- Mancato decadimento
- Non converge a p.p.
- Analisi più gravosa

Esci ?

Figura 116 - Risultati analisi pushover sul modello di progetto

CAPITOLO 6 - ADEGUAMENTI

Procedendo al calcolo con questo modello rinforzato, come mostrato in Figura 116, si è ottenuto il superamento di tutte le analisi e il conseguente adeguamento della struttura.

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Eccentricità [cm]	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,00	0,857	3,421	4,983
2	+X	Distribuzione modale	0,00	0,872	3,720	5,588
3	-X	Uniforme	0,00	1,958	4,557	6,043
4	-X	Distribuzione modale	0,00	1,544	5,099	5,322
5	+Y	Uniforme	0,00	1,519	4,093	6,138
6	+Y	Distribuzione modale	0,00	1,122	4,233	6,355
7	-Y	Uniforme	0,00	1,354	2,138	3,117
8	-Y	Distribuzione modale	0,00	1,632	4,969	7,155
9	+X	Uniforme	72,55	0,889	3,384	4,959
10	+X	Uniforme	-72,55	0,927	3,749	5,524
11	+X	Distribuzione modale	72,55	0,937	3,483	5,275
12	+X	Distribuzione modale	-72,55	0,901	3,868	5,729
13	-X	Uniforme	72,55	1,170	5,203	5,629
14	-X	Uniforme	-72,55	1,774	4,879	5,785
15	-X	Distribuzione modale	72,55	1,542	4,988	5,242
16	-X	Distribuzione modale	-72,55	1,531	4,376	5,370
17	+Y	Uniforme	396,30	1,504	5,256	7,568
18	+Y	Uniforme	-396,30	0,910	3,617	5,418
19	+Y	Distribuzione modale	396,30	1,225	4,536	6,835
20	+Y	Distribuzione modale	-396,30	0,875	3,408	5,070
21	-Y	Uniforme	396,30	1,235	2,071	3,013
22	-Y	Uniforme	-396,30	0,880	1,897	2,750
23	-Y	Distribuzione modale	396,30	1,521	4,823	6,945
24	-Y	Distribuzione modale	-396,30	1,127	4,535	6,836

Figura 117 - Indici di rischio del modello di progetto

6.4 Confronto delle murature e delle curve di capacità

6.4.1 Murature

Di seguito si riporta un confronto dello stato di danneggiamento di alcune pareti in muratura prima e dopo l'inserimento dei setti e delle cerchiature. Si può facilmente notare il miglioramento strutturale e il comportamento delle cerchiature (legenda a pag. 95).

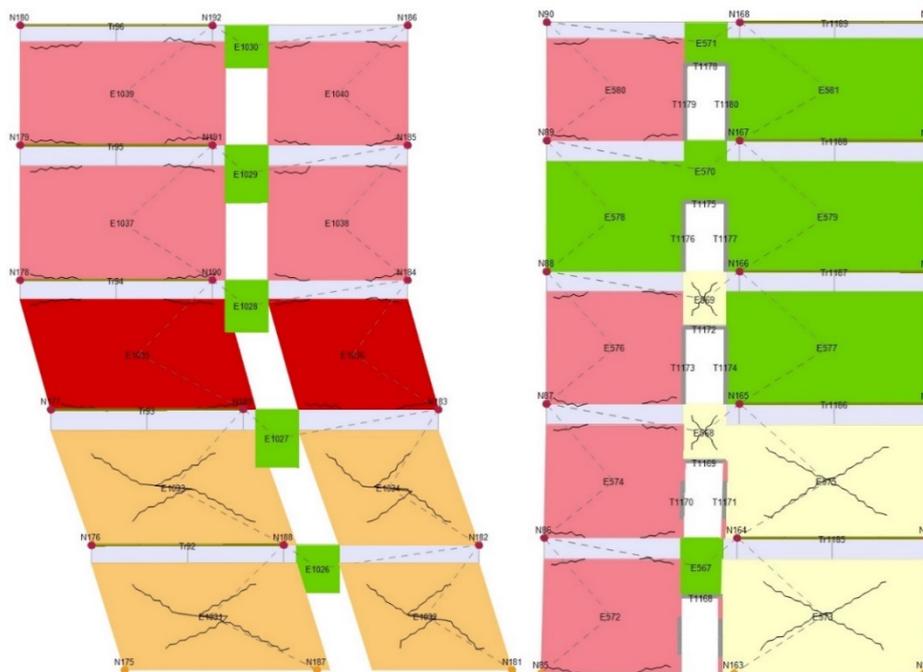


Figura 118 - Confronto verifiche pannello 10, sottoposto all'analisi 24, prima e dopo i rinforzi

Il miglioramento ottenuto permette, nelle stesse analisi, di ottenere parti dei pannelli integri dove in precedenza di avevano plasticizzazioni o rotture.



Figura 119 - Confronto verifiche pannello 13, sottoposto all'analisi 24, prima e dopo i rinforzi

CAPITOLO 6 - ADEGUAMENTI

6.4.2 Curve di capacità

Un ulteriore confronto significativo si può effettuare nei riguardi delle curve di capacità ottenute.

A prima vista si riescono a notare in modo più evidente le cadute di resistenza della struttura, che riesce a sfruttare maggiormente le proprie caratteristiche duttili. L'inserimento dei setti in cemento armato ha portato le curve a salire e ad "arrotondarsi", visualizzando il lavoro di affiancamento e sostegno prodotto sulla muratura e, come ci si poteva aspettare, data la forma della struttura, si è conservato il vantaggio di resistenza della struttura nei confronti dei sismi in direzione x rispetto a quelli in direzione y.

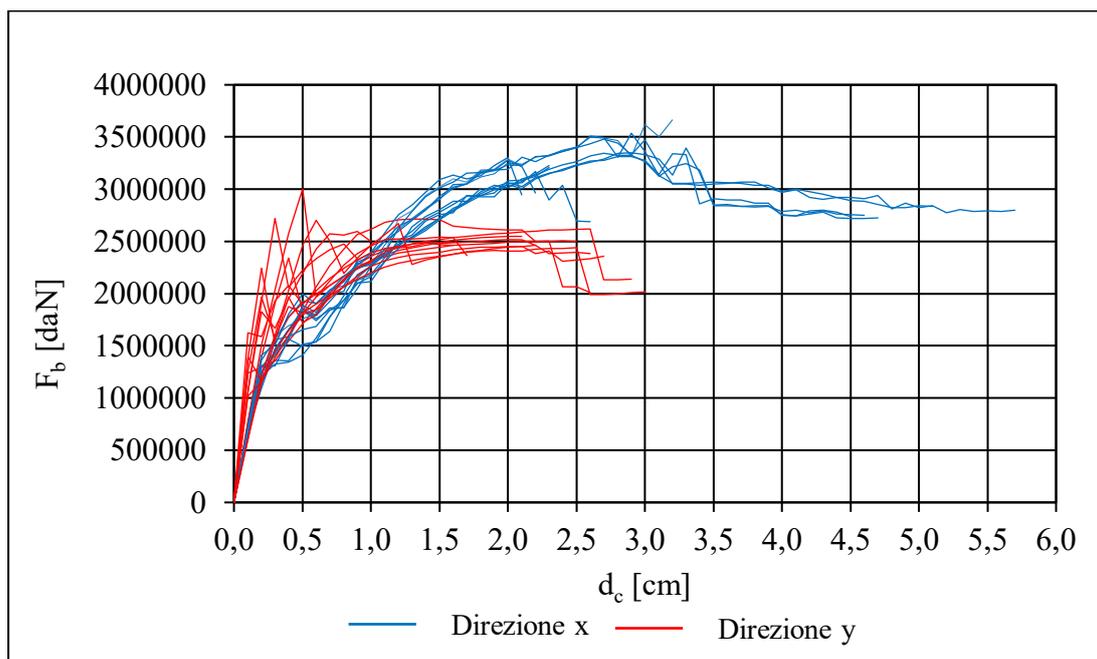


Grafico 8 - Curve di capacità del modello di progetto

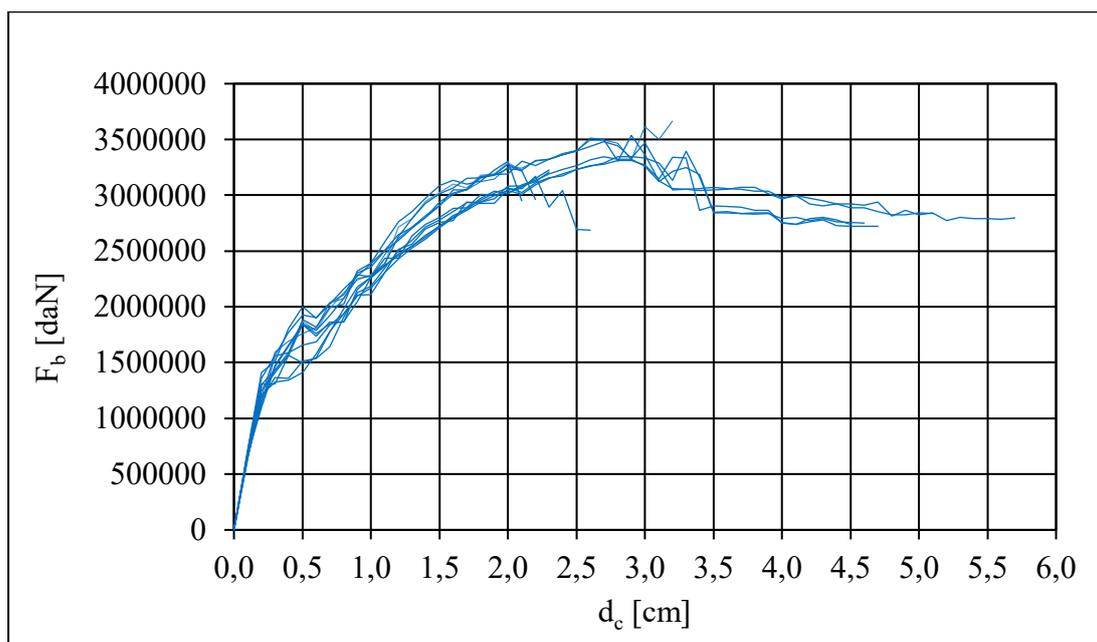


Grafico 9 - Curve di capacità del modello di progetto sisma direzione x

CAPITOLO 6 - ADEGUAMENTI

I miglioramenti più marcati si possono individuare sicuramente nelle curve con sisma applicato in direzione y. Non sono più presenti curve di capacità con un solo tratto elastico troncato bruscamente dal cedimento della struttura. Anche nelle condizioni di carico in precedenza fortemente sfavorevoli, l'edificio riesce a resistere e a raggiungere una fase di plasticizzazioni.

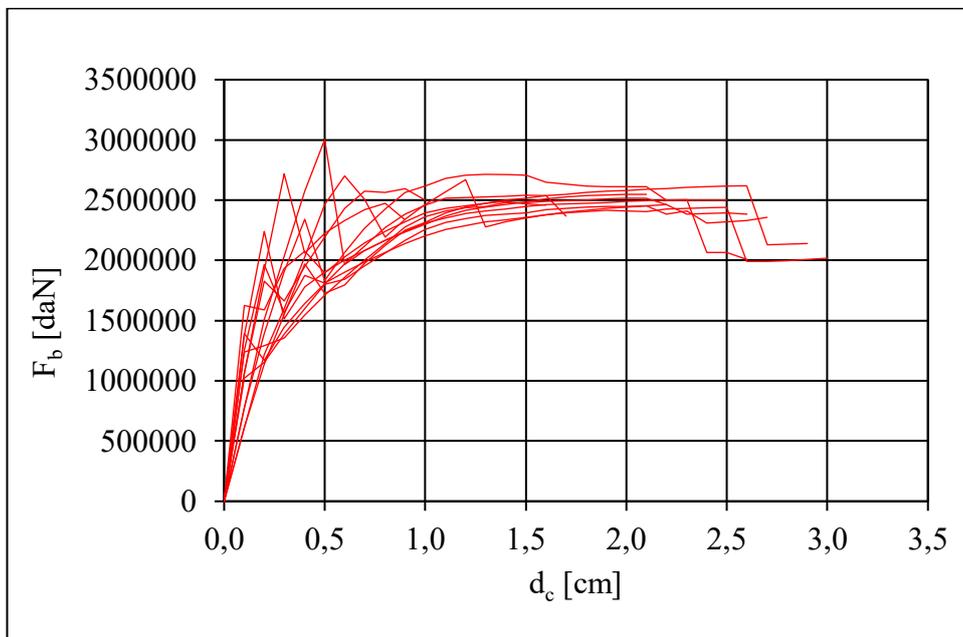


Grafico 10 - Curve di capacità del modello di progetto sisma in direzione y

Confrontando le curve ottenute per il modello di progetto con quelle ottenute in precedenza per il modello attuale, appare una decisa differenza fra i due gruppi di curve:

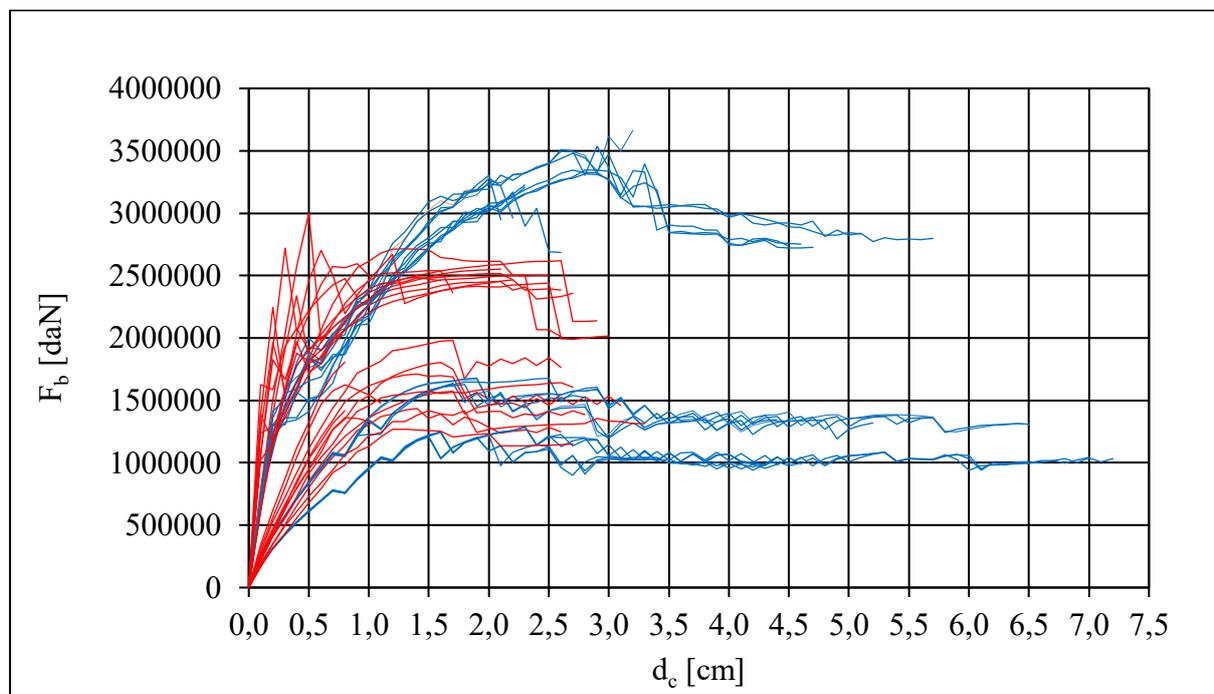


Grafico 11 - Confronto curve di capacità della struttura attuale con quelle del modello di progetto

CAPITOLO 6 - ADEGUAMENTI

Si può individuare facilmente la netta separazione fra i due gruppi di curve che, nel caso della nuova modellazione, rimangono tutte più alte delle precedenti.

Rispetto alle prime, queste hanno un andamento molto più ripido iniziale, a indicare una maggiore rigidezza strutturale, e successivamente presentano una zona di plasticizzazioni tipica dell'analisi pushover con le strutture che lavorano. Quindi, nonostante le curve delle analisi sembrino simili a quelle che si avevano in precedenza, dal confronto, si nota un deciso aumento del valore del tagliante per tutte le curve che, rimanendo duttili, presentano una maggiore salita verticale dovuta alla resistenza aggiunta dei setti in cemento armato. La leggera perdita di duttilità in alcune combinazioni è sicuramente un compromesso accettabile visto il netto aumento di resistenza acquisita.

6.5 Ulteriori interventi migliorativi

L'attuale piano seminterrato dell'edificio è il piano maggiormente provato dagli anni di abbandono. Attualmente non è agibile da decenni e vi è la mancanza di un'intercapedine che provoca un'elevata umidità degli ambienti. Si ritiene quindi possibile aumentare la rigidezza del piano mediante la chiusura di tutte le finestre perimetrali e delle aperture interne escluse solo quelle necessarie per la manutenzione. Inoltre, tale soluzione permetterebbe di evitare la rottura, in alcune delle analisi, proprio delle fasce di quel piano.



Figura 120 - Rottura fasce di piano e maschi a livello del seminterrato con l'analisi 20

7. Conclusioni

A seguito delle informazioni ottenute dagli studi precedenti, dei rilievi e delle indagini sulla struttura, si è potuti arrivare a una buona conoscenza della struttura e all'ottenimento di un livello di conoscenza LC2.

Particolare attenzione è stata posta nei riguardi dello studio della tipologia di solaio, che dalla letteratura dell'epoca si è riscontrato essere del tipo "Sapal" e costruito a "regola d'arte", rispettando le indicazioni dei manuali dell'epoca. Questo tipo di solai non ha presentato problemi statici, ma a livello sismico, indagando su indagini e interventi effettuati su altre strutture, è risultata pericolosa la presenza delle tavole sottostanti, che essendo prive di un solido collegamento con la struttura, in caso di sisma hanno un alto rischio di essere soggette a crollo. Di conseguenza ne è stata consigliata la rimozione e la sostituzione con pannelli antisfondellamento.

Inoltre è stata effettuata una valutazione sull'effettiva rigidità di solai aventi simili caratteristiche, ma carenti a livello di spessore di caldana strutturale e di tavole soprastanti. Modellando solo un piano della struttura si sono voluti verificare i limiti delle norme cercando di valutare quanto le carenze potessero influenzare la rigidità dell'impalcato. I risultati ottenuti hanno riportato la necessità, per questo tipo di solaio, di essere realizzato almeno come da schede tecniche, perché eventuali mancanze sullo spessore della soletta hanno portato inesorabilmente a doverlo valutare come deformabile. A tale proposito, si è anche realizzato un modello deformabile della struttura inserendo: l'ipotesi di impalcato deformabile e delle travi fittizie; queste ultime con il compito di considerare in parte la rigidità dei solai, comunque non del tutto trascurabile. Del modello così definito se ne è valutata la difficoltà nel poterlo gestire e analizzare: è stato necessario il calcolo di più di mille modi di vibrare per potere ottenere una adeguata massa eccitata richiesta dalla normativa per le analisi; di conseguenza è stato utilizzato solo per una valutazione sulla individuazione di eventuali meccanismi locali.

Si è quindi modellata interamente la struttura con l'ipotesi di impalcato rigido su due software diversi riscontrando problemi su uno di essi a livello di calcolo dei periodi delle forme modali. Di conseguenza si è scelto di proseguire la modellazione con quello che ha fornito i dati reputati più accurati, basandosi su quanto consigliato dalla normativa nei riguardi del periodo fondamentale della struttura. Si sono valutate le masse efficaci dei primi periodi del modello scelto e si è riscontrata la possibilità di potere effettuare una analisi di tipo pushover. Il modello è stato quindi sottoposto ad una analisi statica non lineare (pushover) e la costruzione, concepita molti anni prima della classificazione sismica della zona, non è risultata essere idonea a sostenere le azioni sismiche di calcolo. La struttura presentando in pianta una forma rettangolare molto allungata, ha riscontrato grande difficoltà a resistere ai sismi in direzione y, ovvero la direzione parallela al lato corto; inoltre, data la sua forma, applicando una eccentricità all'azione sismica, come imposto da normativa, si sono creati dei movimenti torcenti deleteri per la struttura.

I risultati peggiori si sono infatti ottenuti con l'analisi 24: direzione di applicazione del sisma -y, carico sismico proporzionale alle forze statiche ed eccentricità negativa pari al 5% del lato lungo della struttura, a cui è corrisposto un indice di rischio rispetto allo Stato ultimo di salvaguardia della vita α_{SLV} pari a **0,335**.

Prima di analizzare la possibilità di un adeguamento strutturale, si sono valutati i rischi legati a eventuali meccanismi di collasso locali, che invaliderebbero uno studio globale della struttura. Avendo limitate informazioni sui collegamenti effettivi dei solai con le murature, si sono studiati i collassi locali ipotizzando eventuali mancanze o scarsità di collegamenti tra le murature e i solai. Durante lo studio si è rilevata la pericolosità dei setti costituenti le ali dell'edificio, a seguito della loro notevole lunghezza e della concomitante mancanza di setti di collegamento trasversale, in grado di assorbire eventuali spinte fuori dal loro piano.

A seguire sono state valutate diverse ipotesi di adeguamento, per garantire il superamento di tutte le verifiche, cercando di intervenire nel modo meno invasivo possibile sulla struttura, prediligendo gli interventi più semplici, per poi aumentare l'impatto degli interventi se ritenuto necessario.

La prima modifica strutturale è stata rivolta a risolvere le criticità evidenziate nei pannelli 5 e 19, cercando la grande apertura dell'ingresso principale e chiudendo le finestre sul lato corto del piano rialzato; già questi semplici interventi hanno permesso di avere maggiori risultati positivi nelle analisi.

Successivamente si sono regolarizzate le aperture dell'edificio per evitare di avere perdite di resistenza delle murature, a causa di una diversa disposizione o di un diverso allineamento delle aperture. Queste modifiche hanno aumentato la capacità della struttura e hanno ridistribuito in parte il carico sismico sulle murature, permettendo il superamento di tutte le verifiche con carico sismico in direzione x. Le analisi più critiche in direzione y sono invece rimaste praticamente invariate.

Per migliorare le analisi più critiche riguardanti il cedimento dei setti in direzione y, si è scelto di rafforzare tutte le aperture di questi setti inserendo delle cerchiature e di inserire dei setti in cemento armato: due setti ad affiancare le murature trasversali presenti nei tratti di collegamento fra il corpo centrale e i corpi laterali della struttura, e altri due per proseguire le murature del corpo centrale della struttura, in modo tale da renderle continue su tutta la larghezza dell'edificio. Inoltre, riferendosi alle verifiche sui meccanismi locali, si sono aggiunti altri due setti in cemento armato per collegare trasversalmente le murature delle ali dell'edificio. Quindi ricalcolando le analisi, sul modello così definito, tutte le verifiche sono risultate superate.

In conclusione è risultato possibile adeguare il fabbricato ai sensi delle norme tecniche attualmente in vigore. Le opere di adeguamento strutturale dell'edificio previste non ne mutano la sagoma e non ne determinano un aumento della superficie o del volume, sono quindi conformi alla normativa del vigente del piano regolatore generale comunale (PRG) del Comune di Taggia e risultano pertanto assentibili.

Infine, occorre sottolineare, che trattandosi di immobile costruito da oltre settant'anni, per effettuare i lavori è necessario acquisire il preventivo parere della Soprintendenza per i beni Architettonici della Liguria.

Ringraziamenti

Rischierei di dovere scrivere quasi un'altra tesi, se iniziassi a raccontare tutti i momenti trascorsi durante questi anni di università, legati alle persone che voglio ringraziare per essermi state vicine, sia quando era il momento di festeggiare, per il superamento di una sfida, sia quando si doveva continuare a lavorare, per superare qualche intoppo. Quindi cercherò di sintetizzare in poche, semplici parole i miei pensieri.

Ringrazio il professore Giuseppe Andrea Ferro, relatore, e l'architetto Luciana Restuccia, correlatrice, per avermi dato l'opportunità di lavorare a una tesi che mi ha appassionato e che mi ha permesso di approfondire, sia a livello teorico che pratico, argomenti toccati solo marginalmente durante gli studi.

Ringrazio l'ingegnere Piero Delaude, che mi ha proposto di lavorare a questo progetto e mi ha fornito sempre il massimo aiuto e supporto, rendendosi sempre reperibile e dando una risposta ai quesiti e alle perplessità che si sono creati durante le analisi della struttura.

Ringrazio l'ingegnere Alessandro Castro con il quale, durante il tirocinio, ho avuto la mia prima esperienza lavorativa come ingegnere. Lo ringrazio sia per la sua competenza, gentilezza e pazienza nello spiegarmi anche i minimi dettagli, sia per il sostegno che costantemente mi rivolge invitandomi sempre a migliorare.

Ringrazio i miei compagni di avventure Daniele e Roberto con i quali ho condiviso esperienze indimenticabili. Il loro supporto e la loro simpatia sono stati sempre uno stimolo aggiunto per andare avanti, senza di loro al mio fianco, raggiungere questo obiettivo sarebbe stato sicuramente molto più difficile. Con loro ringrazio anche tutti i colleghi con cui mi sono relazionato per realizzare progetti, preparare esami, o, semplicemente, per scambiare opinioni e consigli.

Ringrazio i miei amici Andrea, Mirko e Stefano, la mia gilda, il termine adatto a rappresentare il legame profondo che mi unisce a loro: coloro che mi sopportano anche quando sparisco per scrivere una tesi! Voglio approfittarne per condividere un pensiero che rivolgo a loro e alle altre persone su questa pagina: se mai si potesse tornare indietro nel tempo e cambiare qualcosa della propria vita, rifarei le stesse identiche cose, perché altrimenti potrei avere il rischio di non incontravi.

Infine, non per ordine di importanza, ringrazio la mia famiglia a cui dedico questa tesi: mia mamma Giovanna, mio papà Bruno, mia nonna Rosalba e mio nonno Gino, che anche se non ho più la possibilità di correre da lui, per abbracciarlo e mostrargli la pergamena conquistata, mi incoraggia, mi protegge e mi dà la forza di superare qualsiasi ostacolo. Loro rappresentano sicuramente il regalo più grande che una persona possa ricevere, vi voglio bene!

Concludo, augurando al me stesso del futuro di potere avere queste straordinarie persone, su cui ho scritto queste brevi righe, per il maggiore tempo possibile a fianco nella vita, perché la vita è un bellissimo viaggio, da fare in compagnia.

Grazie a tutti!

Bibliografia e Sitografia

- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, (2018), “*Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*”, Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018, Supplemento Ordinario n. 8, Istituto Poligrafico e Zecca di Stato.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, (2008), “*Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le Costruzioni*”, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 04 febbraio 2008, Supplemento Ordinario n. 30, Istituto Poligrafico e Zecca di Stato.
- Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, (2009), “*Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni, di cui al D.M. 14 gennaio 2008*”, Gazzetta Ufficiale n.47 del 26 febbraio 2009, Supplemento Ordinario n. 27, Istituto poligrafico e Zecca di Stato.
- Aa. Vv., (2007), *Misura in situ delle proprietà elastiche mediante l’uso di martinetto piatto doppio*, in <http://www.reluis.it/images/stories/Specifiche_esecutive_per_%20prova_con_martinetto_piatto_doppio.pdf> [ottobre 2018]
- L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli, *Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*, in <http://www.reluis.it/doc/emergenza_terremoto_abruzzo/Schede_Meccanismi.pdf> [ottobre 2018]
- GeoStru, “*Generatore parametri sismici*”, in <<https://geoapp.eu/parametrisismici2018/>> [ottobre 2018]
- J. Herman, “*Color map generator*”, in <<http://jdherman.github.io/colormap/>> [ottobre 2018]
- S.T.A. DATA s.r.l., “*3Muri Manuale d’uso*”, in http://www.3muri.com/documenti/brochure/it/3Muri_brochure_11.pdf> [ottobre 2018]
- D. Flaccovio, (2018), “*NTC 2018: analisi pushover per edifici in muratura*”, in <<https://magazine.darioflaccovio.it/2018/03/14/ntc-2018-analisi-pushover-per-edifici-in-muratura/>> [ottobre 2018]

Programmi utilizzati

- Word - Microsoft
- Excel - Microsoft
- MATLAB - The MathWorks Inc.
- Paint - Microsoft
- Photoshop CS5 - Adobe
- AutoCAD 2017 - Autodesk Inc.
- CDSWin 2017 Trial - STS
- 3Muri v. 11.5.0.6 PROFESSIONAL - S.T.A Data s.r.l.

Indice dei grafici

Grafico 1 - Spettri elastici in accelerazione	16
Grafico 2 - Confronto spettri elastici SLV calcolati con η e q	18
Grafico 3 - Indagine sonica pannello 2/2.....	38
Grafico 4 - Indagine sonica pannello 3/1.....	39
Grafico 5 - Indagine sonica pannello 3/2.....	40
Grafico 6 - Indagine sonica pannello 3/3.....	41
Grafico 7 - Curve di capacità della struttura attuale.....	92
Grafico 8 - Curve di capacità del modello di progetto	115
Grafico 9 - Curve di capacità del modello di progetto sisma direzione x	115
Grafico 10 - Curve di capacità del modello di progetto sisma in direzione y	116
Grafico 11 - Confronto curve di capacità progetto	116

Indice dei diagrammi

Diagramma 1 - Livello di conoscenza ottenuto	49
Diagramma 2 - Scelta del carico sismico per la struttura attuale	89
Diagramma 3 - Scelta del carico sismico per la struttura di progetto	111

Indice delle figure

Figura 1 - Vista da ponente della struttura.....	1
Figura 2 e 3 - Punti di presa 1 e 2: impianti a vista e macerie	1
Figura 4 e 5 - Punti di presa 3 e 4: materiale abbandonato e docce comuni.....	2
Figura 6 e 7 - Punti di presa 5 e 6: cartongesso e uscita di sicurezza bloccata.....	2
Figura 8 e 9 - Punti di presa 7 e 8: arredi accatastati e infissi deteriorati.....	3
Figura 10 e 11 - Punti di presa 9 e 10: infiltrazioni, intonaco e indagini distruttive.....	3
Figura 12 - Reticolo per l'interpolazione dei parametri spettrali	8
Figura 13 - Individuazione da vista satellitare del retico sismico	9
Figura 14 - Localizzazione della struttura	9
Figura 15 - Coordinate della struttura	10
Figura 16 - Punti di indagine secondo piano	26
Figura 17 - Punti di indagine terzo piano	26
Figura 18 e 19 - Pannello 2/2 A e B: parete di spinta al secondo piano.....	27
Figura 20 e 21 - Pannello 3/1 A e B: parete di spinta al terzo piano.....	27
Figura 22 e 23 - Pannello 3/2 A e B: parete di spinta al terzo piano.....	28
Figura 24 e 25 - Pannello 3/3 A e B: parete di spinta al terzo piano.....	28
Figura 26 e 27 - Pannello 3/4 e 3/5: pareti di spinta al terzo piano.....	28
Figura 28 e 29 - Ammorsamento 3/6 terzo piano.....	29
Figura 30 e 31 - Ammorsamento 3/7 terzo piano.....	29
Figura 32 e 33 - Ammorsamento 3/8 terzo piano.....	30
Figura 34 - Ammorsamento 3/9 terzo piano	30
Figura 35 - Punti di indagine sclerometrica Pannello 3/5.....	31
Figura 36 - Modalità di esecuzione della prova sonica	36
Figura 37 - Tagli e basi di misura per prova martinetti doppi	44
Figura 38 e 39 - Individuazione orditura dell'intradosso di un'aula al primo piano	51
Figura 40 e 41 - Individuazione orditura dell'intradosso di un'aula al piano rialzato	52
Figura 42 e 43 - Individuazione orditura dell'intradosso di un'aula al piano rialzato	52
Figura 44 - Mappatura sfondellamento	52
Figura 45 - Sezione solaio SAPAL con diversi dimensionamenti.....	54
Figura 46 - Vista dello scatolare formato dalle due tavelle e dai travetti prefabbricati	56
Figura 47 - Particolare del piede dei travetti prefabbricati.....	56
Figura 48 e 49 - Particolare del piede dei travetti prefabbricati.....	57
Figura 50 e 51 - Dettaglio dell'armatura superiore del travetto prefabbricato	57
Figura 52 - Muratura del modello di verifica impalcato rigido	63
Figura 53 - Travatura del modello di verifica impalcato rigido.....	64
Figura 54 - Vista dall'alto del modello di verifica impalcato rigido	64
Figura 55 - Particolare della modellazione del solaio deformabile.....	64
Figura 56 - Modello di verifica impalcato rigido completo di piastre	65
Figura 57 - Dall'alto verso il basso: deformazioni di piano rigido e deformabile	66
Figura 58 - Modello con piano deformabile vista dall'alto.....	67

Figura 59 - Modi di vibrare 53 e 98	67
Figura 60 - Modello con piano deformabile vista sud-est	68
Figura 61 - Modello con piano deformabile vista nord-ovest.....	68
Figura 62 - Rappresentazione a telaio equivalente.....	71
Figura 63 e 64 - Meccanismi di rottura per taglio e presso flessione.....	72
Figura 65 - Macroelemento e gradi di libertà	72
Figura 66 - Inserimento parametri della muratura	73
Figura 67 - Inserimento parametri migliorativi della muratura	73
Figura 68 - Inserimento proprietà della muratura	74
Figura 69 - Pianta inserimento pareti	75
Figura 70 - Definizione apertura.....	75
Figura 71 - Definizione pannello murario	76
Figura 72 - Estratto della pianta del piano rialzato con inserimento di pannelli e aperture	76
Figura 73 e 74 - Comportamento del solaio rigido e flessibile.....	77
Figura 75 - Schema degli elementi di solaio con comportamento membranale anisotropo.....	77
Figura 76 e 77 - Inserimento carichi dei solai di interpiano e della copertura.....	79
Figura 78 - Inserimento parametri sismici.....	80
Figura 79 - Combinazione delle azioni per il calcolo del fattore di amplificazione sismico ...	80
Figura 80 - Vista Sud-Est.....	81
Figura 81 - Vista Nord-Ovest.....	81
Figura 82 - Vista Dall'alto	82
Figura 83 - Pannelli 5 e 19.....	82
Figura 84 - Fasi 1,2,3 dell'analisi pushover.....	83
Figura 85 - Fasi 4,5,6 dell'analisi pushover.....	84
Figura 86 - Definizione della curva di capacità	84
Figura 87 - Sistema e diagramma bilineare equivalente.....	85
Figura 88 - Risultati analisi modale struttura attuale.....	89
Figura 89 - Individuazione nodo 24	90
Figura 90 - Analisi pushover struttura attuale.....	90
Figura 91 - Risultati analisi pushover sulla struttura esistente	91
Figura 92 - Dettaglio verifiche combinazione con minore indice di rischio	91
Figura 93 - Indici di rischio della struttura attuale	92
Figura 94 - Curva di capacità struttura attuale sisma direzione x	93
Figura 95 - Curva di capacità struttura attuale sisma direzione x	93
Figura 96 - Curva di capacità struttura attuale sisma direzione x	94
Figura 97 - Deformazione pianta nell'analisi 23	94
Figura 98 - Deformazione pianta nell'analisi 24	94
Figura 99 - Verifica del pannello 5 a seguito delle analisi 14 e 24.....	95
Figura 100 - Verifica del pannello 19 a seguito delle analisi 23 e 24	96
Figura 101 - Risultati delle verifiche del meccanismo di collasso locale 01	103
Figura 102 - Risultati delle verifiche del meccanismo di collasso locale 02.....	104
Figura 103 - Risultati delle verifiche del meccanismo di collasso locale 03.....	104
Figura 104 - Risultati delle verifiche del meccanismo di collasso locale 04.....	105
Figura 105 - Indici di rischio della struttura con aggiustamenti ai pannelli critici	106

Figura 106 - Verifica del pannello 5 a seguito delle analisi 14 e 24	107
Figura 107 - Verifica del pannello 19 a seguito delle analisi 23 e 24 chiusura aperture.....	107
Figura 108 - Confronto della pianta del piano rialzato prima e dopo	108
Figura 109 - Confronto della pianta del secondo piano prima e dopo	108
Figura 110 - Risultati analisi pushover sulla struttura con regolarizzazione delle aperture...	109
Figura 111 - Indici di rischio della struttura con regolarizzazione delle aperture	109
Figura 112 - Inserimento cerchiature	110
Figura 113 - Modello della pianta del primo piano con l'inserimento dei setti in c.a.	110
Figura 114 - Risultati analisi modale modello di progetto	111
Figura 115 - Analisi pushover modello di progetto	112
Figura 116 - Risultati analisi pushover sul modello di progetto	112
Figura 117 - Indici di rischio del modello di progetto.....	113
Figura 118 - Confronto verifiche pannello 10 prima e dopo i rinforzi.....	114
Figura 119 - Confronto verifiche pannello 13 prima e dopo i rinforzi.....	114
Figura 120 - Rottura fasce di piano e maschi a livello del seminterrato con l'analisi 20.....	118

Indice delle tabelle

Tabella 1 - Valori minimi della Vita nominale per i diversi tipi di costruzioni.....	5
Tabella 2 - Definizione delle classi d'uso secondo la normativa	5
Tabella 3 - Valori del coefficiente d'uso C_U	6
Tabella 4 - Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato.....	7
Tabella 5 - Valori del Periodo di ritorno per i vari stati limite	7
Tabella 6 - Coordinate dei vertici del reticolo sismico.....	9
Tabella 7 - Parametri spettrali del reticolo.....	10
Tabella 8 - Calcoli per l'interpolazione dei parametri spettrali del reticolo.....	11
Tabella 9 - Parametri spettrali degli stati limite	11
Tabella 10 - Livelli litologici e relative velocità di propagazione delle onde di taglio.....	12
Tabella 11 - Categorie di suolo	13
Tabella 12 - Formule per il calcolo dei coefficienti S_s e C_c per categoria B di sottosuolo.....	13
Tabella 13 - Valori dei coefficienti S_s e C_c per i vari stati limite.....	13
Tabella 14 - Condizioni topografiche.....	14
Tabella 15 - Valori massimi del valore di base q_0	17
Tabella 16 - Valori di riferimento per le tipologie di muratura	22
Tabella 17 - Coefficienti correttivi in base alla tipologia di muratura	23
Tabella 18 - Indice di rimbalzo per i diversi pannelli investigati	35
Tabella 19 - Rilevamenti prova martinetti doppi piatti	45
Tabella 20 - Sforzo di compressione tra i martinetti e deformazione media	46
Tabella 21 - Estratto della tabella dei valori di riferimento per le tipologie di muratura.....	48
Tabella 22 - Estratto della tabella dei coefficienti correttivi.....	48
Tabella 23 - Dimensioni e pesi solai SAPAL	55
Tabella 24 - Carico uniformemente distribuito per elementi divisorii interni	59
Tabella 25 - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso	60
Tabella 26 - Espressione per il calcolo del carico della neve al suolo Zona II.....	61
Tabella 27 - Valori del coefficiente di forma.....	61
Tabella 28 - Valori di C_E per diverse classi di esposizione	62
Tabella 29 - Risultati confronto impalcato rigido e deformabile	65
Tabella 30 - Confronto dei periodi delle forme modali calcolati su software diversi.....	69
Tabella 31 - Valori del coefficiente γ_M	74
Tabella 32 - Valori dei coefficienti di combinazione	78
Tabella 33 - Quote di interpiano	79

Allegato A - Piante dell'edificio

Le tavole sono tutte in scala 1:250

Nelle piante attuali sono presenti i riferimenti ai punti presa fotografici riportati al §1.1, mentre in quelle di progetto sono presenti le disposizioni di messa in sicurezza per potere svolgere l'attività didattica.

Legenda simboli grafici:

	VERSO IL BASSO		ESTINTORE CO2
	ORIZZONTALE		ESTINTORE POLVERE
	VERSO L'ALTO		PORTA TAGLIAFUOCO REI 60
	IDRANTE		PARETE REI
	ATTACCO AUTOPOMPA		INTERRUTTORE GENERALE A PULSANTE
	CAMPANA ALLARME		LUCE DI SICUREZZA A PARETE
	ALTOPARLANTE		LUCE DI SICUREZZA
	SIRENA		PUNTO DI PRESA FOTOGRAFICA
	VENTILAZIONE FORZATA		

Nelle piante di sovrapposizione, dello stato attuale con il progetto, sono indicate in rosso le demolizioni e in giallo le costruzioni.

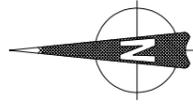
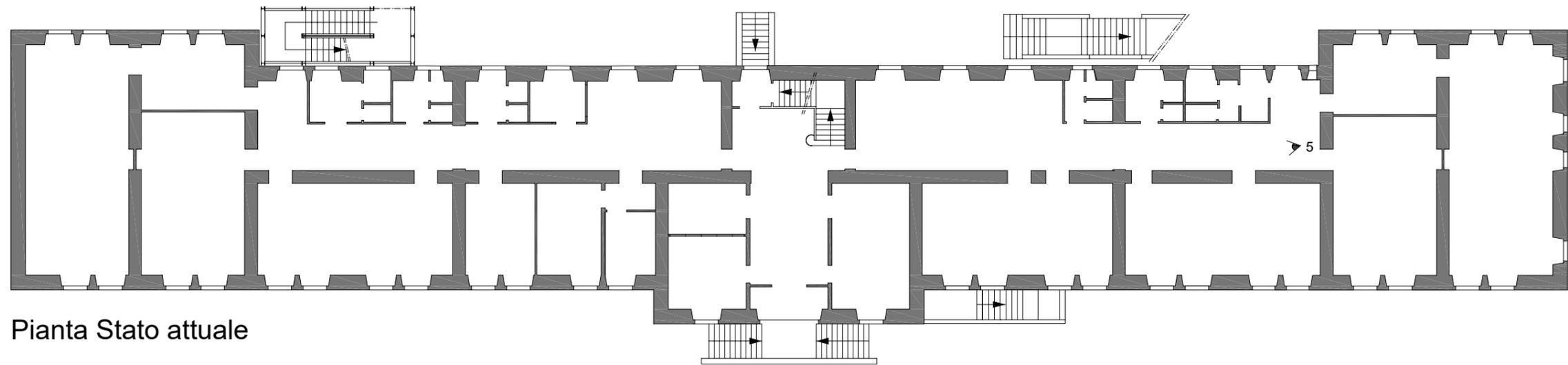
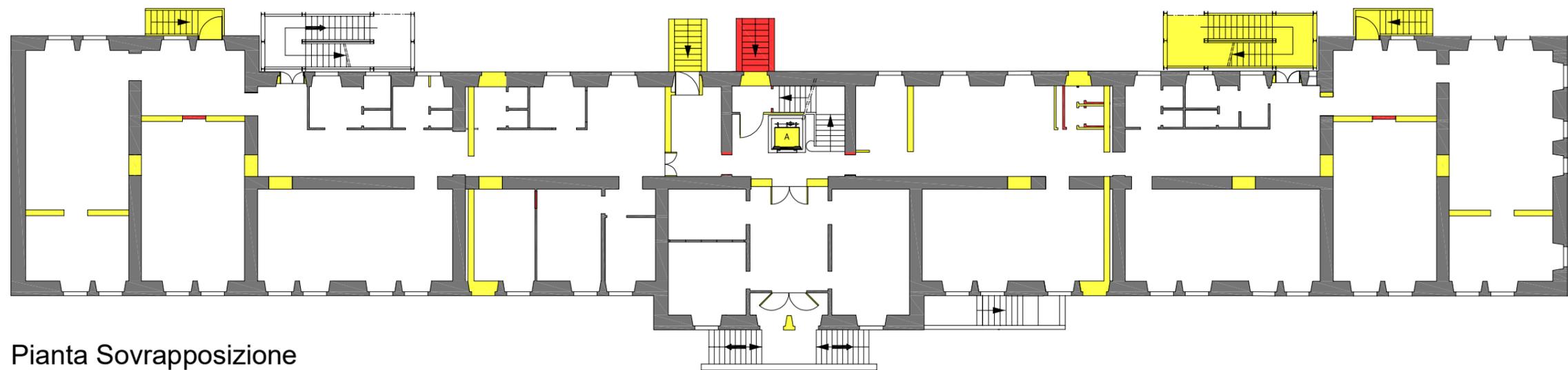


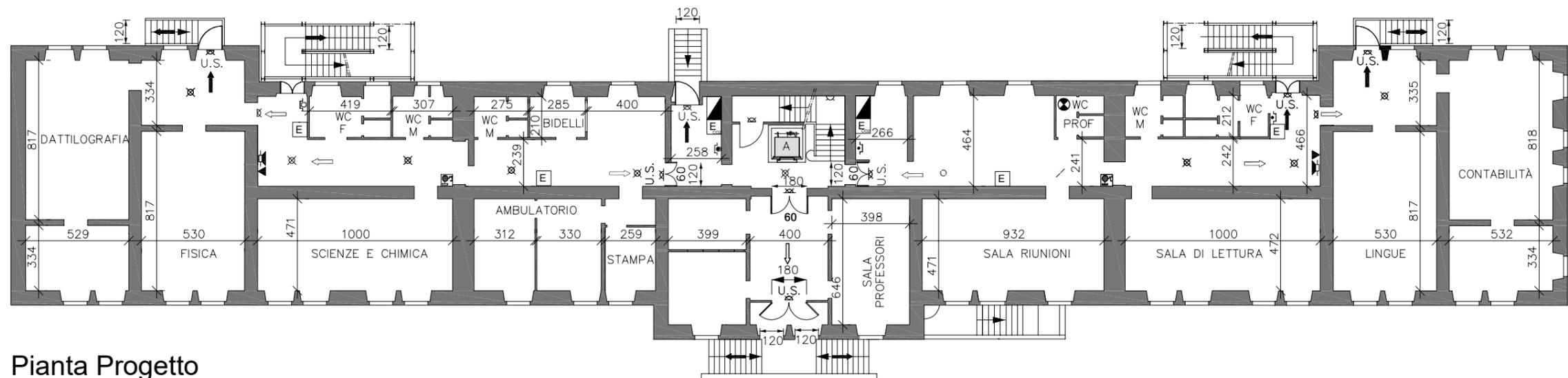
Tavola 2 - Pianta Piano Rialzato



Pianta Stato attuale



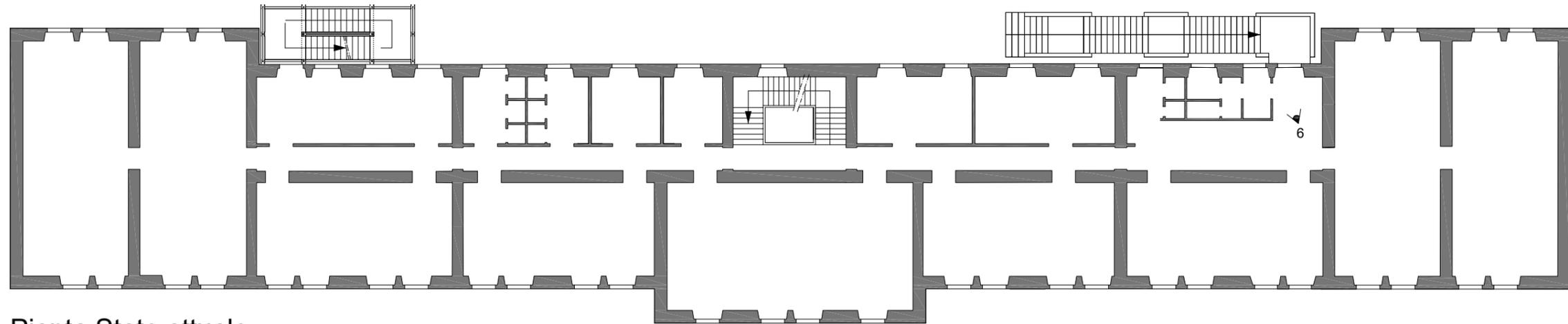
Pianta Sovrapposizione



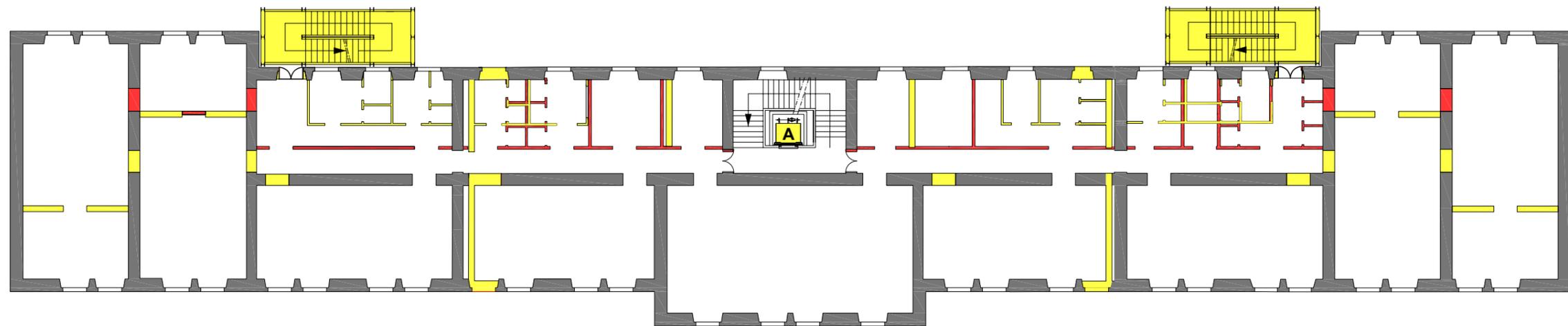
Pianta Progetto



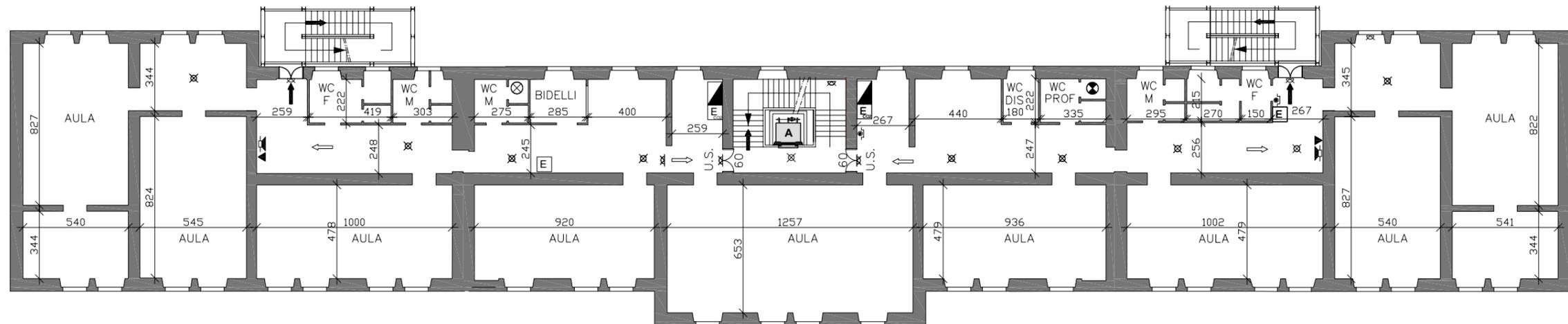
Tavola 3 - Pianta Primo Piano



Pianta Stato attuale



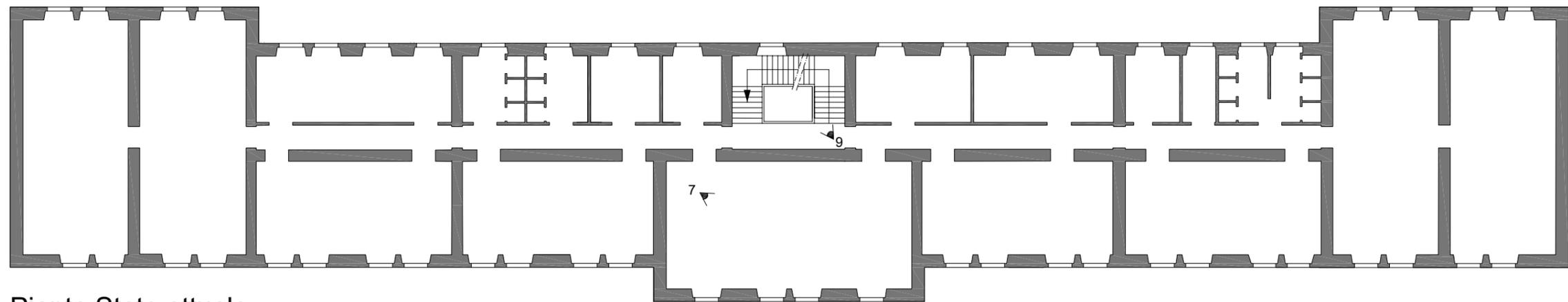
Pianta Sovrapposizione



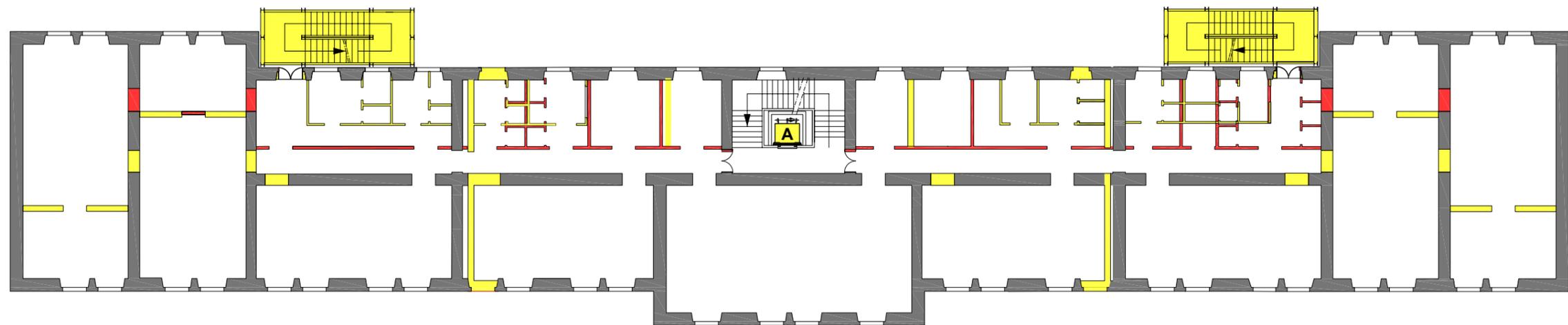
Pianta Progetto



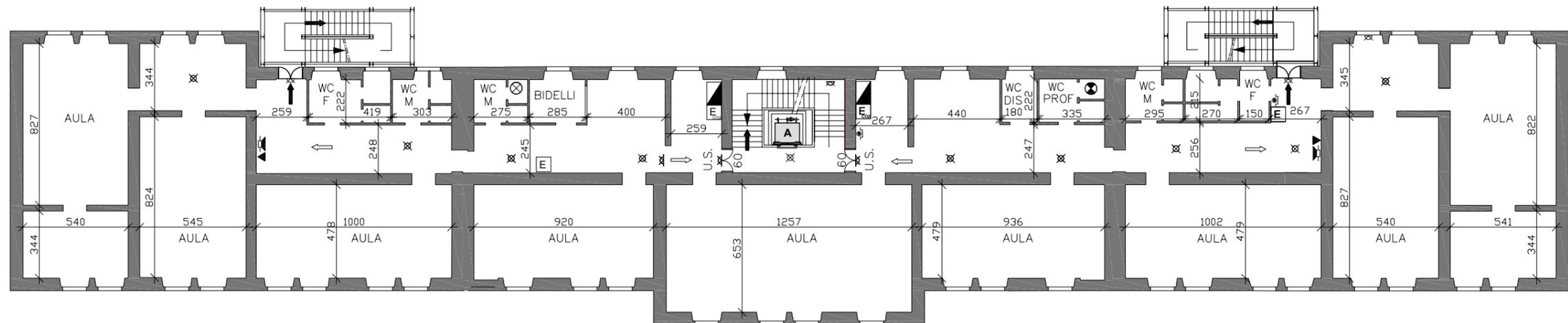
Tavola 4 - Pianta Piano Secondo



Pianta Stato attuale



Pianta Sovrapposizione



Pianta Progetto

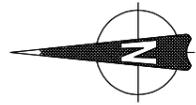
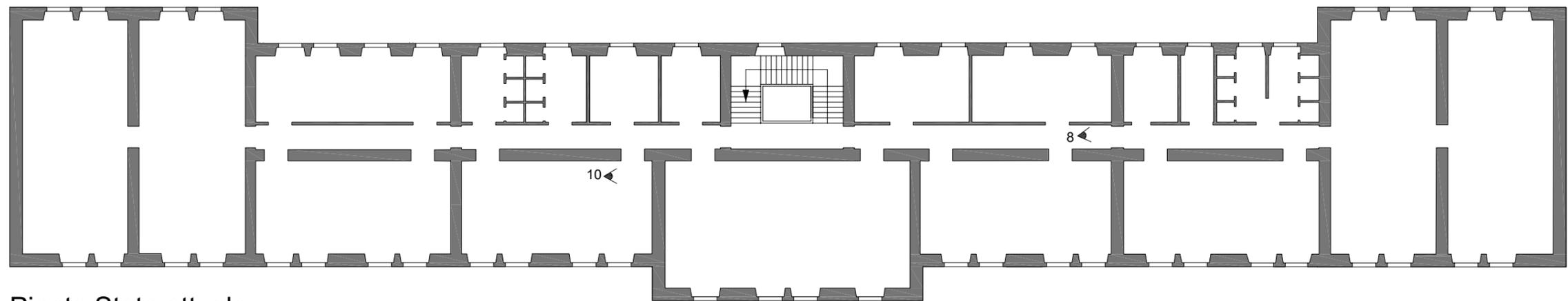
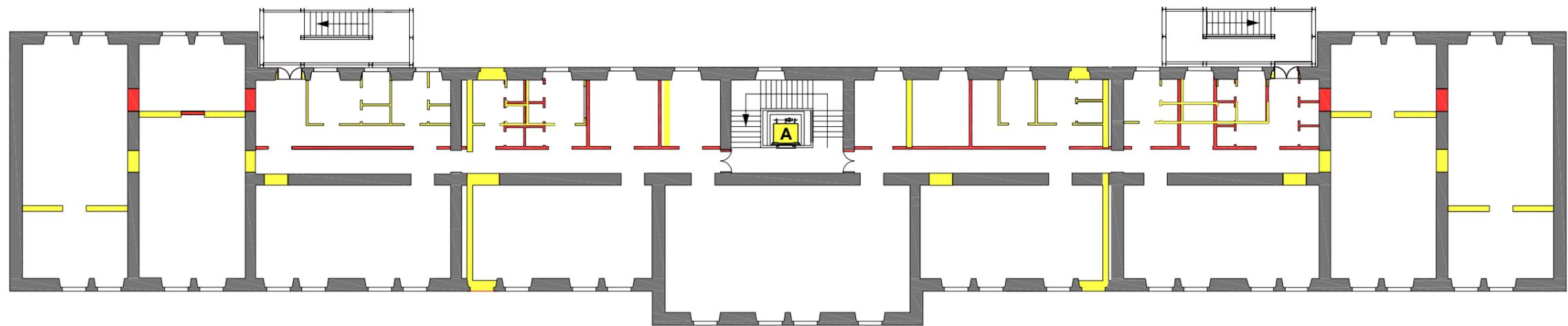


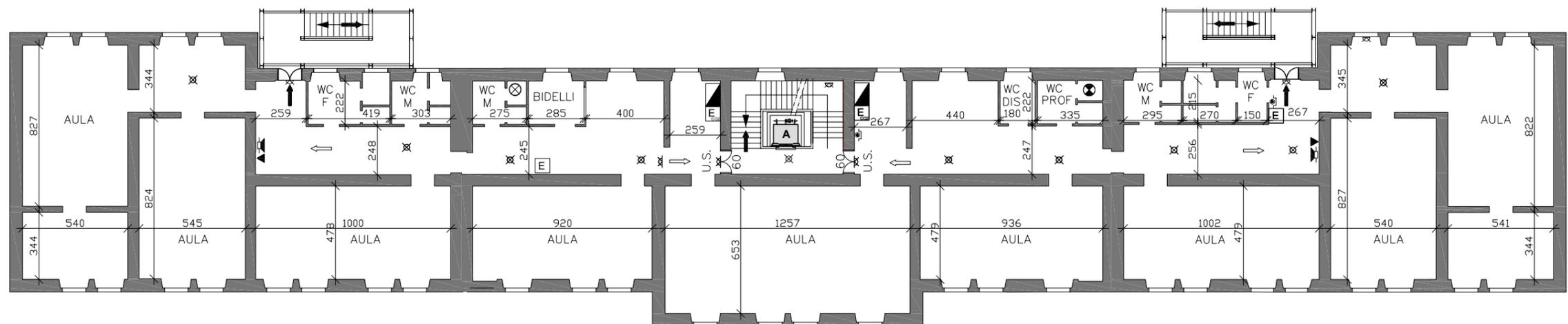
Tavola 5 - Pianta Piano Terzo



Pianta Stato attuale



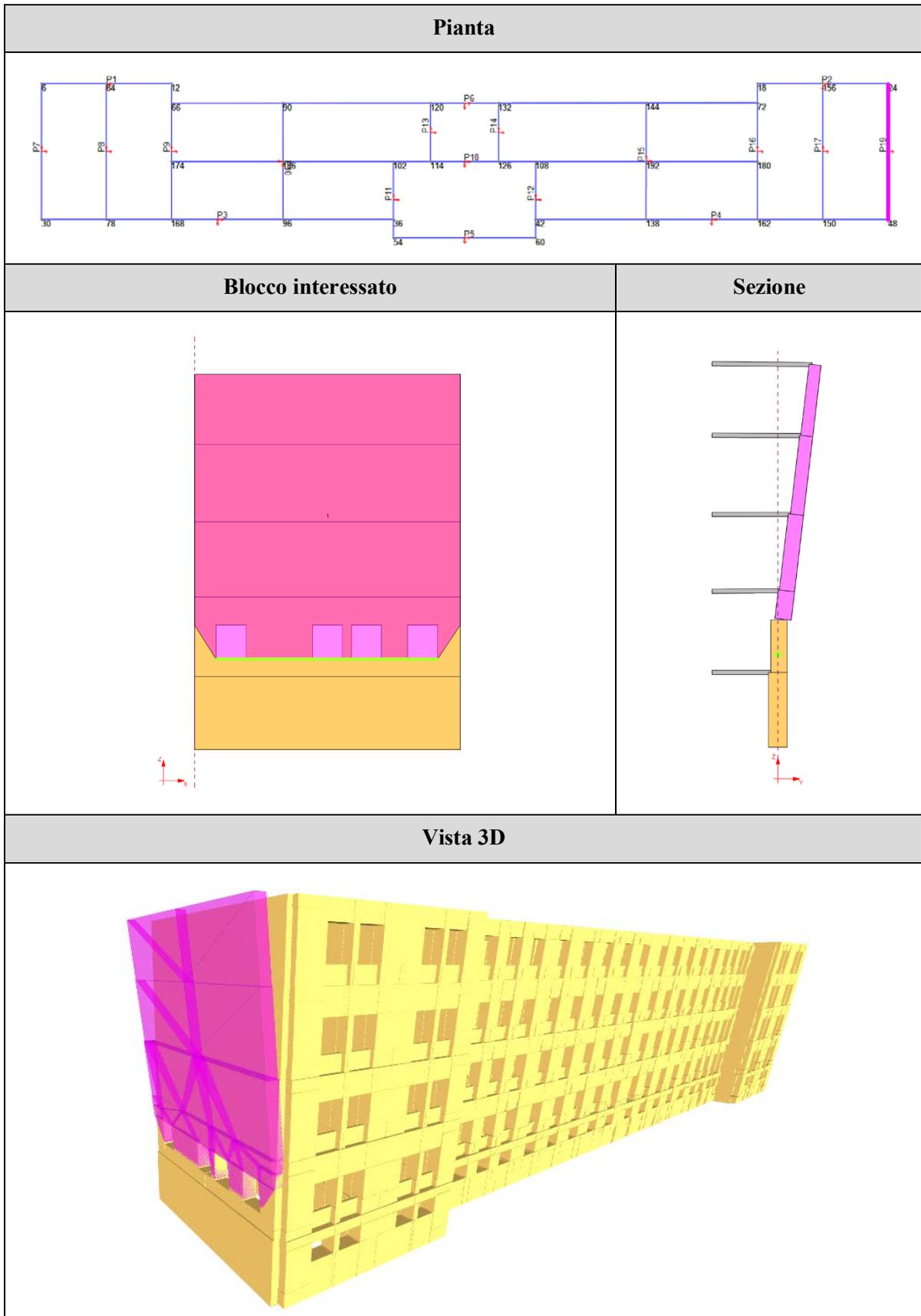
Pianta Sovrapposizione



Pianta Progetto

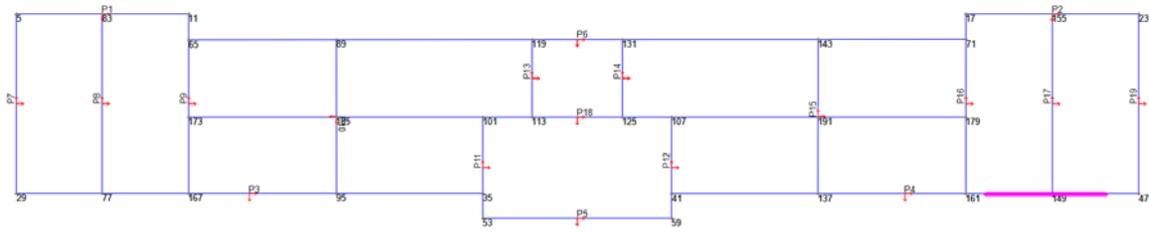
Allegato B - Meccanismi locali

Meccanismo locale 01 - Ribaltamento semplice pluripiano

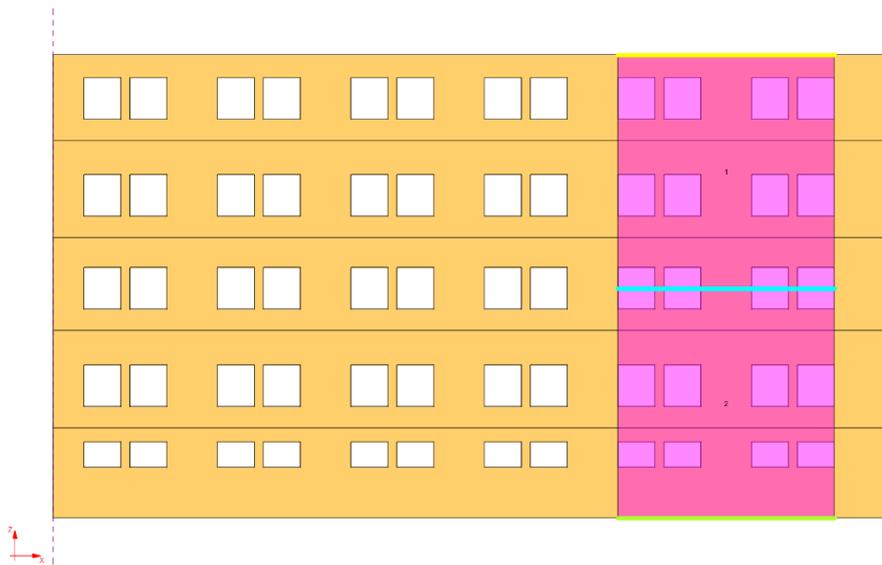


Meccanismo locale 02 - Ribaltamento semplice pluripiano

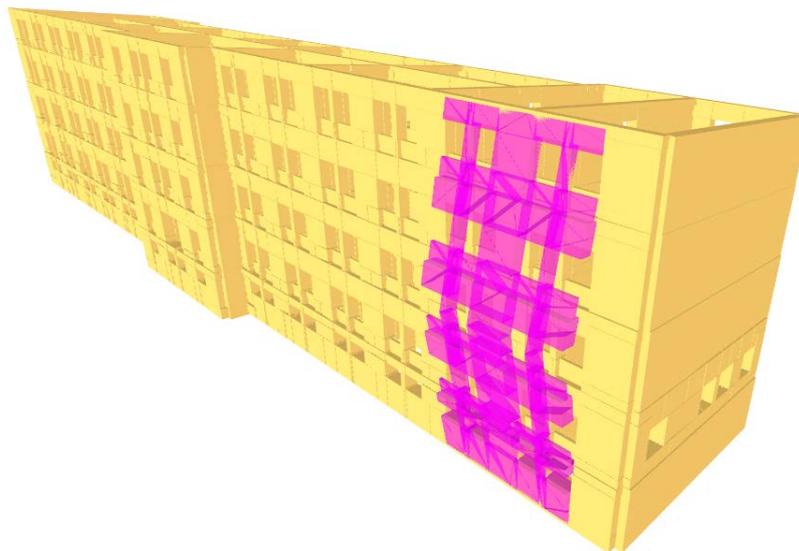
Pianta



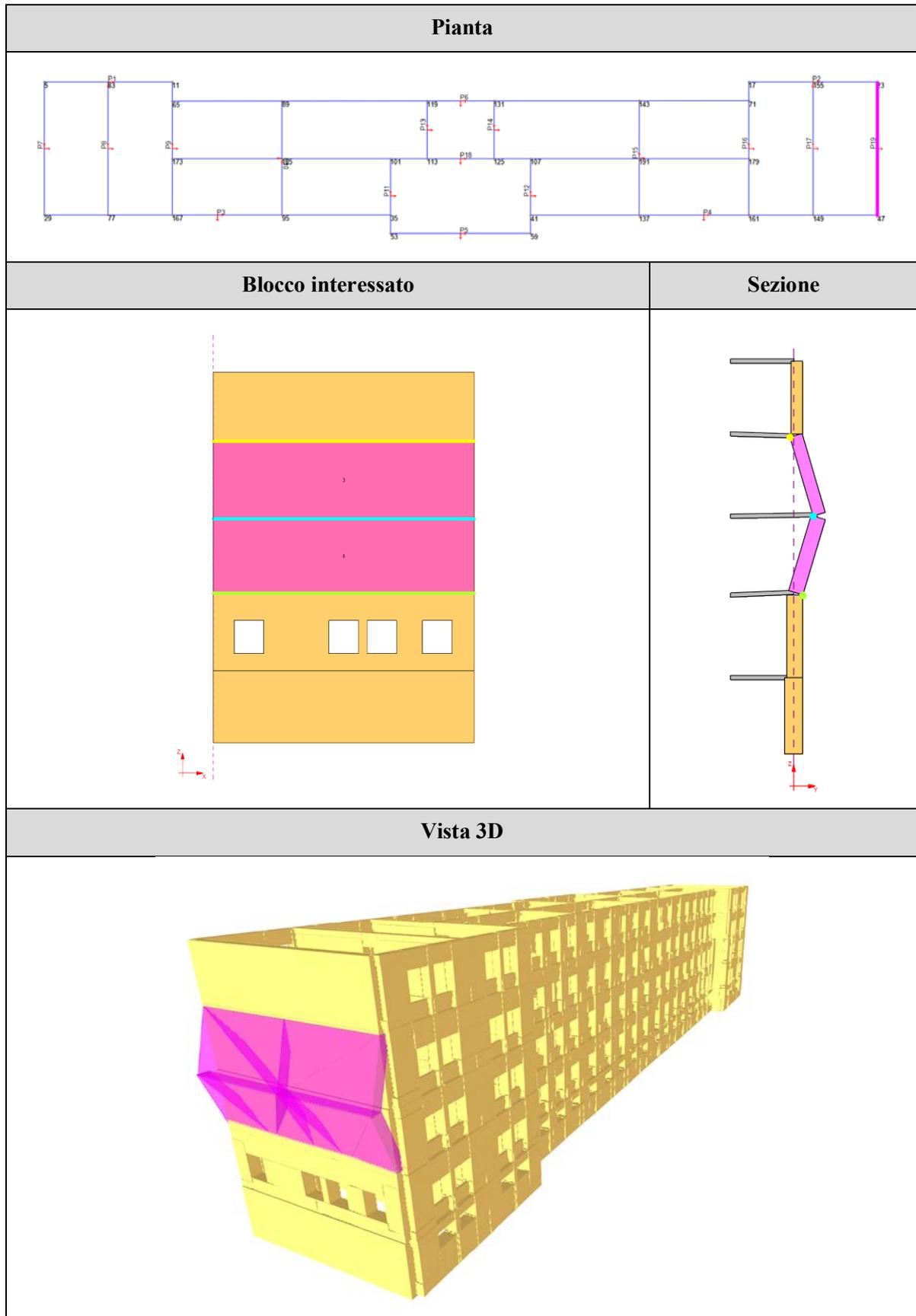
Blocco interessato



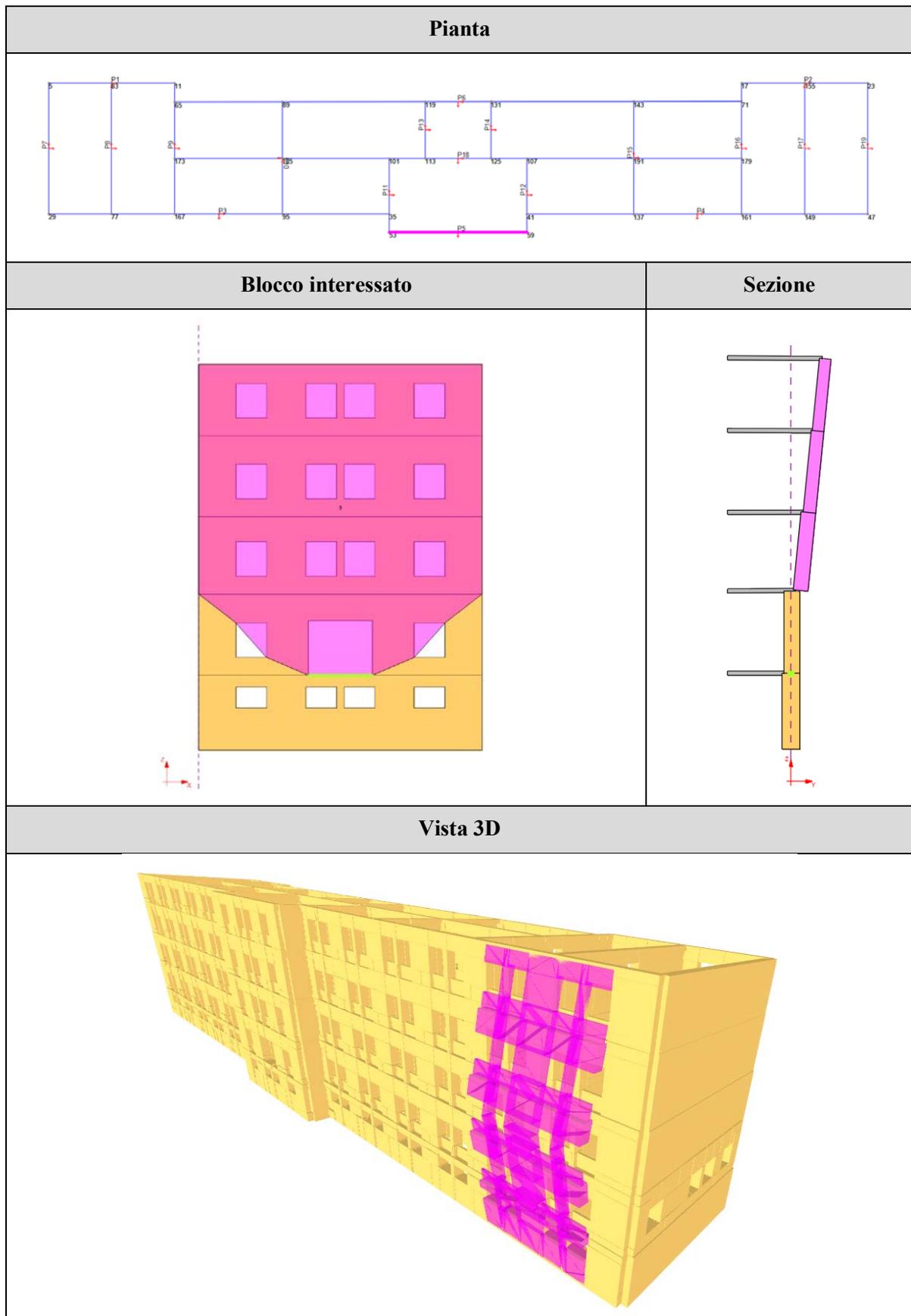
Vista 3D



Meccanismo locale 03 - Flessione verticale di parete a più piani

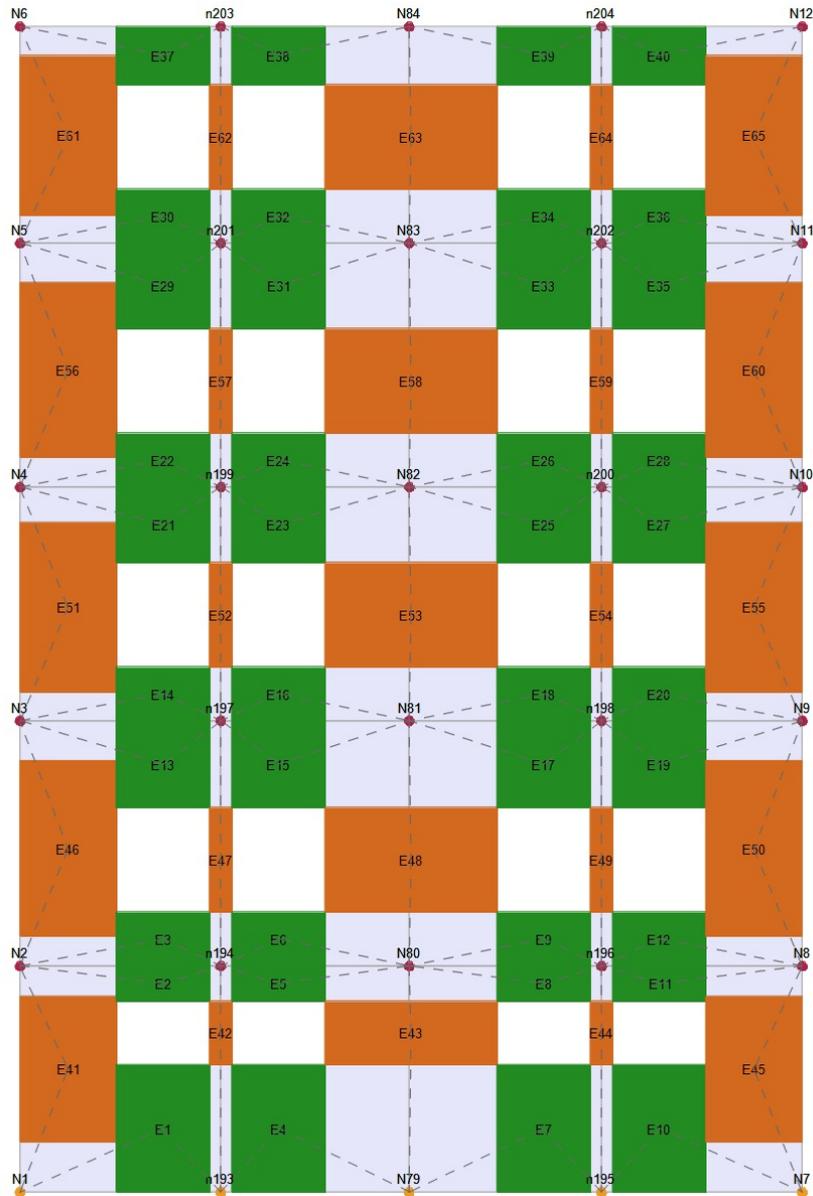


Meccanismo locale 04 - Flessione verticale pluripiano

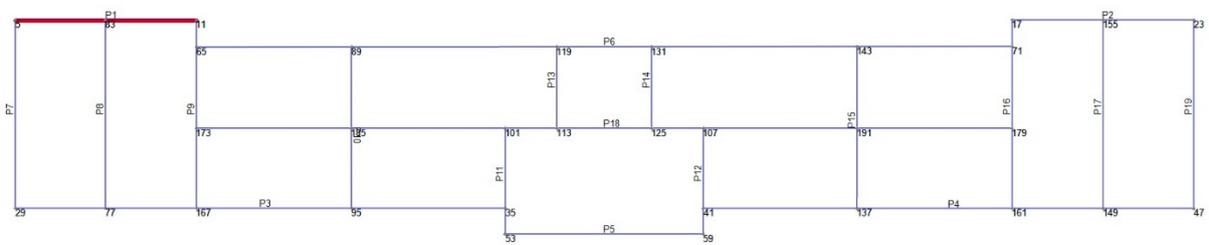


Allegato C - Schede pannelli murature Modello attuale

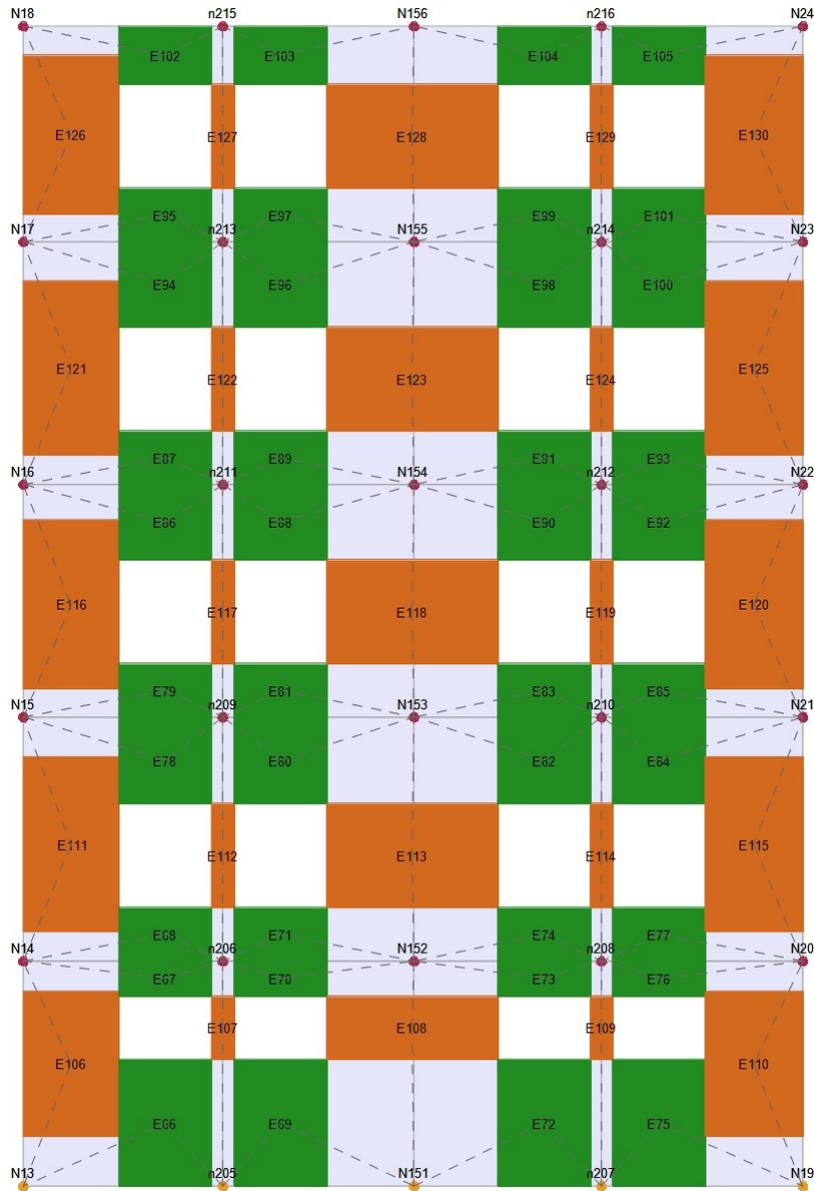
Pannello 1



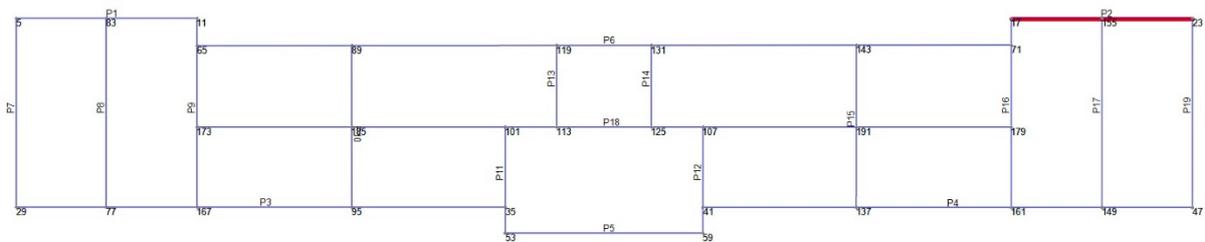
Individuazione in pianta



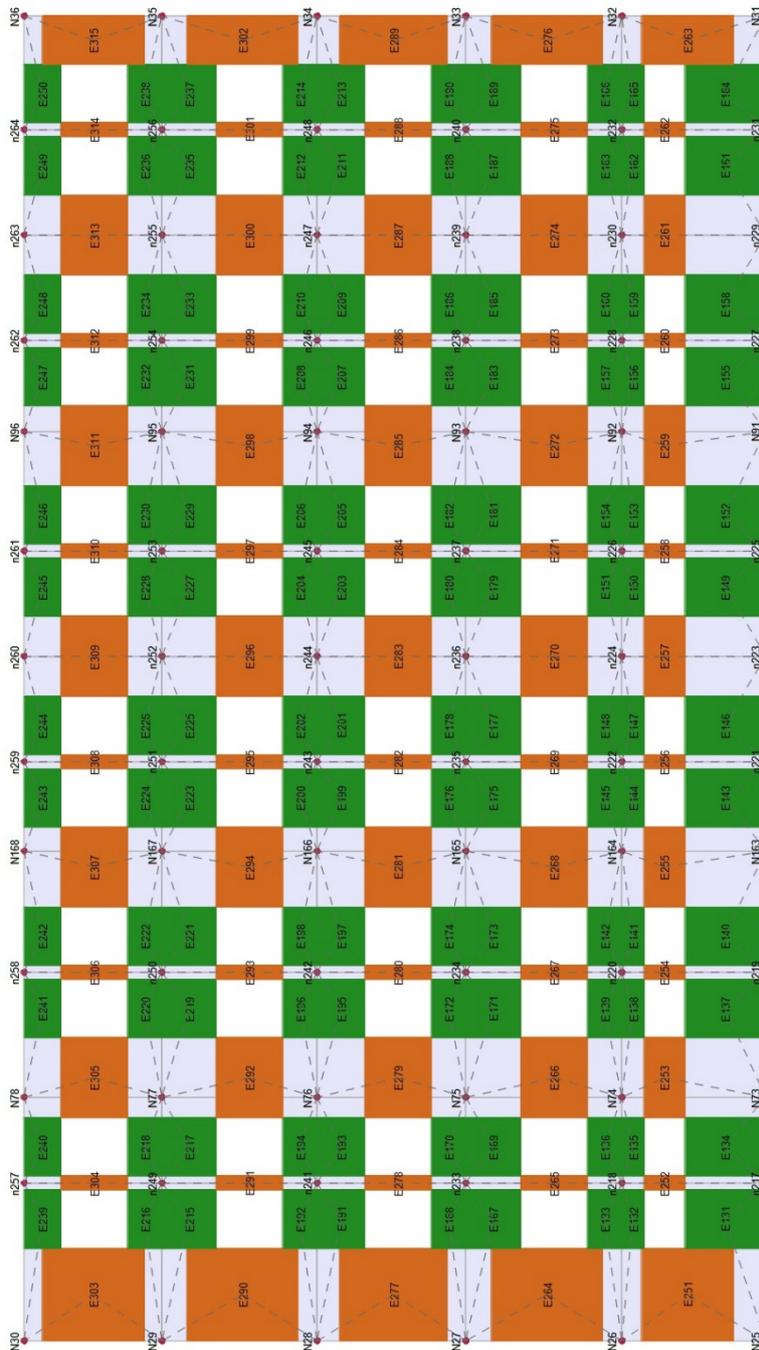
Pannello 2



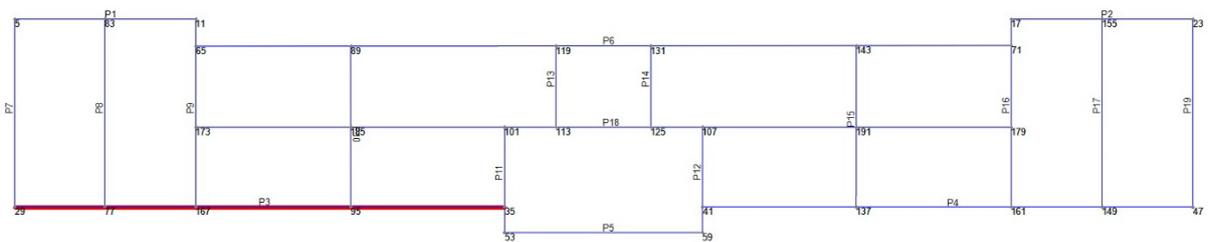
Individuazione in pianta



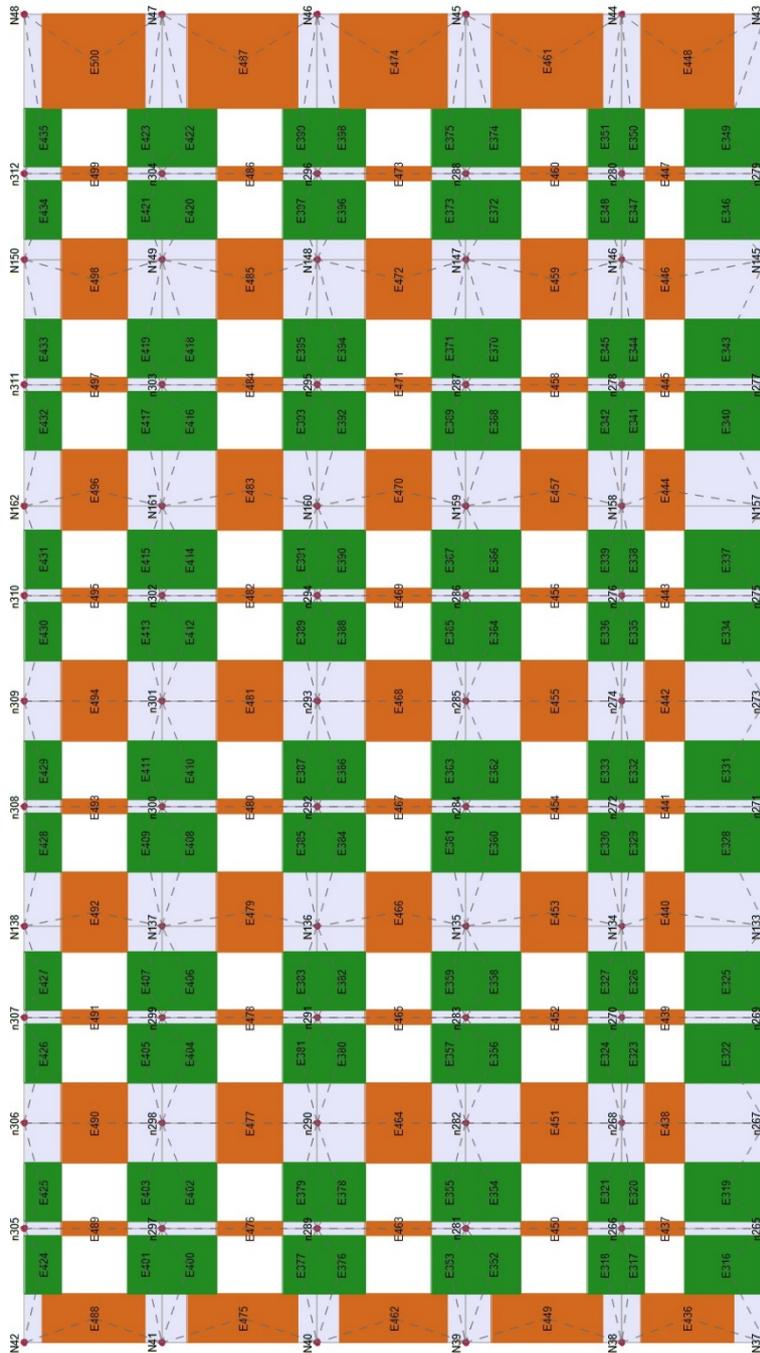
Pannello 3



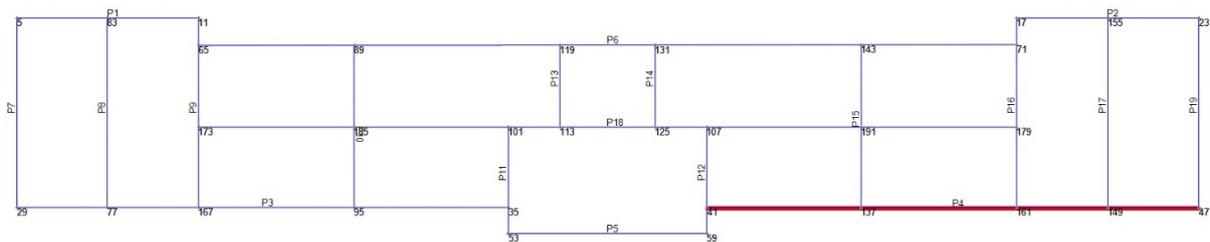
Individuazione in pianta



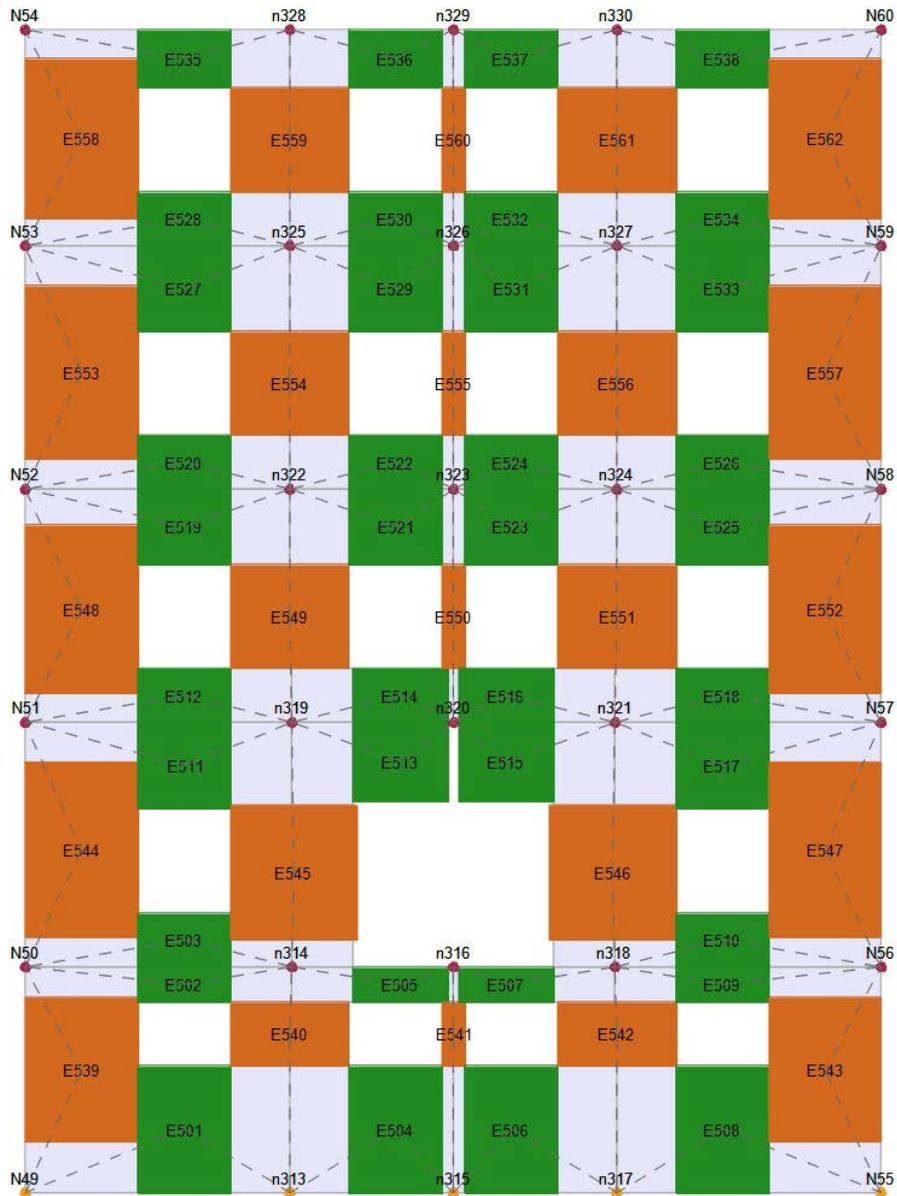
Pannello 4



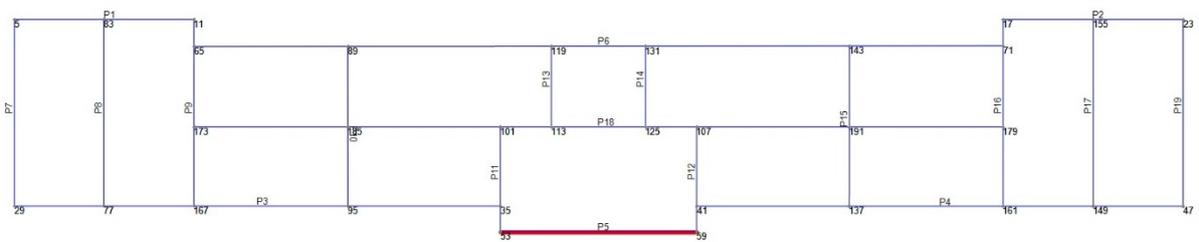
Individuazione in pianta



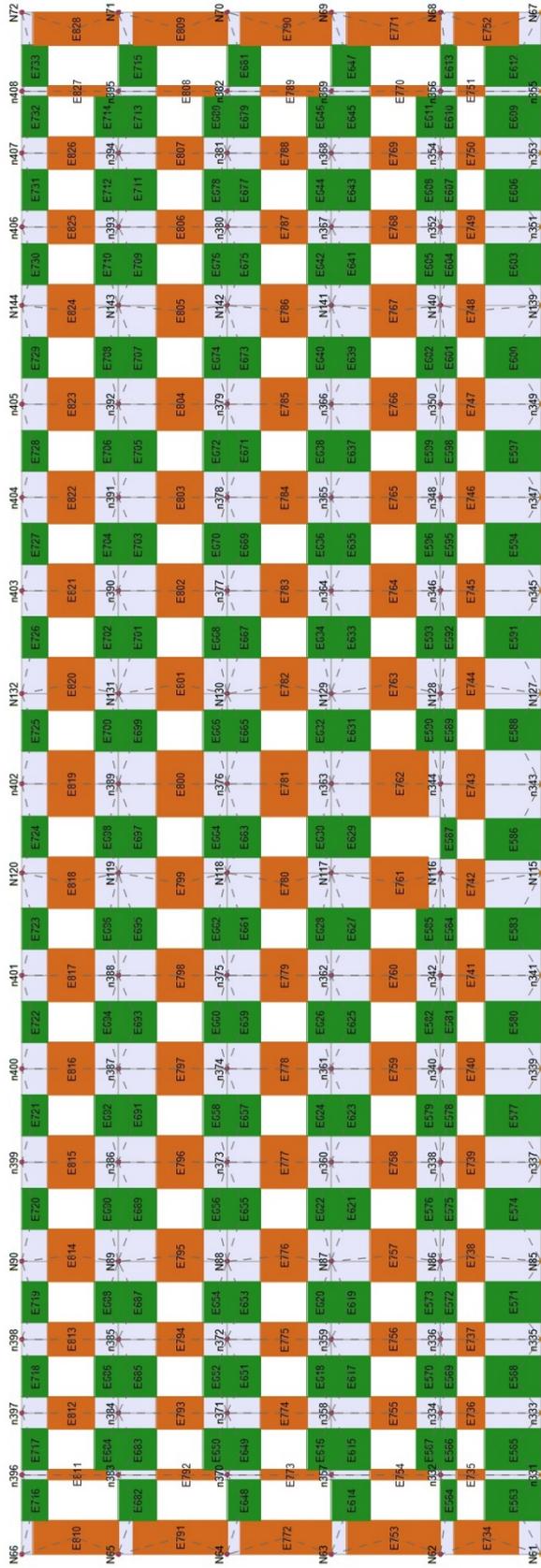
Pannello 5



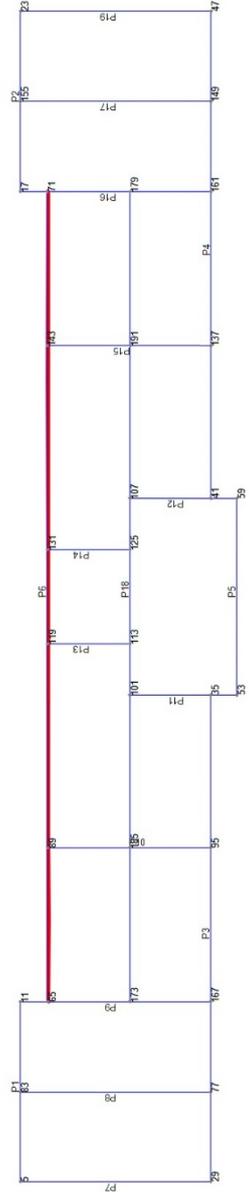
Individuazione in pianta



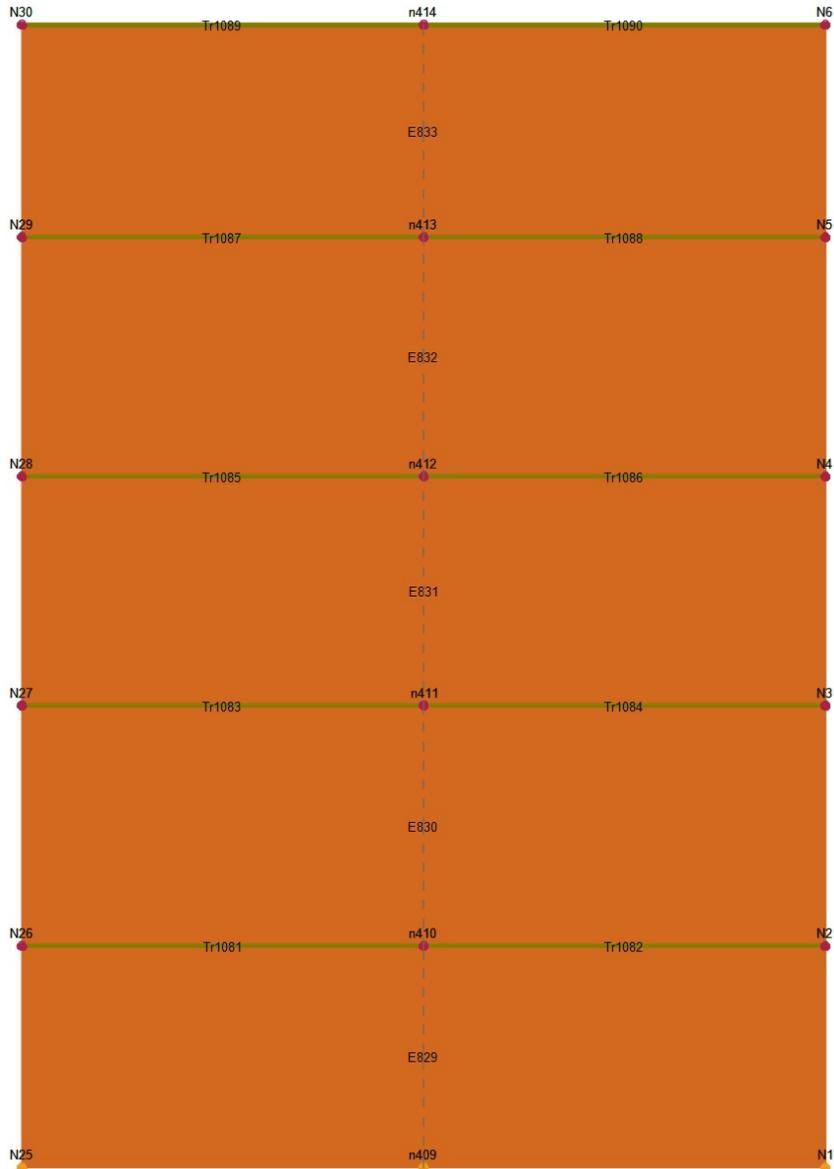
Pannello 6



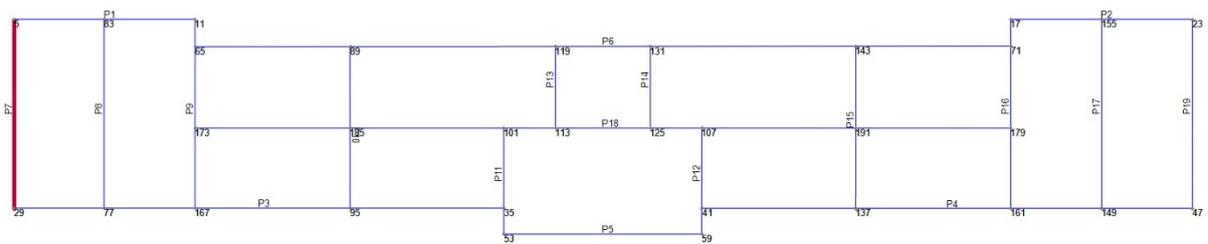
Individuazione in pianta



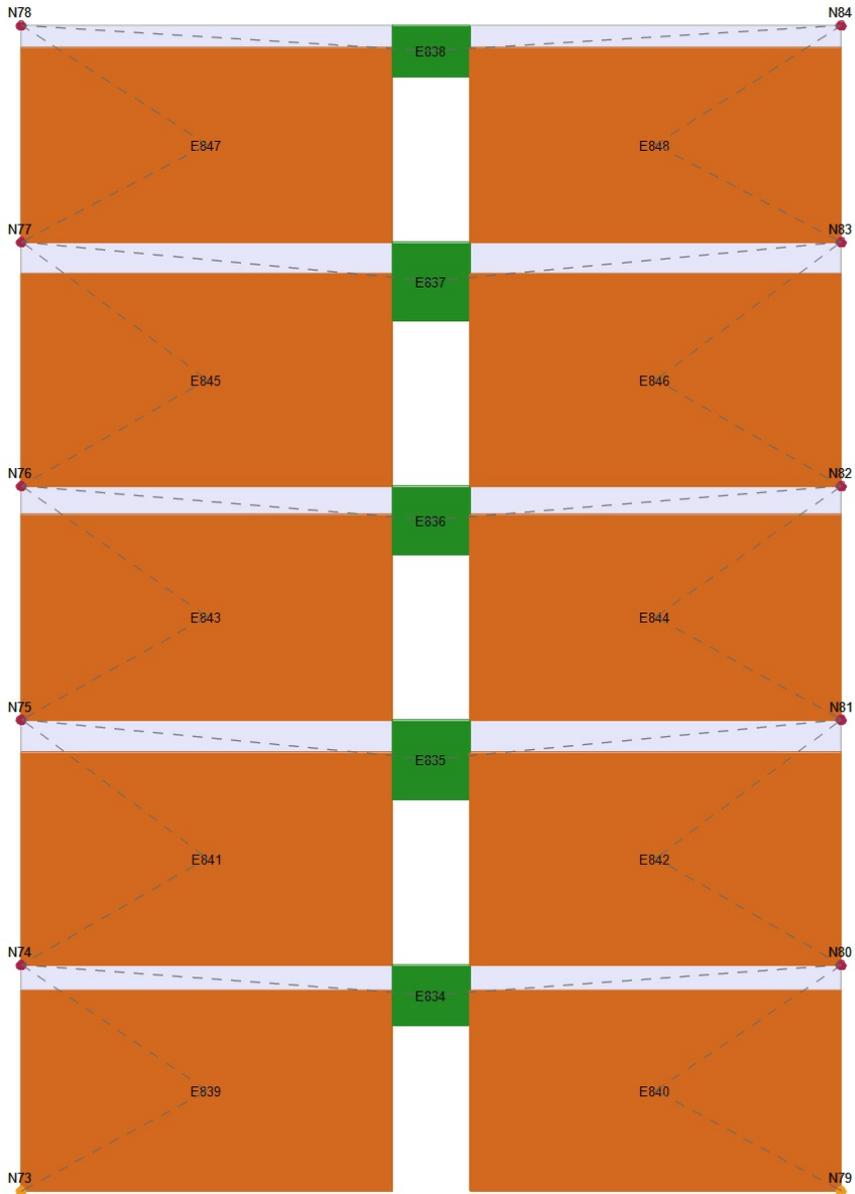
Pannello 7



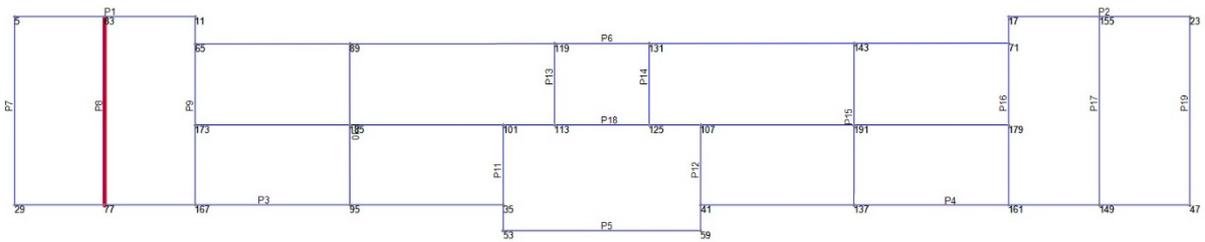
Individuazione in pianta



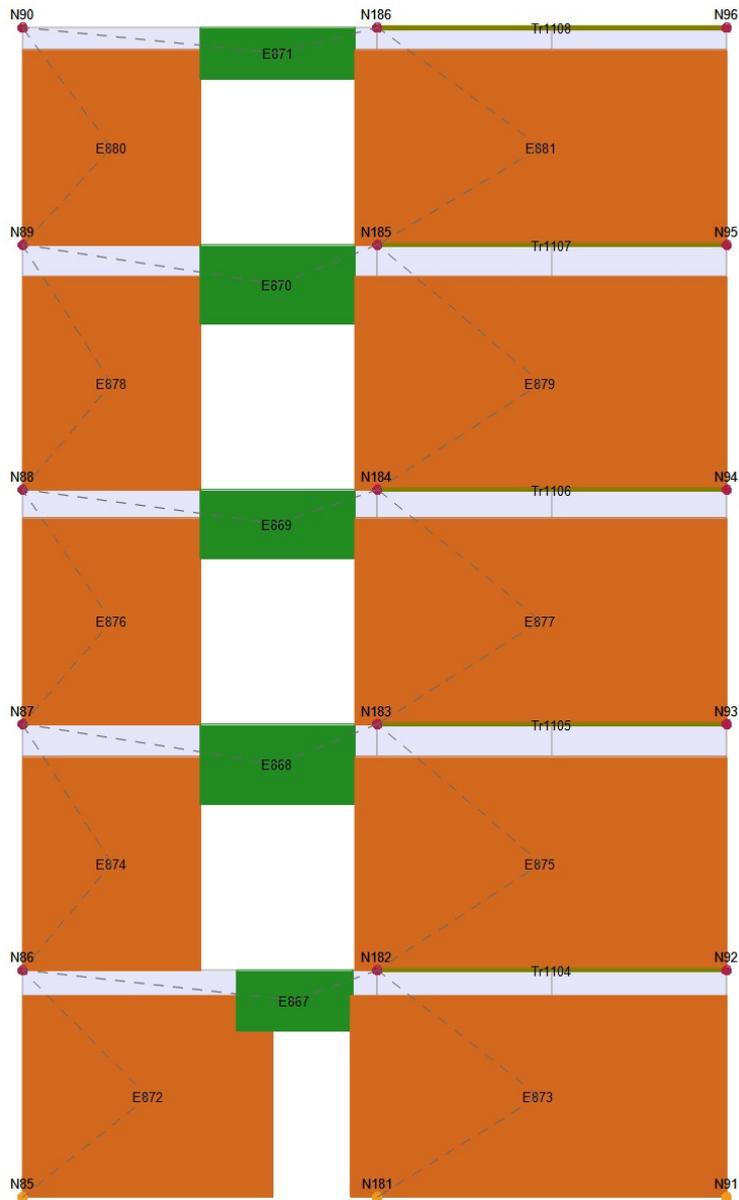
Pannello 8



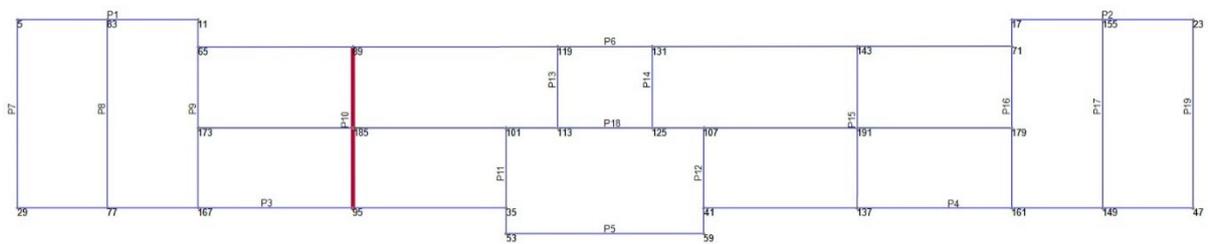
Individuazione in pianta



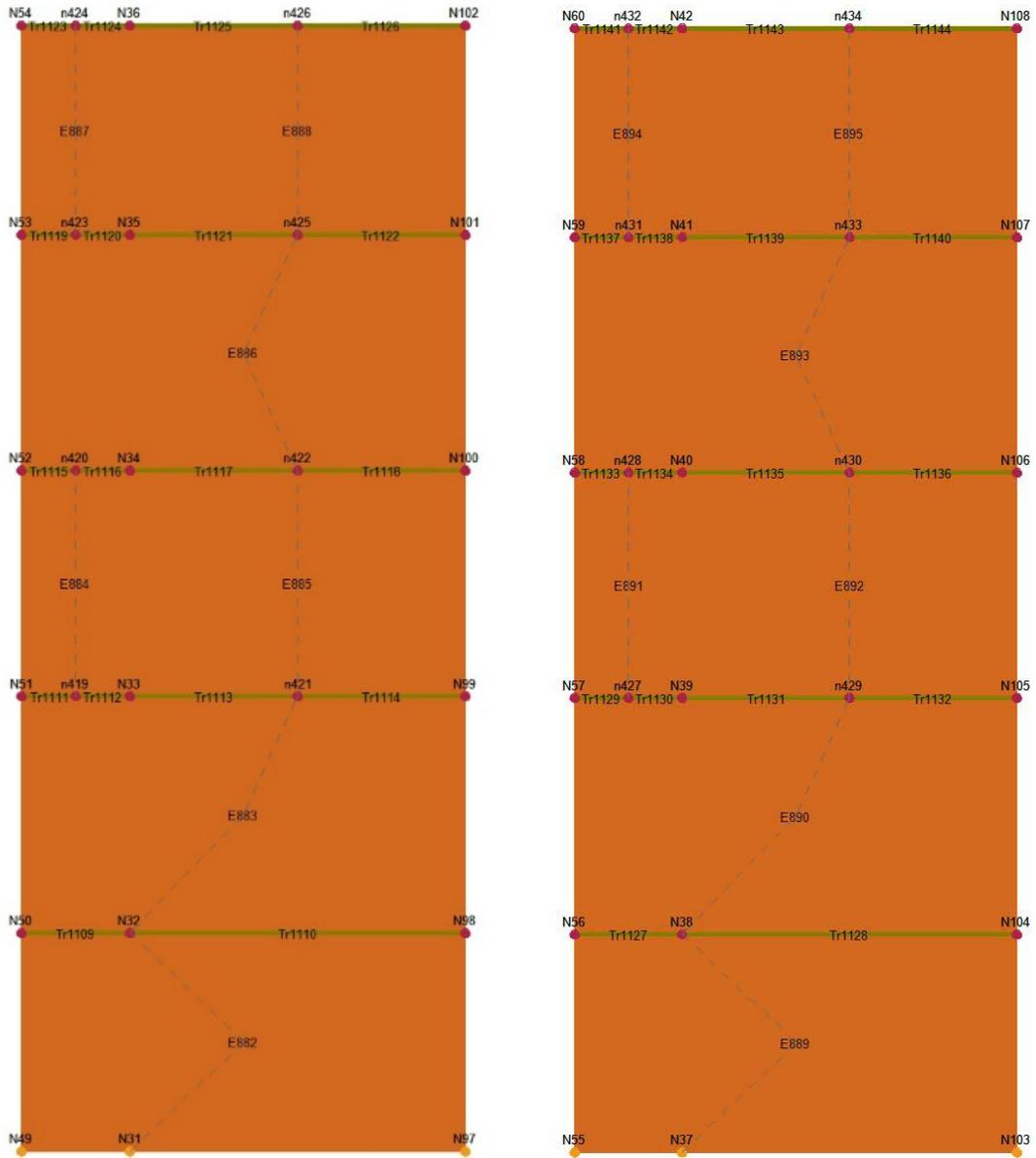
Pannello 10



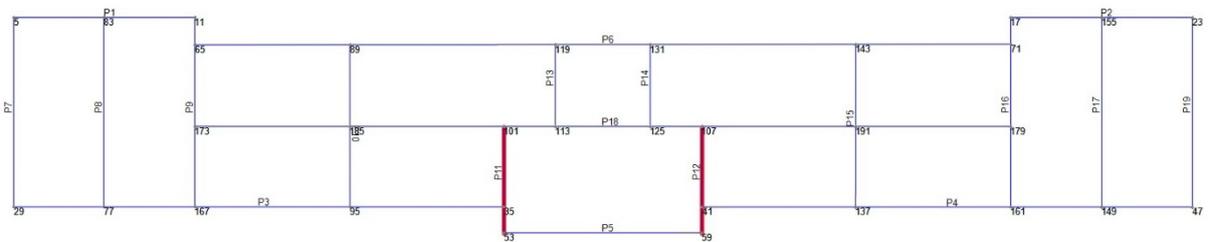
Individuazione in pianta



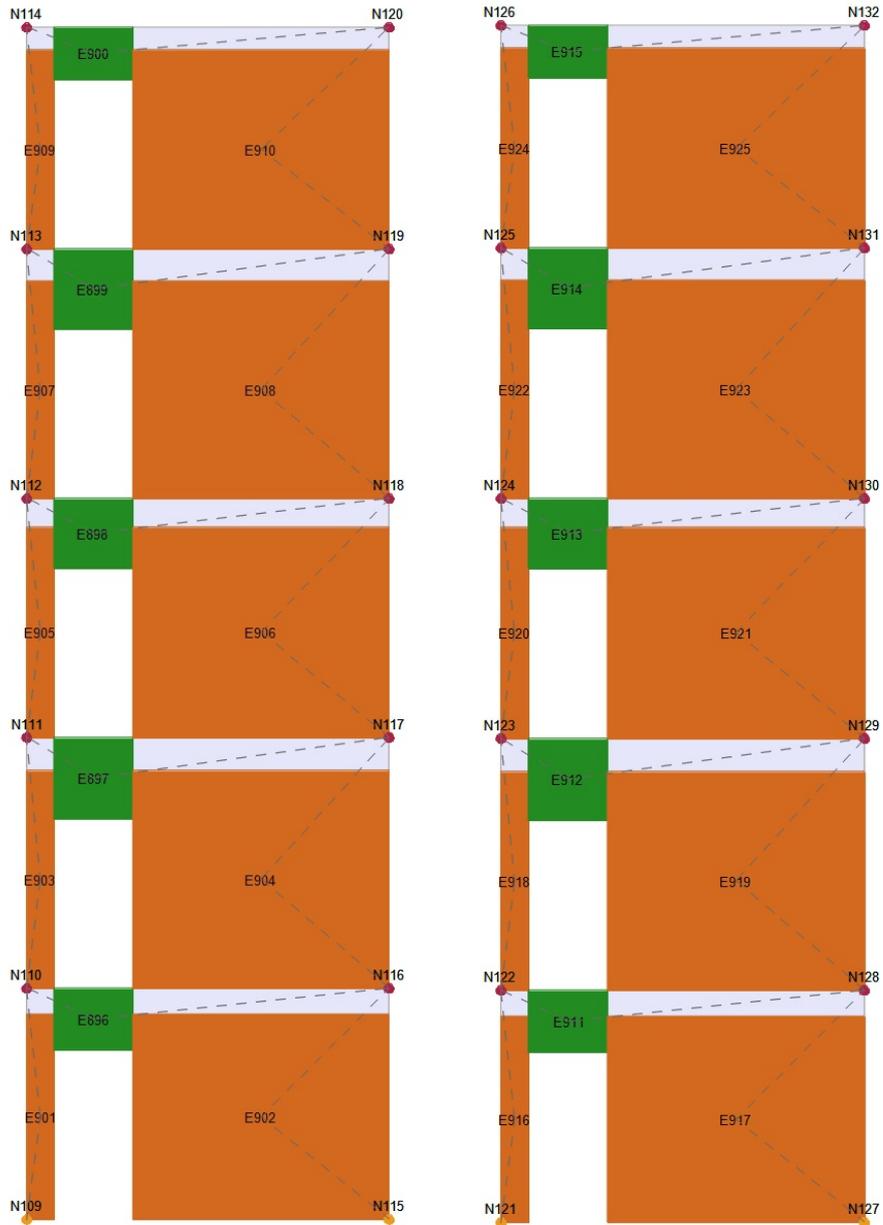
Pannelli 11 e 12



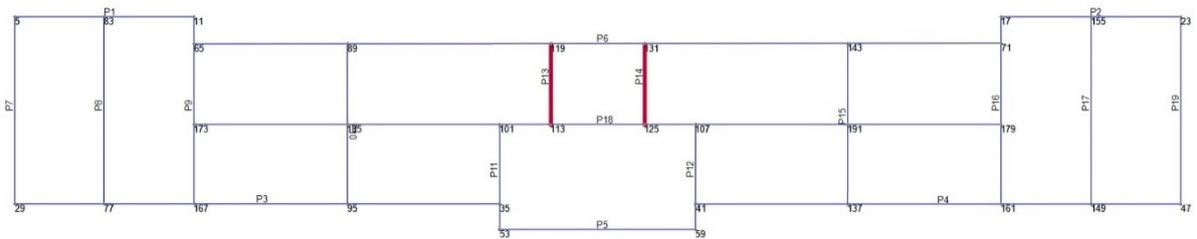
Individuazione in pianta



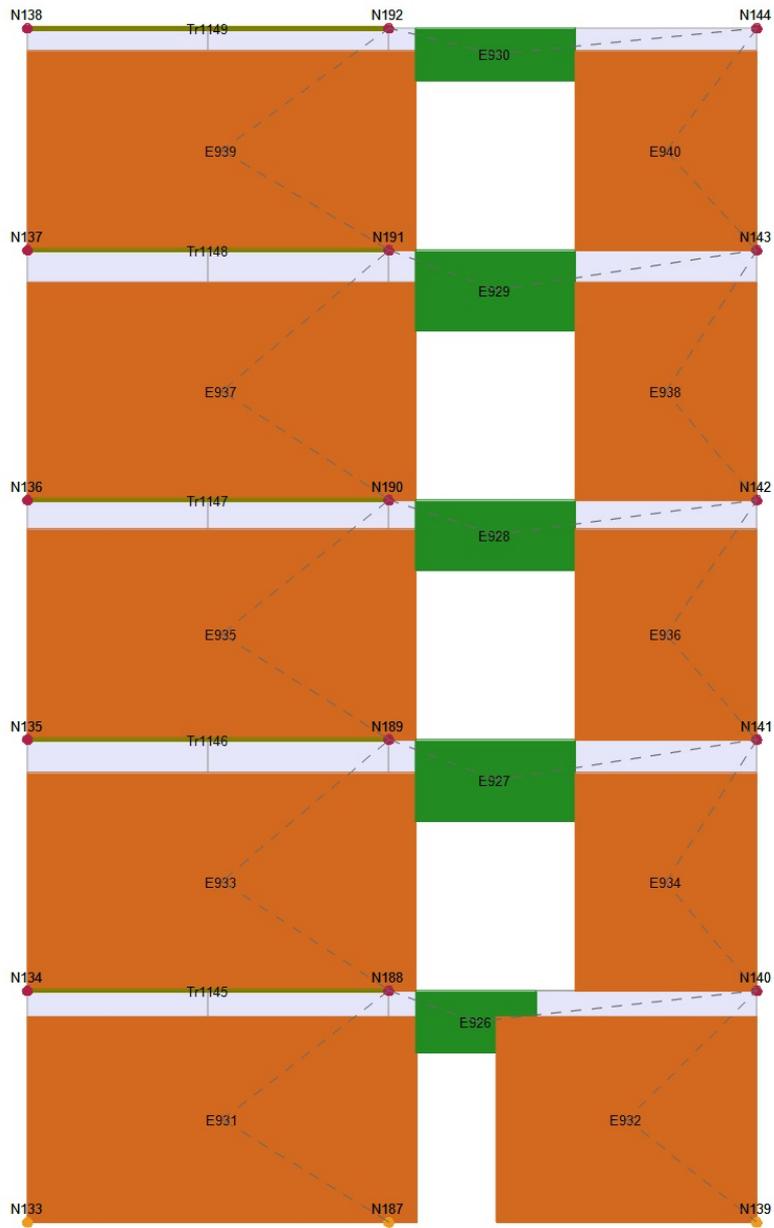
Pannelli 13 e 14



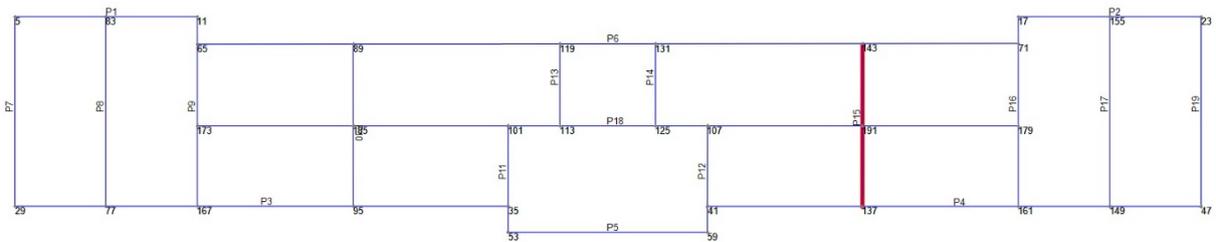
Individuazione in pianta



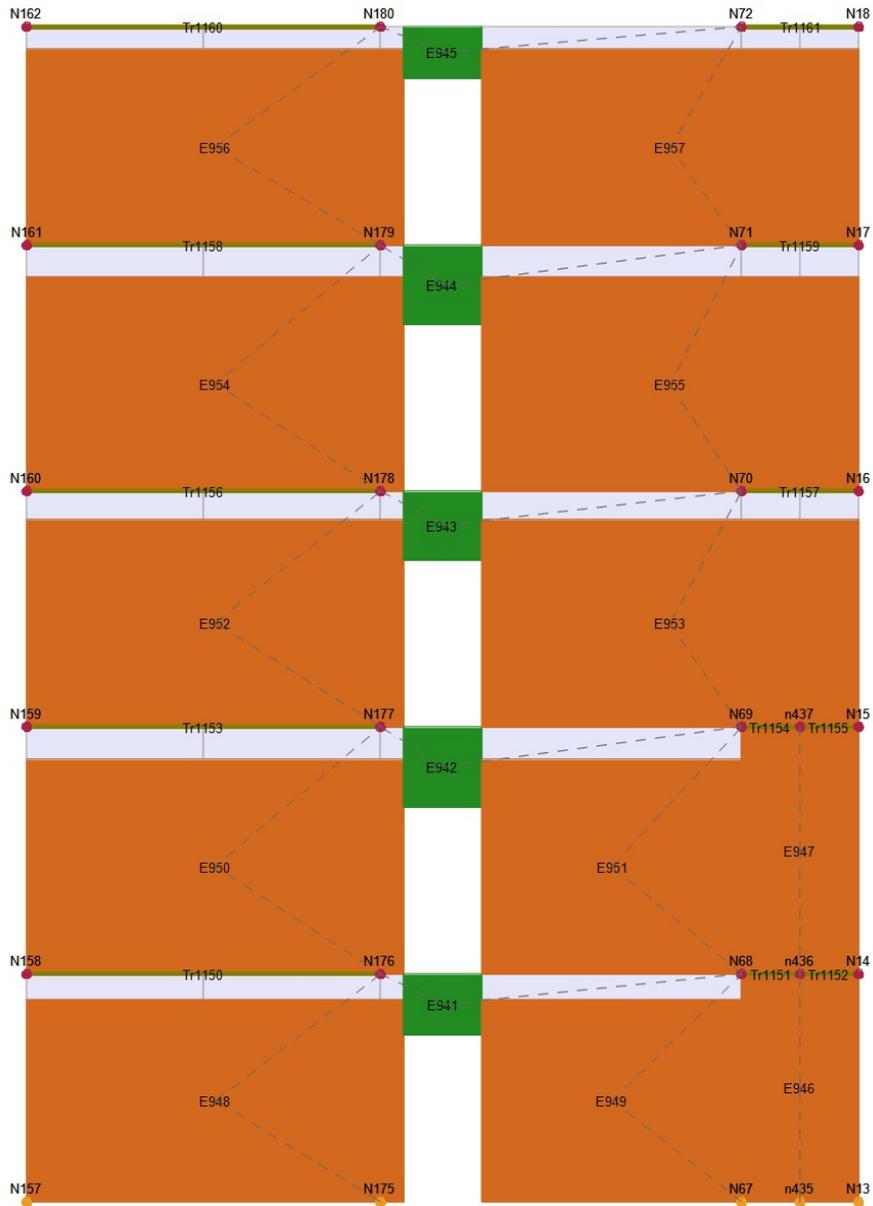
Pannello 15



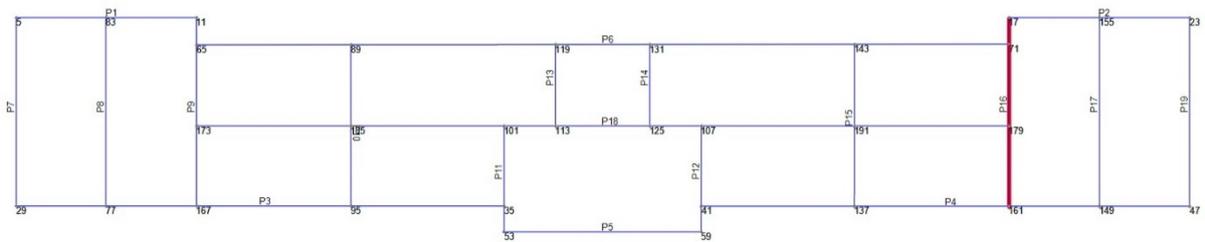
Individuazione in pianta



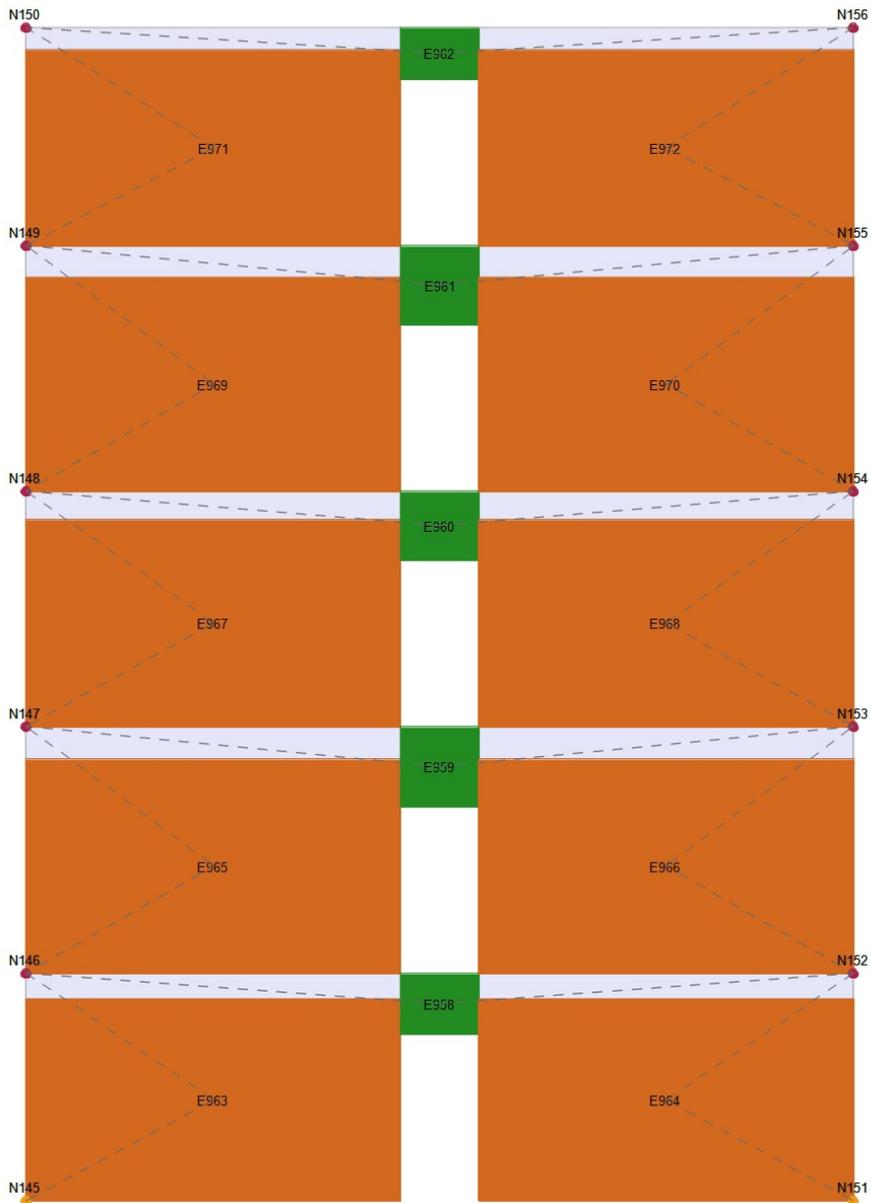
Pannello 16



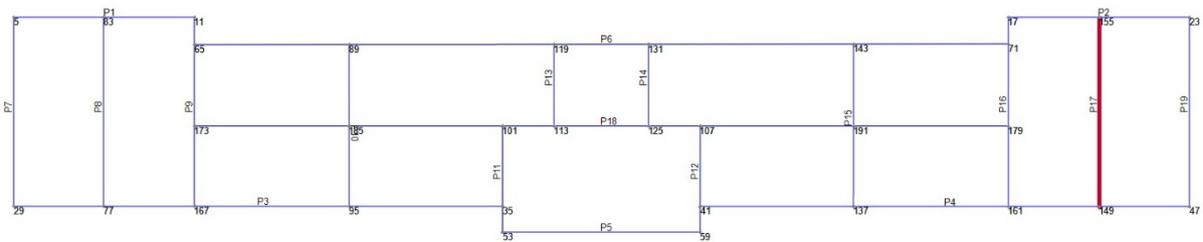
Individuazione in pianta



Pannello 17



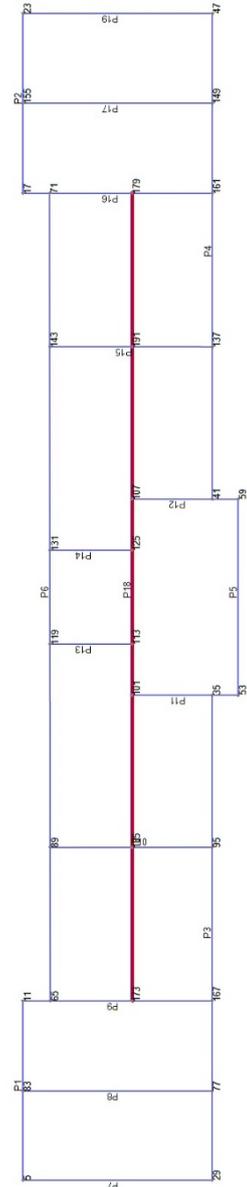
Individuazione in pianta



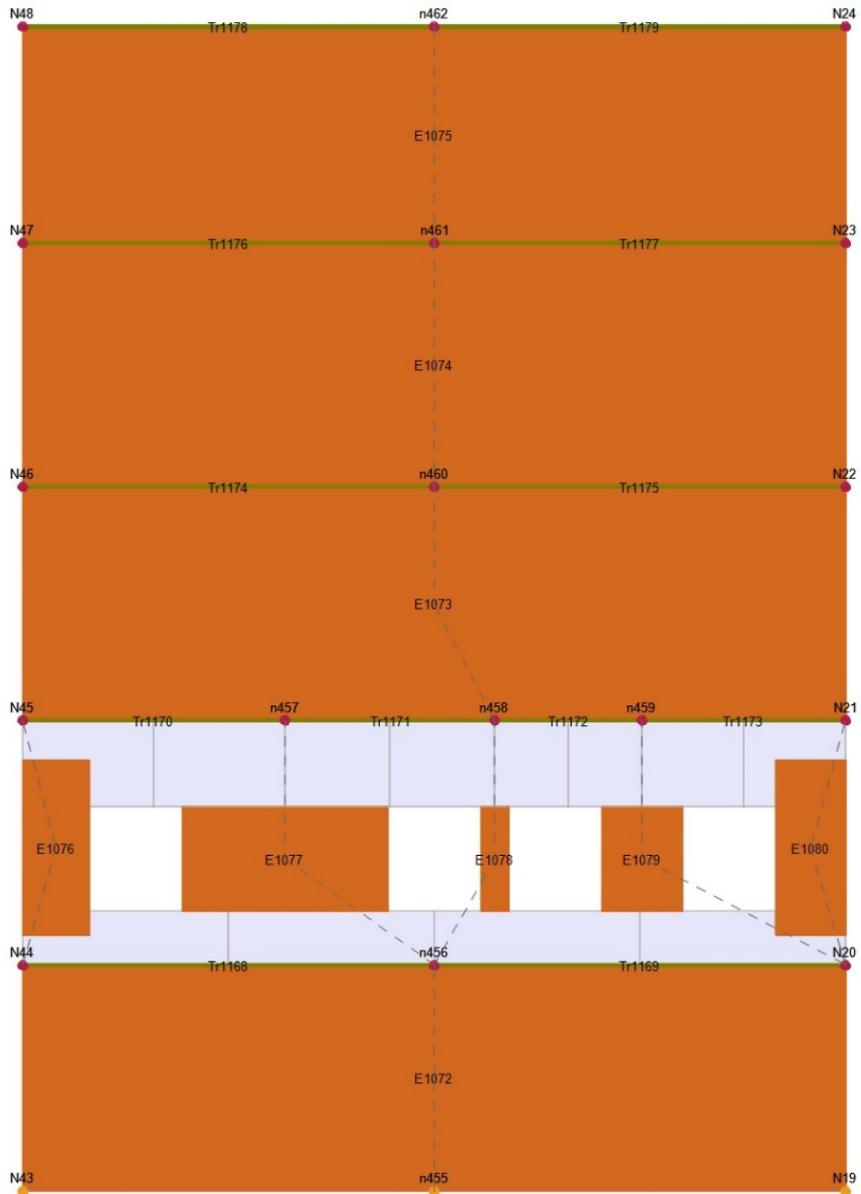
Pannello 18



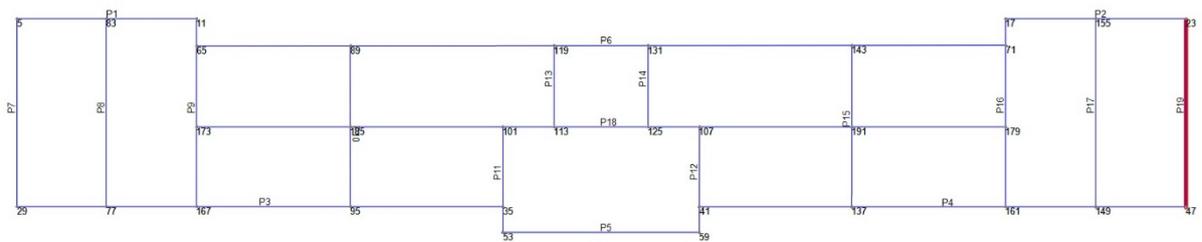
Individuazione in pianta



Pannello 19



Individuazione in pianta

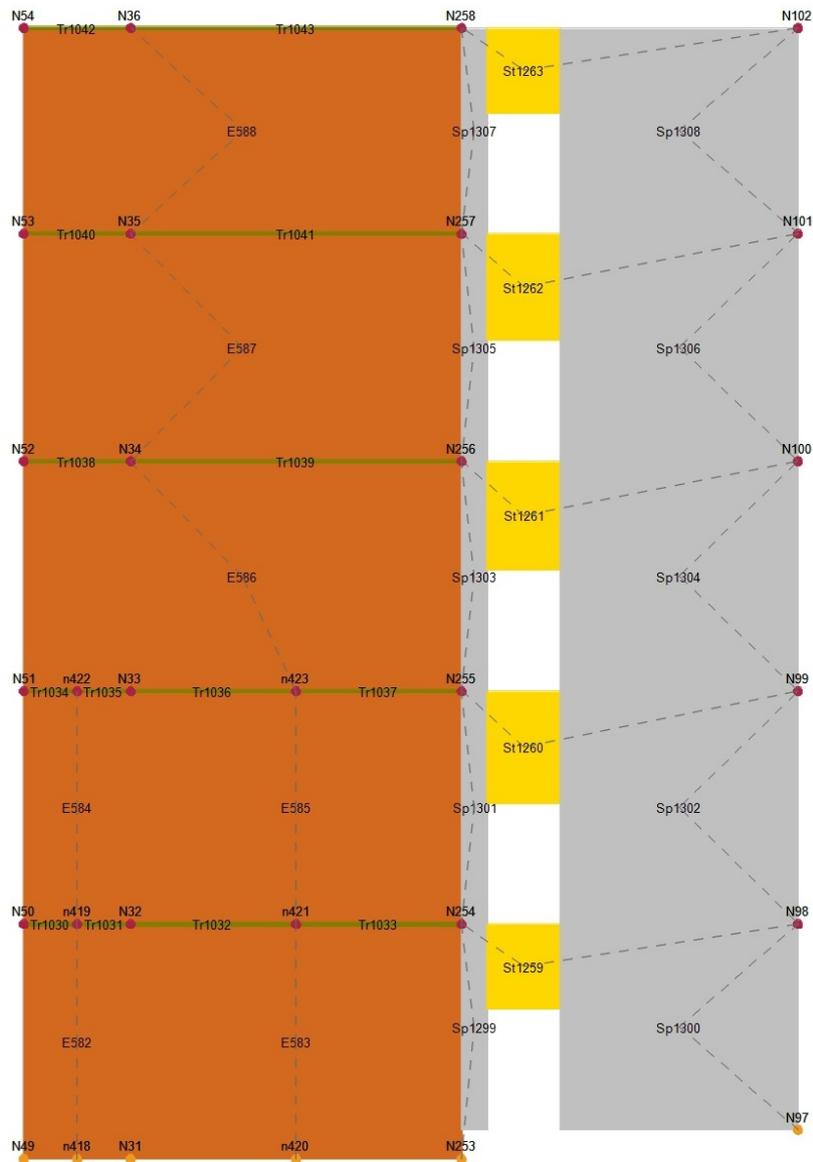


Allegato D - Schede pannelli in C.A. Modello di progetto

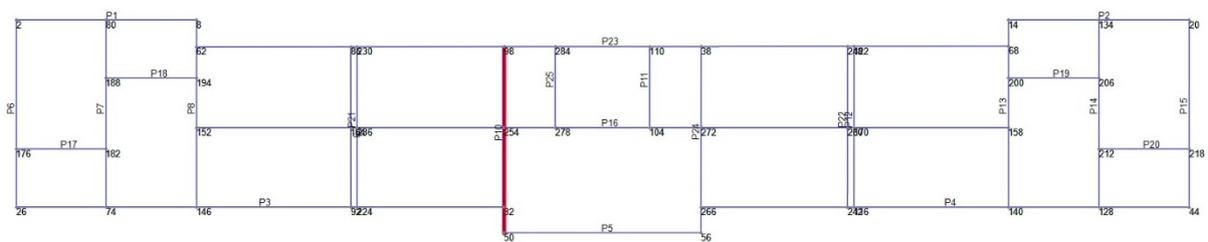
Si fa presente che la numerazione dei pannelli, riportati nelle piante di questo allegato, non corrisponde con quella dell'allegato C, perché i pannelli vengono rinumerati automaticamente dal programma alla rigenerazione delle mesh.

Pannello 10 C.A.

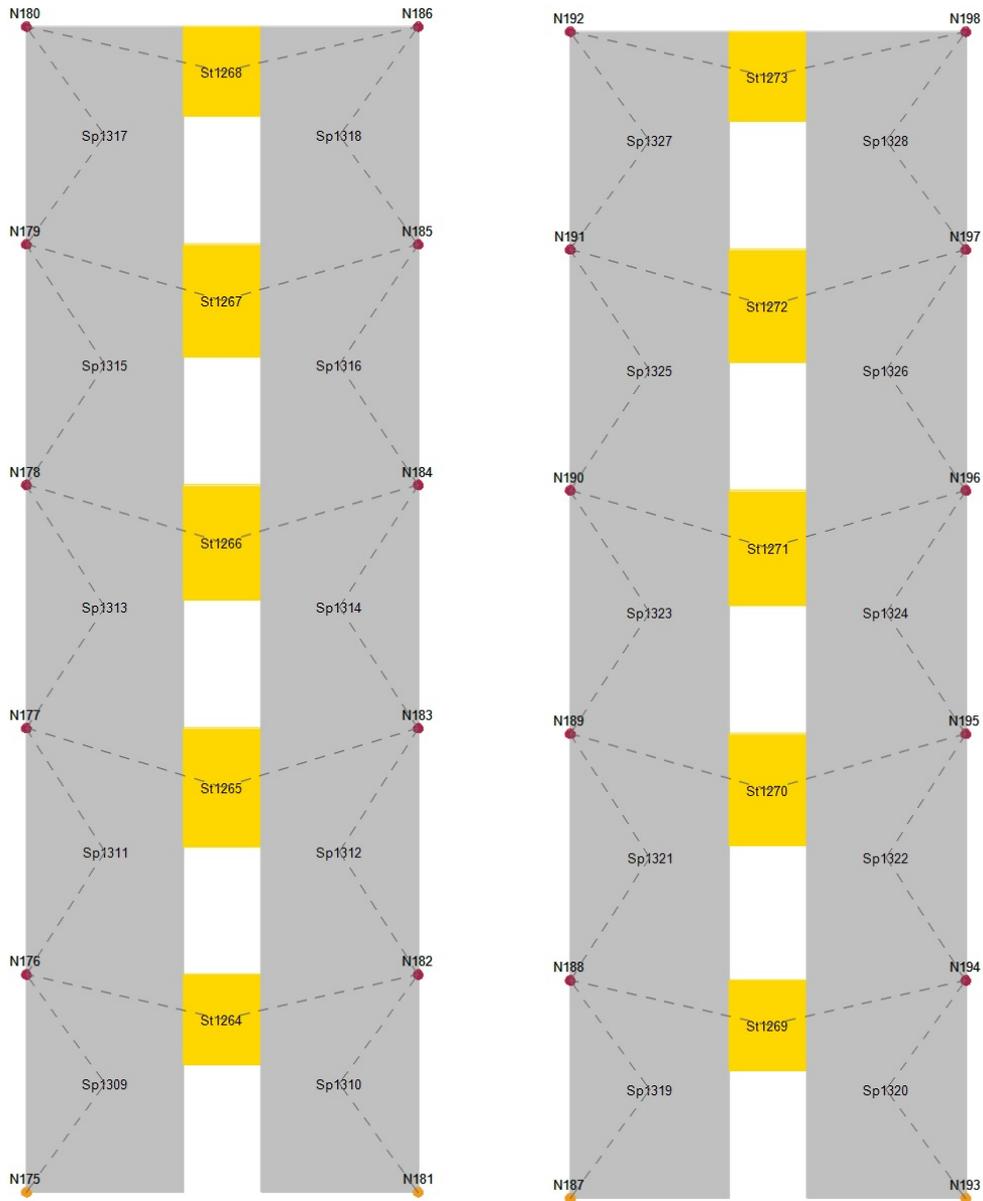
Pannello risultante dell'unione del pannello 10 della struttura attuale con il nuovo setto in c.a.



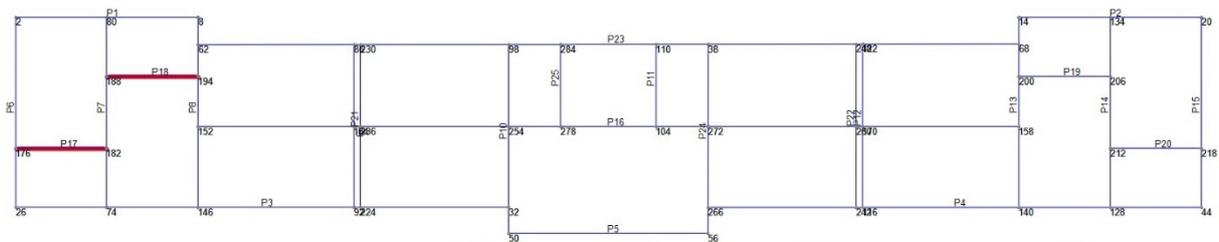
Individuazione in pianta



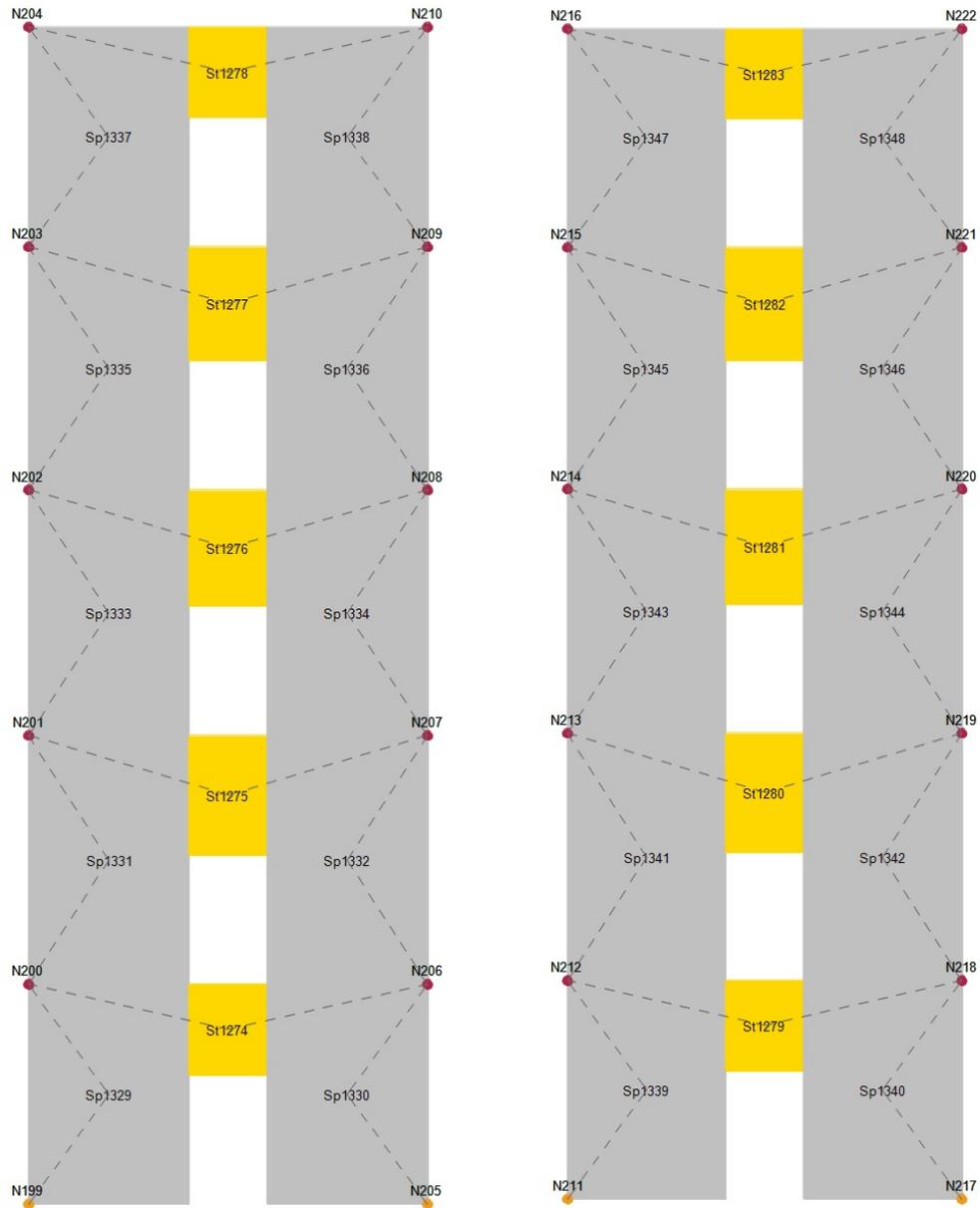
Pannelli 17 e 18 C.A.



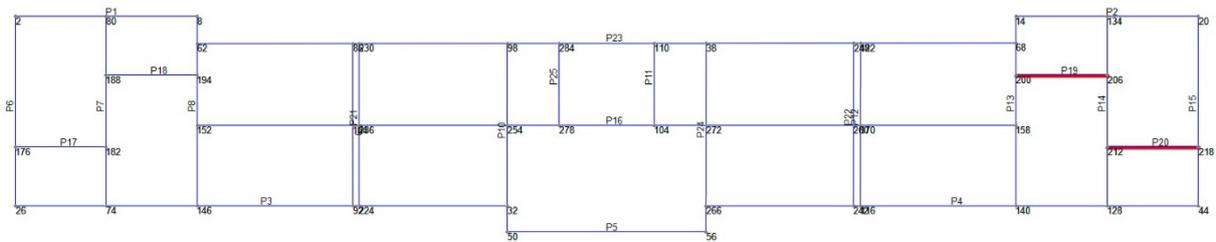
Individuazione in pianta



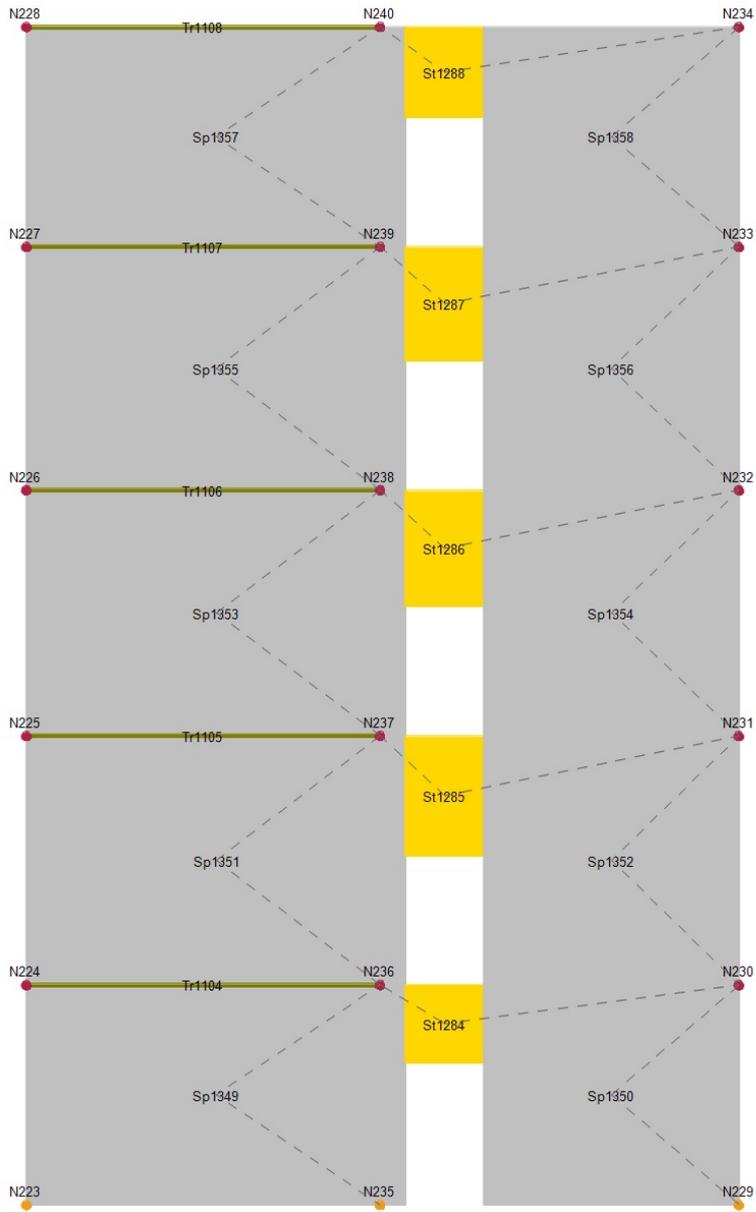
Pannelli 19 e 20 C.A.



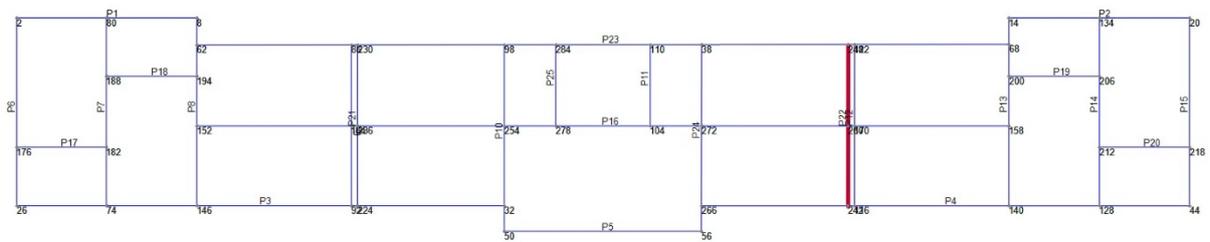
Individuazione in pianta



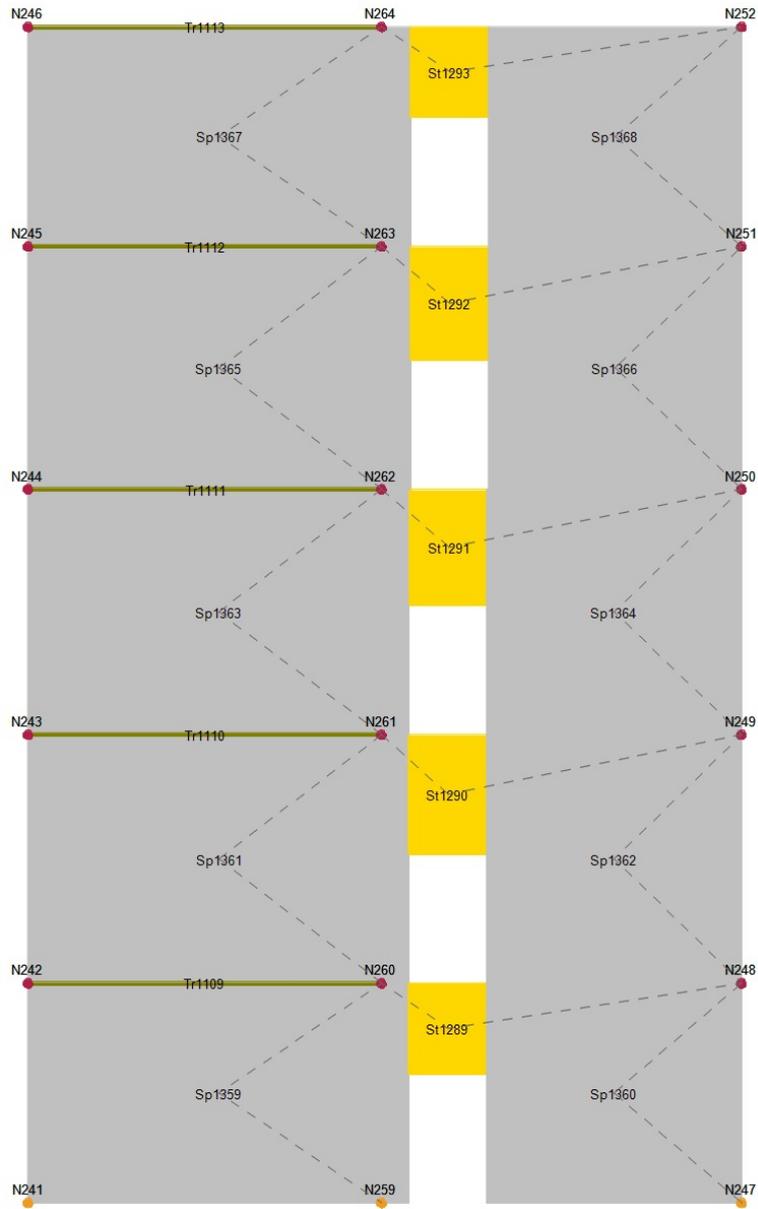
Pannello 21 C.A.



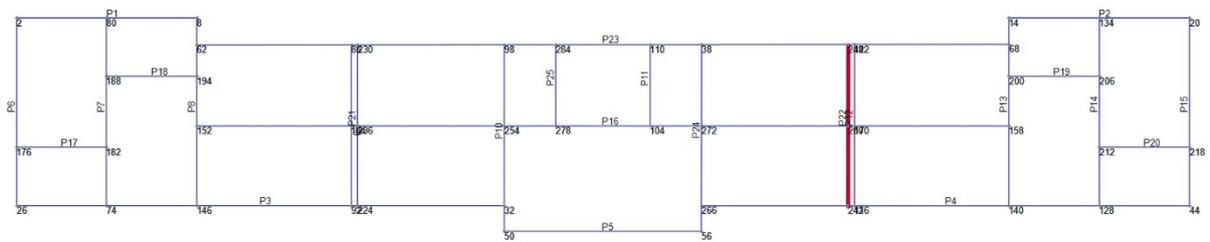
Individuazione in pianta



Pannello 22 C.A.

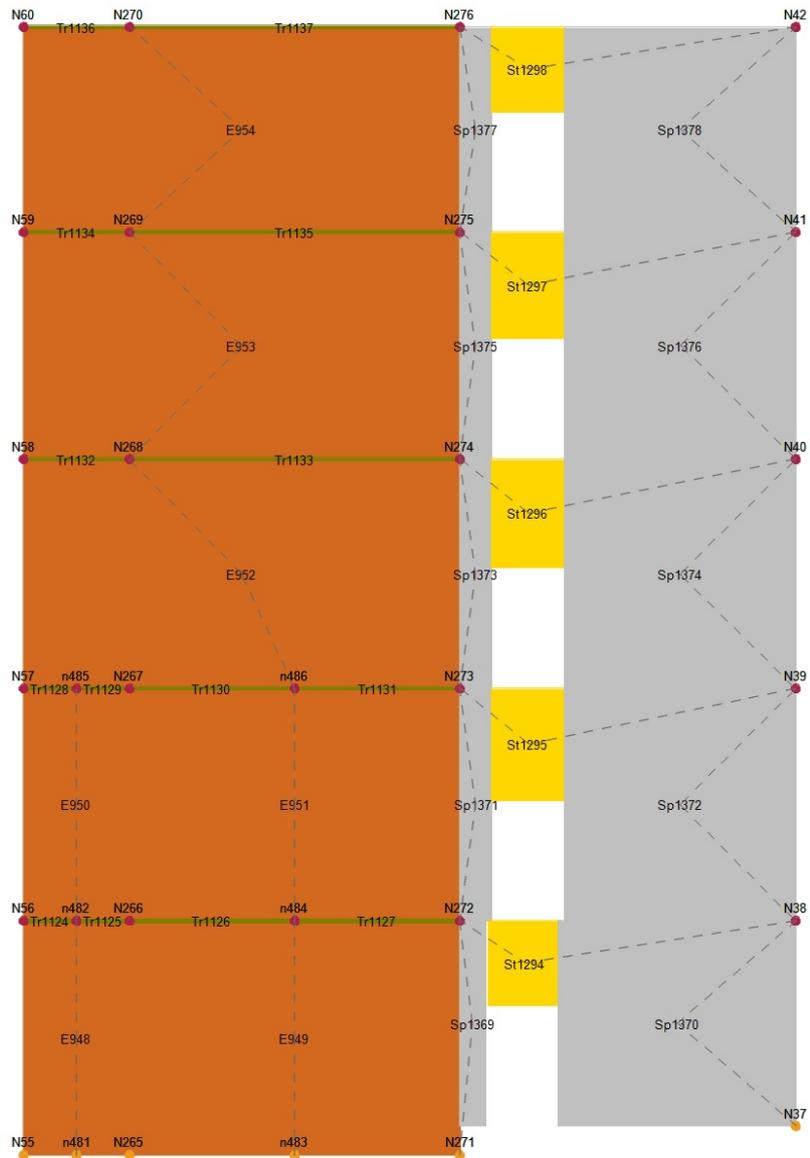


Individuazione in pianta



Pannello 24

Pannello risultante dell'unione del pannello 10 della struttura attuale con il nuovo setto in c.a.



Individuazione in pianta

