



UNIVERSITÁ DEGLI STUDI DI PADOVA

**Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale
Corso di laurea magistrale in Ingegneria Civile**

TESI DI LAUREA

ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA DEGLI EDIFICI IN AGGREGATO: PALAZZO LEVI CASES UNIVERSITA' DI PADOVA

**Relatore : Ch.mo Prof. Ing. MODENA CLAUDIO
Correlatori : Ing. BETTIOL GIULIA
Ing. FAVA MICHELE**

LAUREANDO: DANTE MARCO - 1019870

Anno Accademico 2012 - 2013

INDICE

Introduzione	5
1. Analisi storico – critica.....	9
1.1 Inquadramento geografico.....	9
1.2 Inquadramento geologico del sito.....	13
1.3 Inquadramento sismico.....	19
1.4.1 Storia sismica dell'area.....	22
1.4 Analisi storico-critica.....	24
1.4.1 Cenni storici.....	24
1.4.2 Evoluzione dell'edificio.....	26
2. Documentazione fotografica.....	32
3. Rielievo geometrico del manufatto.....	43
4. Rielievo strutturale.....	55
4.1 Rilievo orizzontamenti.....	55
4.2 Rilievo elementi resistenti verticali.....	72
4.3 Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici.....	76
5. Rielievo critico.....	81
6. Diagnosi sul campo.....	105
6.1 Il rilievo materico-costruttivo.....	105
6.1.1 La prova magnetometrica.....	105
6.2 La caratterizzazione meccanica dei materiali.....	112
6.2.1 Prove soniche.....	113
6.2.1.1 Risultati della campagna di indagine.....	118
6.2.2 Prove con martinetto piatto.....	138
6.2.2.1 Martinetto piatto doppio.....	139
6.2.2.2 Risultati della campagna di indagini.....	141
7. Valutazione sulla sicurezza sismica.....	149
7.1 Normativa di riferimento.....	149
7.2 Analisi dei carichi.....	152
7.2.1 Caratteristiche meccaniche ed analisi dei carichi.....	152
7.2.2 Valutazione dei carichi sismici.....	156
7.3 Modellazione locale-Analisi per Macroelementi.....	159

7.3.1 Schemi generali di calcolo dei meccanismi di collasso...	159
7.3.1.1 Ribaltamento semplice di parete- Cinematismo1.....	160
7.3.1.2 Ribaltamento semplice di parete- parte alta Cinematismo 2/3.....	163
7.3.1.3 Ribaltamento del cantonale-Cinematismo 4.....	164
7.3.1.4 Flessione verticale di parete-Cinematismo 5.....	166
7.3.2 Approccio cinematico.....	167
7.3.2.1 Analisi cinematica lineare.....	169
7.3.2.2 Analisi cinematica non lineare.....	170
7.3.3 Verifiche dei macroelementi.....	176
7.4 Normativa di riferimento.....	235
7.4.1 Realizzazione del modello di calcolo.....	235
7.4.2. Definizione del Modello.....	238
7.4.3. Effetti di aggregazione sul comportamento globale.....	249
7.4.4. Calibrazione del valore di rigidezza dei vincoli.....	253
7.4.5. Modello completo vincolato.....	255
7.4.6.Suddivisione del fabbricato.....	287
8. Interventi per la riduzione della vulnerabilità sismica.....	309
9. Stima dei costi.....	321
Conclusioni.....	325
Bibliografia e sitografia.....	331

ALLEGATI

ALLEGATO 1.....	Rilievo fotografico
ALLEGATO 1 Bis.....	Destinazione d'uso
ALLEGATO 2.....	Rilievo geometrico
ALLEGATO 3.....	Rilievo strutturale
ALLEGATO 4.....	Rilievo critico
ALLEGATO 5.....	Tiranti
ALLEGATO 6.....	Documentazione geotecnica

INTRODUZIONE

A seguito del sisma di maggio 2012 l'Università degli Studi di Padova ha promosso lo studio finalizzato all'analisi di sicurezza strutturale degli edifici di ateneo. E' stata avviata una campagna di indagini per la valutazione della vulnerabilità sismica. L'oggetto di studio di questa tesi è Palazzo Levi Cases, sede degli uffici di Scienze Economiche e della biblioteca Marco Fanno.

L'analisi si sviluppa seguendo quanto richiesto dallo "Schema di capitolato prestazionale per l'esecuzione delle verifiche sismiche" contenuto nelle Linee Guida.

Si procede quindi in una prima fase di inquadramento geografico, geologico e sismico del sito in cui sorge l'edificio, e successivamente allo studio dell'evoluzione storica del fabbricato. Al fine di ottenere un quadro conoscitivo di partenza adeguato, viene inserita una documentazione fotografica e geometrica ottenuta da indagini d'archivio e da sopralluoghi.

Successivamente, viene svolta una serie di indagini in situ, prove soniche e magnetometriche, che permette di delineare un più accurato quadro conoscitivo e caratterizzare i parametri meccanici della muratura.

Sulla base delle informazioni acquisite e della valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici sulla struttura per evidenziare eventuali criticità, sarà possibile compiere un'analisi generale dello stato di fatto degli elementi strutturali.

Quantificando poi i carichi agenti e valutando l'azione sismica di progetto si svolgerà uno studio della vulnerabilità sismica attraverso una modellazione sia locale che globale, come previsto dalla vigente normativa per gli edifici esistenti in muratura.

Per la modellazione locale, si individuando i macroelementi, per poi procedere con la verifica agli SLV di diversi cinematismi fuori piano mediante analisi lineare e, qualora questa non sia soddisfatta, con analisi non lineare.

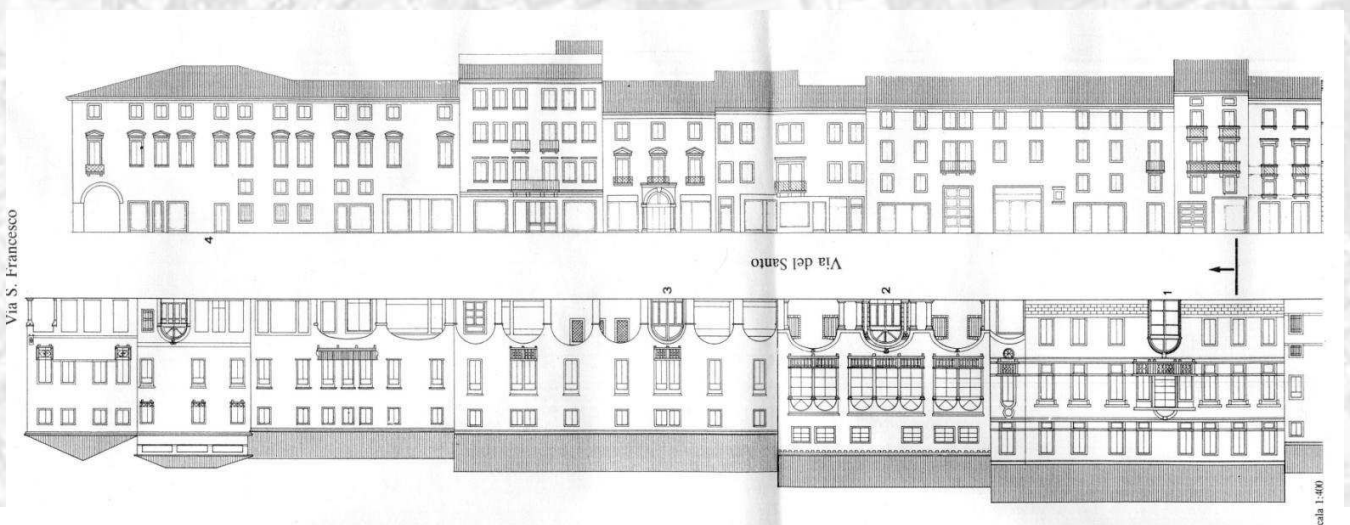
L'analisi a livello globale invece prevede modellazione dell'edificio tramite un software di calcolo che permette un'analisi dei meccanismi d'insieme schematizzando la struttura mediante uno schema a telaio equivalente, di

assegnare le proprietà dei materiali ai diversi elementi strutturali, di applicare i carichi ed i vincoli ed infine di compiere l'analisi statica non lineare e le verifiche richieste da normativa. Tale analisi è stata eseguita tramite il software 3 Muri di S.T.A Data.

Risulta fondamentale per l'analisi globale dell'edificio tenere in considerazione l'aggregazione con edifici adiacenti che, in questa fase di calcolo, viene schematizzata tramite l'utilizzo del software, inserendo vincoli esterni in corrispondenza dei fabbricati annessi.

Qualora vi siano delle verifiche sismiche non soddisfatte si procede al calcolo e alla progettazione degli interventi di miglioramento, seguiti da una stima dei costi. Come risultato finale si sviluppano delle considerazioni sul livello di sicurezza complessiva del manufatto.

CAPITOLO 1:
ANALISI STORICO CRITICA



1. ANALISI STORICO-CRITICA

1.1 Inquadramento geografico

L'edificio oggetto di studio si trova nel centro storico della Città di Padova, provincia situata nella parte centrale della regione Veneto. (fig. 1.1).



Fig. 1.1. Localizzazione di Padova (segnaposto rosso A) a scala nazionale e regionale (maps.google.it)

Padova è collocata all'estremità orientale della Pianura Padana, circa 10 Km a nord dei Colli Euganei e circa 20 Km a ovest della Laguna di Venezia. Il territorio comunale si sviluppa su 92 Km² interamente pianeggianti e solcati da vari corsi d'acqua, che hanno dato nei secoli la forma e la protezione alla città.

La città è nata e si è sviluppata all'interno dei bacini idrografici dei fiumi Brenta e Bacchiglione, che hanno fortemente condizionato il tessuto urbano.

Palazzo Levi Cases, di proprietà dell'Università degli studi di Padova, attualmente ospita il Dipartimento di Scienze Economiche (DSE), il quale è nato nel 1990 dalla

confluenza degli economisti e degli aziendalisti di tre Facoltà: giurisprudenza, Scienze Politiche e Scienze Statistiche.

Il palazzo è situato in via del Santo 33 (segnaposto verde A fig.1.2), strada che collega la zona pedonale del centro storico con la Basilica e la piazza del Santo.



Fig. 1.2. Localizzazione di Palazzo Levi Cases (segnaposto verde A (maps.google.it)).

Il complesso confina a Nord e Sud con proprietà private, ad Ovest con l'Ospedale di San Francesco di proprietà della provincia da poco restaurato per la realizzazione di un museo. Il lato Est invece è occupato dalla facciata fronte strada (fig. 1.3).

L'ingresso principale è sito in via del Santo (fig. 1.4), da cui è possibile accedere direttamente al Dipartimento oppure entrare nel cortile interno (fig. 1.5).

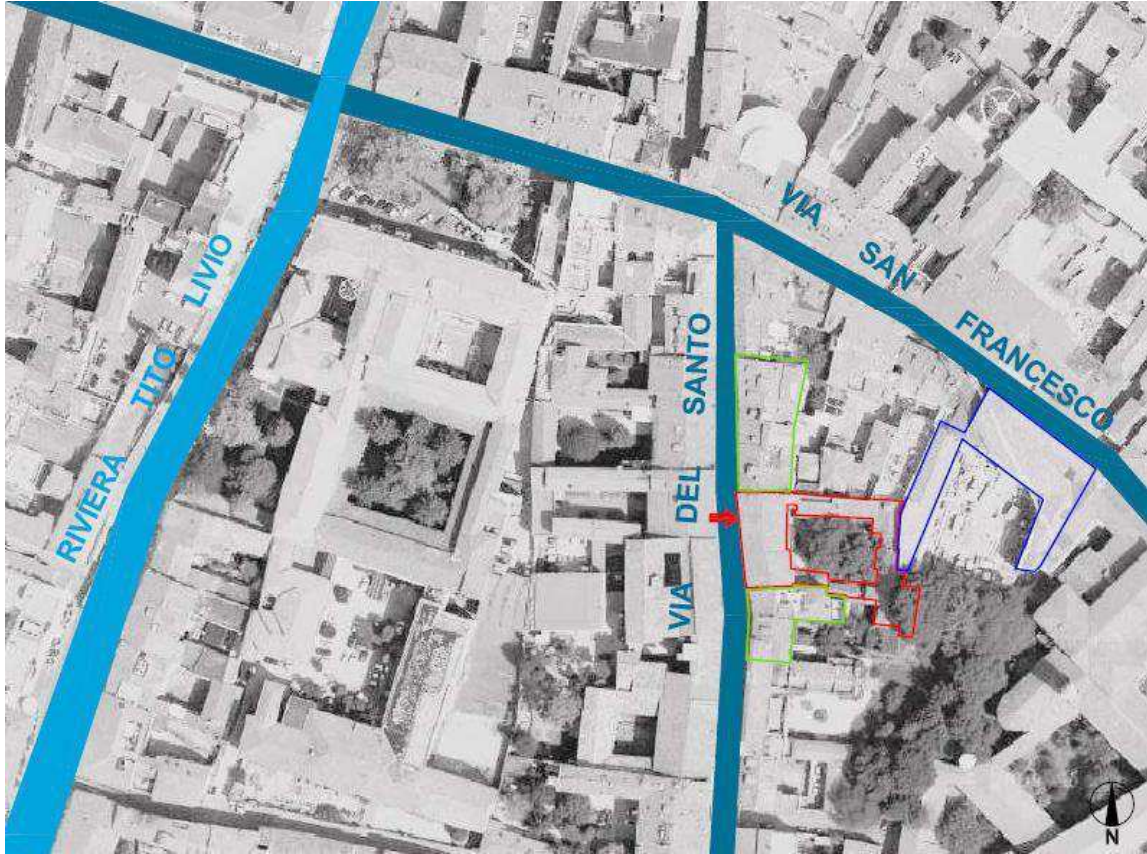


Fig. 1.3. Localizzazione del Palazzo Levi Cases (in rosso), in verde sono segnati le proprietà private, mentre in blu il museo adiacenti.



Fig. 1.4. Ingresso da via del Santo



Fig. 1.5. Cortile interno

L'edificio in muratura si sviluppa su tre livelli nella parte fronte strada, su due livelli nei blocchi nord ed ovest e su un solo livello nel corpo sud. Il Dipartimento è stato oggetto di interventi di restauro in due tempi successivi:

- Una prima volta nel '70 quando lo stesso è stato donato all'Università da parte della proprietà. Il lavoro fu al tempo incentrato più che altro sull'adattamento per la nuova destinazione d'uso caratterizzata dalla necessità di un determinato numero di uffici.
- Una seconda volta negli anni '90 a seguito della decisione di insediarvi il Dipartimento di Scienze Economiche. Il lavoro fu al tempo incentrato più che altro sull'adattamento per la nuova destinazione d'uso caratterizzata dalla necessità di un determinato numero di uffici, da una biblioteca e da un'aula conferenze seguendo le allora vigenti norme sulla sicurezza per i luoghi pubblici.

1.2 Inquadramento geologico del sito

Per fornire un primo quadro conoscitivo del suolo su cui sorge l'edificio oggetto di analisi si sono consultate la Carta Litostratigrafica – scala 1:250.000 e la Carta del Suolo – scala 1:250.000 del Veneto.

Individuata l'area di interesse si vede come questa risulti caratterizzata da depositi limo argillosi dal punto di vista litostratigrafico (fig. 1.6)

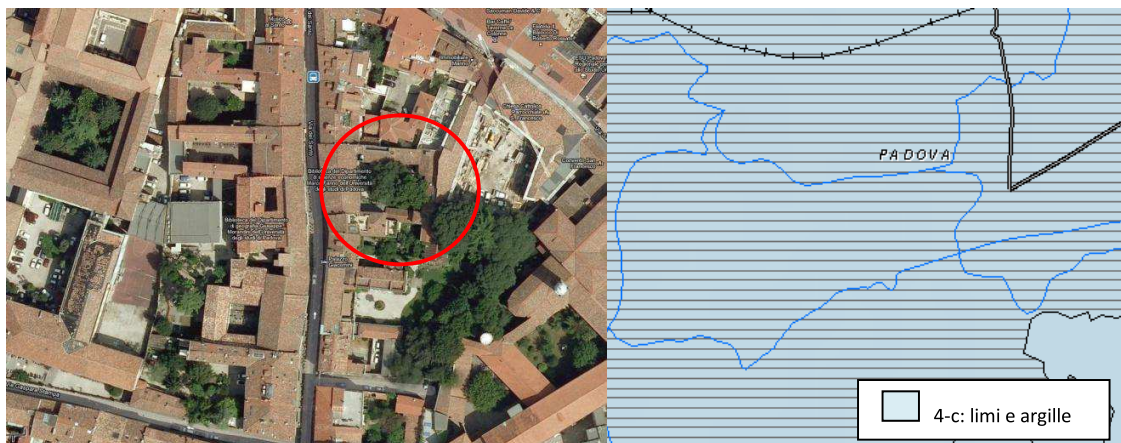


Fig. 1.6. Inquadramento area, estratto Carta Litostratigrafica del Veneto (scala 1:250000) con legenda

La ricerca è stata inoltre approfondita tramite la consultazione di una relazione relativa ad una campagna di indagini geoarcheologiche eseguite nell'area del cortile dell'ex Ospedale S. Francesco, adiacente a Palazzo Levi Cases, ipotizzando che il sottosuolo della zona sia presumibilmente di caratteristiche analoghe a quello indagato.

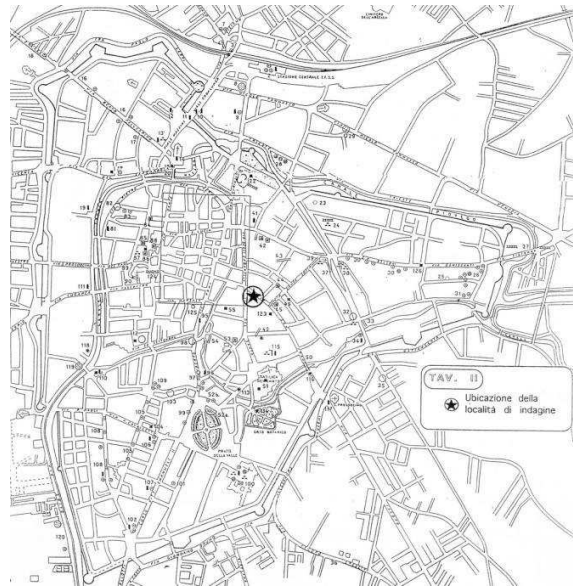


Fig. 1.7. Ubicazione della località d'indagine

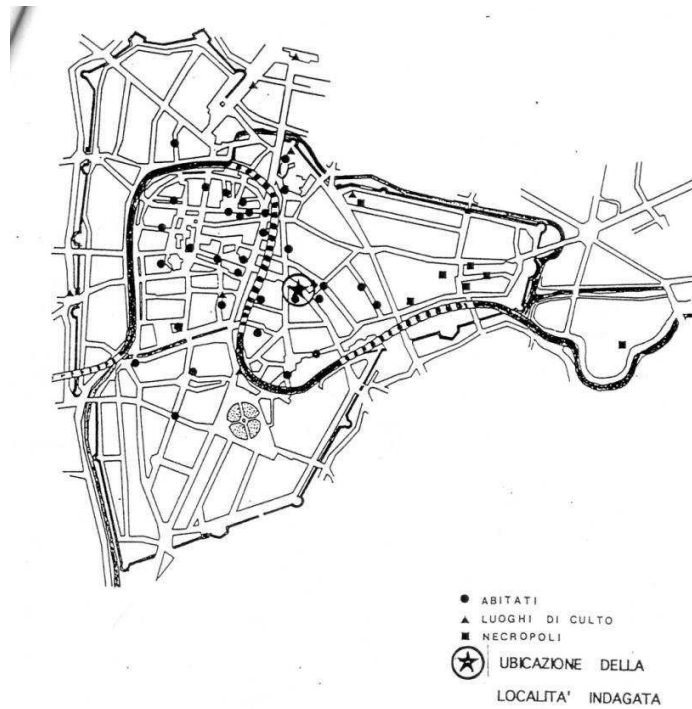


Fig. 1.8. Planimetria schematica dell'area urbana di Padova con indicatele aree di insediamento e le necropoli di età protostorica in rapporto del tracciato delle principali anse di menadro del Paleo-Brenta

Tale prova è stata eseguita su richiesta della Soprintendenza Archeologica Del Veneto al fine di valutare l'eventuale presenza di stratificazioni e/o strutture di interesse archeologico sepolte nel sottosuolo.

La campagna ha previsto 15 carotaggi nella zona dell'ex Ospedale S. Francesco (fig 1.9) e destinata ad una lettura campionaria e preliminare della composizione delle stratificazioni costituenti i substrati del cortile di tale area, ed in particolare sono stati rivolti all'individuazione dell'eventuale presenza di resti archeologici rilevati da tali stratigrafie.

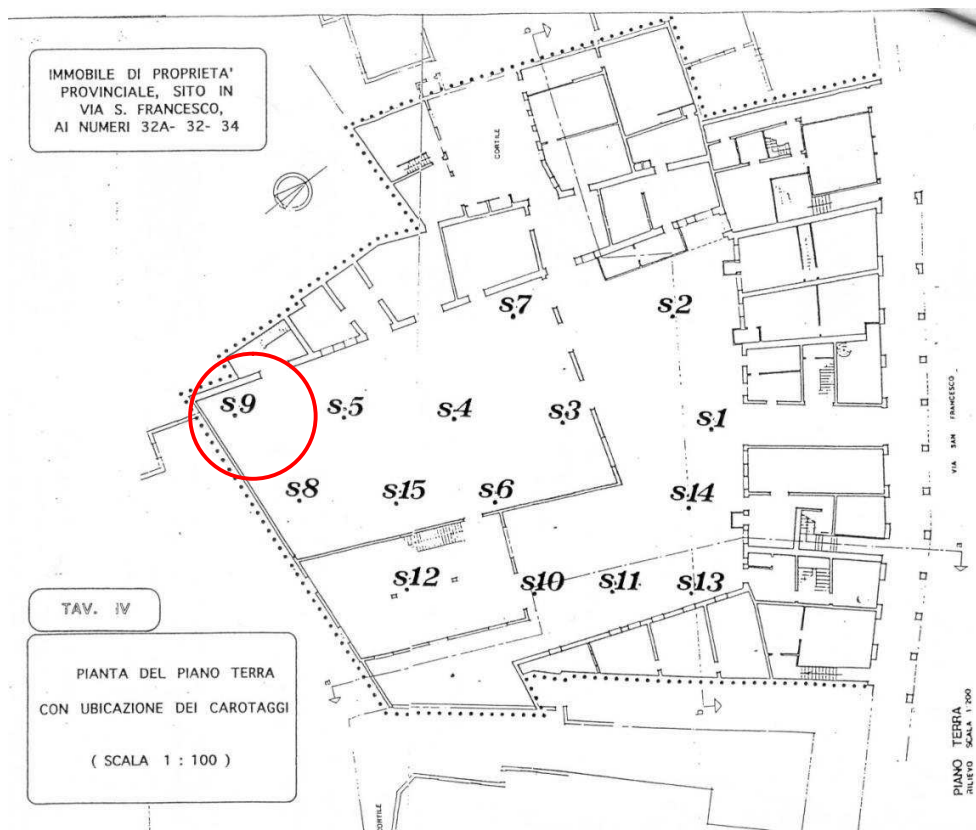


Fig. 1.9. Pianta del piano terra con ubicazione dei carotaggi – Ex Ospedale San Francesco

Le prove sono state eseguite con carotaggi del diametro di 12 cm e sono state limitate ad una quota di -5 m dal piano campagna, essendo questa la profondità media alla quale di norma si rinviene il substrato naturale del sottosuolo di Padova.

Per quanto riguarda le prove effettuate si è analizzato il risultato del sondaggio S9 (fig 1.10) in quanto risulta essere quello più significativo essendo il più vicino all'area dell'edificio studiato.

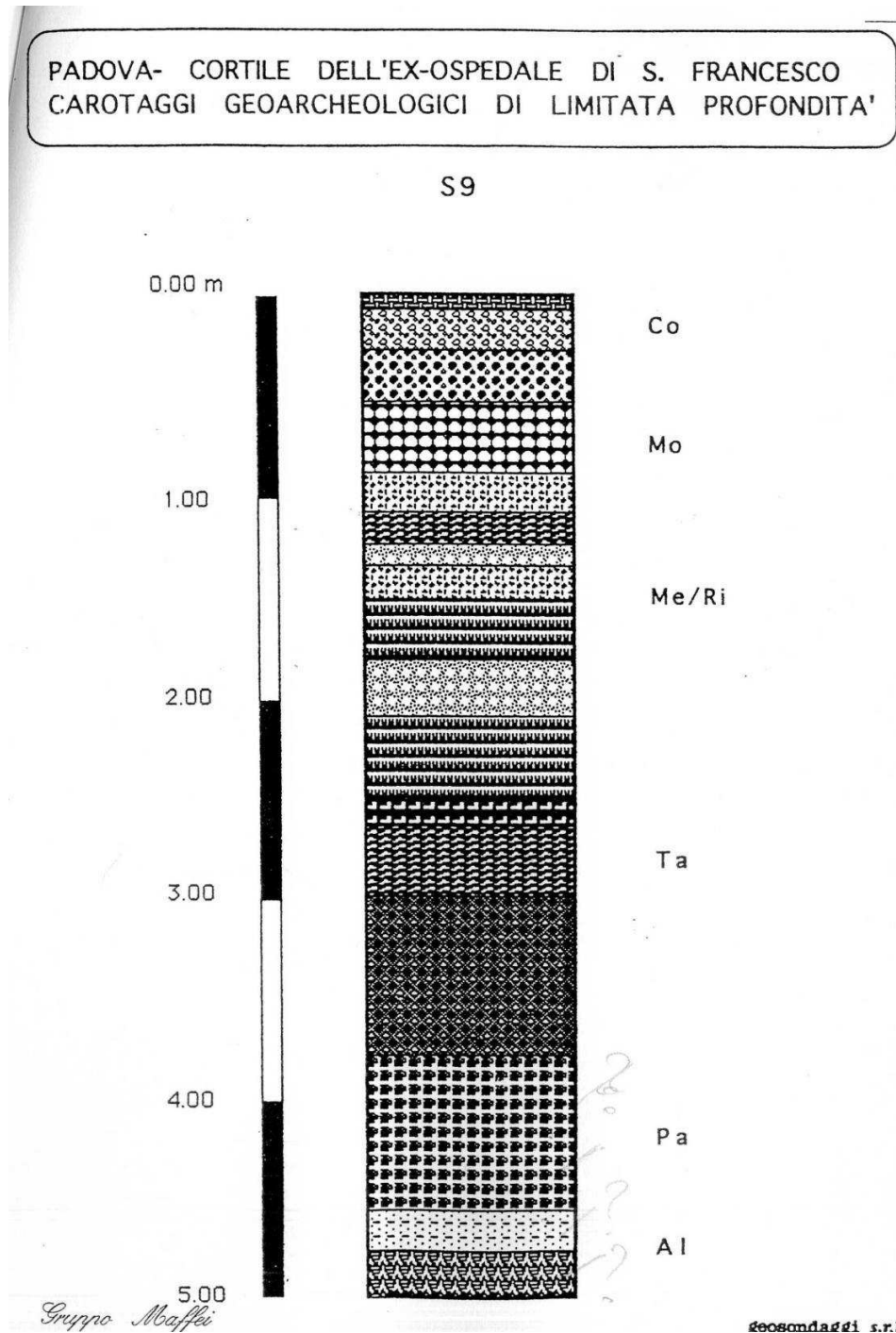


Fig. 1.10. Carotaggio geoarcheologico prova S9 – Ex Ospedale San Francesco

Sigle adottate:

Co = età contemporanea

Mo età moderna

Ri = Età rinascimentale

Me= età medievale

Ta = età tardo-antica

Ro = età romana

Stratigrafia prova S9:

- 1) Pavimentazione cementizia del cortile dell'es ospedale di S. Francesco: età contemporanea
- 2) Riporto della pavimentazione, in ghiaie e tritume di macerie.
- 3) Frammenti medio-grossi di malta e di mattoni, in matrice sabbiosa derivata dal disfacimento di malte: età moderna
- 4) Frammenti minuti di malta e di mattoni, in matrice sabbioso-argillosa: età moderna
- 5) Ciottolame medio-grosso, assortito, in matrice argillosa: acciottolato di età moderna
- 6) Livelli alterni di limo giallo e di laterizi frammentari: fondazioni di opere in crudo di età repubblicana
- 7) Frammenti grossolani di malta: stesure/livellamenti di residuo di intonaco e legante murario
- 8) Frammenti minuti di malta e di mattoni, in matrice sabbiosa derivata dal disfacimento di malte: età moderna
- 9) Sedimenti di suolo, limo sabbioso-argilloso franchi, di colore bruno scuro, con all'interno minutissimi tritumi di laterizio e malta: orizzonte ortivo di età tardo rinascimentale (?)
- 10) Frammenti grossolani di malta: stesure/livellamenti di residuo di intonaco e legante murario
- 11) Sedimenti di suolo, limo sabbioso-argilloso franchi, di colore bruno scuro, con all'interno minutissimi tritumi di laterizio e malta: orizzonte ortivo di età tardo rinascimentale (?)

- 12) Dispersioni di laterizi frammentari, mescolati a resti di malte e terriccio antropizzato: età moderna
- 13) Livelli alterni limo gialli e di laterizi frammentari: fondazioni di opere in crudo dei età repubblicana (?)
- 14) Depositi di matrice antropica di età protostorica miscelata a frammenti di malta: riempimenti di trincee di spoglio (?)
- 15) Deposito limo-torboso
- 16) Strato sabbioso
- 17) Strato sabbioso

I risultati della prova indicano la stratigrafia rilevata con una approssimativa datazione ai fini di una correlazione cronostratigrafica per l'area esaminata.

L'analisi di dettaglio del contenuto delle sequenze lito ed archeo-stratigrafiche attraversate dalle carote ha permesso di accertare che in tutta l'area i primi 40-50 cm di depositi superficiali corrispondono a riporti costruzione e pavimentazioni e/o acciottolati del cortile riferibile al precedente ospedale S. Francesco. Superata questa quota critica affiorano in diverse quote le teste dei muri erasi di epoca moderna, i quali si impostano a luoghi direttamente su sottostanti muri di età tardo medievale.

In tutta l'area un successivo livello di marker utile ai fini di una scansione stratigrafica verticale dell'insieme sepolto corrisponde ad un orizzonte ortivo di probabile età medio-rinascimentale posto a quote di -1.20 -1.30 m dai p. di c.

Ancora più in basso, è presente una falda di livelli limo sabbiosi molto probabilmente riferibile a resti livellati di strutture effimere di età basso-medievale: quote comprese tra -1.50 e -2.00m ca.

Tra -2 e -2.5 m ca. rivengono ,mucchi di macerie di età romana. Le limitate stratificazioni di età romana apparentemente conservate in situ si dislocano fra -2.5 e -2.8 m di profondità. Tra le quote -2.80 e -4.20 m risultano stratificazioni di abitato di età paleo veneta.

Infine, all'interno delle stratificazioni limo-torbose, che costituiscono il riempimento stagnale di alvei fluviali secondari in rapida aggregazione, si rinvencono linee e lenti di scarico contenenti materiali archeologici di VIII sec. a.C.

Mediamente, a -5.00 m di profondità dal p. di c. iniziano depositi di piana alluvionale sterili dal punto di vista archeologico.

1.3 Inquadramento sismico

L'Italia è uno dei Paesi a maggiore rischio sismico del Mediterraneo. Il rischio sismico è determinato da una combinazione della pericolosità, della vulnerabilità e dell'esposizione ed è la misura dei danni che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione (natura, qualità e quantità dei beni esposti), ci si può attendere in un dato intervallo di tempo.¹ La sismicità dell'Italia è legata principalmente al fatto che essa è situata nella zona di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica ed è pertanto sottoposta a notevoli forze di compressione dovute ai movimenti tettonici (Fig. 1.11).



Fig. 1.11. Zona di convergenza tra zolla africana ed eurasiatica (www.ricostruzione.org)

Il concetto di pericolosità sismica si può definire associando alla sismicità di un territorio la probabilità di verificarsi di un evento sismico in un certo intervallo di tempo, quindi è un concetto che non prescinde dal costruito. Pertanto la pericolosità sismica viene definita come la probabilità che in una data area ed in un certo intervallo di tempo si verifichi un terremoto che superi una soglia di intensità, magnitudo o accelerazione di picco (PGA) di interesse. In Fig. 1.12 è riportata la

mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

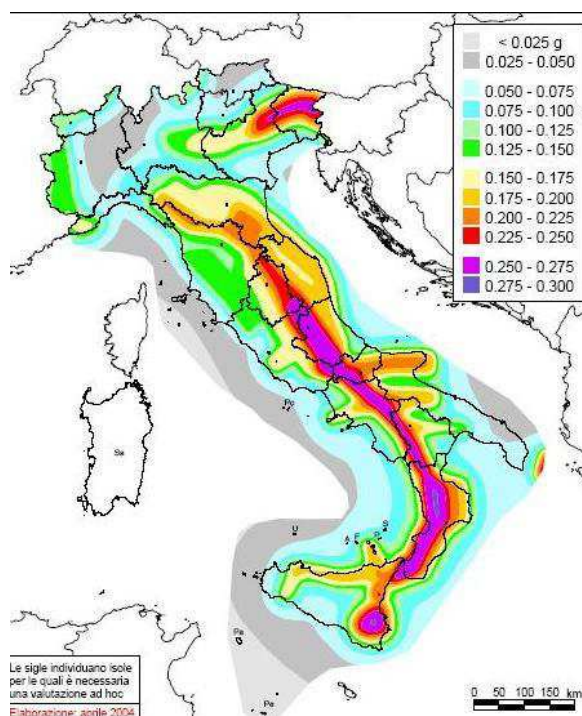


Fig. 1.12. Mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale secondo OPCM 3519 (www.ingv.it)

Le Norme Tecniche per le Costruzioni impongono l'uso della microzonazione sismica con lo scopo di riconoscere ad una scala sufficientemente grande le condizioni locali che possono modificare sensibilmente le caratteristiche del moto sismico atteso. In figura 1.13 è riportata la mappa della regione Veneto con i valori di accelerazione di picco su griglia con passo 0,05°.

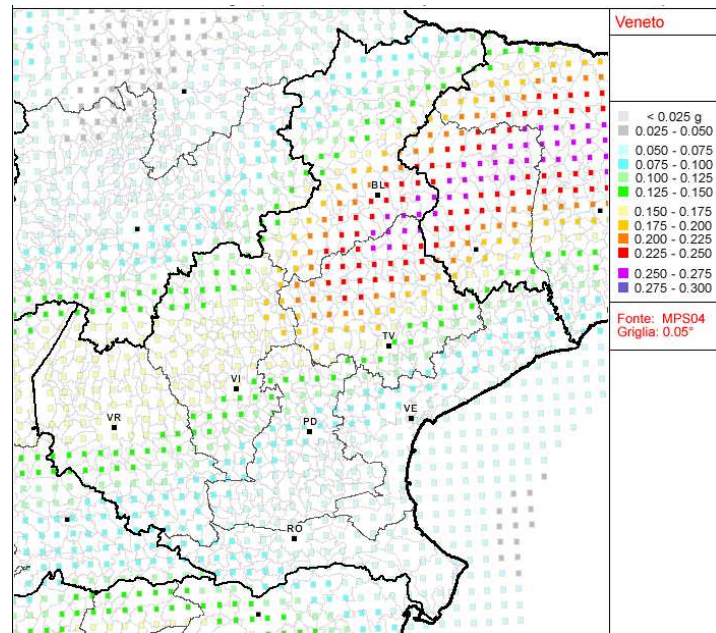


Fig. 1.13. Mappa di pericolosità sismica della regione Veneto secondo OPCM 3519 (www.ingv.it)

Più in dettaglio di seguito è riportata, in figura 1.14 la mappa della provincia di Padova con i valori di accelerazione di picco su griglia con passo $0,05^\circ$.

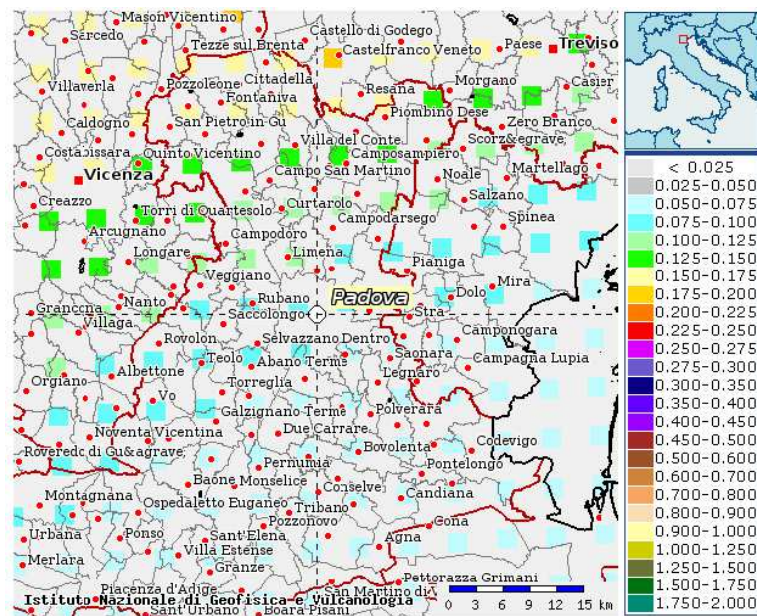


Fig. 1.14. Mappa di pericolosità sismica della Provincia di Padova secondo OPCM 3519 (www.ingv.it).

Le conseguenze di un terremoto sul costruito dipendono dalle caratteristiche di resistenza delle costruzioni alle azioni del sisma e ciò si allaccia al concetto di vulnerabilità sismica, definibile come la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello a fronte di un evento sismico di una data intensità. Infine, la maggiore o minore presenza di beni a rischio e, dunque, la conseguente possibilità di subire un danno (economico, in vite umane, ai beni culturali, ecc...), viene definita esposizione (di vite umane, beni economici, beni culturali).

1.3.1 Storia sismica dell'area

Il grafico riportato in figura 1.15 riporta gli eventi sismici che hanno interessato Chieti con intensità epicentrale superiore a 5 e presenta in ascissa gli anni in ordinata l'intensità sismica MCS.

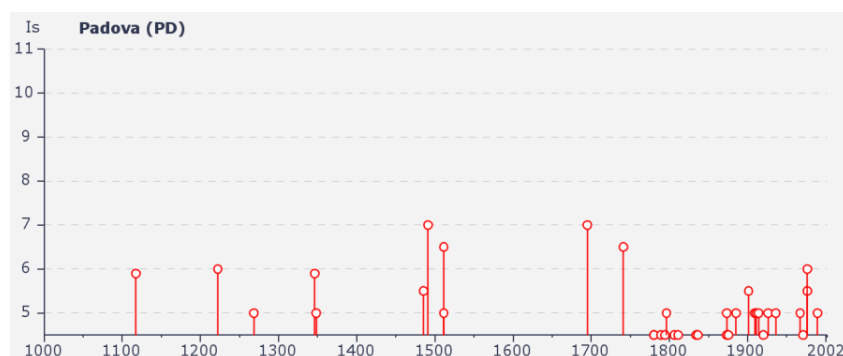


Fig. 1.15. Diagramma della storia sismica di Padova (www.emidius.mi.ingv.it).

La tabella 1.16 riassume la storia sismica di Padova dal 1000 d.C. al 2002, e riporta l'intensità al sito (MCS), data ed ora dell'evento, l'area epicentrale e la magnitudo momento (Mw), sono riportati come per il grafico sopra solo quelli eventi sismici per i quali si è misurata un'intensità maggiore a 4 MCS

Effetti	In occasione del terremoto del:				
I [MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw
8	1117 01 03 15:15 1117 01 03 15:15	Veronese	55	09-ott	6.69 ±0.20
6	1222 12 25 12:30 1222 12 25 12:30	Basso Bresciano	18	07-ago	5.84 ±0.56
5	1268 11 04 1268 11 04	Trevigiano	4	07-ago	5.35 ±0.34
7	1348 01 25 15:30 1348 01 25 15:30	Carinzia	58	09-ott	7.02 ±0.18
5	1365 03 04 1365 03 04	Ferrara	4	5	4.79 ±0.72
5-6	1485 09 01 1485 09 01	PADOVA	4	5	4.30 ±0.87
5	1504 12 31 04:00 1504 12 31 04:00	Bolognese	15		
6-7	1511 03 26 14:40 1511 03 26 14:40	Slovenia	66	9	6.98 ±0.17
5	1511 03 28 12:15 1511 03 28 12:15	Slovenia	8		
7	1695 02 25 05:30 1695 02 25 05:30	Asolano	82	10	6.48 ±0.18
5	1717 03 31 1717 03 31	Padova	1	5	4.30 ±0.34
4-5	1789 08 04 1789 08 04	TRAMONTI	5	04-mag	4.09 ±0.34
5	1794 06 07 00:45 1794 06 07 00:45	Prealpi carniche	19	08-set	6.04 ±0.57
5	1796 10 22 04:00 1796 10 22 04:00	Emilia orientale	27	7	5.61 ±0.36
4-5	1806 02 12 1806 02 12	NOVELLARA	28	7	5.19 ±0.39
4-5	1811 07 15 22:44 1811 07 15 22:44	SASSUOLO	21	06-lug	5.25 ±0.40
4-5	1836 06 12 02:30 1836 06 12 02:30	BASSANO	26	8	5.50 ±0.32
5	1873 06 29 03:58 1873 06 29 03:58	Bellunese	199	09-ott	6.32 ±0.11
4-5	1875 03 17 23:51 1875 03 17 23:51	Romagna sud-orientale	144		5.93 ±0.16
5	1885 02 26 20:48 1885 02 26 20:48	SCANDIANO	78	6	5.19 ±0.15
5-6	1885 12 29 1885 12 29	VITTORIO VENETO	47	6	5.18 ±0.19
5-6	1901 10 30 14:4 1901 10 30 14:4	Salò	190	8	5.70 ±0.10
5	1909 01 13 00:45 1909 01 13 00:45	BASSA PADANA	799	06-lug	5.53 ±0.09
5	1914 10 27 09:2 1914 10 27 09:2	Garfagnana	618	7	5.76 ±0.09
4-5	1920 09 07 05:5 1920 09 07 05:5	Garfagnana	756	10	6.48 ±0.09
5	1926 01 01 18:0 1926 01 01 18:0	Slovenia	63	07-ago	5.85 ±0.18
4-5	1929 04 20 01:0 1929 04 20 01:0	Bolognese	109	7	5.34 ±0.13
5	1936 10 18 03:1 1936 10 18 03:1	BOSCO CANSIGLIO	267	9	6.12 ±0.09
5	1967 12 30 04:1 1967 12 30 04:1	BASSA PADANA	40	6	5.24 ±0.19
4-5	1971 07 15 01:3 1971 07 15 01:3	Parmense	229	8	5.64 ±0.09
5-6	1976 05 06 20:0 1976 05 06 20:0	Friuli	770	09-ott	6.46 ±0.09
5	1976 09 11 16:3 1976 09 11 16:3	Friuli	40		5.63 ±0.09
6	1976 09 15 09:2 1976 09 15 09:2	Friuli	54		5.98 ±0.15
5	1989 09 13 21:5 1989 09 13 21:5	PASUBIO	779	06-lug	4.88 ±0.09
4-5	2004 11 24 22:5 2004 11 24 22:5	Lago di Garda	176	07-ago	5.06 ±0.09

Fig. 1.16. Tabella riassuntiva Sismi a Padova dal 1000 d.C. al 2002

1.4 Analisi storico-critica

La metodologia di studio utilizzata segue le disposizioni delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni del 2008, di seguito richiamate come NTC, e della relativa circolare applicativa. Data la complessità e la varietà dei casi riscontrabili nelle costruzioni in muratura esistenti, i metodi di analisi e di progettazione non sono standardizzati ma devono essere adattati al caso specifico. Per questa ragione la prima fase da affrontare è quella di delineazione del quadro conoscitivo dell'oggetto di studio, che si compone di un'analisi storico-critica e del rilievo del manufatto. L'analisi storico-critica è finalizzata a comprendere l'organismo inteso nella sua unità architettonica e strutturale anche attraverso la conoscenza delle modifiche avvenute nel tempo, con particolare attenzione alle trasformazioni relative alla struttura resistente dell'edificio.

1.4.1 Cenni storici

Il Dipartimento di Scienze Economiche (DSE), il quale è nato nel 1990 dalla confluenza degli economisti e degli aziendalisti di tre Facoltà: giurisprudenza, Scienze Politiche e Scienze Statistiche, è ubicato nel palazzo Levi Cases.

Dal testo "Padova: i rilievi del centro storico" (G.Croce) è stata ricavata la descrizione dello sviluppo di via del Santo.

"Alcuni studiosi in particolare L.Bussato (1888) hanno ipotizzato che la via avesse origine romana ed appartenesse ad un asse rettilineo che collegava l'Arena (Piazza Eremitani) con in Circo (via L.Belludi), il Teatro Zairo (Prato dellaVale) e la zona di S. Giustina.

Nessun intervento o altra documentazione comprova, però, tale antica origine. E' noto, invece, che la zona, appartenente alla più antica Contrada Rudena, fino al XIII-XIV secolo aveva carattere agricolo.

La costruzione della Basilica determina il nascere del nucleo urbano, oggi chiamato Cittadella Antoniana, e con esso via del Santo.

Il primo processo di urbanizzazione in teressa il tratto meridionale tra via G.Galilei e Piazza del Santo, ed il suo rapido sviluppo gli consente di assumere un carattere unitario che, pur nella verità degli edifici, modificatisi nel tempo, è ancora leggibile nella sostanziale comuntinuità dei portici.

Molto più lenta è l'evoluzione urbana nel tratto settentrionale che si conclude solo nel tardo ottocento.”

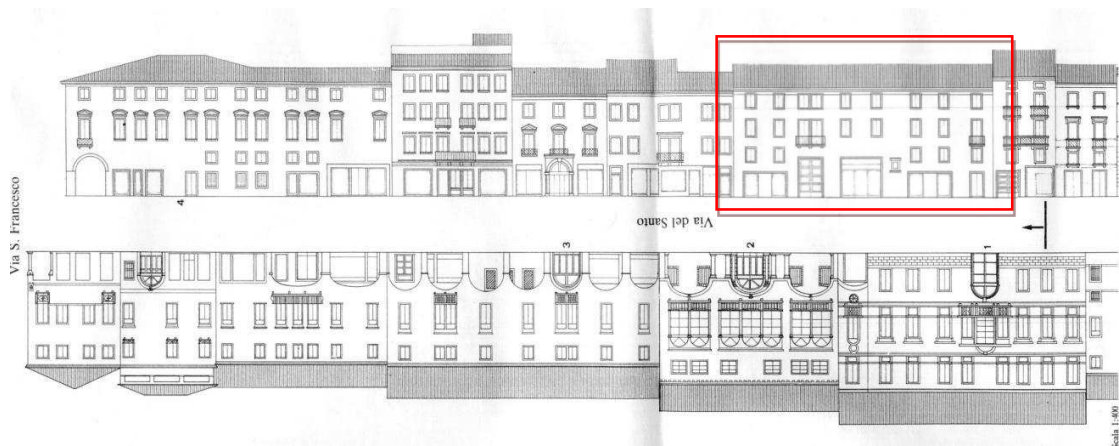


Fig. 1.17.Sviluppo degli edifici di via del Santo. In evidenza Palazzo Levi Cases

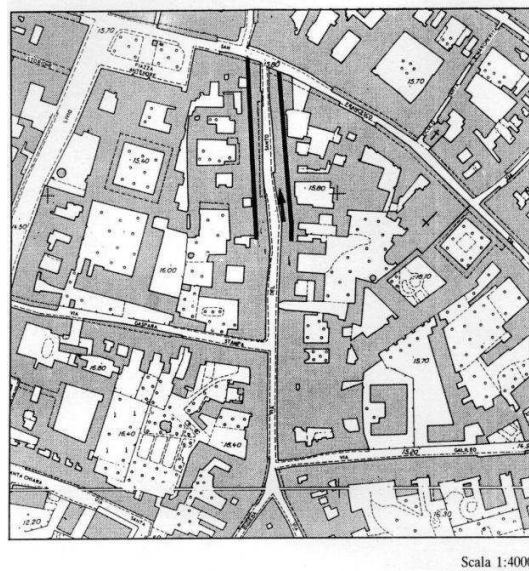


Fig. 1.18.Inquadramento area – In evidenza tratto settentrionale di via del Santo

1.4.2 Evoluzione dell'edificio

L'edificio oggetto del nostro studio è stato donato all'università negli anni '70 ed inizialmente è stato destinato ad accogliere gli uffici dell'ufficio tecnico dell'ateneo, successivamente negli anni '90 con la nascita del Dipartimento, la sua destinazione d'uso è nuovamente variata, pur rimanendo essenzialmente caratterizzata dalla presenza di uffici.

Per quanto riguarda l'analisi dell'evoluzione del complesso nel corso degli anni, dalla documentazione ritrovata nell'archivio storico di Padova, abbiamo potuto ricostruire l'evolversi della sua costruzione.

Sono stati reperite le mappe catastali a partira dal catasto napoleonico fino al più recente rilievo aerofotogrammetrico del 1966.

Per l'evoluzione dell'edificio le uniche informazioni reperite sono state le mappe catastali, napoleonica, austriaca, austro-italiana, i rilievi del Valle e il rilievo aerofotogrammetrico del 1966.

Il Catasto napoleonico documenta, in modo geograficamente esatto e attendibile, la forma e la scansione dei lotti, i limiti e la posizione degli edifici, le utilizzazioni dei terreni, e l'assetto di altre opere urbane, come ponti e rive, consentendo di leggere e interpretare l'evoluzione fisica della città.

Con editto Napoleonico (decreto nr. 62 del 13 aprile 1807) si forma il catasto del Regno d'Italia, attivando le operazioni di rilevamento catastale che si concluderanno, per quanto concerne la parte triveneta del territorio, solo nel 1817.

Dalle operazioni di rilievo di tutto il territorio scaturiranno le mappe, in scala 1 : 2000. Viene realizzata una mappa (talvolta in due o più fogli) per ciascun comune censuario, disegnata secondo rigorosi criteri geometrico-particellari.



Fig. 19. Catasto napoleonico

Nel catasto napoleonico (Fig 1.19) il lotto dove sorge il palazzo risulta non chiaro ma dalla lettura della mappa catastale austriaca si capisce che in origine si presentava non si presentava un edificio a corte, ma un copro di fabbrica principale, sul fronte strada, uno dove ora si sviluppa la corte interna ed uno sulla parte est del lotto.

Il Catasto Austriaco entrò in vigore a Verona a partire dall'anno 1845; esso ricalca pari pari il Catasto Napoleonico (i cui rilievi datano 1808-1813) dal quale è stato derivato.

I confini delle frazioni nonché i numeri di particella sono rimasti immutati fra i due registri erariali.

Il territorio è suddiviso in Distretti, Comuni e Frazioni. Ogni Frazione viene classificata con una Mappa, a sua volta suddivisa in "fogli rettangoli". In ogni Foglio sono riportati i numeri di particella ai quali corrispondono dei codici alfanumerici riportati in un Elenco; l'Elenco rimanda ad un Registro dei proprietari.

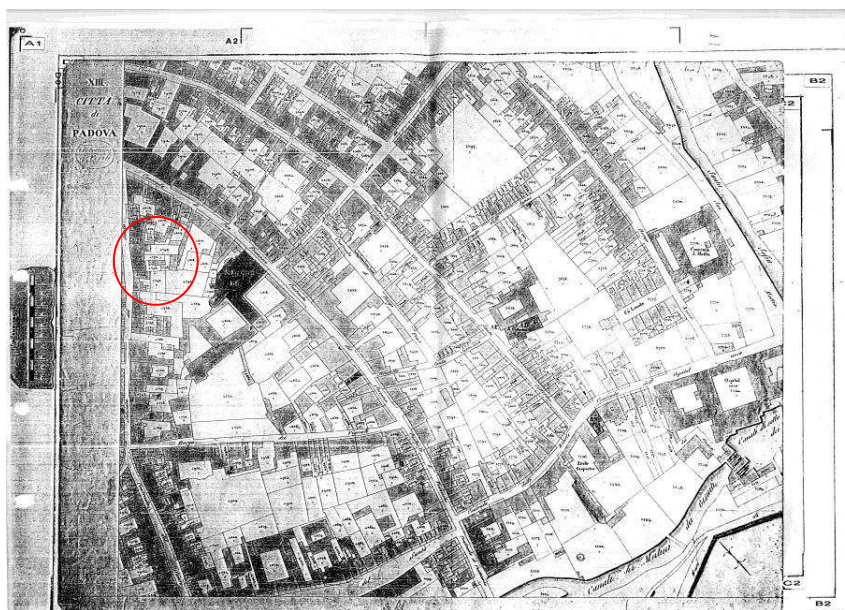


Fig. 1.20. Catasto austriaco

Dalla lettura del catasto austriaco (Fig 1.20) che ricalca il napoleonico, si conferma l'origine più antica del corpo ovest (fronte strada via del santo).

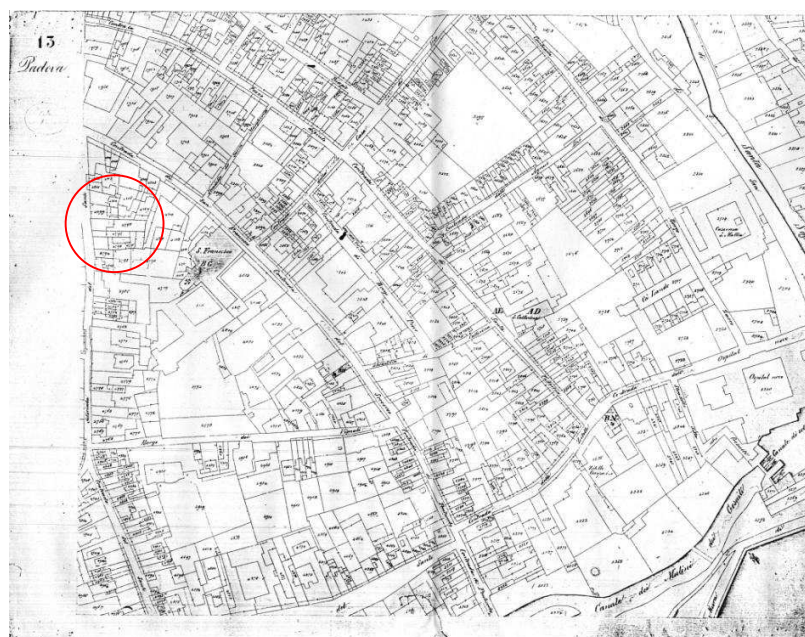


Fig. 1.21. Catasto austro-italiano

Dalla lettura del catasto austro-italiano (Fig 1.21) si vede come i corpi di fabbrica rimangono immutati rispetto al rilievo precedente.

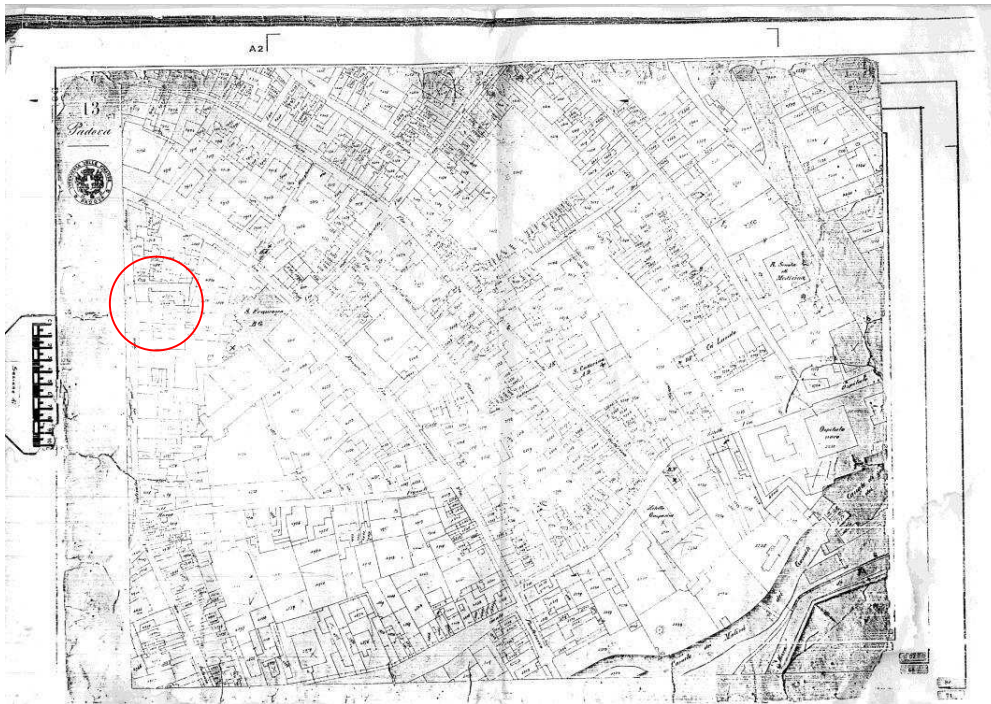


Fig. 1.22. Catasto austro-italiano (intendenza di finanza)

Dal catasto austro-italiano (intendenza di finanza) (Fig 1.22) del 1886 si vede come la conformazione dell'edificio cambia.

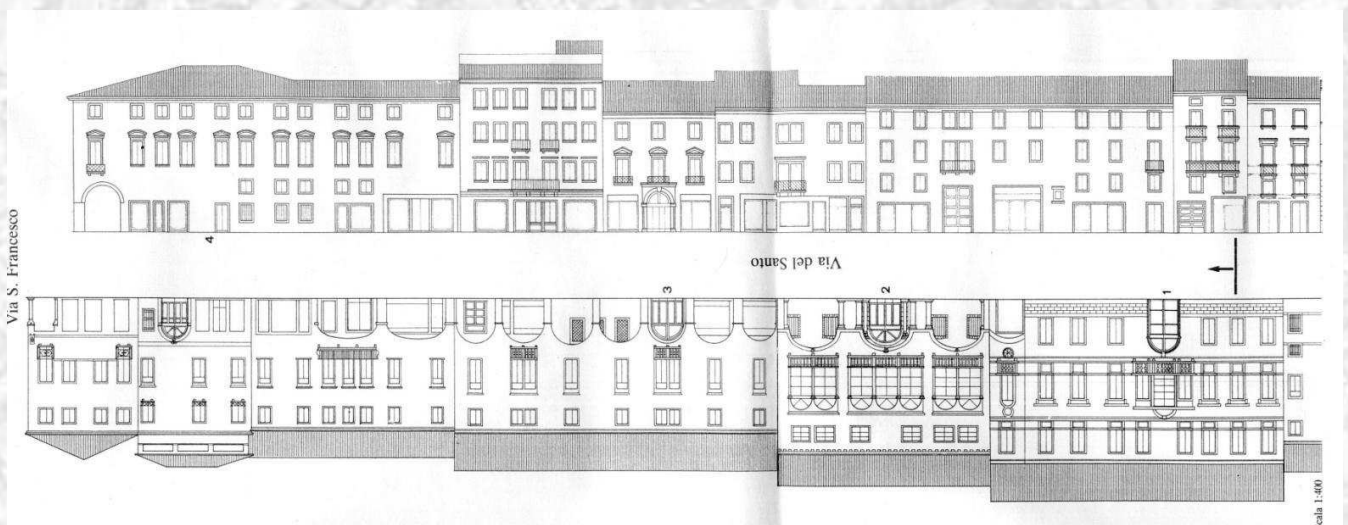
Scompare l'edificio al centro del lotto e vengono costruiti i corpi dell'attuale biblioteca a nord, il corpo est ed il corpo sud creando un edificio a corte.

La forma che si legge da tale mappa risulta analoga a quella tuttora esistente.

Si è preso poi in considerazione il rilievo aerofotogrammetrico del 1966 in cui si vede che l'edificio in pianta presenta esattamente la conformazione attuale.

L'edificio svolgeva originariamente la funzione di convento ed era di appartenenza della diocesi. Successivamente è stato donato all'università di Padova e quindi è stata cambiata la destinazione d'uso fino ad arrivare all'attuale in cui si trovano uffici universitari ed al piano terra la biblioteca Marco Fanno.

CAPITOLO 2:
DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA



2. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Durante la prima fase di indagini conoscitive, è stato realizzato un rilievo fotografico dettagliato al fine di contribuire ad una accurata conoscenza dell'edificio in esame. Le immagini riportate di seguito, identificano univocamente l'edificio nel complesso e nelle sue singole parti. Una facile lettura di tutto ciò è anche resa possibile mediante le tavole di rilievo fotografico riportate nell'Allegato 2 che contengono l'identificazione della singola foto, in pianta, sezione e prospetto, per mezzo dei coni ottici.

Durante il rilievo dell'edificio in esame, si è proceduto ad un'analisi generale in cui sono stati individuati i fronti principali esterni ed interni, passando poi ad un rilievo accurato di tutti gli interni. L'edificio presenta l'ingresso sul fronte principale, in Via del Santo (fig. dalla 2.1 alla 2.4), che si sviluppa su tre livelli. Il piano terra è adibito ad uffici nella parte a sinistra dell'ingresso principale, mentre a destra è presente il vano scale, il vano ascensore e delle sale tecniche per gli impianti. Il primo ed il secondo piano sono destinati interamente ad uffici. Di seguito sono riportate le immagini relative ai fronti esterni dell'edificio (fig. dalla 2.5 alla 2.13), come si può notare l'andamento dei prospetti non è lineare ma mosso soprattutto nel corpo est e sud da porzioni aggettanti.

L'edificio presenta un cortile interno in cui si affacciano tutti i corpi del complesso e dal quale è possibile entrare in ognuno di essi (fig. dalla 2.7 alla 2.13).



Fig.2.1.Fronte su Via del Santo Fig. 2.2.Fronte su Via del Santo Fig. 2.3.Fronte su Via del Santo



Fig. 2.4. Fronte su Via del Santo



Fig. 2.5. Fronte corpo ovest verso il cortile



Fig. 2.6. Fronte corpo ovest verso il cortile



Fig. 2.7. Fronte corpo ovest verso il cortile



Fig. 2.8. Fronte corpo nord verso il cortile



Fig. 2.9. Fronte corpo nord verso cortile



Fig. 2.11. Fronte corpo est verso il cortile



Fig. 2.11. Fronte corpo est verso il cortile



2.12.Fronte corpo sud verso il cortile



Fig. 2.13.Fronte corpo sud verso il cortile

L'ingresso principale sul fronte Ovest immette nell'androne d'ingresso(fig. 2.14) dal quale è possibile raggiungere gli uffici amministrativi (fig. 2.15) ed un aula computer (fig. 2.16), il vano scala e quello ascensore (fig. 2.17), il cortile interno.



Fig. 2.14.Androne d'ingresso dal cortile



Fig. 2.15.Ufficio amministrazione



Fig. 2.16.Aula computer

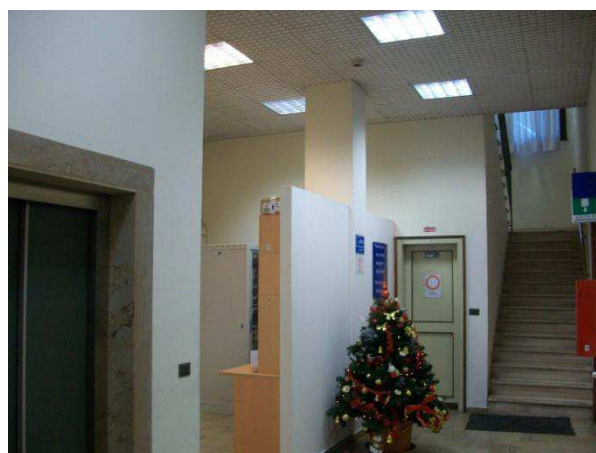


Fig. 2.17.Vvano scala/ascensore

Dal vano scala (fig. 2.17) poi si accede ai piani superiori, al primo piano che è collegato poi a quello degli altri corpi del complesso, ad esclusione di quello sud il quale presenta solo ed esclusivamente il piano terra. Salendo ancora si giunge al secondo il quale invece è presente solo in questo nel fabbricato di facciata. La destinazione d'uso di tutti questi ambienti è quella ad uffici.

Per semplicità si è proceduto andando a trattare i vari corpi del fabbricato in maniera indipendente:

- **Corpo ovest:** la facciata rivolta verso via del Santo. Piano terra, con destinazione d'uso ad uffici (fig. 2.15) ed ospitante i locali tecnici ed il vano scala (fig. 2.18). Entrata possibile non solo dall'androne d'ingresso ma anche dal cortile interno (fig. 2.19). Piano primo e secondo, completamente destinati ad uso uffici (fig. 2.20 e 2.21).



Fig. 2.18. Scala piano secondo



Fig. 2.19. Ingresso dal cortile interno



Fig. 2.19. Ufficio Primo piano



Fig. 2.20. Ufficio Secondo piano

- **Corpo nord:** presenta solo due piani fuori terra ed un unico locale interrato raggiungibile da una scala posta lungo il muro di confine a nord (fig. 2.21) all'altezza dall'ufficio più ad ovest del blocco. (fig. 2.22). Piano terra utilizzato come uffici e come reception (fig. 2.23) della biblioteca che si sviluppa poi negli altri corpi. Livello superiore collegato con quello dell'edificio ovest, con il quale condivide non solo la destinazione d'uso ad uffici (fig. 2.24) ma anche le scale d'ingresso, che non é presenti in questa porzione del fabbricato.



Fig. 2.21-Scala per locale interrato



Fig. 2.22.Entrata per scala interrato



Fig. 2.23.Reception biblioteca



Fig. 2.24.Ufficio piano primo

- Corpo est:** presenta anch'esso solo due piani fuori terra, quello inferiore utilizzato come biblioteca ed archivio (fig. 2.25). Livello superiore collegato con quello dell'edificio nord, con il quale condivide la destinazione d'uso ad uffici (fig. 2.26). Da notare in questo caso la presenza nel punto di intersezione con il blocco precedente nell'angolo nord-est della proprietà la presenza al primo piano di un'ampia sala conferenze (fig. 2.27) dalla forma non del tutto regolare a causa dell'andamento non lineare della parete di confine con la proprietà adiacente. È presente in questo caso una scala (fig. 2.28) che permette la salita al piano superiore senza dover utilizzare quella principale del blocco ovest e che è collegata direttamente con l'esterno da un'anticamera creata da una doppia porta vetrata. Di particolare forma è pure la zona più a sud di questa porzione, quella in corrispondenza dell'intersezione con il corpo sud, la quale si articola attorno ad un cortile interno di piccole dimensioni (fig. 2.29).



Fig. 2.25.biblioteca/archivio



Fig. 2.26.Ufficio primo piano



Fig. 2.27- Sala conferenze



Fig. 2.28- Scale blocco est



Fig. 2.29.Cortile interno

- **Corpo sud:** presenta al contrario dei precedenti solo un piano fuori terra, è costituito solo da 2 ambienti uno di seguito all'altro. Uno destinato a biblioteca/aula studio (fig. 2.30) ed il secondo di realizzazione successiva è destinato ad aula per lezioni/sala riunioni (fig. 2.31).

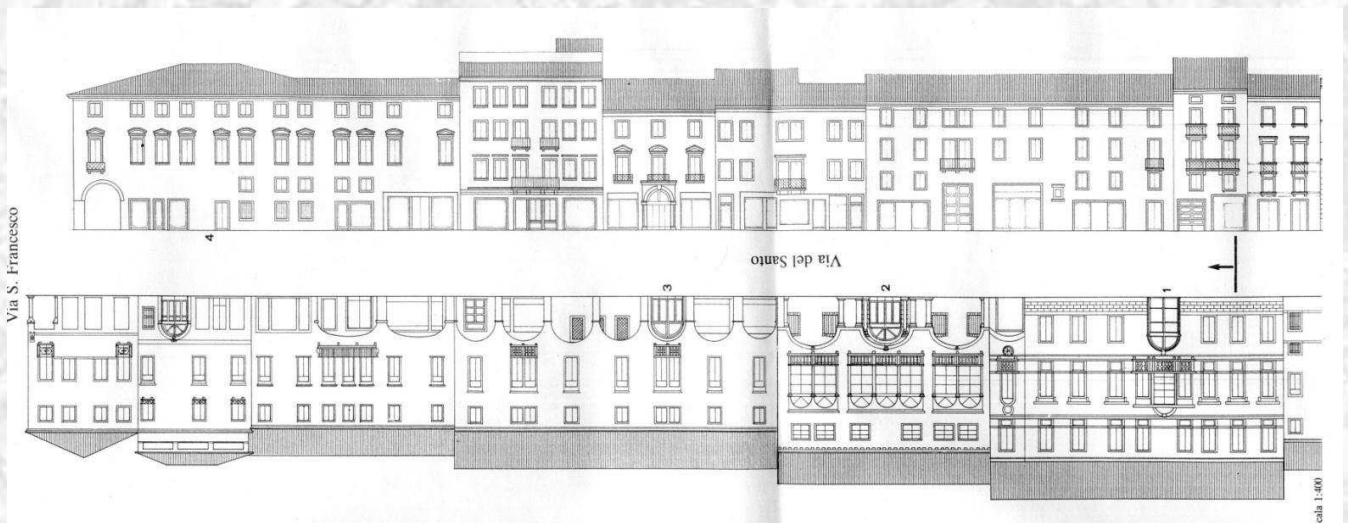


Fig. 2.30.biblioteca/aula studio



Fig. 2.31.aula lezioni/ sala riunioni

CAPITOLO 3:
RILIEVO GEOMETRICO



3. RILIEVO GEOMETRICO

Il rilievo geometrico è stato realizzato partendo dalla base di alcune tavole risalenti ad interventi effettuati nel settembre del 1993 fornite dall' ufficio Servizio Progettazione e Sviluppo Edilizio dell' Università degli Studi di Padova e verificando, di queste, le misure riportate. Durante la fase di rilievo si è notato che in alcuni punti dell'edificio lo stato di fatto non corrispondeva a quello descritto nella documentazione, per cui si è reso necessario l'aggiornamento dello stesso. Gli strumenti utilizzati per le misurazioni sono stati distanziometri laser e cordelle metriche, per cui i dati rilevati hanno un grado di incertezza quantificabile nell'ordine di un centimetro; tuttavia l'errore può essere ritenuto irrilevante ai fini dello studio del comportamento nei confronti dell'azione sismica. Il rilievo geometrico è stato quindi restituito e quotato in scala 1:100 ed è interamente illustrato nelle tavole in Allegato; nelle pagine qui di seguito è riportato un sunto schematico al fine di descrivere l'edificio nel complesso. Questo ha una forma non del tutto regolare, in quanto presenta spesso angoli e inclinazioni differenti; a tal fine le piante sono state suddivise allo scopo di rendere più chiara la loro consultazione e la distribuzione degli ambienti interni.

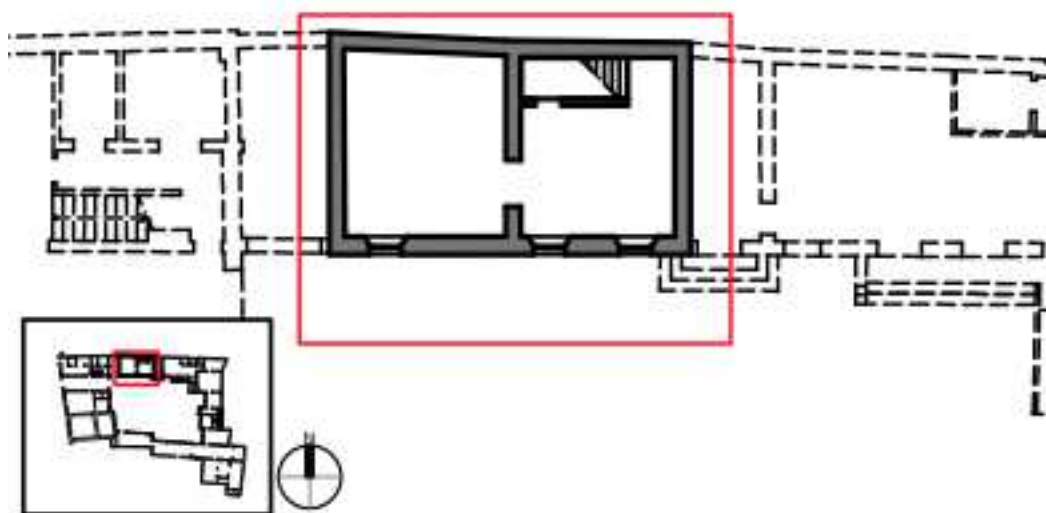


Fig. 3.1. Pianta Piano Interrato

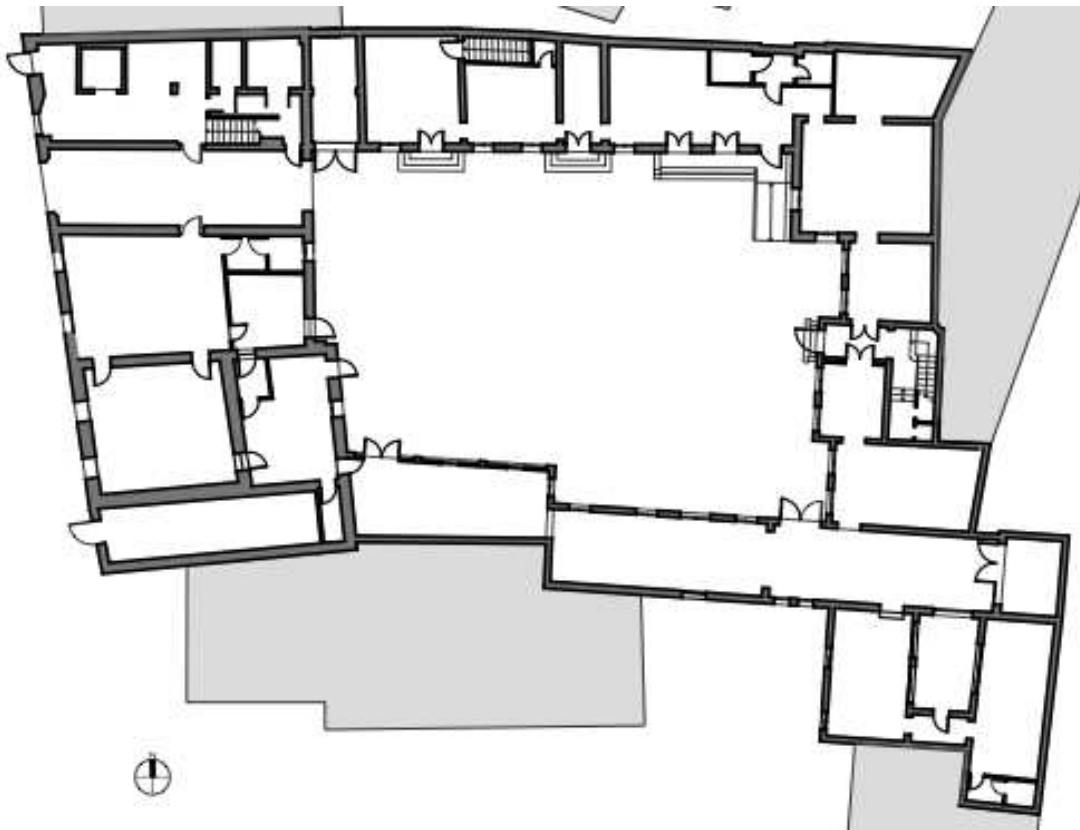


Fig. 3.2. Pianta Piano Terra

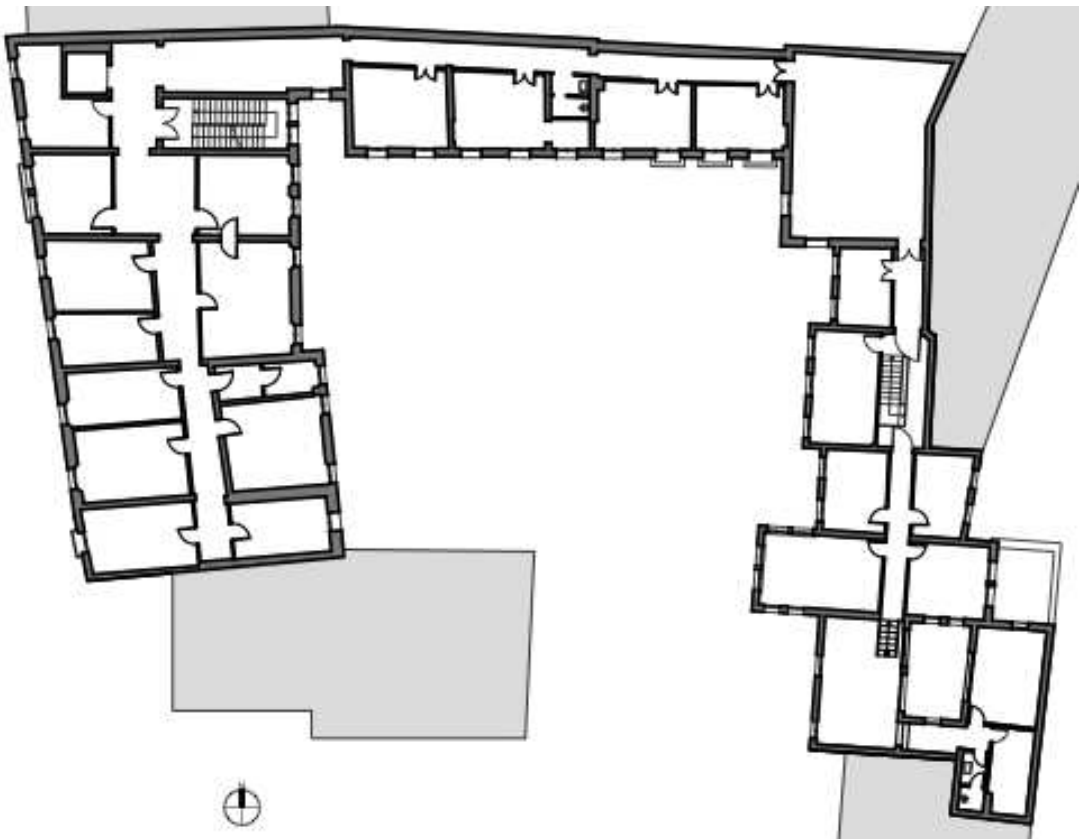


Fig. 3.3. Pianta Piano Primo

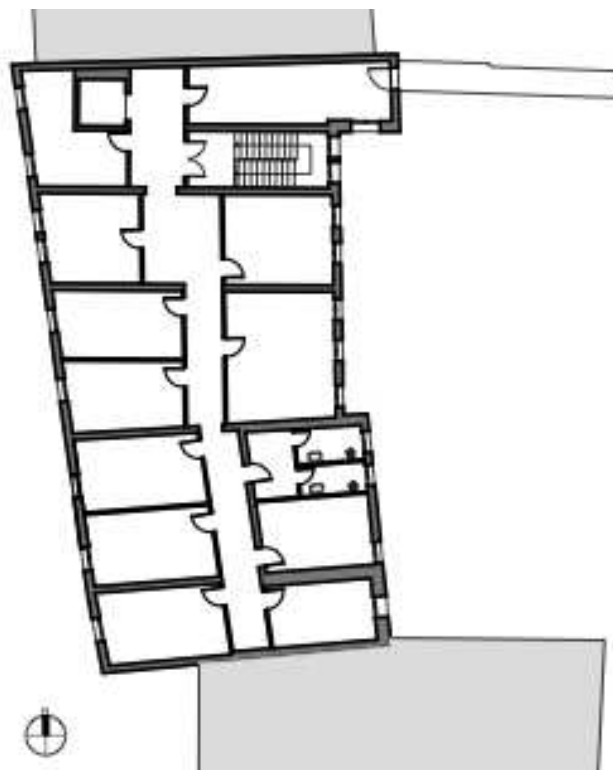


Fig. 3.4. Pianta Piano Secondo

L'edificio si sviluppa su tre livelli nel corpo Ovest, prospiciente su via del Santo, su due livelli nei corpi Nord ed Est, confinanti rispettivamente con abitazioni private e con il Museo di Storia della Medicina e della Salute ed infine un livello nel corpo Sud, posto anch'esso a confine con un edificio adibito a private abitazioni. In elevazione i corpi di fabbrica presentano una certa regolarità nelle aperture, come si può evincere dai prospetti presentati qui di seguito.

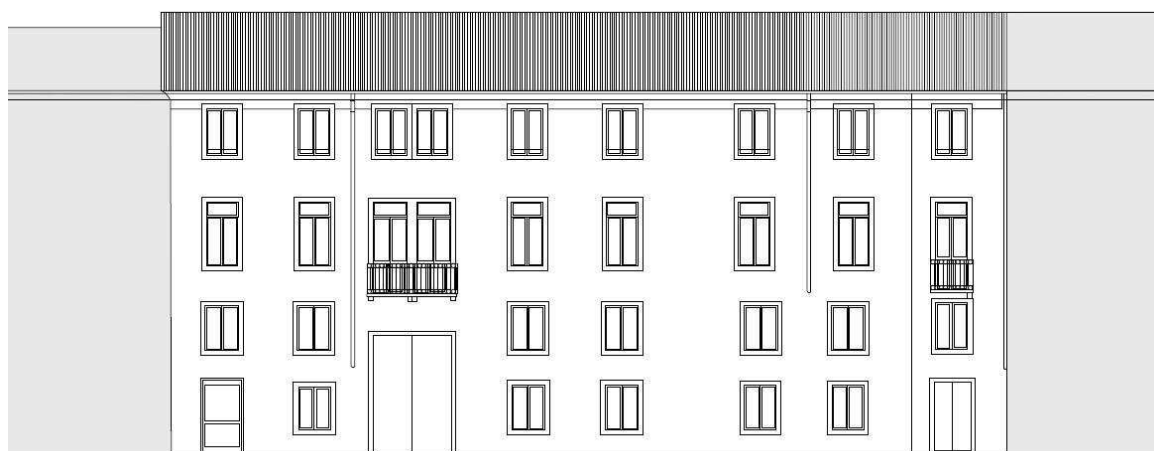


Fig. 3.5. Prospetto principale su via del Santo

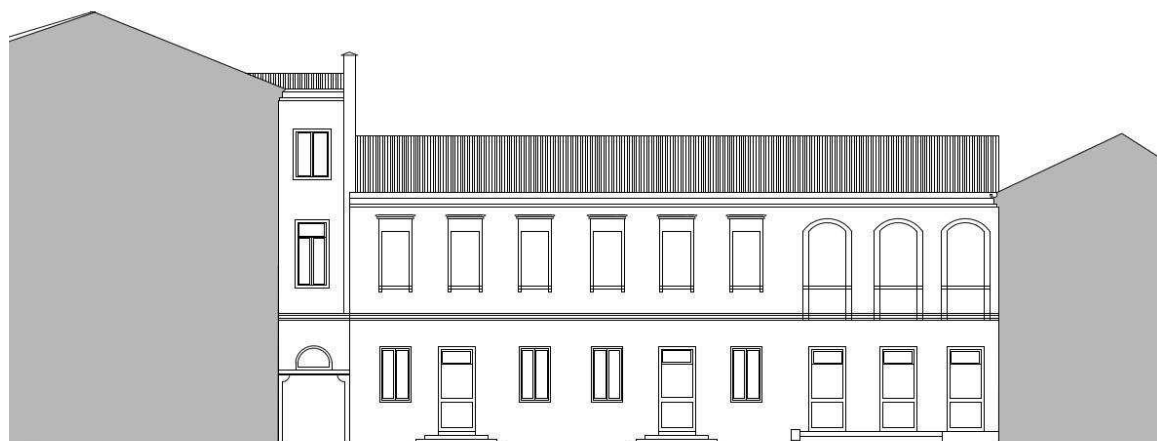


Fig. 3.6. Prospetto interno lato Nord



Fig. 3.7. Prospetto interno lato Est



Fig. 3.8. Prospetto interno lato Sud

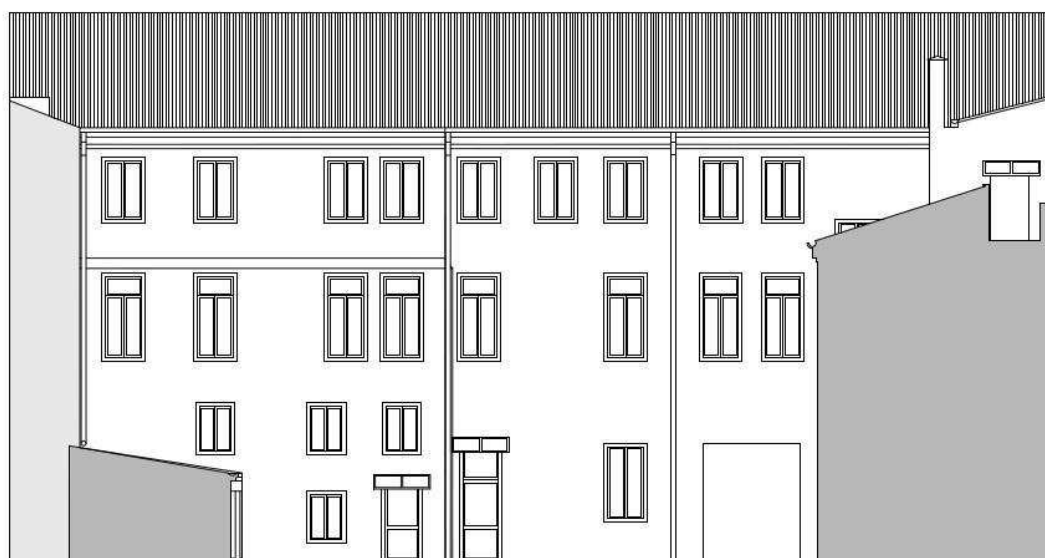


Fig. 3.9. Prospetto interno lato Ovest

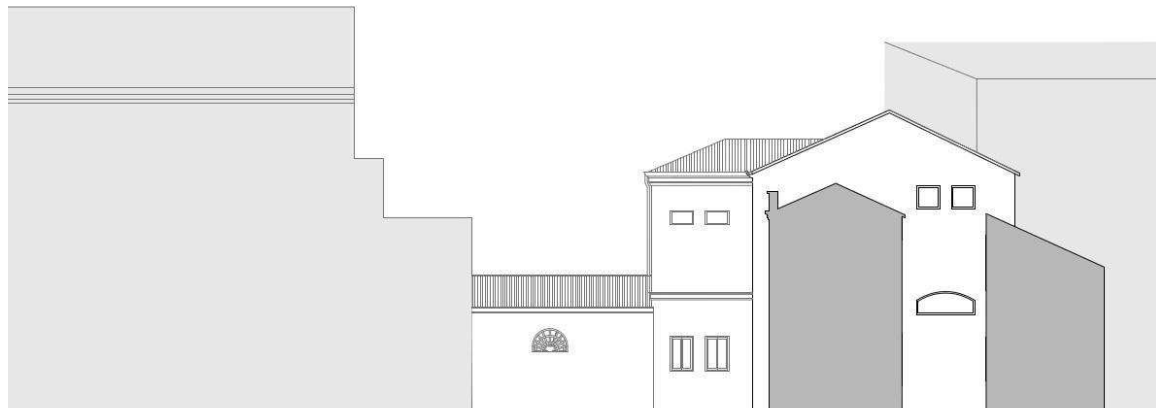


Fig. 3.10. Prospetto-sezione cortile interno lato Ovest

La struttura portante dell'edificio è in muratura ed è costituita da laterizi in mattoni pieni, dallo spessore tuttavia variabile e decrescente man mano che si va in elevazione; non si hanno informazioni riguardo la tessitura muraria. Non è stato altrettanto possibile individuare il tipo e le dimensioni delle strutture di fondazione, a causa della mancanza di informazioni a riguardo e dell'impossibilità di poter effettuare dei sondaggi a tal fine.

L'ingresso dalla strada al fabbricato avviene per mezzo di un androne, che conduce anche al cortile interno; le scale di accesso ai vari piani sono esclusivamente in calcestruzzo, mentre il vano ascensore è stato realizzato successivamente, durante gli ultimi interventi di recupero.

Per quanto riguarda gli orizzontamenti, a piano terra sono per la maggior parte in legno, ad eccezione di alcune porzioni del corpo Nord, che sono in laterocemento "a voltine", e di alcune stanze del corpo Est, sempre in laterocemento. La copertura del corpo Sud, ad un piano, è in capriate in legno e, per una parte, in laterocemento. A piano primo i solai del corpo Ovest sono in legno, mentre la copertura del corpo Nord e del corpo Est è spiovente in legno, fatta eccezione per una porzione in angolo a confine con il Museo di Storia della Medicina e della Salute, che è costituita da capriate lignee. Infine la copertura del secondo piano del corpo Ovest è costituita da spioventi in legno.

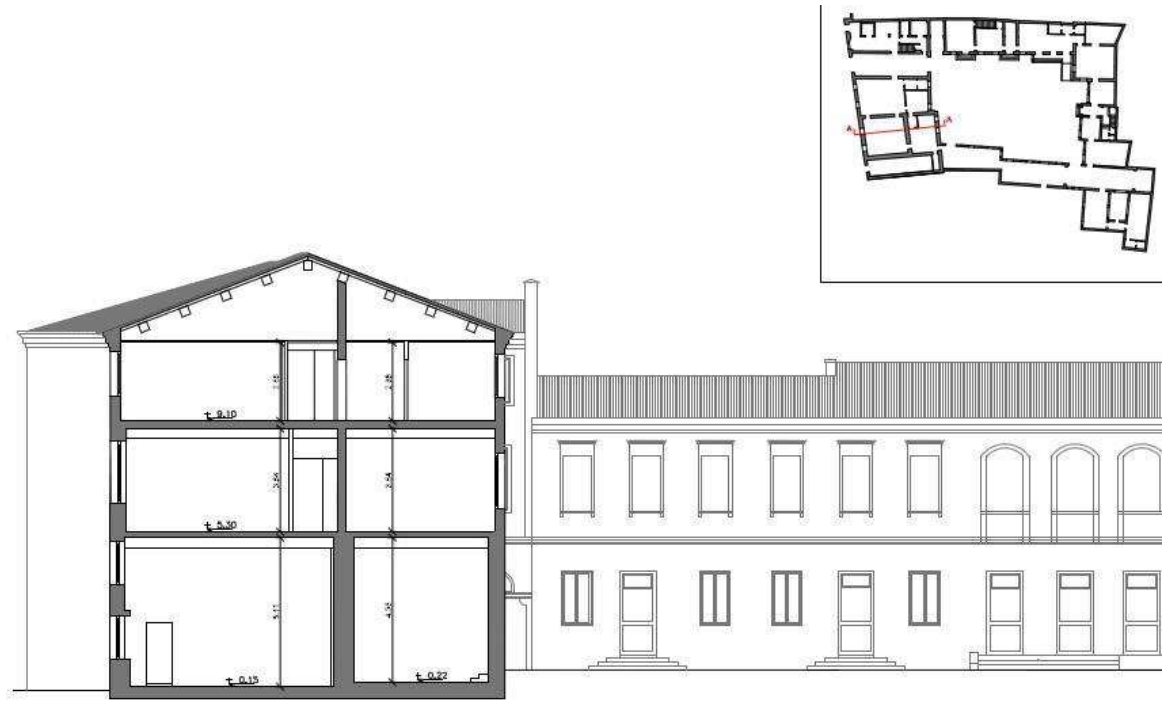


Fig. 3.11. Sezione A - A'



Fig. 3.12. Sezione B - B'



Fig. 3.13. Sezione C – C'

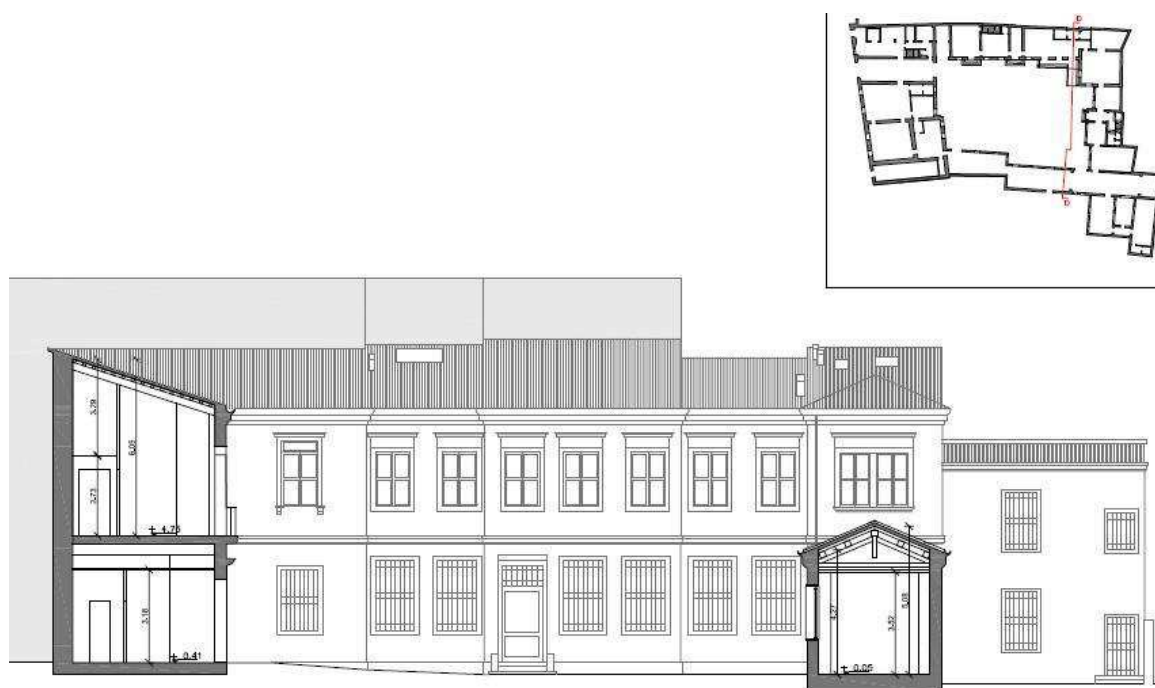


Fig. 3.14. Sezione D – D'

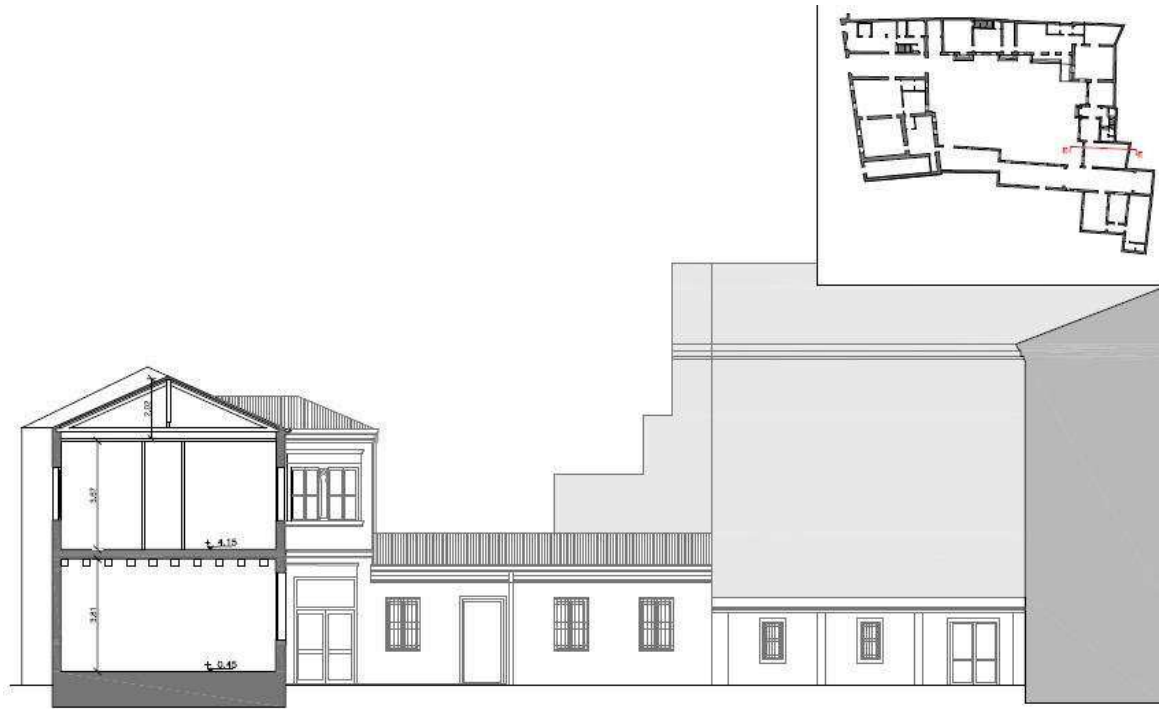
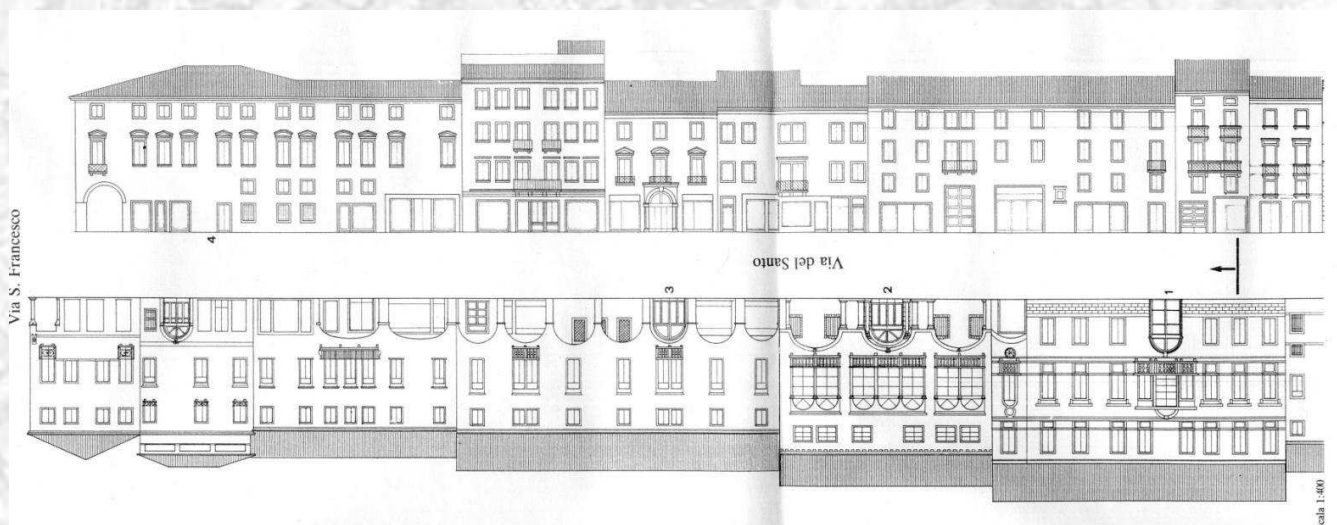


Fig. 3.15. Sezione E - E'



Fig. 3.16. Sezione F - F'

CAPITOLO 4:
RILIEVO STRUTTURALE



4.RILIEVO STRUTTURALE

4.1 Rilievo orizzontamenti

All'interno del processo di conoscenza del manufatto, durante i sopralluoghi effettuati si è osservato la reale configurazione strutturale dell'edificio.

Per fare questo dove è stato possibile si è proceduto con la rimozione degli elementi di controsoffittatura presenti praticamente nella quasi totalità degli ambienti e si è realizzata una documentazione fotografica grazie alla quale si è riusciti a carpire la direzione dell'orditura degli orizzontamenti e la loro composizione.

Da questo è stato capito quale fosse la condizione di carico delle varie pareti portanti, cosa importante anche per la successiva analisi dei possibili meccanismi di collasso.

Gli orizzontamenti rilevati risultano di diverse tipologie, sia per quanto riguarda i solai intermedi che per le coperture dei vari blocchi.

Per i solai interpiano si sono ritrovate le seguenti tipologie:

- Solaio ligneo a singola orditura
- Solaio in latero-cemento
- Solaio lapideo
- Solaio a voltine in laterizio con elementi portanti in acciaio
- Solaio ligneo a singola orditura rinforzato con travatura in acciaio

Per le coperture si sono riscontrate invece le seguenti tipologie:

- Copertura lignea con orditura alla lombarda
- Copertura lignea con orditura alla piemontese
- Copertura lignea a capriate
- Copertura lapideo
- Copertura in latero-cemento

Per la realizzazione delle tavole nell'allegato 3 relative al rilievo strutturale si è utilizzata la seguente legenda (fig. 4.1):







LEGENDA			
	Solaio ligneo		Copertura lignea
	Solaio latero-cemento		Copertura latero-cemento
	Solaio voltine latero cemento-acciaio		Copertura capriate-lignee
	Solaio volta a botte lunettata		Forometria copertura
	Solaio lapideo		Elementi sostitutivi
	Forometria solaio		Trave acciaio
	Ordlitura solaio		Ordlitura copertura

Fig. 4.1. Legenda rilievo strutturale

Il primo orizzontamento, analizzato di seguito, mostra diverse tipologie di solaio; l'edificio è stato analizzato e porzioni per permettere una maggiore accuratezza.

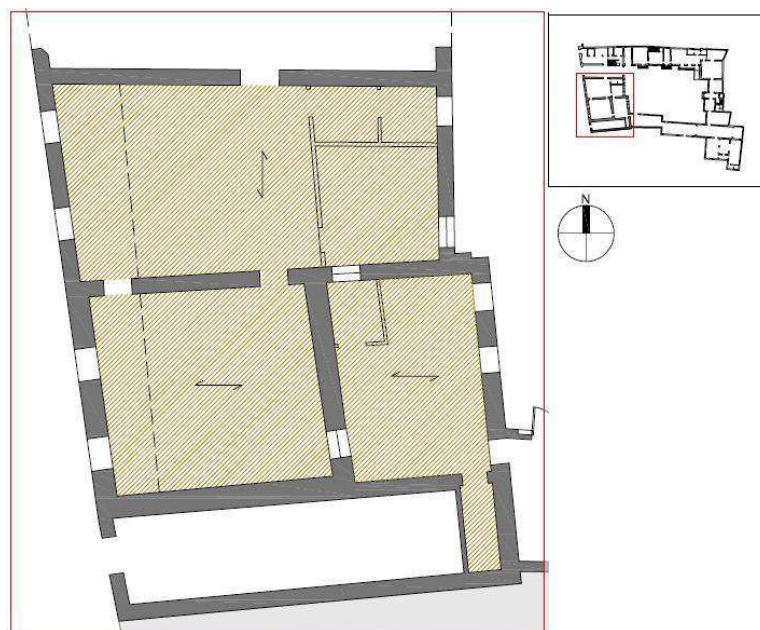


Fig. 4.2. Primo orizzontamento rilievo strutturale

Come si può vedere (fig. 4.2) questa porzione del corpo ovest presenta solaio realizzato da struttura lignea ad orditura singola, in questo caso ipotizzata, sulla base di quella presente in tutto il resto di questo corpo in esame, a causa dell'impossibilità di osservare al di sopra della controsoffittatura.

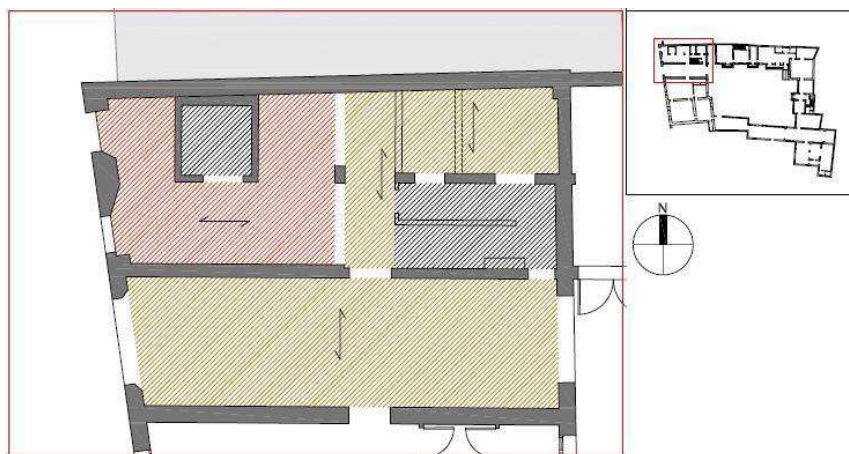


Fig. 4.3. Primo orizzontamento rilievo strutturale

Per questa seconda parte del primo orizzontamento del corpo ovest (fig. 4.3) si deve principalmente mettere in evidenza il rifacimento del solaio in corrispondenza del nuovo inserimento del vano ascensore, dove il precedente solaio ligneo è stato rimpiazzato da uno in latero-cemento, durante la ristrutturazione degli anni '90.

Per l'inserimento del nuovo elemento è poi anche stato sostituito un elemento in muratura portante in laterizio con un pilastro in c.a. (vedi tavole confronto giallo-rosso).

Di seguito le immagini (fig. dalla 4.4 alla 4.7) delle tavole strutturali reperite nell'archivio dell'ufficio tecnico dell'ateneo.

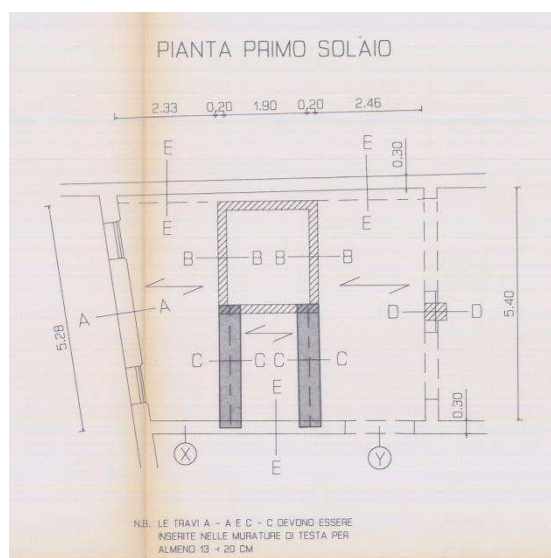


Fig. 4.4. Primo orizzontamento latero-cemento

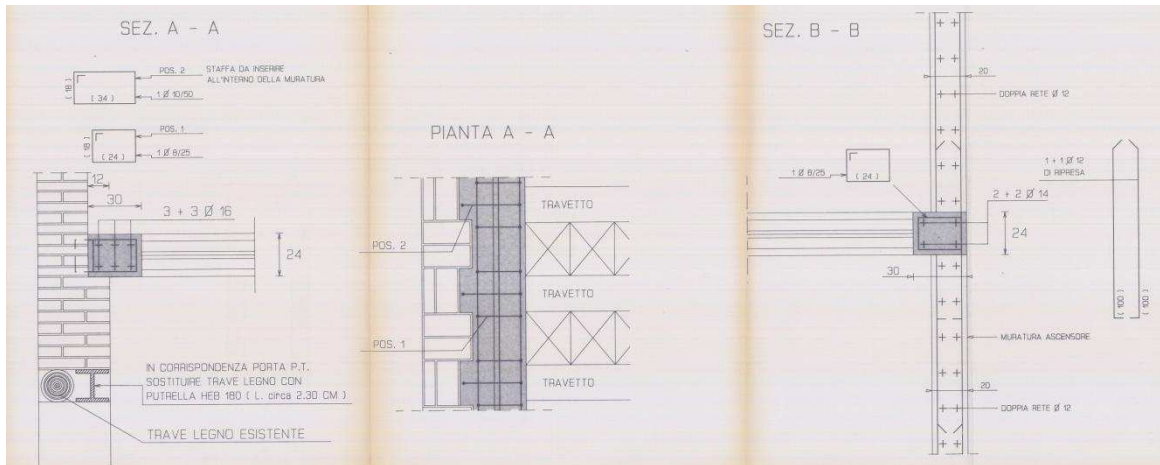


Fig. 4.5. Primo orizzontamento latero-cemento Sezioni

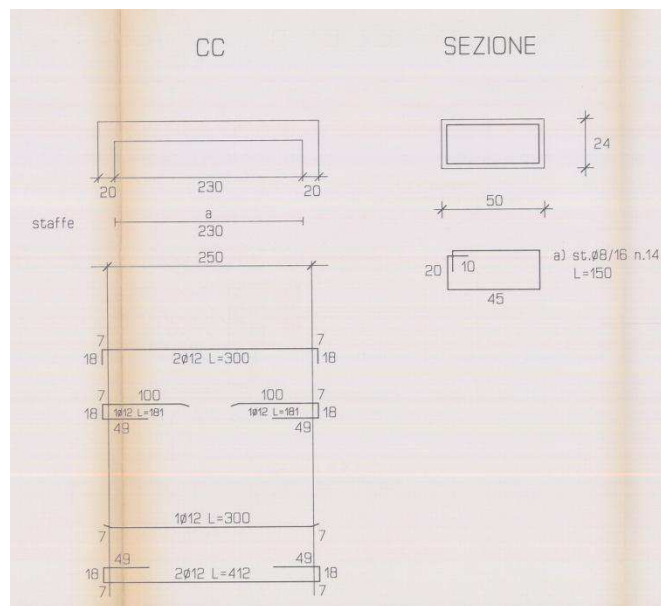


Fig. 4.6. Primo orizzontamento latero-cemento Sezioni

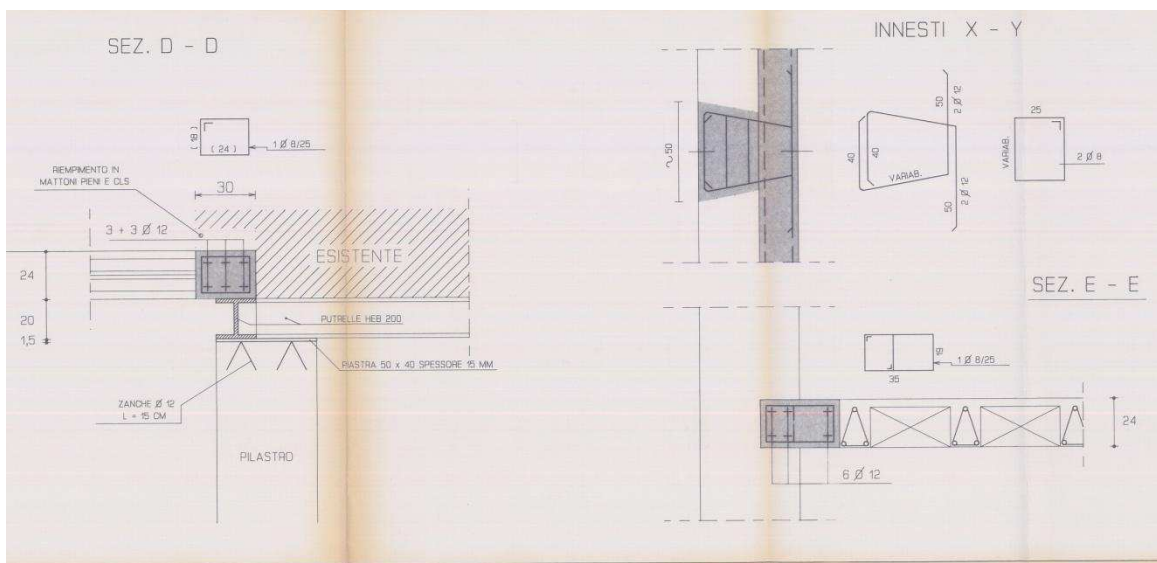


Fig. 4.7. Primo orizzontamento latero-cemento Sezioni

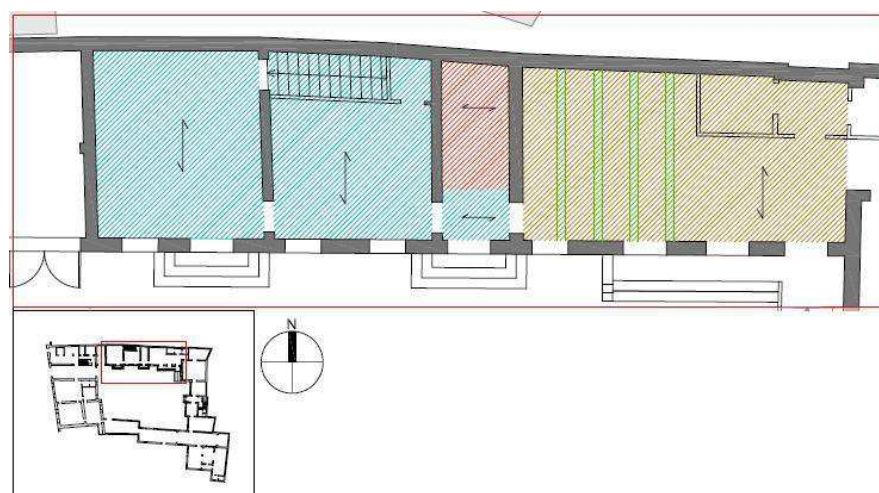


Fig. 4.8. Primo orizzontamento rilievo strutturale

Per il blocco nord il primo orizzontamento, come mostra l'immagine (fig 4.8), presenta varie tipologie, negli uffici più ad ovest la struttura probabilmente non originaria è formata da voltine in laterizio sostenute da elementi in acciaio (fig. 4.9). Nell'ambiente di interfaccia tra gli uffici e la reception il solaio risulta suddiviso in due parti una in continuità con quella con degli uffici precedenti e l'altra invece realizzata con struttura in latero-cemento. Infine l'ambiente di ingresso alla biblioteca (reception) l'originaria orditura lignea singola è stata rinforzata con una serie di travi in acciaio (fig. 4.10).



Fig. 4.9. Solaio voltine laterizio sostegni acciaio



Fig. 4.10. Solaio ligneo e rinforzo in acciaio

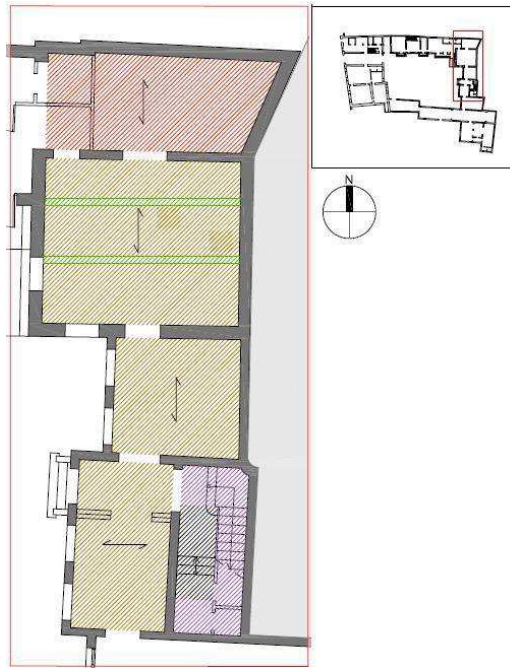


Fig. 4.11. Primo orizzontamento rilievo strutturale

Continuando poi nel corpo est (fig. 4.11) si può vedere come la porzione tra archivio e sala conferenze soprastante sia stata sostituita da una struttura in latero-cemento (fig. 4.12). Si ritorna invece all'originaria orditura lignea singola per gli ambienti successivi verso sud, solo nel primo si ritrova un rinforzo con travi in acciaio (fig. 4.13). A parte invece è da considerarsi il vano occupato dal vano scala il quale presenta per il ballatoio le stesse lastre di pietra utilizzate per la scala stessa (fig. 4.14).



Fig. 4.12. Primo orizzontamento rilievo strutturale



Fig. 4.13. Primo orizzontamento rilievo strutturale



Fig. 4.14. Primo orizzontamento rilievo strutturale

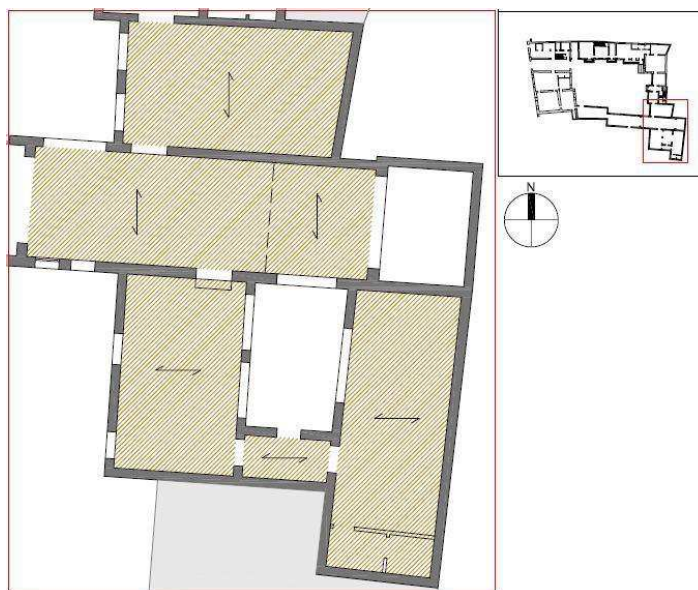


Fig. 4.15. Primo orizzontamento rilievo strutturale

Negli ambienti appartenenti alla zona di intersezione nell'angolo sud-est (fig. 4.1.15) si è potuto riscontrare una omogeneità nella struttura completamente realizzata da un orditura lignea singola (fig. 4.1.16), con la sola differenza delle differenti epoche degli elementi (fig. 4.1.17) negli ambienti probabilmente realizzati durante la ristrutturazione degli anni '90, nei lati ovest, sud e est del cortile interno.



Fig. 4.16. Primo orizzontamento rilievo strutturale



Fig. 4.17. Primo orizzontamento rilievo strutturale

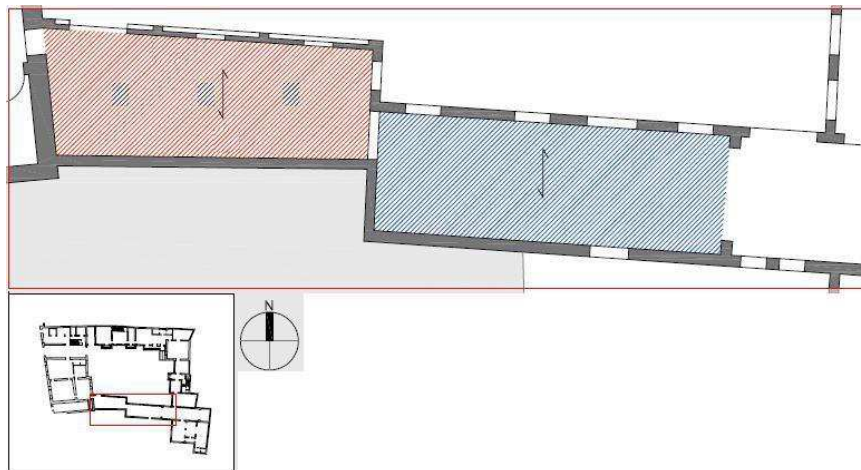


Fig. 4.18. Primo orizzontamento rilievo strutturale

Per concludere l'analisi del primo orizzontamento si continua con l'ultimo corpo che si sviluppa attorno al cortile centrale, quello sud (fig. 4.18).

Al contrario di quelli analizzati in precedenza questo presenta un solo piano fuori terra quindi, per questi due ambienti non si parlerà di orizzontamenti ma bensì di coperture. Si può ravvedere un numero di tipologia di copertura pari al numero di ambienti presenti nel blocco, infatti mentre quello più ad est presenta una copertura a capriate lignee, sormontata da un'orditura ala lombarda (fig. 4.19), il secondo più ad ovest, di successiva realizzazione è coperto da una struttura in latero-cemento (fig. 4.20).



Fig. 4.19. Copertura corpo sud rilievo strutturale



Fig. 4.20. Copertura corpo sud rilievo strutturale

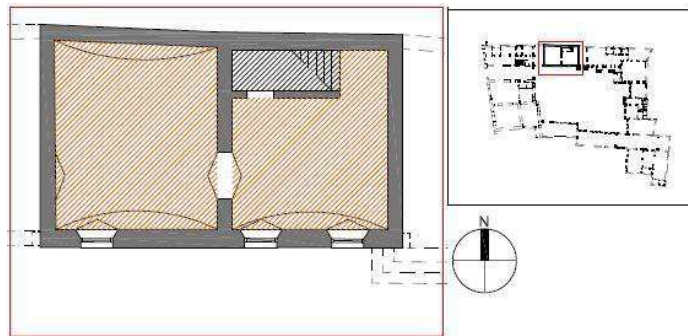


Fig. 4.21. Primo orizzontamento rilievo strutturale

Prima di passare all'analisi del secondo orizzontamento, si procede con il rilievo dell'unico ambiente interrato che abbiamo potuto visitare (fig. 4.21), ma che probabilmente non è il solo di tutto il complesso.

La struttura del solaio del piano terra in questo caso è differente da quelli precedentemente visti e cioè risulta costituita da volte a botte lunettate (fig. 4.22) in corrispondenza delle aperture verso l'esterno (fig. 4.23) e in corrispondenza di quella di collegamento tra i due ambienti.



Fig. 4.22. Copertura interrato rilievo strutturale



Fig. 4.23. Copertura interrato rilievo strutturale

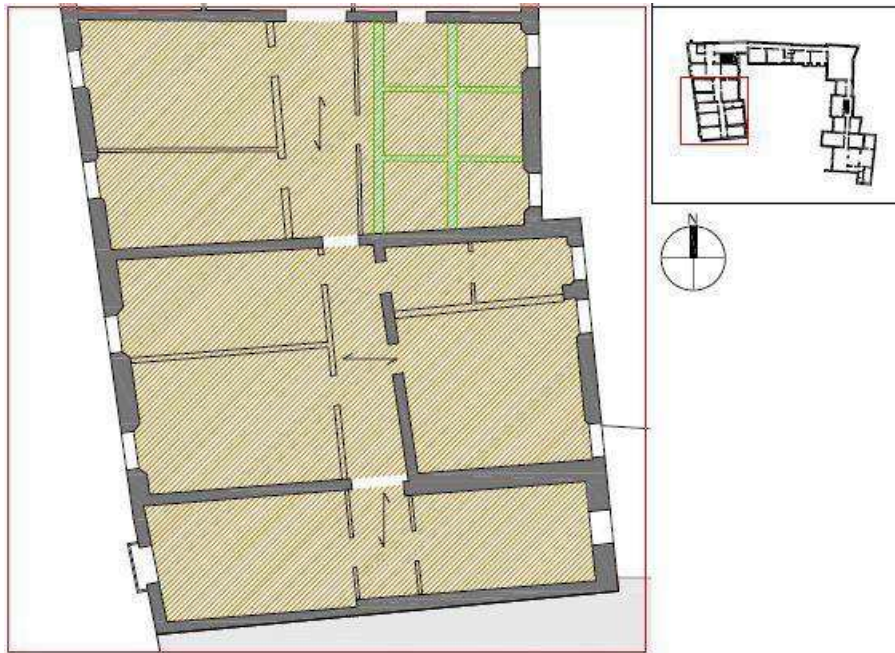


Fig. 4.24. Secondo orizzontamento rilievo strutturale

Passando al secondo orizzontamento e tornando al blocco ovest, come si è potuto vedere attraverso la rimozione dei pannelli di controsoffittatura, la struttura portante risulta formata da un'orditura lignea singola (fig. 4.25) in tutti gli ambienti di questa porzione. La direzione dell'orditura non è tutta concorde, si evidenzia un'inversione infatti nella parte centrale della parte considerata. Da notare il rinforzo con travi in acciaio (fig. 4.26) che è stato fatto nel solaio dell'ufficio dell'amministrazione.



Fig. 4.25. Secondo orizzontamento corpo ovest rilievo strutturale



Fig. 4.26. Secondo orizzontamento corpo ovest rilievo strutturale

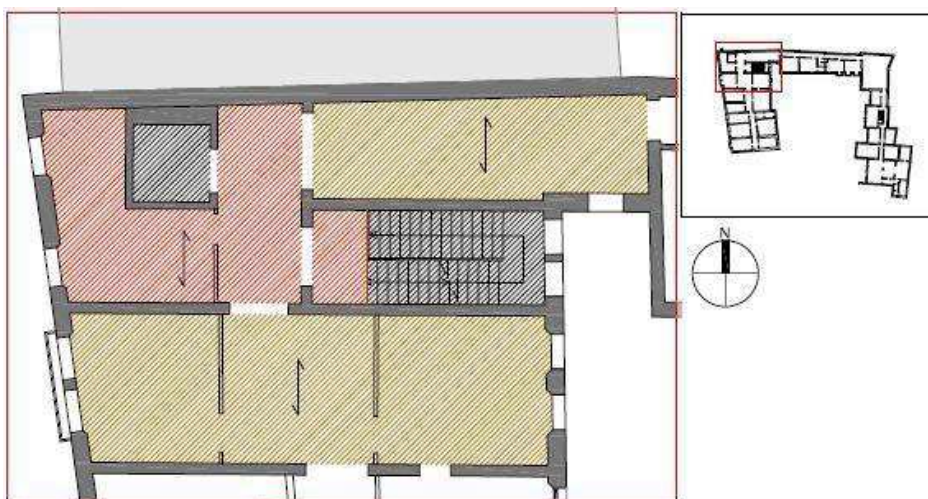


Fig. 4.27. Secondo orizzontamento rilievo strutturale

Per questa seconda parte del secondo orizzontamento del corpo ovest (fig.4.27) si deve principalmente mettere in evidenza il rifacimento del solaio in corrispondenza del nuovo inserimento del vano ascensore, dove il precedente solaio ligneo è stato rimpiazzato da uno in latero-cemento, durante la ristrutturazione degli anni '90.

Al contrario di quello realizzato al solaio sottostante, è stato in questo caso invertita la direzione dell'orditura e di conseguenza le travi inserite (fig. 4.28) presentano direzione ortogonale rispetto a quelle sottostanti.

Negli altri ambienti della porzione si ripresenta una struttura lignea con orditura singola coperta da un precedente controsoffitto in canneto (fig. 4.29).



Fig. 4.28. Secondo orizzontamento trave in porzione di latero-cemento



Fig. 4.29. Secondo orizzontamento Orditura lignea

Di seguito le immagini (fig. dalla 4.30 alla 4.32) delle tavole strutturali reperite nell'archivio dell'ufficio tecnico dell'ateneo.

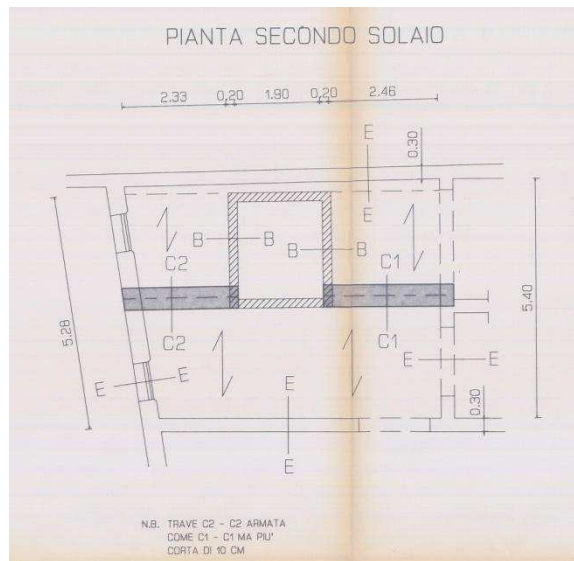


Fig. 4.30. Secondo orizzontamento latero-cemento

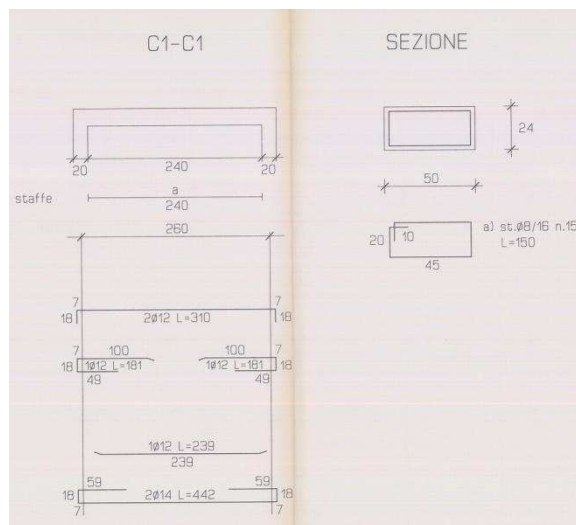


Fig. 4.31. Secondo orizzontamento latero-cemento Sezioni

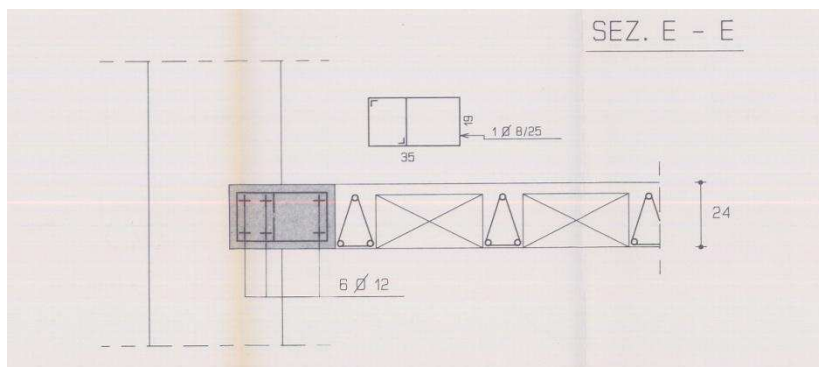


Fig. 4.32. Secondo orizzontamento latero-cemento Sezioni

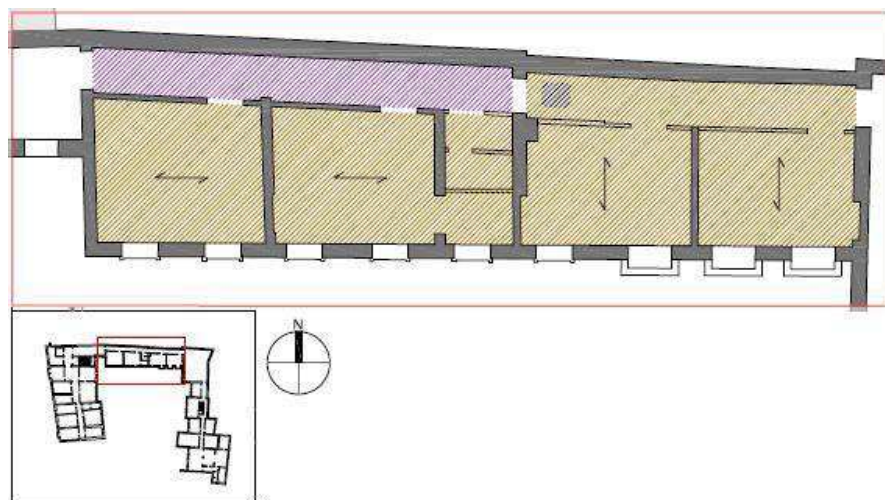


Fig. 4.33. Secondo orizzontamento rilievo strutturale

Continuando lungo il corpo nord, il quale presenta solo due livelli fuori terra, si può così analizzare la struttura della copertura, la quale per la quasi totalità degli ambienti risulta essere lignea con doppia orditura (fig.4.33). Come si può notare la direzione d'orditura si inverte nella parte più ad est del corpo passando da una tipologia alla lombarda ad una alla piemontese. Al di sopra delle travi lignee trovano posto delle tavelle in cotto (fig. 4.34). Unica differenza che si può riscontrare è la porzione di copertura al di sotto della terrazza soprastante, la quale per permettere la calpestabilità è stata realizzata con elementi lapidei poggianti su travi d'acciaio annegate nella muratura (fig. 4.35).



Fig. 4.34. Copertura blocco nord



Fig. 4.35. Copertura blocco nord

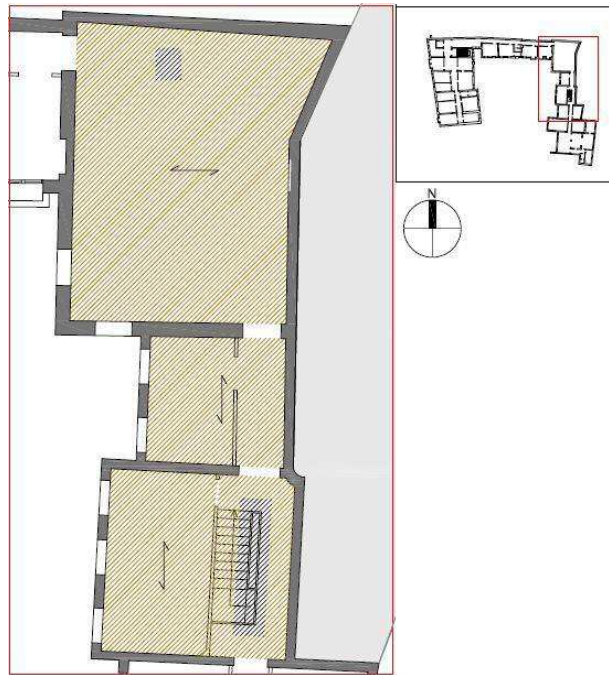


Fig. 4.36. Secondo orizzontamento rilievo strutturale

Per quanto riguarda la porzione più a nord del corpo est (fig.4.36), anch'esso costituito solo da due piani fuori terra, la copertura risulta essere in continuità con l'ala precedente, costituita da orditura lignea doppia su cui poggiano delle tavelle in laterizio (fig. 4.37). Al contrario degli uffici del blocco precedente però in questo caso la struttura risulta a vista solo nella sala conferenze, mentre nei locali ad uso ufficio risulta essere coperta da una controsoffittatura in cartongesso.

Da notare i numerosi interventi fatti sulla trave di colmo della copertura nella sala conferenze, la quale è stata aumentata di sezione con l'inserimento di una trave aggiuntiva e vari cunei lignei fissati insieme da cuciture metalliche (fig. 4.38).



Fig. 4.37. Copertura blocco est



Fig. 4.38. Copertura blocco est

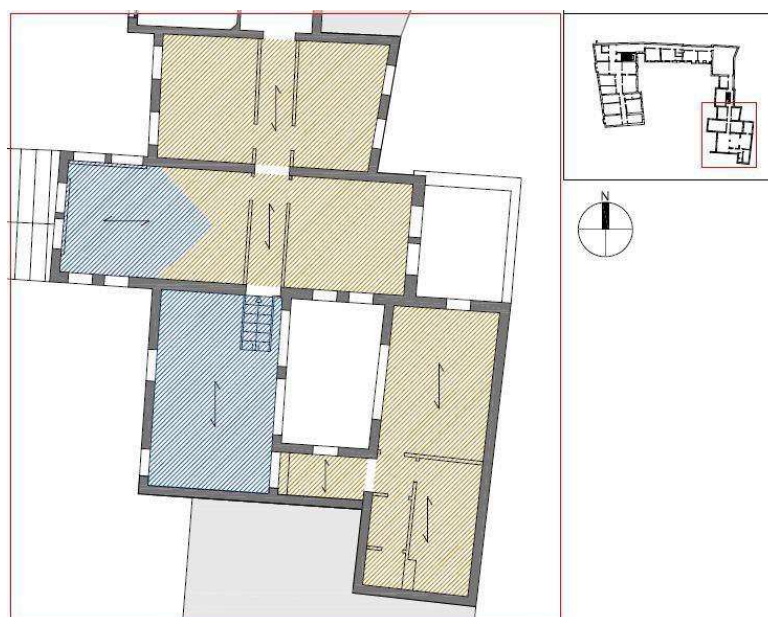


Fig. 4.39. Secondo orizzontamento rilievo strutturale

Per concludere la copertura del primo piano del blocco est (fig.4.39), si procede osservando la medesima copertura degli ambienti precedenti, orditura lignea doppia, in questo caso però disposta su due falde (fig. 4.40). Oltre a questa tipologia é stato rilevata in questa zona anche, in due ambienti, una copertura a capriate lignee, da notare per quella sopra la parte più aggettante del prospetto est l'interfaccia con la posteriore copertura a due falde con doppia orditura lignea (fig. 4.41).

Negli ambienti a sud ed est del piccolo cortile si ritrova una copertura di nuova realizzazione probabilmente risalente alla ristrutturazione degli anni '90.



Fig. 4.40. Copertura blocco est



Fig. 4.41. Copertura blocco est

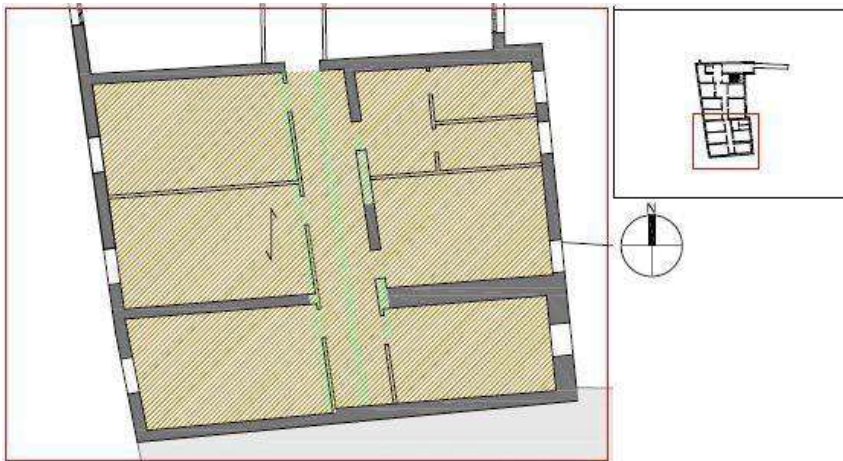


Fig. 4.42. Terzo orizzontamento rilievo strutturale

Passando al secondo piano, presente solo nel blocco ovest di facciata (fig. 4.42), è stato possibile osservare la struttura della copertura. Nella porzione più a sud, ora presa in esame, grazie allo spostamento del controsoffitto si è potuto vedere come la struttura sia costituita da una doppia orditura lignea su cui insistono delle tavelle in cotto (fig. 4.43). Come si nota dall'immagine sono presenti degli elementi nuovi, due travi poste al di sotto di quelle esistenti (fig. 4.43) e due muri in laterizio forato che si impostano al di sopra di quello portante sottostante ed hanno il compito di sostenere anch'essi una trave originaria (fig. 4.44).



Fig. 4.1.43. Copertura blocco est



Fig. 4.1.44. Copertura blocco est



Fig. 4.45. Terzo orizzontamento rilievo strutturale

Concludendo l'analisi degli orizzontamenti presenti, si è analizzata l'ultima porzione del corpo ovest (fig. 4.45), dove si è riscontrata la stessa tipologia di copertura che si è trovata nella maggior parte degli ambienti, orditura lignea doppia su cui si impostano delle tavelle in cotto (fig. 4.46).

Non si ravvisano in questa parte elementi portanti nuovi, solo ed esclusivamente la presenza in due zone di tavelle sostituite (fig. 4.46).

Da notare invece la presenza di aperture sulla parete portante di spina, le quali sono oggi utilizzate per il passaggio impiantistico (fig. 4.47).



Fig. 4.46. Copertura blocco est



Fig. 4.47. Copertura blocco est

4.2 Rilievo elementi resistenti verticali

Gli elementi verticali portanti che sono stati osservati in particolare nella porzione nascosta dalla controsoffittatura, nella quale la mancanza di intonaco ha permesso l'osservazione della sua reale composizione. È stato ipotizzato che sia tutta uguale per la sezione da terra a cielo, con la sola variazione dello spessore. Le pareti così osservate risultano formate da elementi resistenti costituiti da mattoni di laterizio pieni che si trovano in un buono stato di conservazione, orizzontalità dei filari regolare e con giunti di malta coerente di spessore costante (fig. 4.48 e fig. 4.49).



Fig. 4.48. Muratura blocco



Fig. 4.49. Muratura blocco nord

L'osservazione della parete nel suo complesso poi è continuata con la valutazione della quantità e della distribuzione delle aperture che ne influenzano il comportamento meccanico. Di seguito le immagini relative ai vari prospetti con in evidenza la distribuzione delle aperture, seguite da quelle relative ai maschi

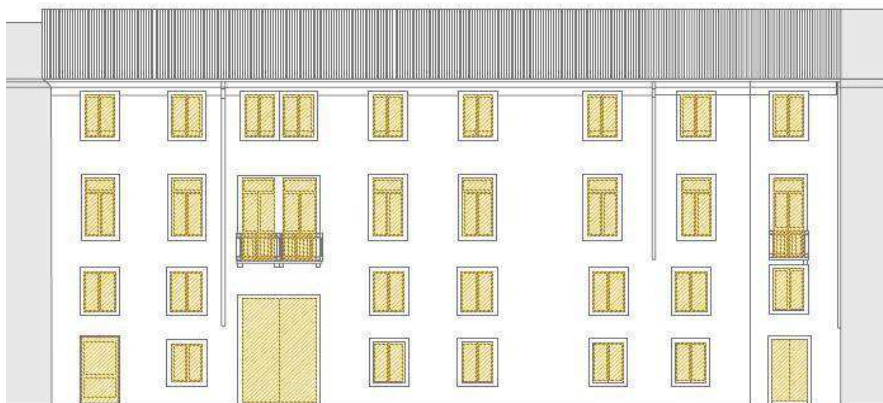
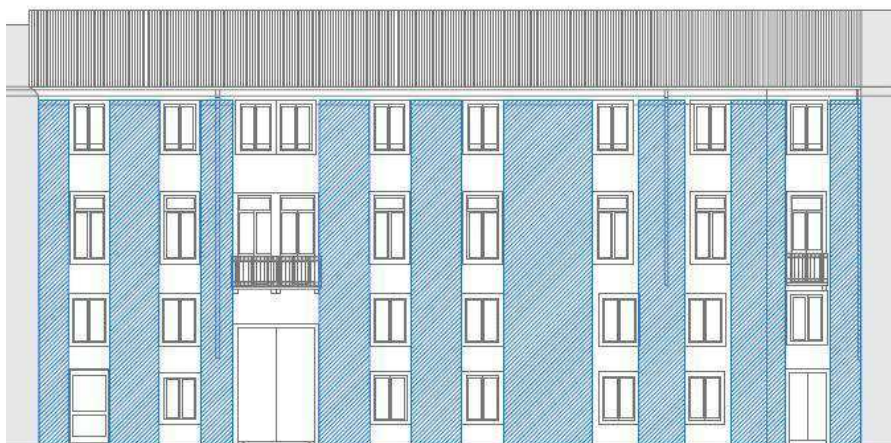


Fig. 4.50. distribuzione aperture prospetto corpo ovest



murari che si vengono ad formare.

Dalle immagini (fig. 4.50 e 4.51) si può notare come, nel prospetto del corpo ovest prospiciente via del Santo, la distribuzione regolare delle aperture genera una conseguente regolarità nella porzioni di muratura costituenti i maschi murari.

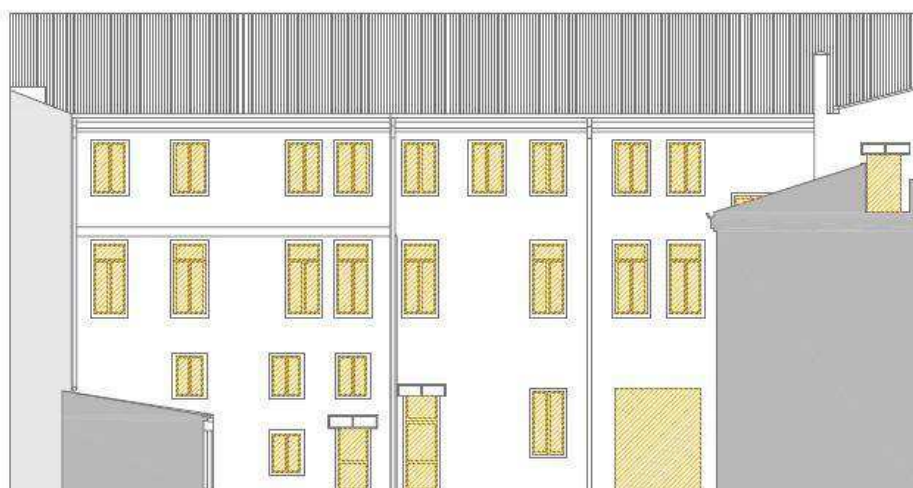


Fig. 4.52. distribuzione aperture prospetto corpo ovest verso cortile



Fig. 4.53. distribuzione maschi murari prospetto corpo ovest verso cortile

Dalle immagini (fig. 4.52 e 4.53) si può notare come, nel prospetto del corpo ovest verso il cortile, la distribuzione regolare delle aperture generi una conseguente regolarità nella porzioni di muratura costituenti i maschi murari, con la sola esclusione di due parti nelle quali la presenza di aperture non allineate genera una diminuzione dello spessore dei maschi.

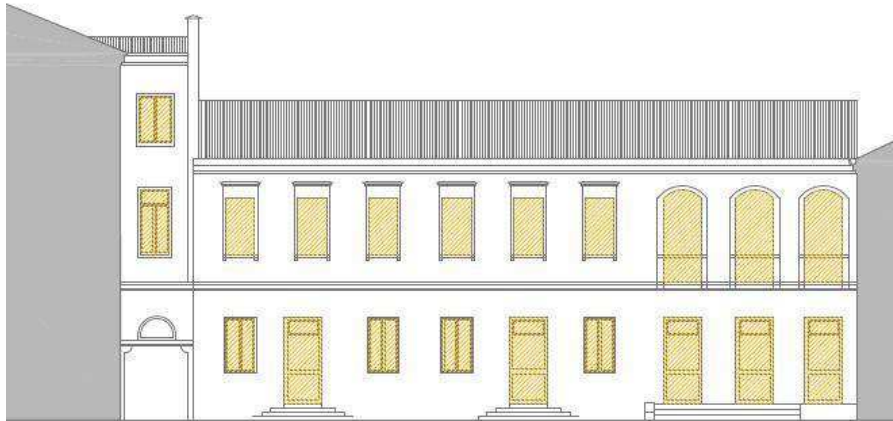


Fig. 4.54.distribuzione aperture prospetto corpo nord verso cortile



Fig. 4.55.distribuzione maschi murari prospetto corpo nord verso cortile

Dalle immagini (fig. 4.54 e 4.55) si può notare come, nel prospetto del corpo nord rivolto verso il cortile, la distribuzione regolare delle aperture generi una conseguente regolarità nella porzioni di muratura costituenti i maschi murari.



Fig. 4.56.distribuzione aperture prospetto corpo est verso cortile



Fig. 4.57.distribuzione maschi murari prospetto corpo est verso

Dalle immagini (fig. 4.2.56 e 4.2.57) si può notare come, nel prospetto del corpo est rivolto verso il cortile, la distribuzione regolare delle aperture generi una conseguente regolarità nella porzioni di muratura costituenti i maschi murari.



Fig. 4.58.distribuzione aperture prospetto corpo sud verso cortile



Fig. 4.59.distribuzione maschi murari prospetto corpo sud verso cortile

Dalle immagini (fig. 4.58 e 4.59) si può notare come, nel prospetto del corpo sud rivolto verso il cortile, la distribuzione regolare delle aperture generi una conseguente regolarità nella porzioni di muratura costituenti i maschi murari.

Nel caso di questo prospetto non si è presa in considerazione la porzione più ad ovest costituita da un ambiente realizzato non da muratura portante ma da pilastri e copertura in latero-cemento.

4.3 Valutazione dell'impatto degli impianti tecnologici

Al fine di compiere un'accurata e completa analisi dell'intero edificio si è proceduto a valutare anche l'impatto degli impianti tecnologici sugli elementi strutturali. Come precedentemente illustrato nella fase di analisi storica del manufatto, questo ha cambiato destinazione d'uso passando prima da abitazione ad uffici e poi da uffici a dipartimento universitario. Tali cambiamenti di destinazione d'uso unitamente all'evolversi delle normative igienico sanitarie ed impiantistiche nel corso degli anni, hanno reso necessari una serie di adeguamenti impiantistici. Alcuni locali tecnici sono posizionati in vani ricavati in prossimità del vano scala del blocco ovest del complesso (fig. 4.60), altri invece, tra i quali la centrale termica, trovano posto nella porzione esterna compresa tra il blocco ovest e quello nord (fig. 4.61). All'esterno del corpo ovest sempre verso il cortile interno poi trovano posto i gruppi refrigeratori (fig. 4.62). Il riscaldamento nei vari ambienti è garantito dalla presenza di radiatori nei vari ambienti del complesso.



Fig. 4.60. Locali tecnici



Fig. 4.61. Locali tecnici



Fig. 4.62. Gruppi refrigeratori

Per garantire la sicurezza in caso d'incendio e per rispettare le attuali norme in tale materia è stato realizzato un impianto antincendio costituito da idranti a muro collegati alla rete idrica del tipo UNI 45 (fig. 4.63) ed estintori (fig. 4.64).

Dalle indagini eseguite è da considerare in modo positivo la scelta adottata di realizzare i locali tecnologici all'esterno o al piano terra della costruzione preesistente. Tale scelta ha contribuito a non aggravare con ulteriori sollecitazioni quali carichi statici (peso proprio degli impianti e dei serbatoi) e dinamici (vibrazioni prodotte dagli impianti).

Sicuramente positive risultano le scelte sia di far passare le tubazioni all'interno del sottotetto (fig. 4.66), per quanto riguarda gli ultimi piani, che nell'intercapedine tra controsoffitto e solaio nei livelli sottostanti (fig.4.67). Questo ha permesso di apportare solo lievi modifiche alle strutture preesistenti, sia a quelle in elevazione, sia agli orizzontamenti, evitando quindi di ridurre notevolmente determinate sezioni resistenti e quindi compromettere l'integrità locale e globale della struttura.



Fig. 4.63. Idranti a muro



Fig. 4.64. Estintore a muro

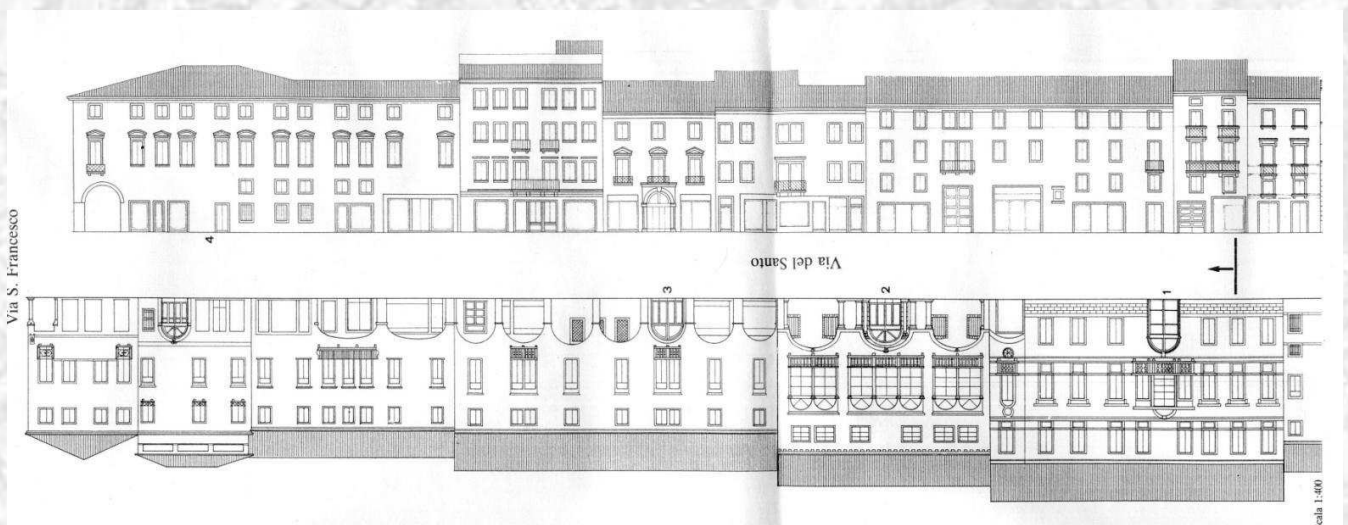


Fig. 4.65. Impianti sottotetto



Fig. 4.66. Impianti intercapedine solaio

**CAPITOLO 5:
RILIEVO CRITICO**



5. RILIEVO CRITICO

Il rilievo critico viene effettuato al fine di approfondire il quadro conoscitivo dell'edificio in esame. E' stato realizzato utilizzando come base di partenza la documentazione a disposizione riguardo gli interventi effettuati sul manufatto negli anni '70 e nel 1993.

Per il piano terra esiste un progetto del 1979 di ristrutturazione interna per uffici e stamperia universitaria; dalle tavole di confronto in Allegato si nota che le sistemazioni sono avvenute principalmente nel corpo Est, procedendo alla demolizione di alcune tramezzature interne, alla chiusura di alcune aperture originarie ed alla realizzazione di nuove.



Fig. 4.1. Tavola comparativa pianta piano terra – intervento del 1979

Al primo piano, con il progetto del 1977 di sistemazione ad ufficio tecnico, gli interventi sono stati minimi; le zone in cui si è intervenuti sono il vano scala del corpo Nord, con lo spostamento della porta di ingresso al piano e nell'angolo a

Nord-Est, con la costruzione di tramezzature divisorie e l'allargamento di alcune porte.

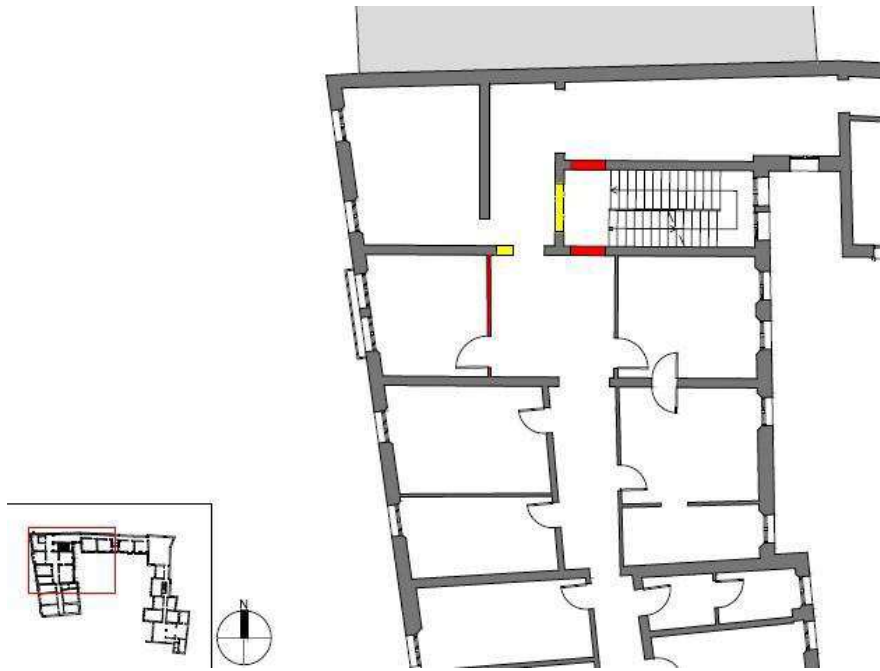


Fig. 4.2. Tavola comparativa pianta piano primo – intervento del 1977

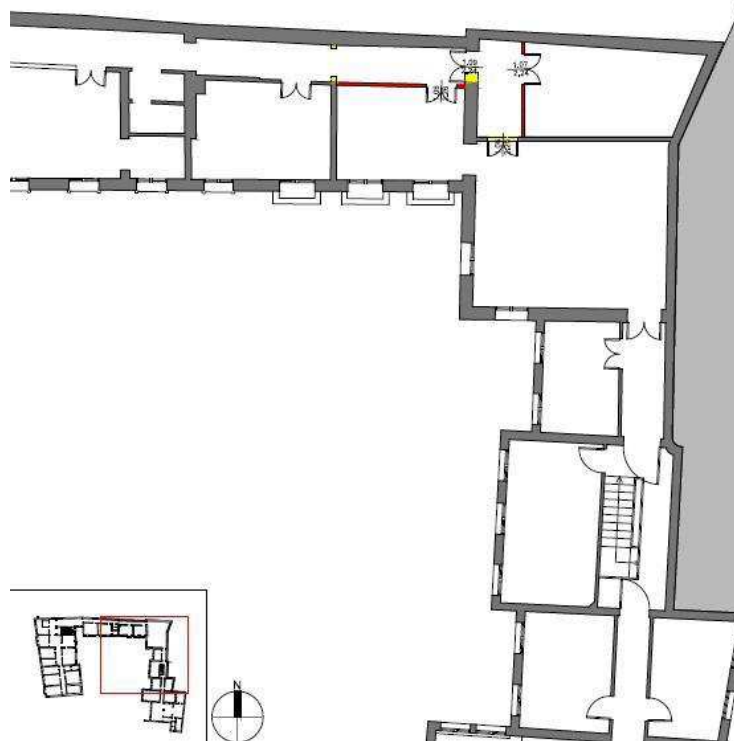


Fig. 4.3. Tavola comparativa pianta piano primo – intervento del 1977

L'intervento più grosso è stato fatto con il progetto del 1976 di sistemazione del piano secondo a uffici, in cui si è intervenuti radicalmente sulla disposizione delle tramezzature interne e su quella delle aperture.

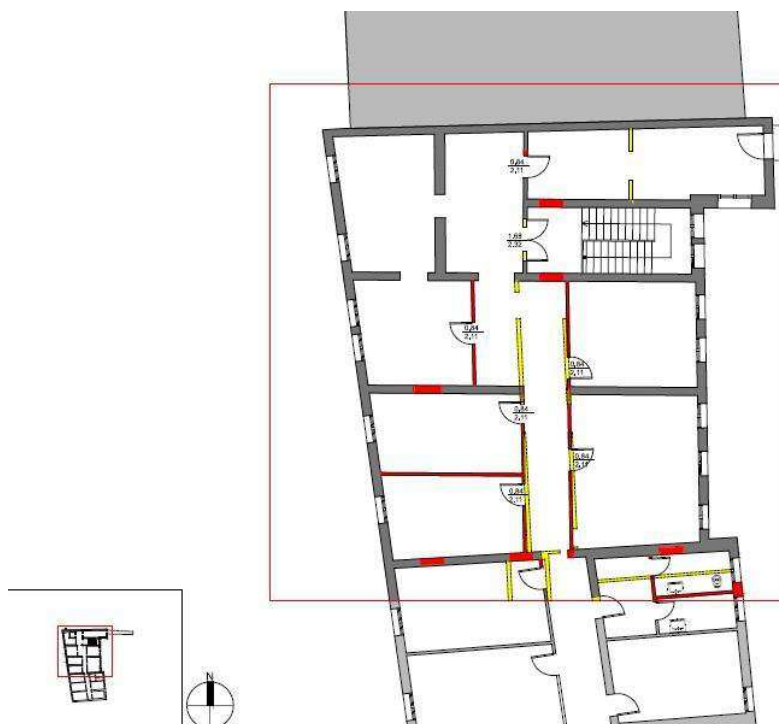


Fig. 4.4. Tavola comparativa pianta piano secondo – intervento del 1976

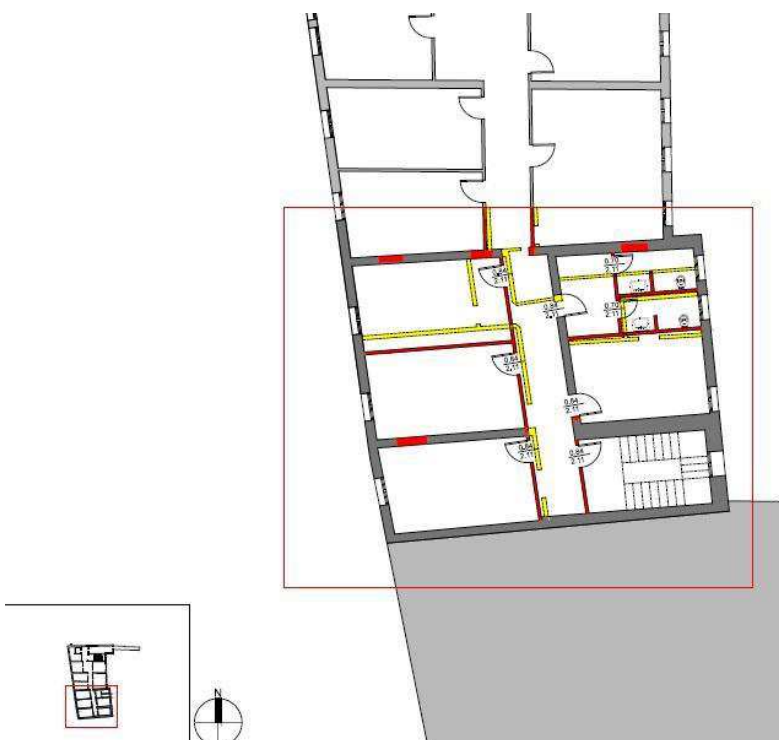


Fig. 4.5. Tavola comparativa pianta piano secondo – intervento del 1976

Con il progetto del 1993 gli interventi radicali sono stati effettuati principalmente al piano terra, con la demolizione del piano ammezzato, l'inserimento del vano ascensore e il cambio della disposizione della tramezzatura interna di alcuni vani.



Fig. 4.6. Tavola comparativa pianta piano terra – intervento del 1993

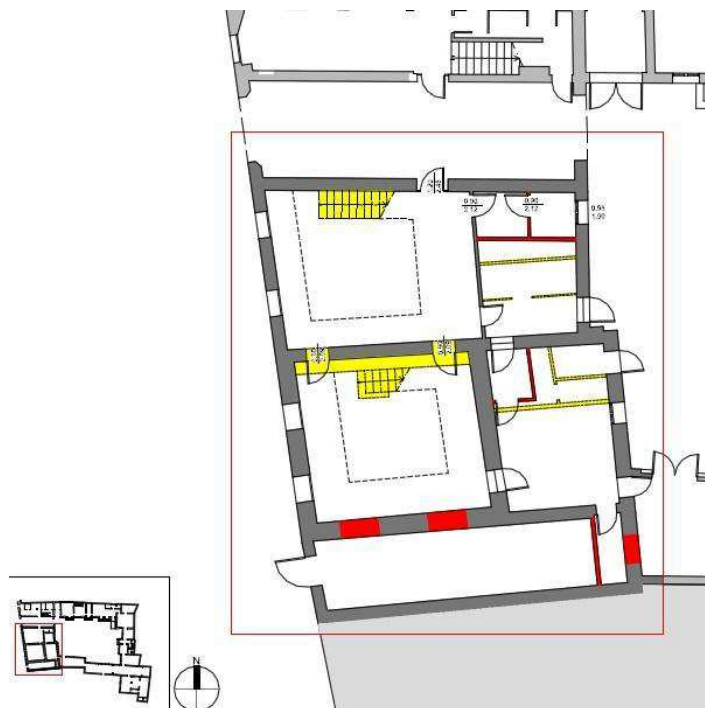


Fig. 4.7. Tavola comparativa pianta piano terra – intervento del 1993

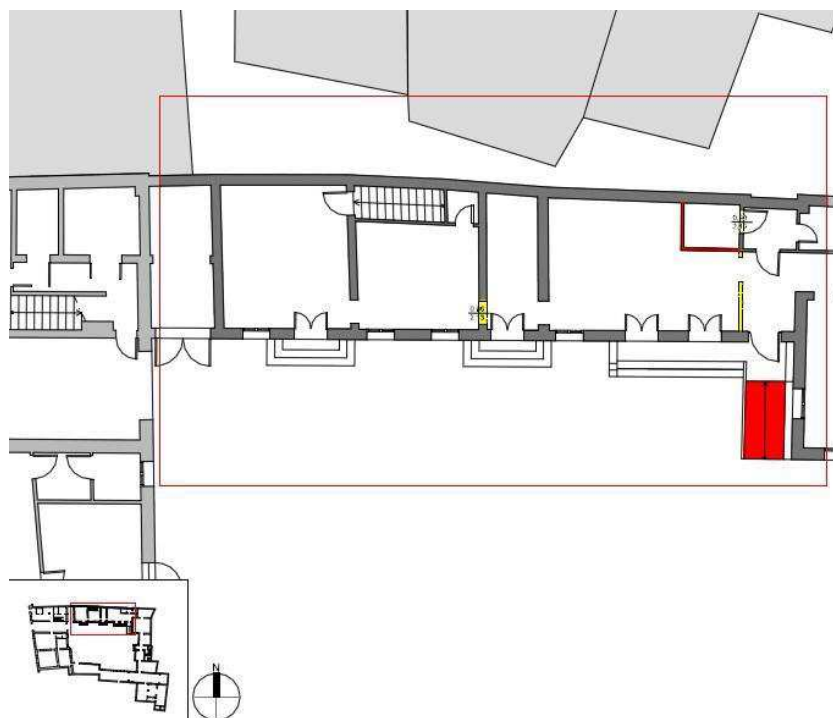


Fig. 4.8. Tavola comparativa pianta piano terra – intervento del 1993

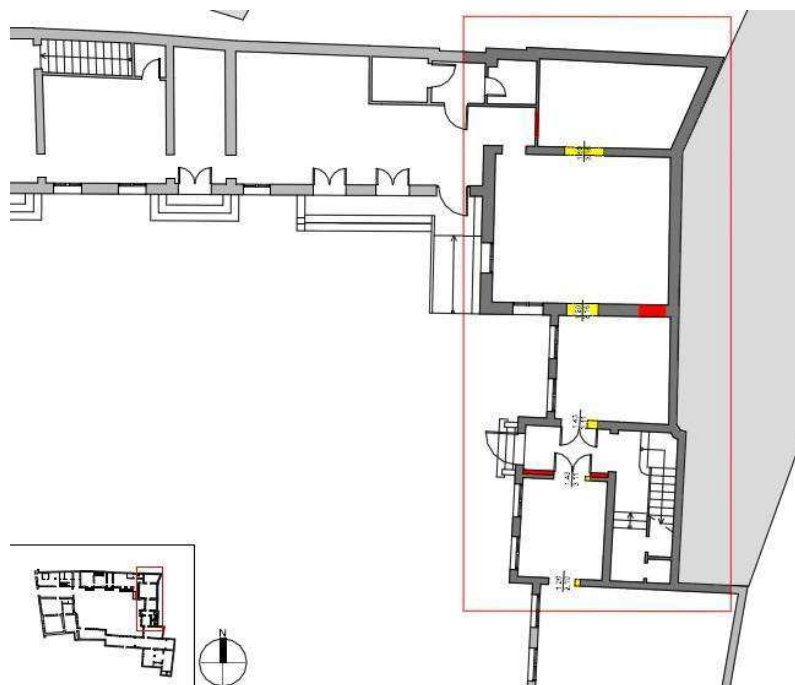


Fig. 4.9. Tavola comparativa pianta piano terra – intervento del 1993

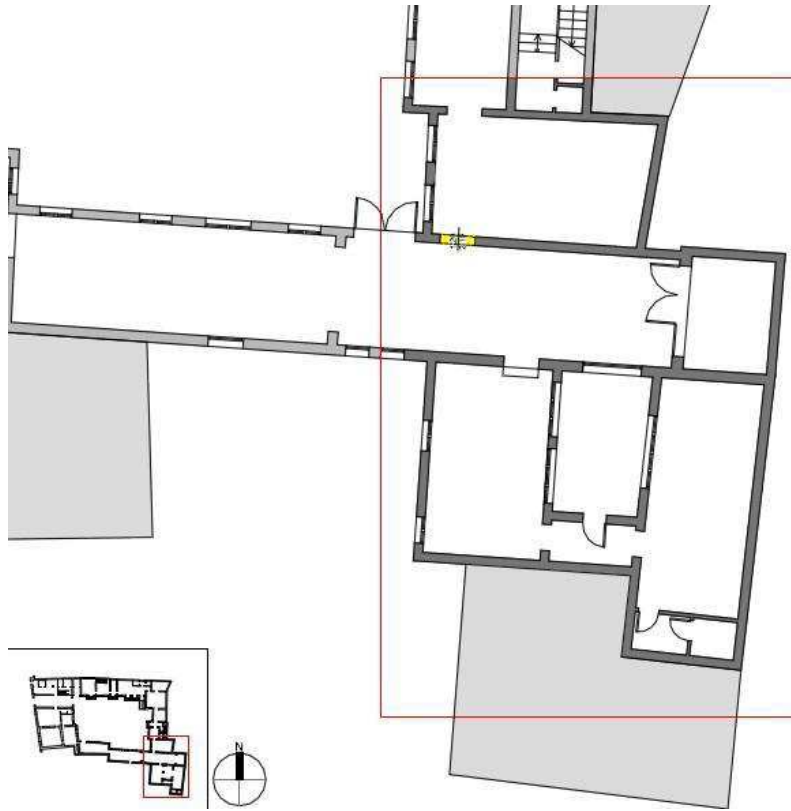


Fig. 4.10. Tavola comparativa pianta piano terra – intervento del 1993

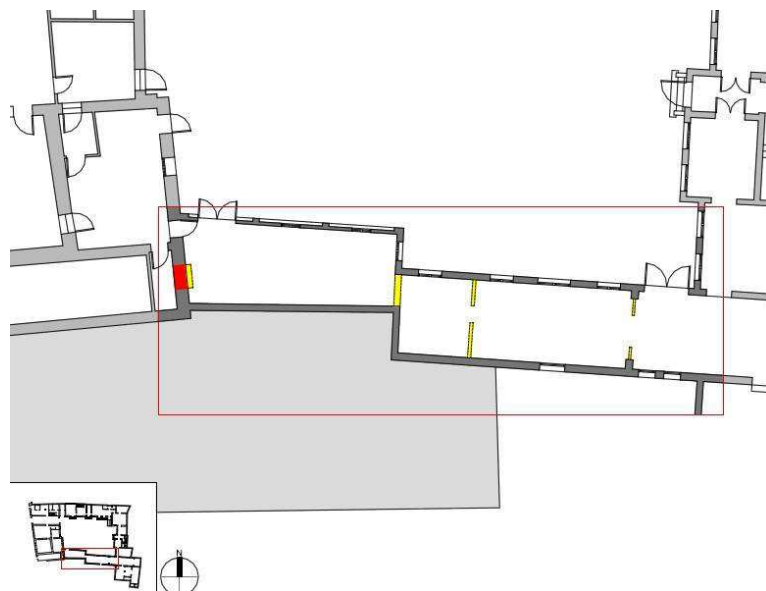


Fig. 4.11. Tavola comparativa pianta piano terra – intervento del 1993

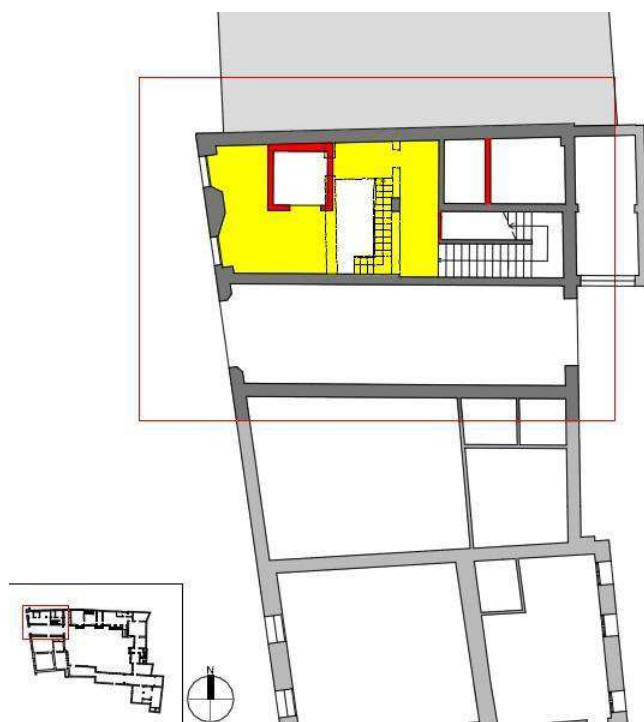


Fig. 4.12. Tavola comparativa pianta piano ammezzato – intervento del 1993

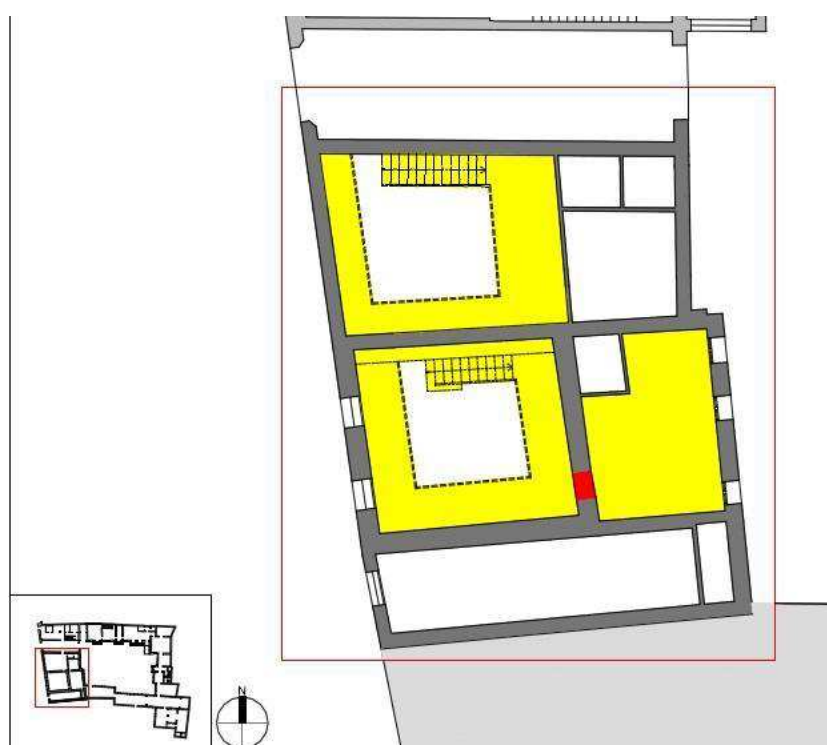


Fig. 4.13. Tavola comparativa pianta piano ammezzato – intervento del 1993

Ai piani primo e secondo gli interventi sono stati invece minimali, si è intervenuto con la prosecuzione del vano ascensore e la demolizione e nuova costruzione di alcune tramezzature interne.

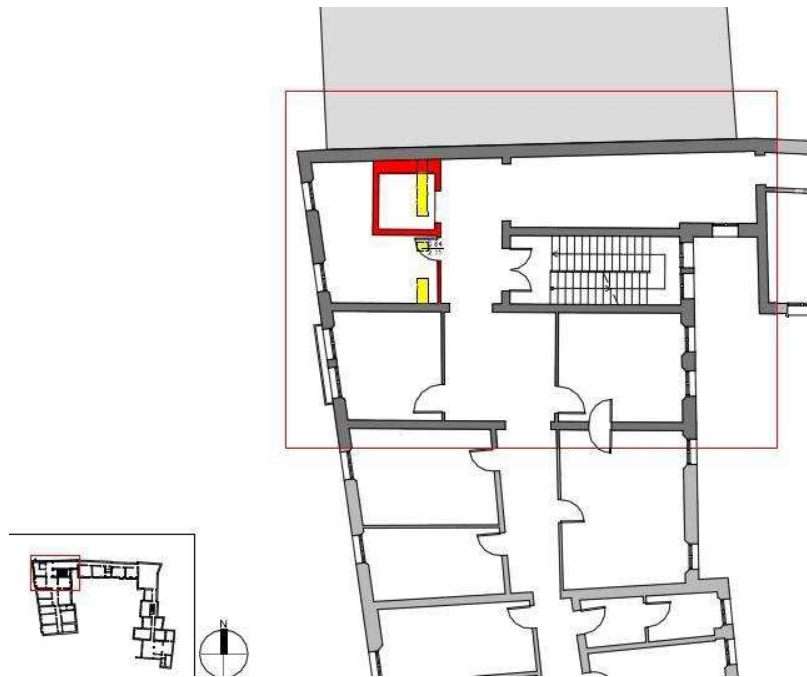


Fig. 4.14. Tavola comparativa pianta piano primo – intervento del 1993

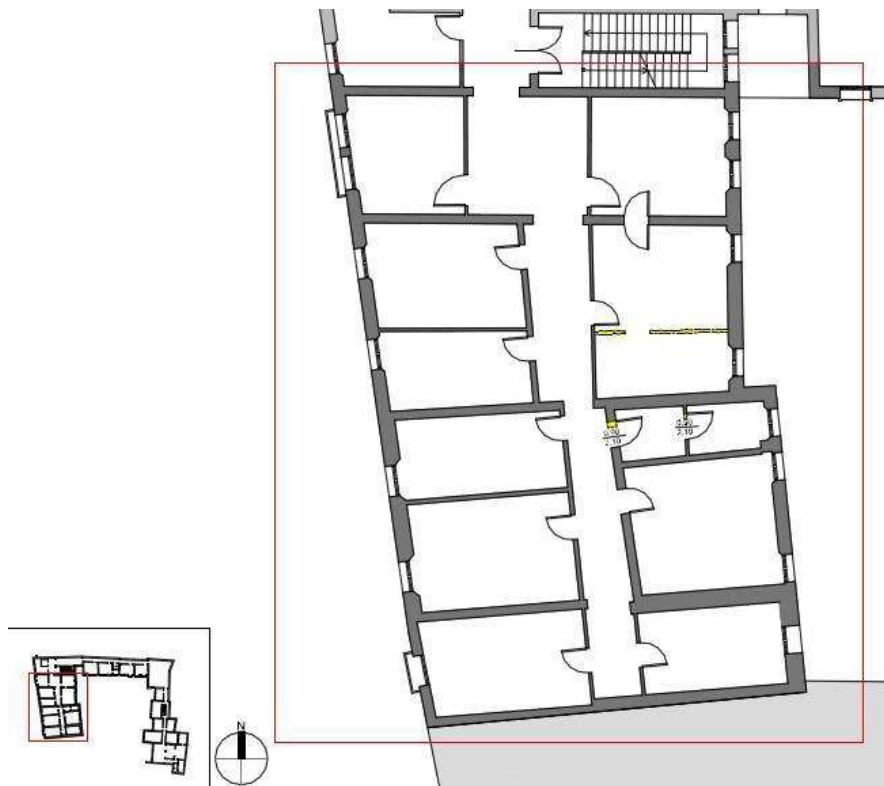


Fig. 4.15. Tavola comparativa pianta piano primo – intervento del 1993

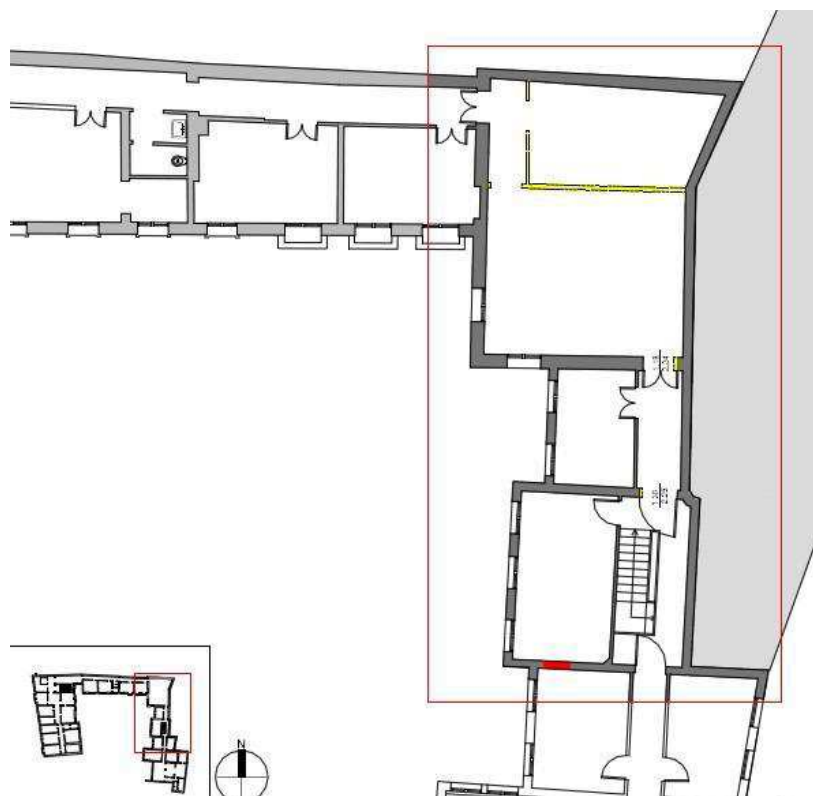


Fig. 4.16. Tavola comparativa pianta piano primo – intervento del 1993

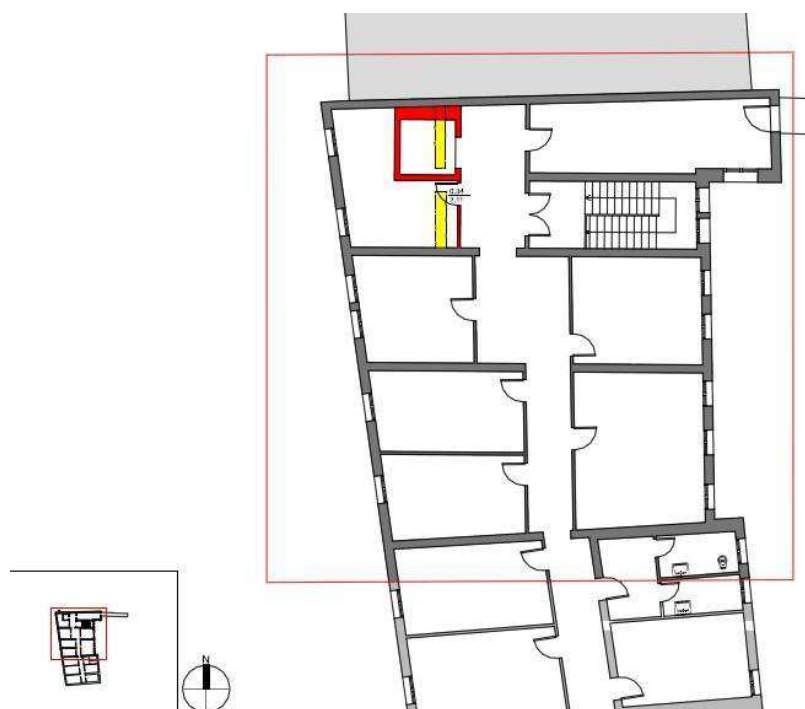


Fig. 4.17. Tavola comparativa pianta piano secondo – intervento del 1993

Sulla facciata prospettante via del Santo gli interventi sono stati principalmente sulle aperture: sono state trasformate in finestre quelle che prima erano porte.

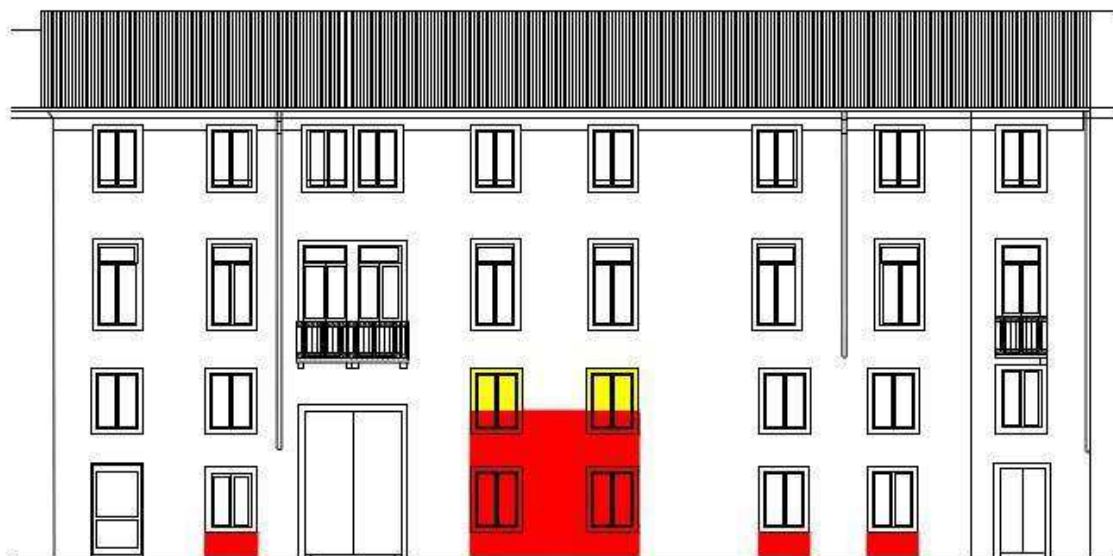


Fig. 4.18. Tavola comparativa prospetto principale – intervento del 1993

Successivamente si è proceduto documentando fotograficamente lo stato dei manufatti sia internamente che esternamente, al fine di dare un giudizio sulla qualità dei materiali, sullo stato di degrado e sui danni subiti dai manufatti. Sulle piante e sui prospetti sono stati rappresentati qualitativamente i principali segni di degrado che compongono il quadro fessurativo.

In pianta sono state rappresentate le lesioni sulle murature verticali passanti - in rosso - e non passanti - in giallo - con un segmento obliquo che indica la posizione della fessura senza specificarne le dimensioni. Le lesioni sono inoltre distinte in base alla loro posizione – su incrocio, su martello o su cantonale. Le lesioni sulle superfici orizzontali sono rappresentate mediante una linea spezzata a zig-zag di colore verde se si trova sul pavimento, azzurra se si trova sul solaio. La lunghezza e la forma della linea forniscono le dimensioni e l'andamento in maniera qualitativa della fessura. All'interno del rilievo critico sono stati riportati anche gli interventi realizzati in epoche precedenti quali l'apposizione di tirature e la realizzazione di cordoli in calcestruzzo. La simbologia utilizzata è riportata in figura.

LEGENDA



Fig. 4.19. Legenda con i simboli utilizzati per la rappresentazione del quadro fessurativo

Sulla base del rilievo geometrico illustrato nel capitolo 3 è stato rappresentato il rilievo critico, utilizzando le convenzioni descritte precedentemente. Di seguito si riporta il rilievo critico dei prospetti interessati dalla presenza di imperfezioni.

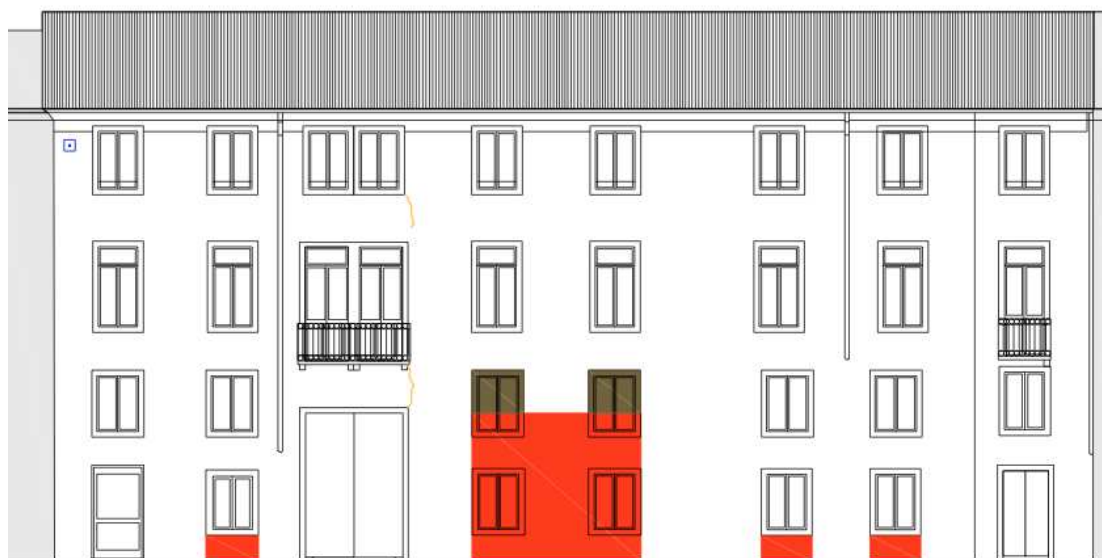


Fig. 4.20. Rilievo critico prospetto principale su via del Santo

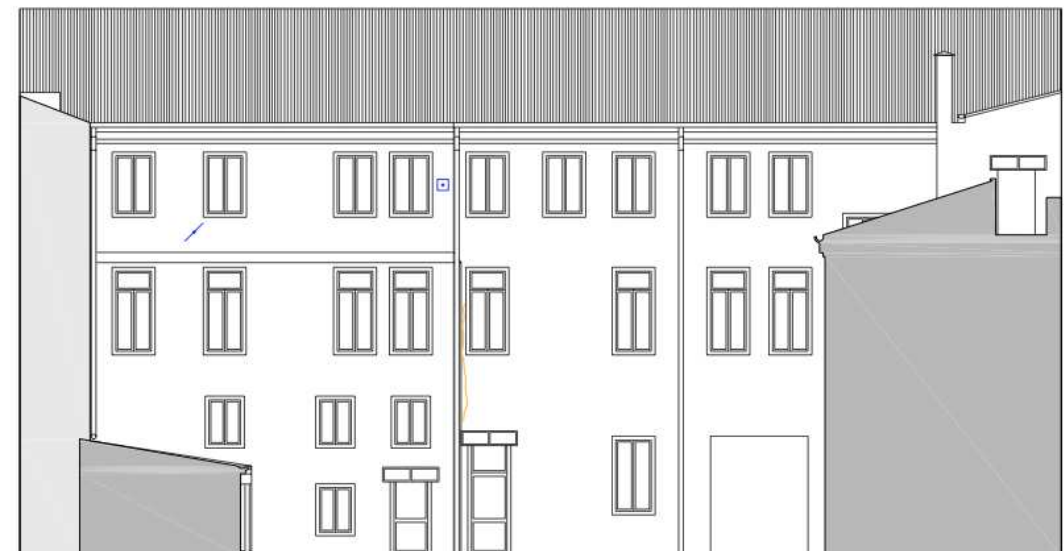


Fig. 4.21. Rilievo critico prospetto interno lato Ovest



Fig. 4.22. Tiranti

Dall'osservazione dei prospetti principale e del cortile interno del corpo Ovest, si nota la presenza di alcuni tiranti, dei quali tuttavia non si è riusciti a trovare l'ancoraggio terminale sulla facciata opposta. In mancanza di analisi più approfondite che potrebbero stabilire la loro effettiva efficacia, nel successivo capitolo riguardante l'analisi dei meccanismi si valuterà se considerare o meno la loro azione.



Fig. 4.23. Rilievo critico prospetto interno lato Sud

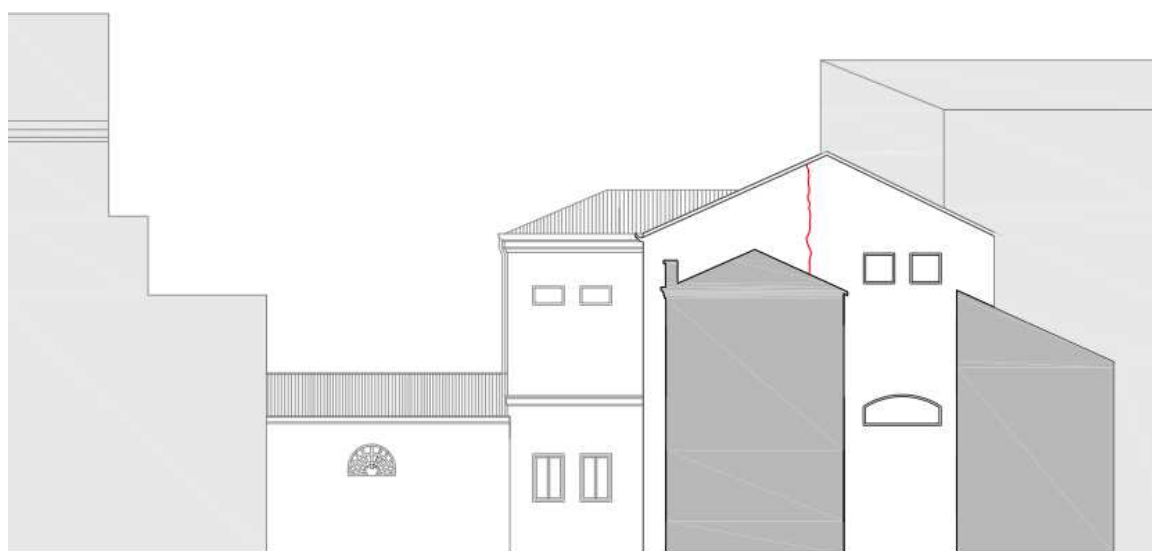


Fig. 4.24. Rilievo critico prospetto-sezione cortile interno lato Ovest



Fig. 4.25. Lesione passante

Le facciate in generale non presentano gravi segni di lesioni, eccezione fatta per la parete del corpo Sud, dove c'è l'aula studio, e quella del cortile interno sul lato Ovest; la parete del prospetto principale invece evidenzia la presenza di chiusure ed aperture non originarie.

Come si può notare dal quadro fessurativo rappresentato nelle piante, al piano terra è presente una lesione non passante in corrispondenza di uno spigolo dell'androne di ingresso; è evidente la presenza di chiusure non originarie ed inoltre il solaio della stanza in cui è stato inserito il vano ascensore è stato rifatto in laterocemento, con l'inserimento di un cordolo in cemento armato.

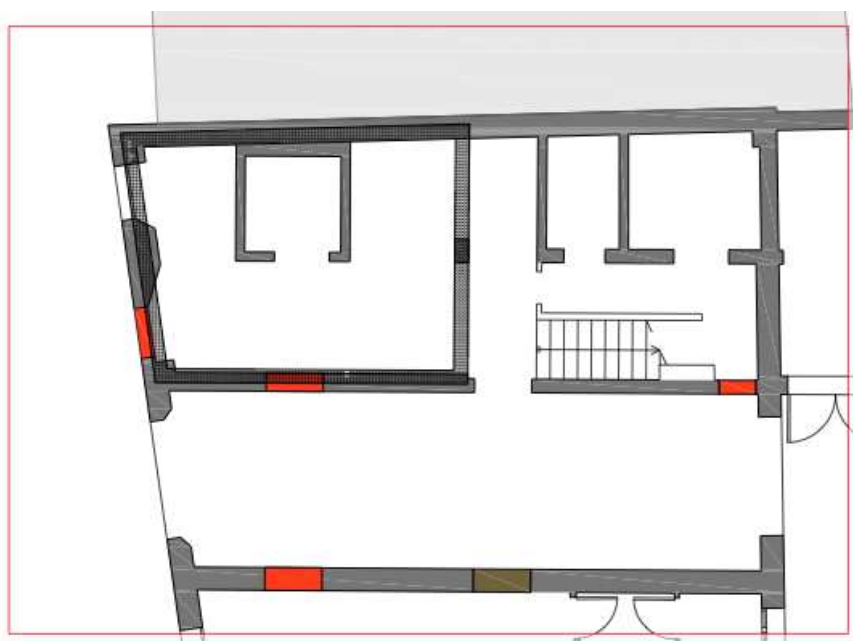


Fig. 4.26. Tavola rilievo critico pianta piano terra

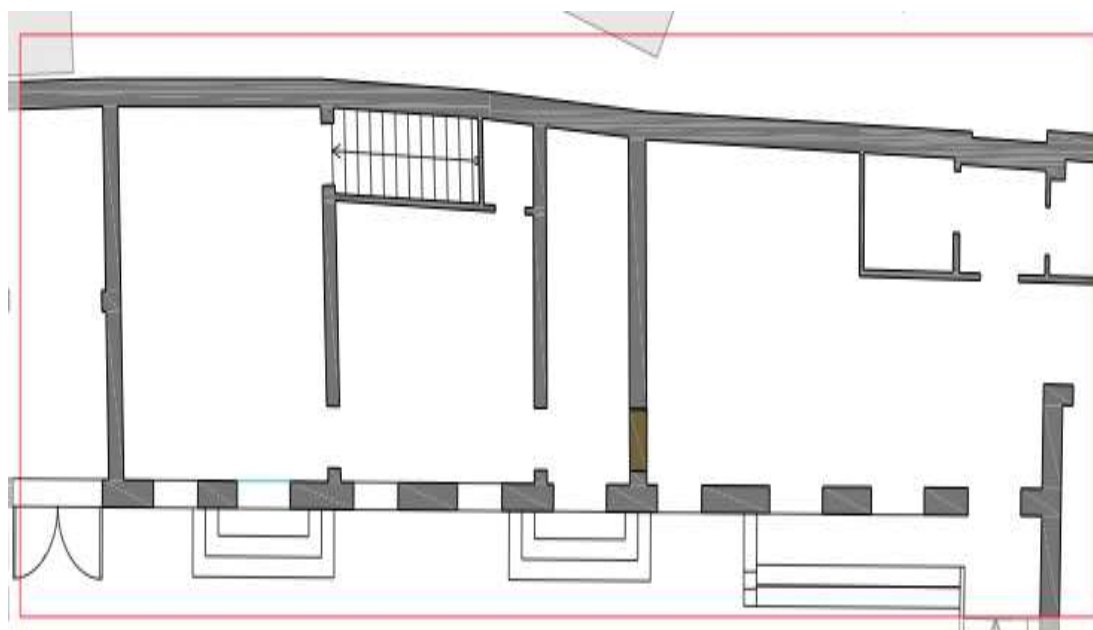


Fig. 4.27. Tavola rilievo critico pianta piano terra

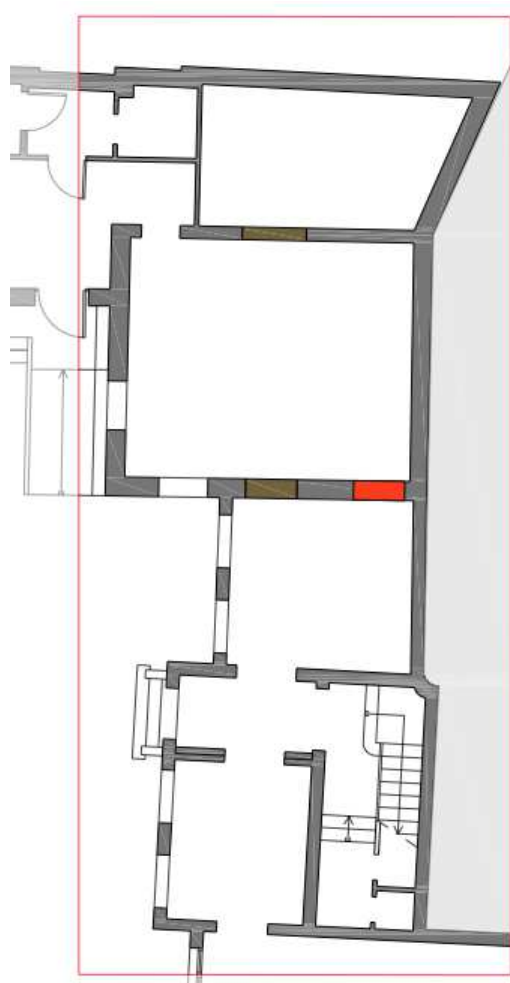


Fig. 4.28. Tavola rilievo critico pianta piano terra

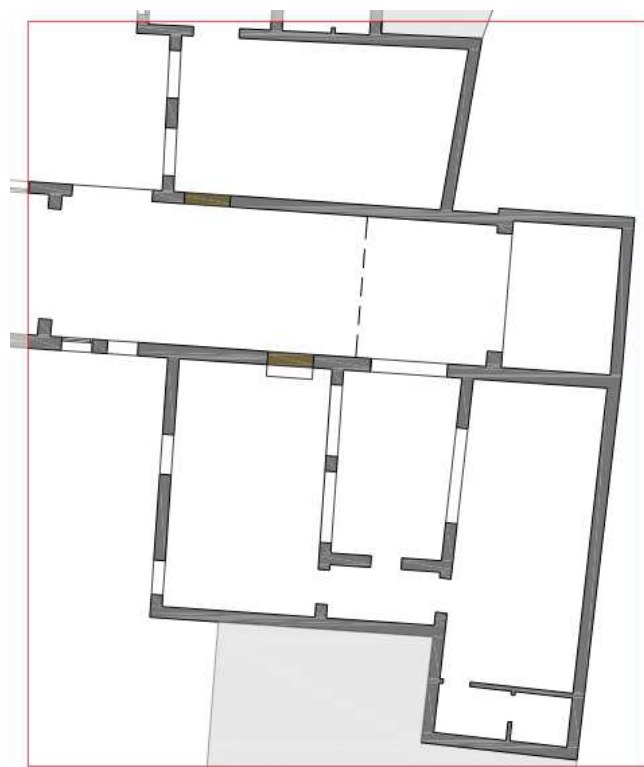


Fig. 4.29. Tavola rilievo critico pianta piano terra

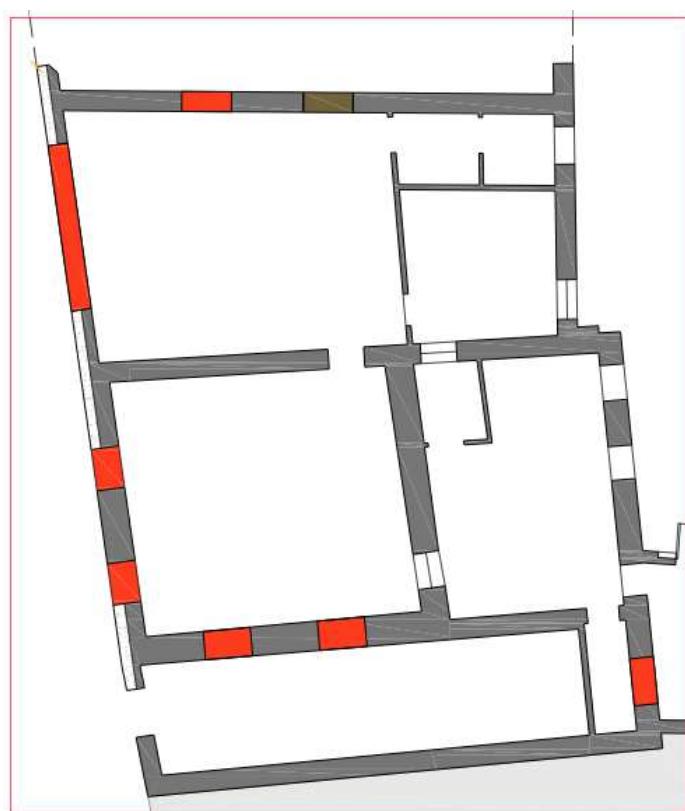


Fig. 4.30. Tavola rilievo critico pianta piano terra

Al piano primo sono state evidenziate diverse lesioni a livello del solaio, sia nel

vano scala del corpo Nord, che in alcune stanze del corpo Ovest.

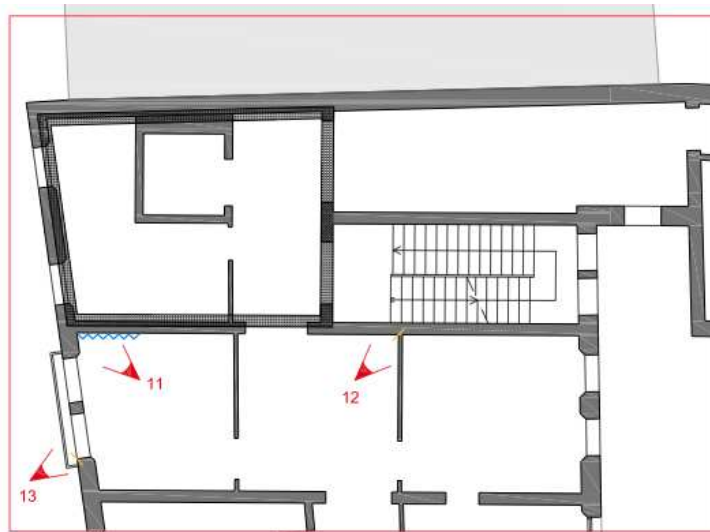


Fig. 4.31. Tavola rilievo critico piano primo

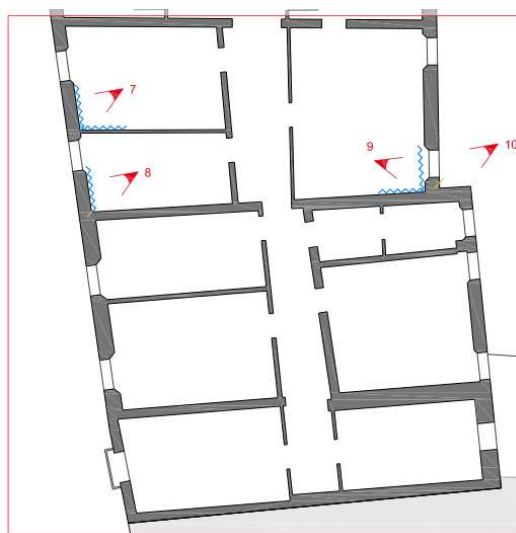


Fig. 4.32. Tavola rilievo critico piano primo



Fig. 4.33. Lesioni su solaio

Nel corpo Est sono state riscontrate, oltre ad alcune lesioni a livello del solaio,

anche delle lesioni passanti nel muro a confine con il Museo di Storia della Medicina e della Salute, sulle quali si è intervenuti, durante i lavori di restauro del museo, con delle cuciture metalliche. La zona a confine, dalla parte dell'altra proprietà, è stata inoltre irrigidita con l'inserimento di un vano scala. Gli interventi con la tecnica della cucitura sono stati effettuati anche a livello fondazionale, dove sono stati riscontrate delle lesioni con andamento obliquo.

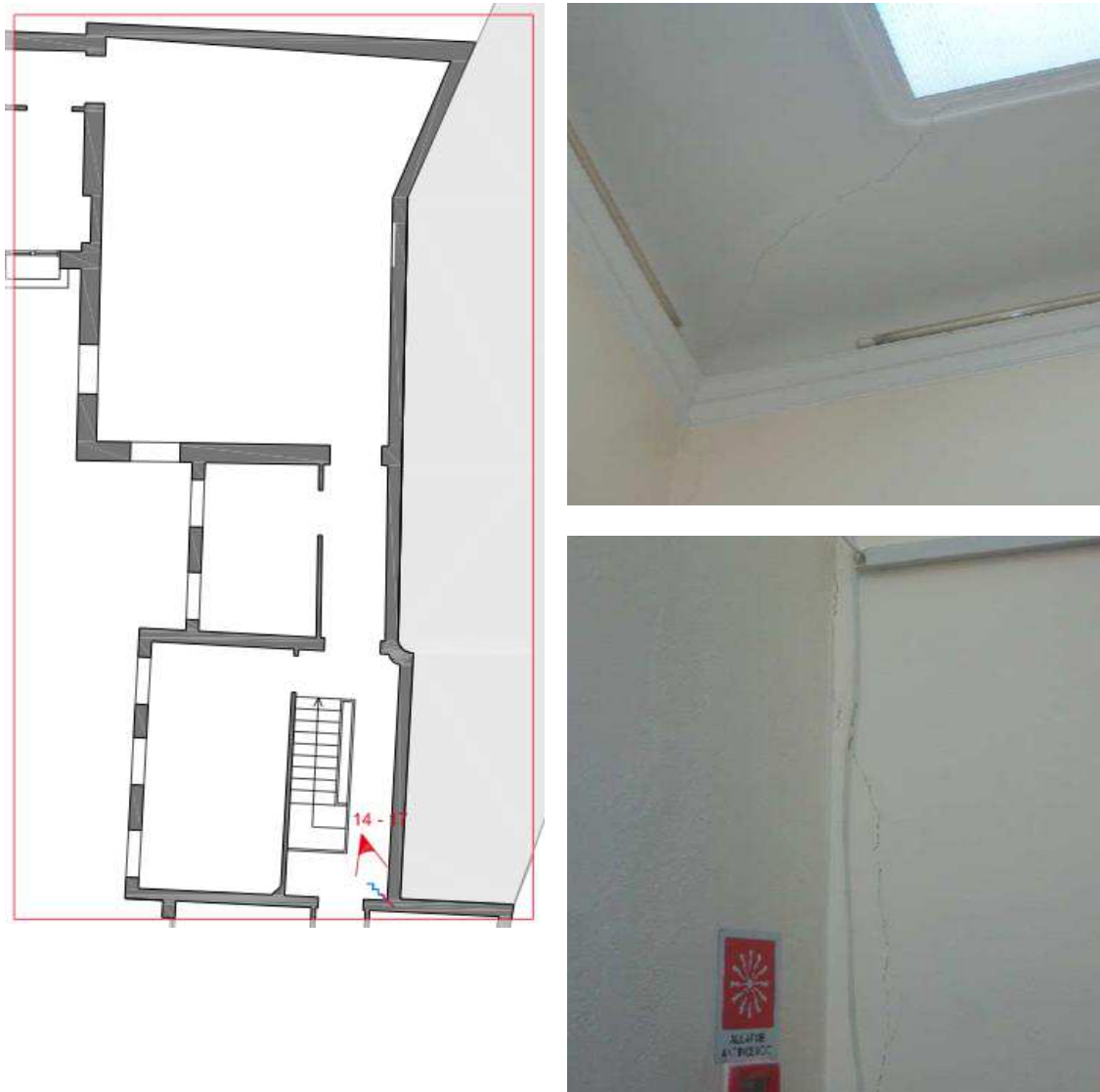


Fig. 4.34. Rilievo critico pianta piano primo e foto delle lesioni passanti



Fig. 4.35. Interventi di cucitura

Nel corpo Sud sono state evidenziate lesioni non passanti a livello del solaio ed una lesione passante in angolo nel cortile dell'angolo a Sud-Ovest.

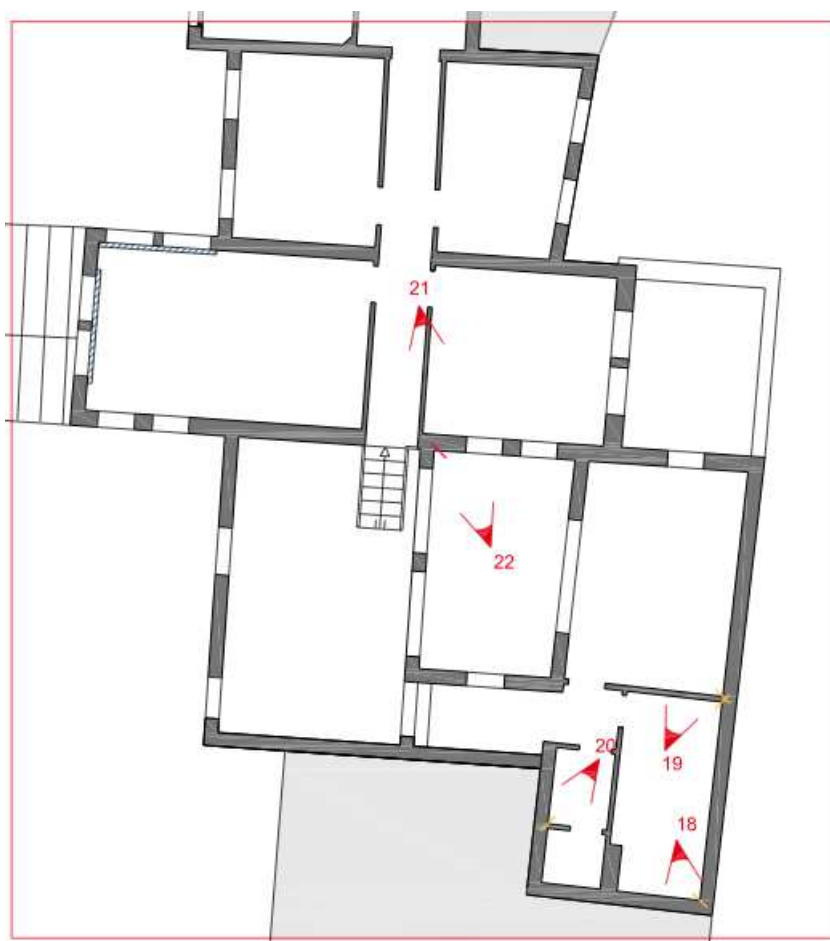


Fig. 4.36. Rilievo critico pianta piano primo



Fig. 4.37. Lesione non passante



Fig. 4.38. Lesione passante

A livello del secondo piano sono state riscontrate delle lesioni sia a livello del solaio che delle lesioni non passanti sulle murature d'ambito; tuttavia non si è stati in grado di stabilire se una lesione fosse passante o meno perché posta a confine con un'altra proprietà e non c'è stato modo per poter controllare dall'altro lato del muro di confine. Da segnalare inoltre la presenza dei tiranti descritti in precedenza.

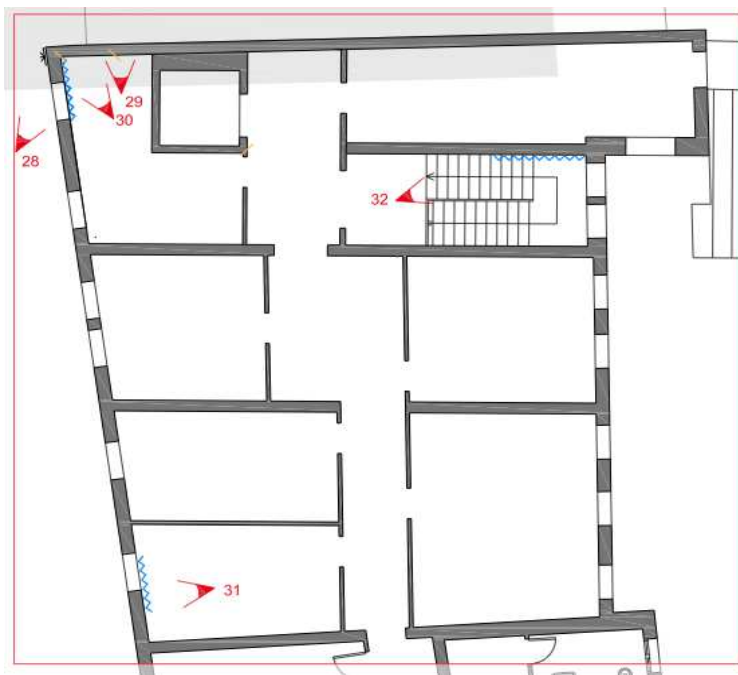


Fig. 4.39. Rilievo critico pianta piano secondo

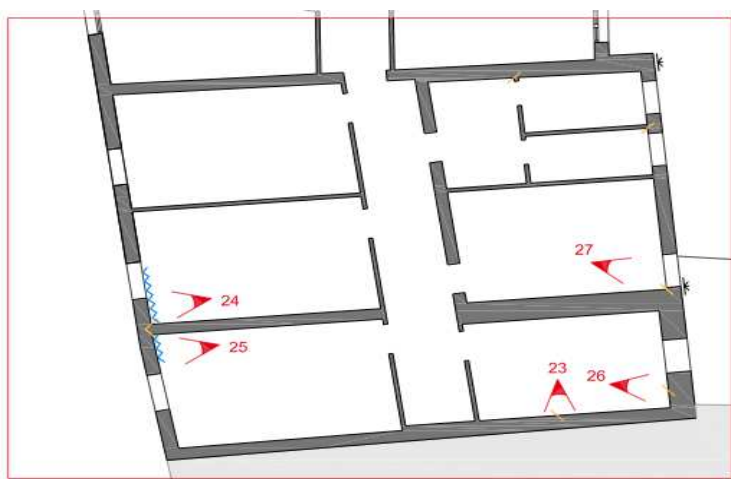


Fig. 4.40. Rilievo critico pianta piano secondo

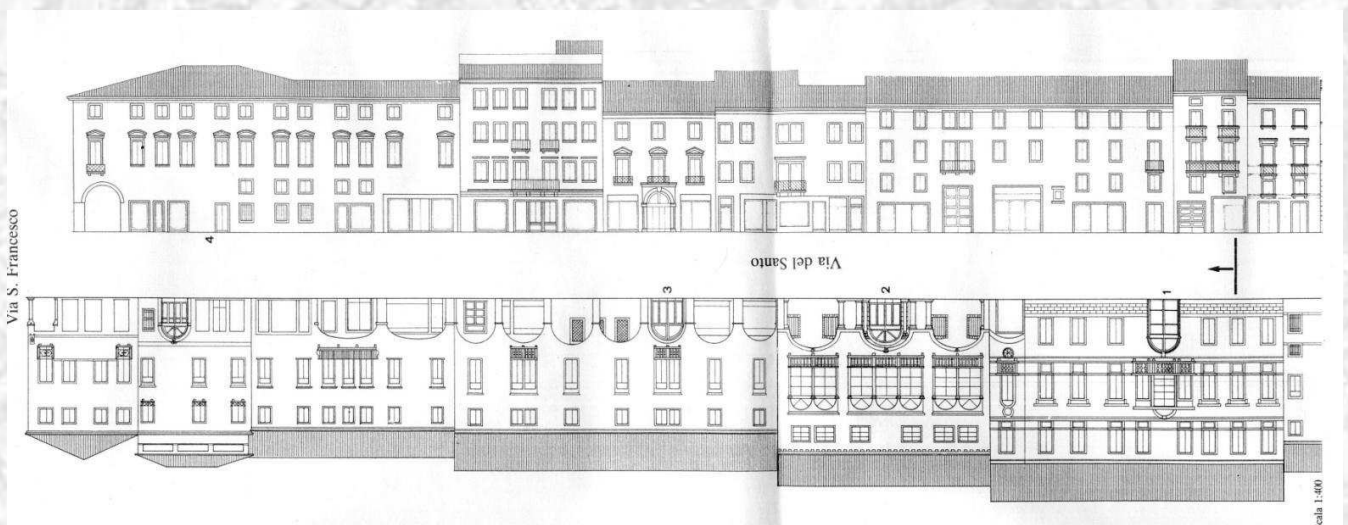


Fig. 4.41. Lesione su solaio



Fig. 4.42. Lesione non passante

**CAPITOLO 6:
DIAGNOSI SUL CAMPO**



6. DIAGNOSI SUL CAMPO

La diagnosi è un procedimento necessario al fine di ottenere un buon quadro conoscitivo dell'edificio, per poi valutarne la vulnerabilità sismica. Questa si esplica attraverso le fasi del rilievo materico-costruttivo e di caratterizzazione meccanica dei materiali.

6.1 Il rilievo materico-costruttivo

Il rilievo materico-costruttivo ha la finalità di individuare l'organismo resistente dell'edificio in esame, considerando la qualità e la tipologia degli elementi costruttivi. Nel caso specifico di questo studio i dati sono stati necessariamente ricavati mediante l'esecuzione di prove di tipo non distruttivo. Nei paragrafi successivi sono riportati la descrizione delle prove effettuate ed i risultati ottenuti.

6.1.1 La prova magnetometrica

Le indagini magnetometriche hanno avuto come scopo la valutazione della presenza, della direzione e del diametro delle barre di armatura all'interno degli elementi in calcestruzzo armato, nonché la misura dello spessore del copriferro. Tali prove sono state condotte con l'utilizzo di un pacometro, un dispositivo digitale che basa il proprio funzionamento sul principio dell'induzione magnetica. Nel seguito vengono forniti dei cenni sulla metodica delle prove magnetometriche, quindi sulla modalità dei test effettuati e sulla loro localizzazione, per poi presentare e discutere i risultati ottenuti.

PREMESSA

Il pacometro è un apparecchio digitale che sfrutta le proprietà magnetiche dell'acciaio per la localizzazione delle armature e il suo funzionamento si basa sul fenomeno delle correnti parassita: un conduttore massiccio (in questo caso l'acciaio) sottoposto ad un campo d'induzione magnetica dissipa una certa quantità di potenza in funzione della sua resistività e, quindi, della sua geometria.

Subendo variazioni in base alla natura dello strumento impiegato, nel descrivere la natura della prova si farà esplicito riferimento alla strumentazione in dotazione per lo svolgimento della stessa e alle sue specifiche; i test sono stati condotti con un pacometro Hilti Ferroskan RV 10, gentilmente fornito dal laboratorio del Dipartimento di Costruzioni e Trasporti dell'Università degli Studi di Padova.



Fig. 6.1. Pacometro Hilti Ferroskan RV 10

Il sistema è costituito da due elementi:

- uno scanner multisensore RS 10 (Figura 6.1, a destra), del formato 230x140x140 mm e del peso di 1 kg, il quale può sondare bande di larghezza 15 cm e la cui massima velocità di scansione è 0.5 m/s. Tale dispositivo è responsabile del rilevamento e dell'acquisizione dei dati;
- una centrale RV 10 (Figura 6.1, a sinistra), del formato 270x200x80 mm e del peso di 2.2 kg (accumulatori inclusi), dotato di uno schermo LCD retroilluminato a cristalli liquidi di dimensioni 320x240 pixel, il quale può sfruttare 9 livelli di saturazione nella restituzione delle immagini. Tale dispositivo è responsabile dell'elaborazione, della visualizzazione e dell'immagazzinamento dei dati.

La centralina può essere poi connessa ad un computer attraverso un'interfaccia standard RS 232 per scaricare i dati acquisiti, avendo la possibilità di immagazzinare all'interno dello strumento al massimo 42 acquisizioni complete. E' inoltre possibile installare su computer una versione del software di elaborazione dati impiegato dalla centralina, rendendo così possibile la

consultazione dei risultati ottenuti.

Secondo il brevetto Ferroskan HIL4 il sistema impiegato è di natura multisensoriale e differenziale e rileva le variazioni del gradiente orizzontale della componente verticale del campo magnetico indotto, lungo il senso in esame. Le normative di riferimento per l'esecuzione di questa prova sono:

- UNI 11250 08/11/07, Prove non distruttive - Metodo magneto- induttivo;
- UNI EN ISO 9934 04, Prove non distruttive, Magnetoscopia;
- UNI EN ISO 15548 09, Prove non distruttive - Apparecchiatura per controllo mediante correnti indotte;
- UNI EN 12084 01/11/2004, Prove non distruttive - Controllo mediante correnti indotte - Principi generali e linee guida.

Sono state indagate svariate porzioni delle strutture in cemento armato per verificare la presenza delle armature e individuarne la disposizione; sono stati testati due pilastri, di cui su uno il rilevamento è stato effettuato sia sulla superficie interna che su quella esterna.

Le indagini sono state eseguite previa affissione sull'elemento in esame della mappa di scansione, ovvero di un foglio di carta con indicato un reticolo di riferimento di dimensioni 60x60 cm, suddiviso in bande orizzontali e verticali alte 15 cm corrispondenti ai nastri che individuano le singole scansioni. Una volta completata la scansione di tutte le righe e di tutte le colonne la mappa risulta completa ed è visualizzabile sul display dello strumento.



Fig. 6.2. Posizionamento del reticolo di riferimento per l'esecuzione di una prova su un setto

I risultati delle prove eseguite sono stati quindi trasferiti su computer e qui riportati nelle tabelle seguenti, mentre per comprendere al meglio la collocazione dei singoli test è possibile consultare le mappe in seguito.

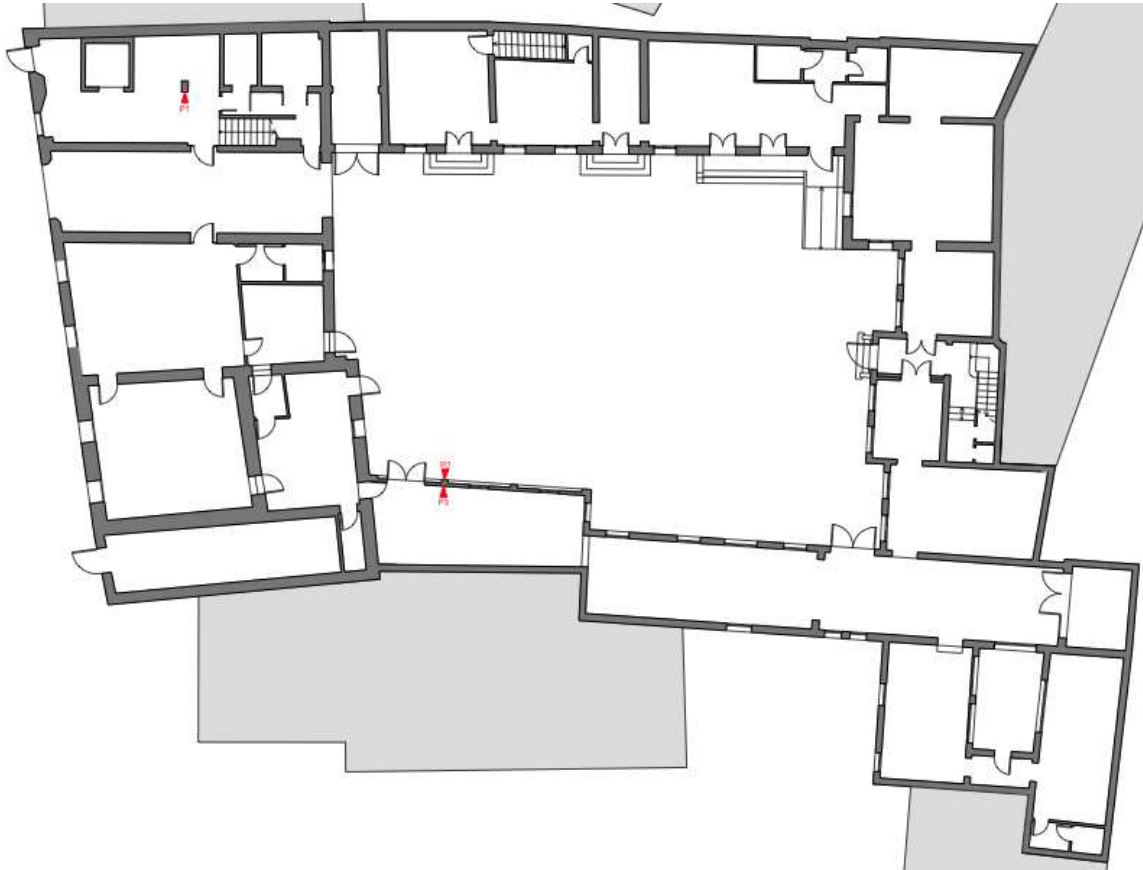


Fig. 6.3. Localizzazione prove magnetometriche

PROVA N°1

Scansione n°1: la prova è stata eseguita sulla faccia frontale del pilastro, a circa un terzo dell'altezza.

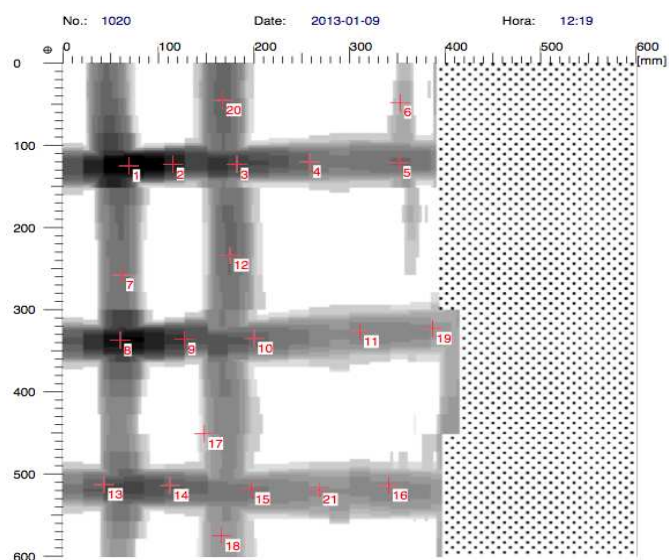


Fig. 6.4. Scansione n°1, restituzione grafica

N.	X	Y	Profondità (mm)	Diametro (mm)	Orientamento	Validità
1	69	125	22	10	H	Y
2	115	123	28	10	H	Y
3	182	123	31	8	H	Y
4	258	120	43	10	H	Y
5	352	121	46	6	V	Y
6	353	40	47	6	V	Y
7	62	258	39	8	V	Y
8	60	337	26	10	H	Y
9	127	336	33	12	H	Y
10	200	336	39	8	H	Y
11	311	327	43	6	H	Y
12	175	234	45	14	V	Y
13	43	513	30	6	H	Y
14	112	514	37	8	H	Y
15	197	518	44	8	H	Y
16	341	514	44	6	H	Y
17	148	451	46	6	V	Y
18	166	575	52	12	V	Y
19	387	323	53	6	H	Y
20	167	45	44	14	V	Y
21	268	519	52	10	H	Y

PROVA N°2

Scansione n°2: la prova è stata eseguita sulla faccia esterna del pilastro, a circa metà della sua altezza.

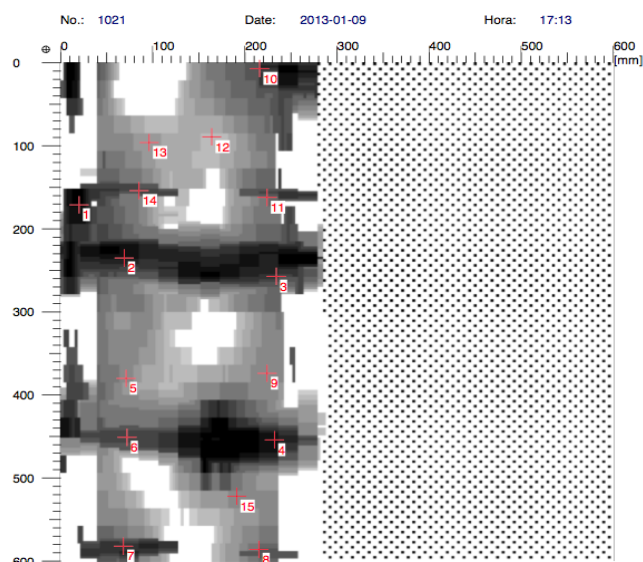


Fig. 6.5. Scansione n°2, restituzione grafica

N.	X	Y	Profondità (mm)	Diametro (mm)	Orientamento	Validità
1	20	171	50	6	V	Y
2	69	235	72	6	H	N
3	234	257	60	6	H	Y
4	232	454	64	6	H	N
5	71	380	89	8	H	N
6	72	451	68	6	H	N
7	68	582	58	6	H	Y
8	215	586	67	20	H	N
9	224	374	55	8	H	Y
10	216	7	97	20	H	N
11	224	162	75	20	H	N
12	164	86	35	8	V	Y
13	96	96	66	6	H	N
14	85	154	66	12	H	N
15	191	522	150	36	V	N

PROVA N°3

Scansione n°3: la prova è stata eseguita sulla faccia interna del pilastro, a circa metà della sua altezza.

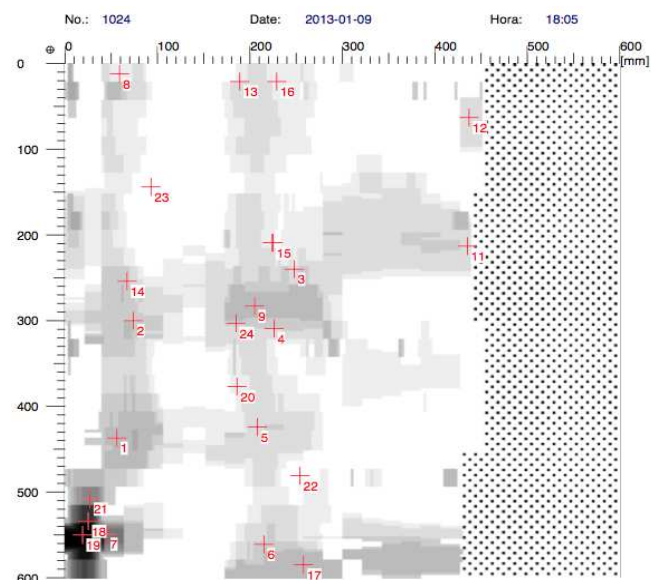


Fig. 6.6. Scansione n°3, restituzione grafica

N.	X	Y	Profondità (mm)	Diametro (mm)	Orientamento	Validità
1	56	437	66	6	H	N
2	74	300	59	12	H	Y
3	248	240	75	6	V	N
4	226	309	67	6	H	N
5	208	424	64	16	H	N
6	215	561	62	6	H	N
7	45	549	43	6	H	Y
8	59	12	52	6	V	Y
9	205	283	63	6	H	N
10	224	209	48	8	H	Y
11	435	213	68	6	H	N
12	437	63	69	6	H	N
13	198	21	59	10	V	Y
14	67	254	57	6	H	Y
15	225	209	48	8	H	Y
16	229	21	59	6	V	Y
17	258	585	63	6	H	N
18	25	534	29	6	V	Y
19	19	550	23	6	H	Y
20	186	377	64	6	V	N

21	27	508	46	6	V	Y
22	254	481	51	8	H	Y
23	93	144	143	20	H	N
24	185	303	65	6	V	N

SINTESI E COMMENTO DEI RISULTATI

Da una lettura generale dei dati raccolti nel corso dell'indagine magnetometrica è possibile osservare, per quanto riguarda la prima scansione, un sostanziale rispetto delle prescrizioni indicate durante la fase di progettazione strutturale del manufatto. Tuttavia, non è stato possibile effettuare un riscontro sulle altre facce del pilastro perché impossibile accedervi. Le informazioni reperite sul dimensionamento delle carpenterie interessano esclusivamente gli elementi verticali del locale del vano ascensore. I risultati delle prove eseguite su questi elementi confermano quanto contenuto nei dettagli di progetto. Sono inoltre rispettate le corrette tecniche d'esecuzione, soprattutto per quanto concerne l'entità dello spessore del copriferro, la quale risulta essere sempre maggiore o uguale a tre centimetri.

Per quanto riguarda le altre due scansioni, effettuate su un pilastro del corpo Sud, l'interpretazione dei dati ottenuti risulta impossibile, in quanto le letture non possono essere ritenute valide. Va inoltre sottolineata l'impossibilità di reperire del materiale che documentasse i dettagli di progetto di tale corpo di fabbrica, per cui allo stesso modo lo scarso grado di precisione dei risultati ottenuti, laddove ne è stato possibile il reperimento, non permette una definizione univoca della distribuzione geometrica e del diametro delle barre d'armatura adottate per l'elemento.

6.2 La caratterizzazione meccanica dei materiali

Questa fase ha come scopo quello di conoscere i parametri meccanici, di deformabilità e di resistenza della muratura al fine di realizzare il modello della struttura per determinarne la capacità portante. La soluzione migliore per avere dei parametri di input per il modello di calcolo sarebbe quella di effettuare delle prove in laboratorio, che comporterebbero però prelievi di campioni dal

manufatto. E' preferibile perciò effettuare delle indagini sulla muratura mediante prove non invasive. A tal fine è di primaria importanza l'esecuzione di prove non distruttive (NDT) come le prove soniche. Di seguito vengono descritte le indagini compiute in situ (prove soniche) e riportati i risultati ottenuti.

6.2.1 Prove soniche

Le prove soniche rappresentano un metodo d'indagine non distruttiva (NDT) validamente applicabile alle strutture murarie al fine di ottenere informazioni per la caratterizzazione e descrizione qualitativa della muratura. Le indagini soniche restituiscono la velocità di propagazione di onde meccaniche (sonore) attraverso il mezzo murario investigato, fornendo indicazioni di natura qualitativa sulla consistenza della muratura e sulla presenza di cavità, fessure o eterogeneità di materiale intercettate lungo il percorso di trasmissione dell'onda. Le indagini assumono natura quantitativa quando applicate prima e dopo l'intervento di consolidamento delle murature mediante iniezioni di miscela, in quanto riescono a proporre una valutazione comparativa tra le velocità soniche pre e post intervento e quindi a determinare l'efficacia dell'intervento stesso in relazione alla diffusione della miscela di iniezione all'interno del corpo murario.

Nella sede di Palazzo ex Levi Cases, le indagini soniche sono state effettuate in modalità diretta (trasmettitore e ricevente sui due lati opposti dello stesso muro) al fine di qualificare la morfologia della sezione, individuando l'eventuale presenza di vuoti, difetti e lesioni.

Nel seguito vengono forniti dei brevi cenni sulla metodica delle prove soniche, quindi sulla localizzazione e le modalità delle prove effettuate, per poi presentare e discutere i risultati ottenuti. Le specifiche tecniche della strumentazione utilizzata nell'esecuzione delle prove (sistema di acquisizione, sensori di accelerazione), sono riportate in allegato.

La tecnica d'indagineonica si basa sulla generazione di impulsi meccanici con frequenze nel campo del sonoro (20-20000 Hz) e per questo detti sonici. L'onda sonica viene generata sul supporto murario mediante battitura con martello strumentato e viene quindi ricevuta da un sensore (accelerometro piezoelettrico) posto in un punto diverso della struttura. Entrambi i dispositivi sono collegati ad

un amplificatore di segnale e ad un convertitore analogico-digitale per la visualizzazione e registrazione dei dati su un computer portatile. L'elaborazione dei dati consiste nel calcolo del tempo di volo, ricavando quindi (noto lo spazio che divide trasmettitore e ricevitore) la velocità di attraversamento della muratura. Il principio generale dell'indagine sonica si basa sulla relazione che lega la velocità di propagazione delle onde elastiche attraverso un mezzo alle proprietà fisico- meccaniche del mezzo stesso, secondo la relazione:

$$v = \sqrt{E/\rho}$$

v = velocità di propagazione delle onde longitudinali nel mezzo attraversato;
E = modulo di Young (rigidezza del materiale);
ρ = densità del mezzo attraversato.

Questa relazione è valida solo per materiali elastici, omogenei (a densità costante) ed isotropi (con medesime proprietà fisico-meccaniche in tutte le direzioni) e quindi in generale non valida per la propagazione di onde meccaniche nella muratura, mezzo fortemente eterogeneo ed anisotropo.

Le prove soniche applicate alla muratura (in particolar modo nelle murature storiche) propongono pertanto risultati con caratteristiche maggiormente "qualitative" che quantitative (non è corretto ad es. desumere il modulo di Young dalla velocità di propagazione). La velocità dell'onda sonica non può essere direttamente correlata alle proprietà della muratura (resistenza e stato tensionale) proprio per l'assenza delle ipotesi di omogeneità ed isotropia, e non esistono in letteratura correlazioni attendibili e quantitative tra le velocità soniche ricavate nelle murature storiche e le proprietà meccaniche (ad esempio resistenza) delle stesse murature.

Le prove soniche sono quindi in grado di fornire dati qualitativi sulle caratteristiche elastiche del materiale ed informazioni quantitative sui rapporti di variazione di tali caratteristiche tra punti diversi della struttura. Inoltre, effettuate prima e dopo l'esecuzione di interventi di consolidamento che modificano le proprietà della muratura (densità, modulo elastico, resistenza), quali ad esempio le iniezioni con miscele leganti, tali prove forniscono un'indicazione della

variazione di consistenza del muro per effetto dell'intervento e, pertanto, consentono di stimare, seppure in maniera approssimata, l'efficacia dell'intervento stesso.

Le prove soniche applicate alle strutture di muratura consentono inoltre di individuare la presenza di cavità, fessure o porzioni di muratura aventi caratteristiche differenti, intercettate lungo il percorso di trasmissione dell'onda, dato che le onde sonore si trasmettono attraverso i mezzi prediligendo i canali a maggiore densità, deviando quindi in corrispondenza di lacune o discontinuità. La velocità sonora è infatti generalmente uniforme nei solidi omogenei, tendendo ad abbassarsi in presenza di vuoti o discontinuità, data la bassa velocità di propagazione dell'onda sonora nell'aria.

Riassumendo, le indagini soniche sono utilizzate nella diagnosi della muratura per:

- qualificare la morfologia della sezione, individuando la presenza di vuoti, difetti lesioni;
- controllare le caratteristiche della muratura dopo interventi di consolidamento (ad es. iniezioni di miscele), verificando i cambiamenti delle caratteristiche fisiche dei materiali.

Le misure soniche di velocità possono essere svolte secondo tre modalità:

- diretta o in trasparenza;
- indiretta o superficiale;
- semidiretta o radiale;
- tomografia.

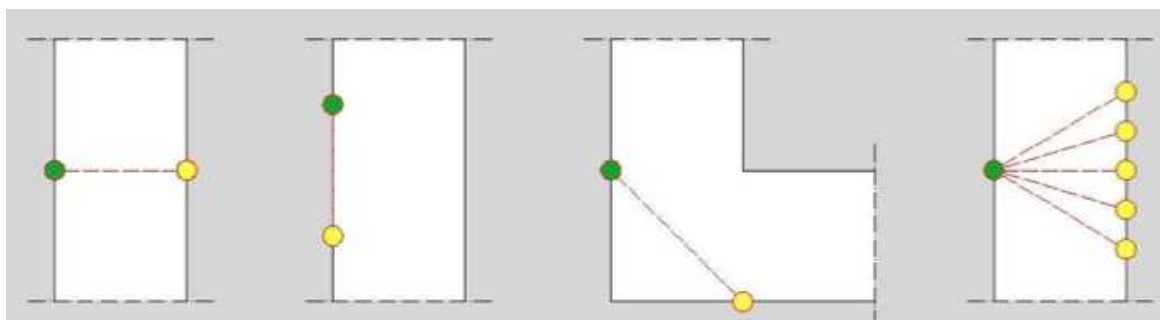


Fig. 6.7. Procedure di svolgimento delle prove soniche: (1) diretta o in trasparenza; (2) indiretta o superficiale; (3) semidiretta o radiale; (4) tomografia

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.

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 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.

Maggiori informazioni sono disponibili localmente grazie alle tomografie soniche le quali, 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.

Il giorno 09/01/2013 si sono eseguiti test sonici in corrispondenza di 6 punti prova selezionati nella sede di Palazzo ex Levi Cases. Le indagini sono consistite nella misurazione del tempo di attraversamento delle onde soniche dei paramenti murari indagati, per risalire alla velocità delle medesime. Le prove soniche sono consistite in prove di tipo diretto (o prove in trasparenza).

Griglie di acquisizione sonora venivano pertanto tracciate nei due lati della muratura, per poi procedere all'esecuzione dei test. Per le prove dirette la griglia consisteva in righe e colonne, spaziate orizzontalmente e verticalmente di 20 cm. Il test consisteva nella battitura con martello strumentato, dotato di sensore piezoelettrico per registrare l'impulso, su uno dei due lati della griglia sonora (il verso di esecuzione della prova – trasmissione, ricezione – non altera significativamente i risultati) per ricevere sull'altro lato con un trasduttore di accelerazione, sostenuto manualmente.

La catena di acquisizione risultava composta da (i dati tecnici della strumentazione utilizzata sono riportati al termine della relazione):

- unità centrale di acquisizione (piattaforma portatile a 16 canali dotata di processore, hard disk, monitor e tastiera National Instruments mod. PXI

1025 - schede di acquisizione digitale National Instruments mod. PXI NI 4472);

- martello strumentato (PCB Piezotronics mod. 086D20);
- un sensore di accelerazione (PCB Piezotronics mod. 393 B12), collegati a questa mediante cavi coassiali PCB 012R10 a bassa impedenza (lunghezza 3.0 m) e cavi coassiali RG58 a bassa impedenza (lunghezza variabile da 10.0 a 25.0 m).

La gestione dell'acquisizione e dell'archiviazione è effettuata tramite software sviluppato in ambiente Labview. Lo schema logico di acquisizione è riportato in figura.

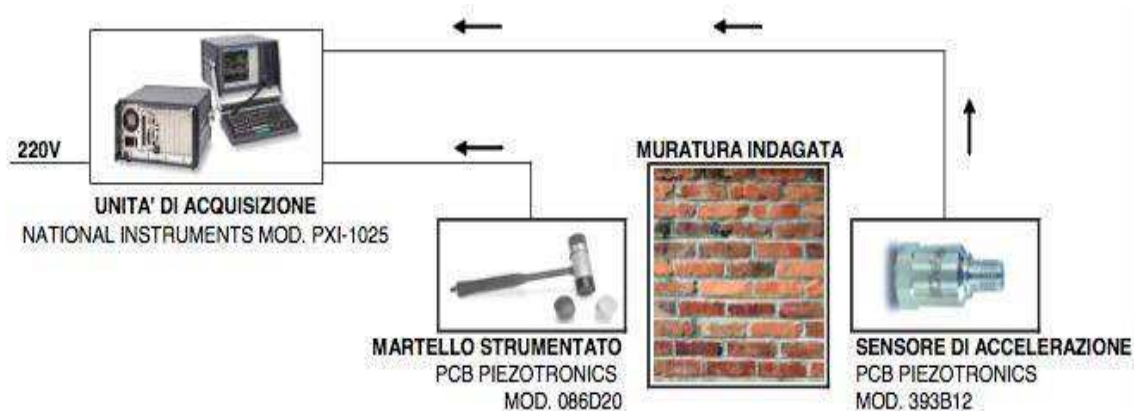


Fig. 6.8. Schema logico dell'acquisizione, test sonici

L'impulso generato dal martello in seguito all'urto sul supporto murario è registrato dal sistema di acquisizione, così come la vibrazione ricevuta dal sensore di accelerazione. L'intervallo temporale tra l'impulso generato dal martello e l'inizio del fenomeno vibratorio nell'accelerometro corrisponde al tempo impiegato dall'onda meccanica per attraversare la muratura indagata. Se lo spessore della muratura è noto, dalla legge fisica

$$s = v \cdot t \text{ (spazio = velocità \cdot tempo)}$$

si ricava la velocità nel mezzo come rapporto tra lo spessore murario ed il tempo di volo dell'onda sonora. Per ogni punto di prova sono stati registrati tre segnali; la velocità calcolata è, infatti, la media dei tre valori di velocità emersi dai test,

con possibilità di rimuovere eventuali dati incoerenti, al fine di ottenere informazioni maggiormente rappresentative.

6.2.1.1 Risultati della campagna di indagine

Le prove soniche sono state effettuate solo al piano terra e i diversi punti di esecuzione sono riportati in figura. Sono state eseguite sei indagini soniche sulle diverse tipologie di murature che costituiscono la sede di Palazzo ex Levi Cases.

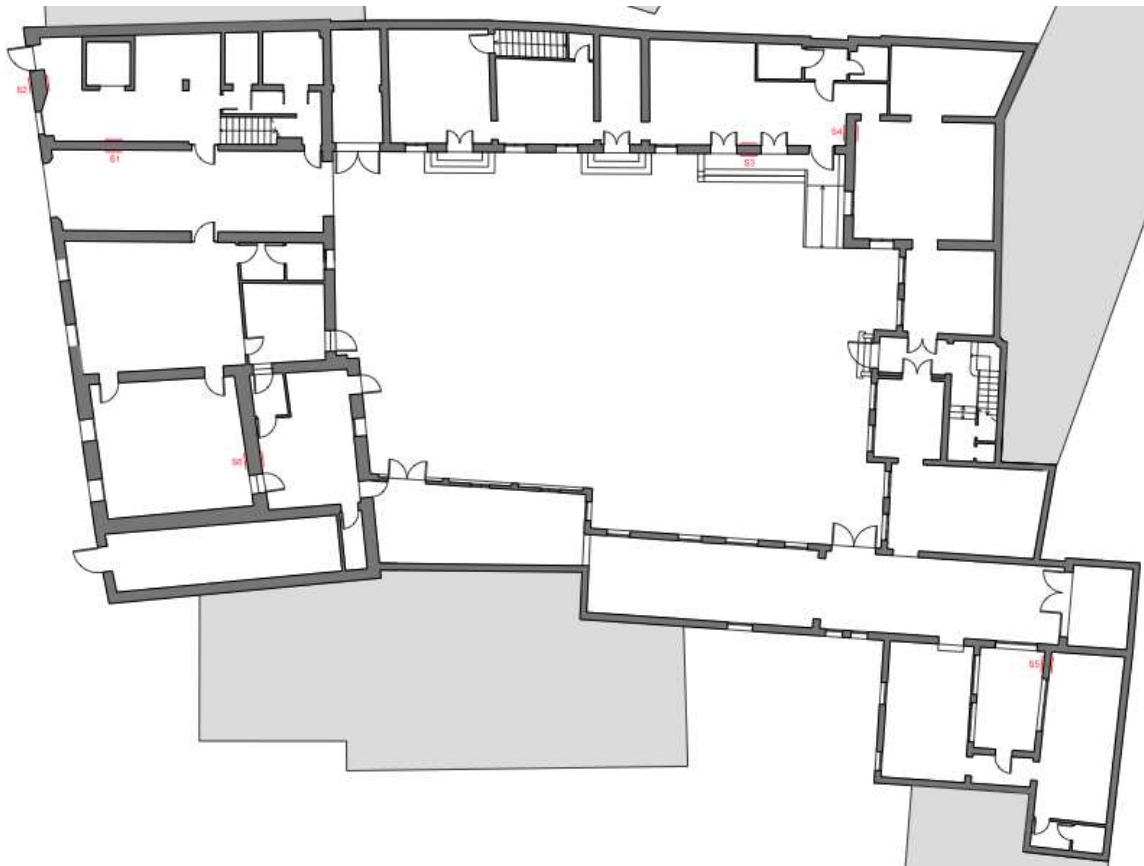


Fig. 6.9. Localizzazione prove soniche

Si descrivono di seguito le prove soniche eseguite presso la sede di Palazzo ex Levi Cases, complete di immagini delle griglie di acquisizione, dati ottenuti, elaborazioni dei dati registrati, istogrammi e commenti relativi ai risultati. Si sono eseguite in totale 6 prove soniche.

Prova sonica S1

Localizzazione: il test è stato eseguito in modalità diretta su una porzione di cm 80X80 della muratura dell'androne di ingresso al piano terra. La griglia di acquisizione è stata tracciata ad una quota compresa tra 33 e 113 cm dal pavimento esterno utilizzando una griglia quadrata 5x4 (4 righe e 5 colonne) e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm, come riportato in figura. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a 33 cm. Il lato dei punti di battuta è quello esterno, quello dei punti di ricezione è quello interno al locale. La muratura indagata presenta intonaco su entrambi i lati del muro.



Fig. 6.10. Localizzazione della prova: collocazione in pianta; prospetti esterno ed interno con tracciamento della griglia.

Elaborazione dei dati: una volta acquisite le registrazioni si sono calcolati i tempi di propagazione delle onde soniche per le 20 coppie di punti. La distanza tra i punti di ricezione e trasmissione, i tempi di volo registrati nel corso delle tre ripetizioni del test e la velocità media ottenuta sono riportati nella tabella seguente.

PROVA S1						
PUNTO	s [s]	t1 [s]	t2 [s]	t3 [s]	tm [s]	vm [m/s]
1.1	0,33	5,932E-04	5,915E-04	6,091E-04	5,979E-04	551,9
1.2	0,33	3,242E-04	3,015E-04	3,344E-04	3,200E-04	1031,3
1.3	0,33	3,139E-04	3,086E-04	2,988E-04	3,071E-04	1074,5
1.4	0,33	3,044E-04	3,010E-04	2,874E-04	2,976E-04	1108,9
1.5	0,33	5,344E-04	4,596E-04	5,391E-04	5,110E-04	645,8
2.1	0,33	4,987E-04	4,720E-04	4,720E-04	4,809E-04	686,2
2.2	0,33	4,327E-04	3,996E-04	4,295E-04	4,206E-04	784,6
2.3	0,33	2,566E-04	2,293E-04	2,817E-04	2,559E-04	1289,8
2.4	0,33	2,121E-04	2,222E-04	2,039E-04	2,127E-04	1551,3
2.5	0,33	5,031E-04	4,562E-04	5,143E-04	4,912E-04	671,8
3.1	0,33	3,808E-04	3,540E-04	4,529E-04	3,959E-04	833,5
3.2	0,33	5,976E-04	6,151E-04	6,232E-04	6,120E-04	539,2
3.3	0,33	3,013E-04	3,266E-04	3,218E-04	3,166E-04	1042,5
3.4	0,33	2,081E-04	2,131E-04	2,231E-04	2,148E-04	1536,6
3.5	0,33	3,902E-04	3,437E-04	3,326E-04	3,555E-04	928,2
4.1	0,33	3,603E-04	4,568E-04	3,416E-04	3,862E-04	854,4
4.2	0,33	7,644E-04	6,972E-04	7,285E-04	7,300E-04	452,0
4.3	0,33	4,152E-04	5,022E-04	4,152E-04	4,442E-04	742,9
4.4	0,33	2,64E-04	2,33E-04	2,75E-04	2,574E-04	1282,1
4.5	0,33	3,08E-04	3,06E-04	2,90E-04	3,015E-04	1094,7

Tab. 6.1. Dati acquisiti e velocità calcolate, test S1

Si riportano di seguito:

- l'istogramma delle velocità medie ottenute;
- la rappresentazione delle velocità mediante mappatura di colore. Nel caso in cui – nella lettura dei dati – il segnale di uno di questi fosse eccessivamente disturbato, o qualora in una delle tre ripetizioni della prova - relativamente allo stesso percorso - il dato analizzato presentasse velocità discordante con quanto emerso dalle due altre acquisizioni, tale dato veniva rimosso ai fini del calcolo dei valori di velocità media. Nella prova S1 la velocità media delle letture eseguite (20 percorsi sonici) è risultata pari a 935,1 m/s.

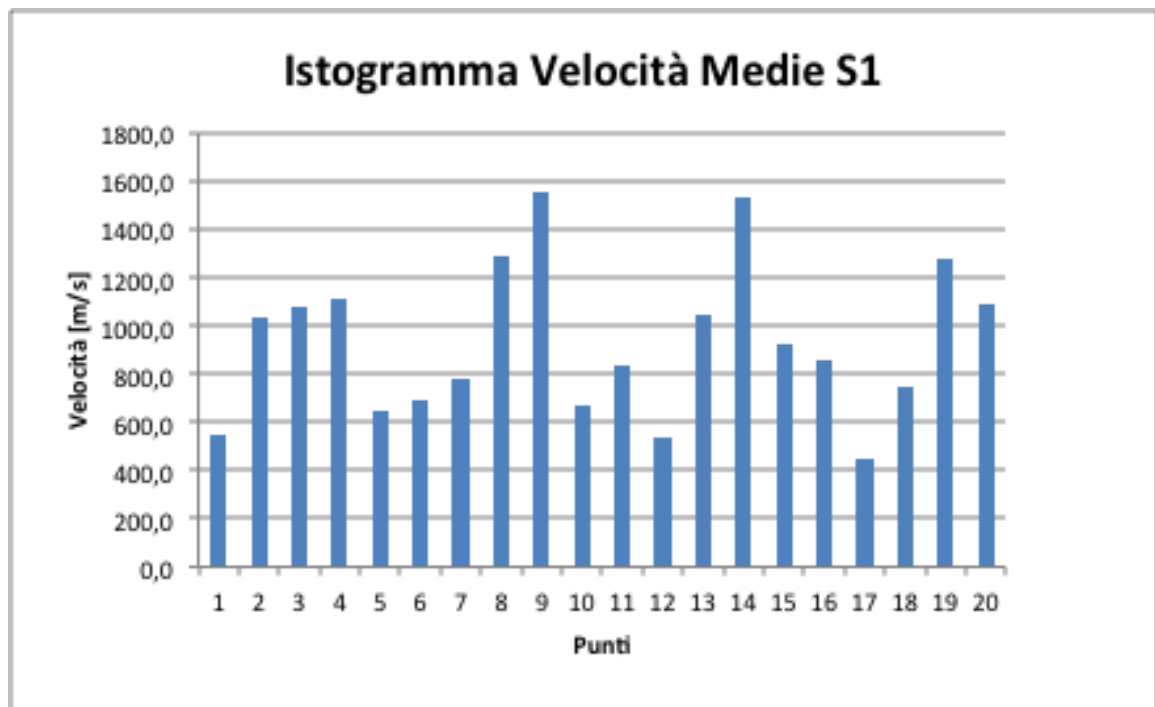


Fig. 6.11. Prova sonica S1: istogramma delle velocità medie

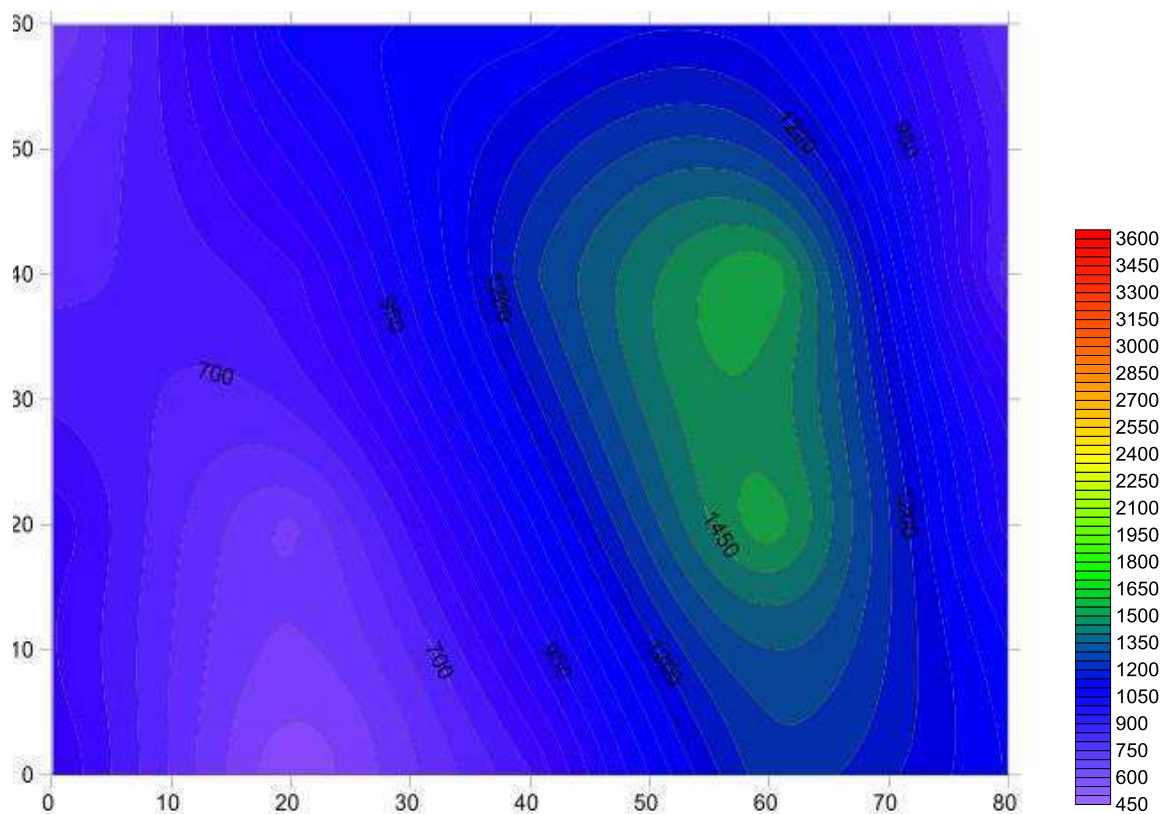


Fig. 6.12. Prova sonica S1, restituzione grafica delle velocità soniche nella prova (dati in m/s)

Risultati: dall'analisi dei dati si nota una disomogeneità all'interno dell'area indagata. Le velocità presentano valori relativamente bassi nella porzione a

sinistra dell'immagine e di poco più alti nelle porzioni in centro e a destra, con valore minimo pari a 452 m/s, massimo pari a 1551,3 m/s.

In seguito alla lettura delle tavole di confronto giallo-rosso si è scoperto che la prova sonora S1 è stata eseguita in corrispondenza di una vecchia apertura successivamente tamponata. Ciò si legge chiaramente dalla restituzione grafica della prova sonora che evidenzia un netto calo delle velocità nella parte sinistra, ovvero in corrispondenza della vecchia apertura.

Va inoltre tenuto in considerazione che i valori di tempo evidenziati in tabella con il colore rosso presentano un'anomalia nell'onda nel segnale dell'accelerogramma, o perché l'onda cresce in modo molto lento e quindi non è semplice individuare il punto di partenza dell'impulso, o perché l'onda parte in modo inverso rispetto al segnale atteso.

Prova sonora S2

Localizzazione: il test è stato eseguito in modalità diretta su una porzione di cm 40X100 della muratura sull'angolo a Nord-Ovest del fabbricato. La griglia di acquisizione è stata tracciata ad una quota compresa tra 22 e 122 cm dal pavimento interno utilizzando una griglia rettangolare 6x3 (6 righe e 3 colonne) e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm, come riportato in figura. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a 62 cm. Il lato dei punti di battuta è quello esterno, quello dei punti di ricezione è quello interno al locale. La muratura indagata presenta intonaco su entrambi i lati del muro.

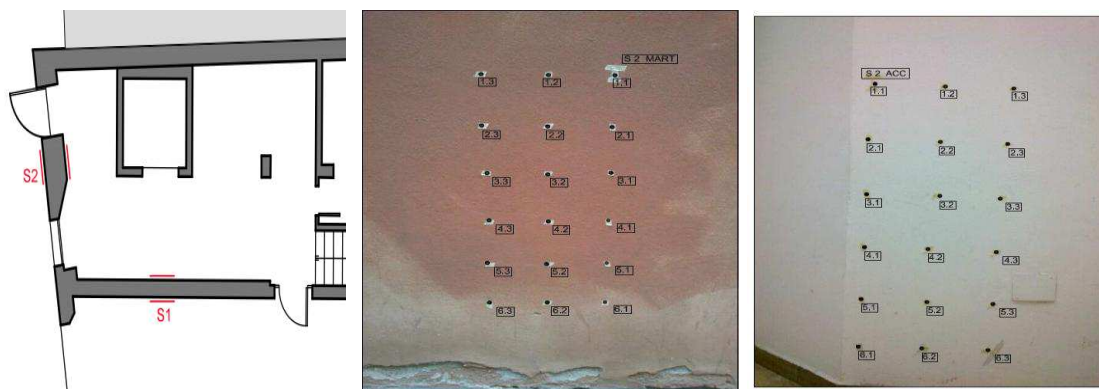


Fig. 6.13. Localizzazione della prova: collocazione in pianta; prospetti esterno ed interno con tracciamento della griglia.

Elaborazione dei dati: una volta acquisite le registrazioni si sono calcolati i tempi di propagazione delle onde soniche per le 18 coppie di punti. La distanza tra i punti di ricezione e trasmissione, i tempi di volo registrati nel corso delle tre ripetizioni del test e la velocità media ottenuta sono riportati nella tabella seguente.

PROVA S2						
PUNTO	s [s]	t1 [s]	t2 [s]	t3 [s]	tm [s]	vm [m/s]
1.1	0,62	6,435E-04	5,161E-04	5,503E-04	5,700E-04	1087,8
1.2	0,62	5,852E-04	5,618E-04	5,727E-04	5,732E-04	1081,6
1.3	0,62	6,270E-04	6,161E-04	6,193E-04	6,208E-04	998,8
2.1	0,62	6,193E-04	5,585E-04	5,911E-04	5,896E-04	1051,5
2.2	0,62	4,474E-04	5,238E-04	4,525E-04	4,746E-04	1306,5
2.3	0,62	4,835E-04	4,726E-04	4,944E-04	4,835E-04	1282,4
3.1	0,62	6,405E-04	6,102E-04	6,652E-04	6,386E-04	970,8
3.2	0,62	7,352E-04	5,367E-04	5,500E-04	6,073E-04	1020,9
3.3	0,62	5,500E-04	5,775E-04	4,831E-04	5,369E-04	1154,8
4.1	0,62	1,282E-03	1,187E-03	1,193E-03	1,221E-03	508,0
4.2	0,62	6,645E-04	7,255E-04	6,109E-04	6,670E-04	929,6
4.3	0,62	5,934E-04	6,270E-04	5,614E-04	5,939E-04	1043,9
5.1	0,62	7,880E-04	7,138E-04	7,895E-04	7,637E-04	811,8
5.2	0,62	4,517E-04	5,141E-04	4,927E-04	4,862E-04	1275,3
5.3	0,62	5,148E-04	5,550E-04	5,550E-04	5,416E-04	1144,9
6.1	0,62	5,200E-04	4,826E-04	5,313E-04	5,113E-04	1212,6
6.2	0,62	6,317E-04	6,808E-04	6,294E-04	6,473E-04	957,9
6.3	0,62	5,818E-04	5,986E-04	5,810E-04	5,871E-04	1056,0

Tab. 6.2. Dati acquisiti e velocità calcolate, test S2

Si riportano di seguito:

- l'istogramma delle velocità medie ottenute;
- la rappresentazione delle velocità mediante mappatura di colore. Nel caso in cui – nella lettura dei dati – il segnale di uno di questi fosse eccessivamente disturbato, o qualora in una delle tre ripetizioni della prova - relativamente allo stesso percorso - il dato analizzato presentasse velocità discordante con quanto emerso dalle due altre acquisizioni, tale dato veniva rimosso ai fini del calcolo dei valori di velocità media. Nella

prova S2 la velocità media delle letture eseguite (18 percorsi sonici) è risultata pari a 1049,72 m/s.

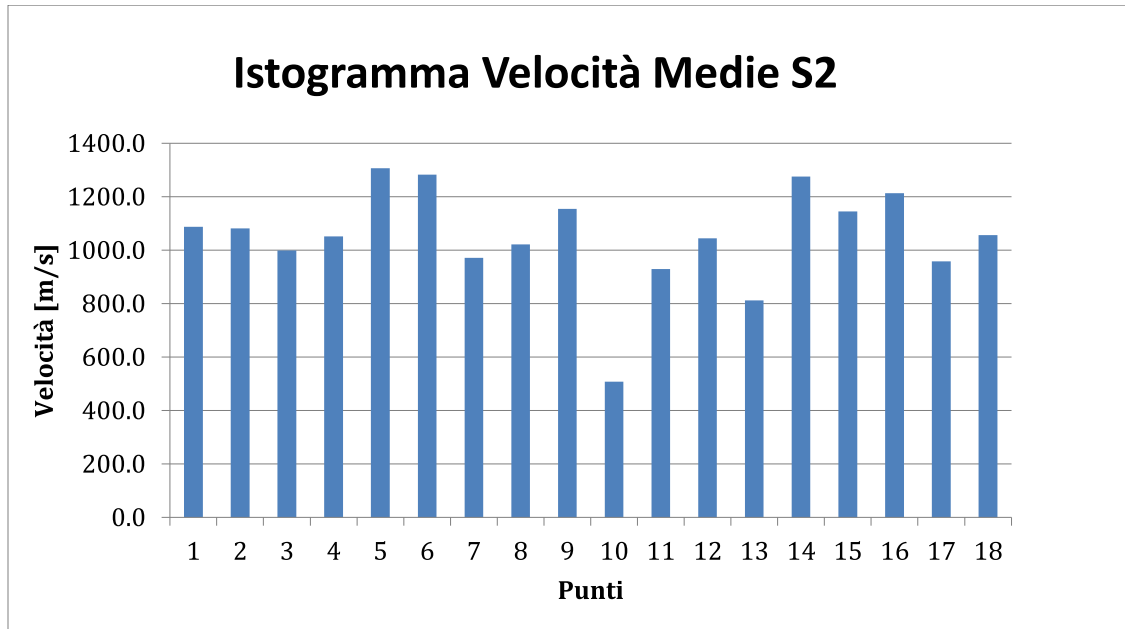


Fig. 6.14. Prova sonica S2: istogramma delle velocità medie

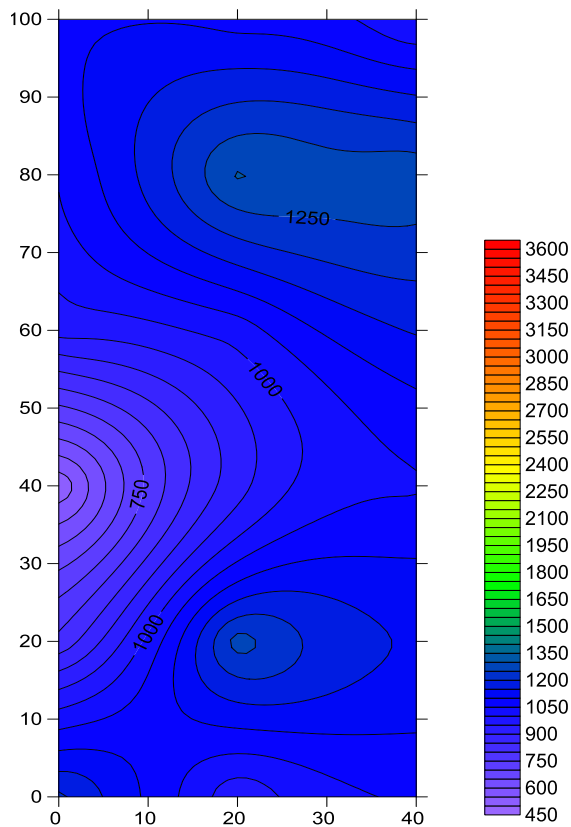


Fig. 6.15. Prova sonica S2, restituzione grafica delle velocità soniche nella prova (dati in m/s)

Risultati: dall'analisi dei dati si nota una disomogeneità all'interno dell'area indagata. Le velocità presentano valori abbastanza bassi nella porzione in basso a sinistra e discretamente alti nelle porzioni in centro ed in alto a destra, con valore minimo pari a 508 m/s, massimo pari a 1306,5 m/s.

Va inoltre tenuto in considerazione che i valori di tempo evidenziati in tabella con il colore rosso presentano un'anomalia nell'onda nel segnale dell'accelerogramma, o perché l'onda cresce in modo molto lento e quindi non è semplice individuare il punto di partenza dell'impulso, o perché l'onda parte in modo inverso rispetto al segnale atteso.

Prova sonica S3

Localizzazione: il test è stato eseguito in modalità diretta su una porzione di cm 60X80 della muratura esterna della reception della biblioteca della Facoltà di Economia. La griglia di acquisizione è stata tracciata ad una quota compresa tra 120 e 200 cm dal pavimento esterno utilizzando una griglia rettangolare 5x4 (5 righe e 4 colonne) e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm, come riportato in figura. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a 42,5 cm. Il lato dei punti di battuta è quello esterno, quello dei punti di ricezione è quello interno al locale. La muratura indagata presenta intonaco su entrambi i lati del muro.

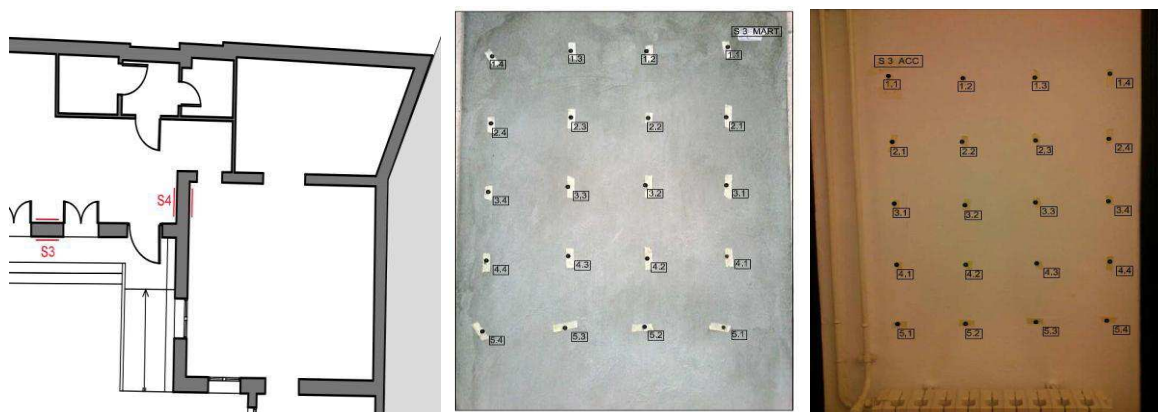


Fig. 6.16. Localizzazione della prova: collocazione in pianta; prospetti esterno ed interno con tracciamento della griglia.

Elaborazione dei dati: una volta acquisite le registrazioni si sono calcolati i tempi

di propagazione delle onde soniche per le 20 coppie di punti. La distanza tra i punti di ricezione e trasmissione, i tempi di volo registrati nel corso delle tre ripetizioni del test e la velocità media ottenuta sono riportati nella tabella seguente.

PROVA S3						
PUNTO	s [s]	t1 [s]	t2 [s]	t3 [s]	tm [s]	vm [m/s]
1.1	0,43	1,475E-04	1,405E-04	1,605E-04	1,495E-04	2843,19
1.2	0,43	1,672E-04	1,392E-04	1,262E-04	1,442E-04	2947,7
1.3	0,43	1,585E-04	1,475E-04	1,635E-04	1,565E-04	2714,96
1.4	0,43	1,520E-04	1,620E-04	1,420E-04	1,520E-04	2795,68
2.1	0,43	1,580E-04	1,830E-04	1,630E-04	1,680E-04	2530,11
2.2	0,43	1,715E-04	1,515E-04	1,615E-04	1,615E-04	2631,25
2.3	0,43	1,866E-04	1,826E-04	1,906E-04	1,866E-04	2277,19
2.4	0,43	2,007E-04	2,187E-04	2,127E-04	2,107E-04	2017,25
3.1	0,43	1,354E-04	1,484E-04	1,194E-04	1,344E-04	3161,1
3.2	0,43	1,61E-04	1,57E-04	1,700E-04	1,627E-04	2612,12
3.3	0,43	1,723E-04	1,544E-04	1,603E-04	1,623E-04	2617,91
3.4	0,43	1,458E-04	1,328E-04	1,708E-04	1,498E-04	2837,31
4.1	0,43	1,492E-04	1,632E-04	1,262E-04	1,462E-04	2907,97
4.2	0,43	1,899E-04	1,689E-04	1,809E-04	1,799E-04	2362,69
4.3	0,43	1,629E-04	1,859E-04	1,699E-04	1,729E-04	2458,78
4.4	0,43	2,165E-04	1,975E-04	1,755E-04	1,965E-04	2162,96
5.1	0,43	1,845E-04	1,645E-04	1,745E-04	1,745E-04	2435,86
5.2	0,43	1,92E-04	1,82E-04	1,724E-04	1,824E-04	2330,21
5.3	0,43	1,64E-04	1,74E-04	1,837E-04	1,737E-04	2447,03
5.4	0,43	1,52E-04	1,42E-04	1,624E-04	1,524E-04	2788,65

Tab. 6.3. Dati acquisiti e velocità calcolate, test S3

Si riportano di seguito:

- l'istogramma delle velocità medie ottenute;
- la rappresentazione delle velocità mediante mappatura di colore. Nel caso in cui – nella lettura dei dati – il segnale di uno di questi fosse eccessivamente disturbato, o qualora in una delle tre ripetizioni della prova - relativamente allo stesso percorso - il dato analizzato presentasse velocità discordante con quanto emerso dalle due altre acquisizioni, tale dato veniva rimosso ai fini del calcolo dei valori di velocità media. Nella prova S3 la velocità media delle letture eseguite (20 percorsi sonici) è

risultata pari a 2593,99 m/s.

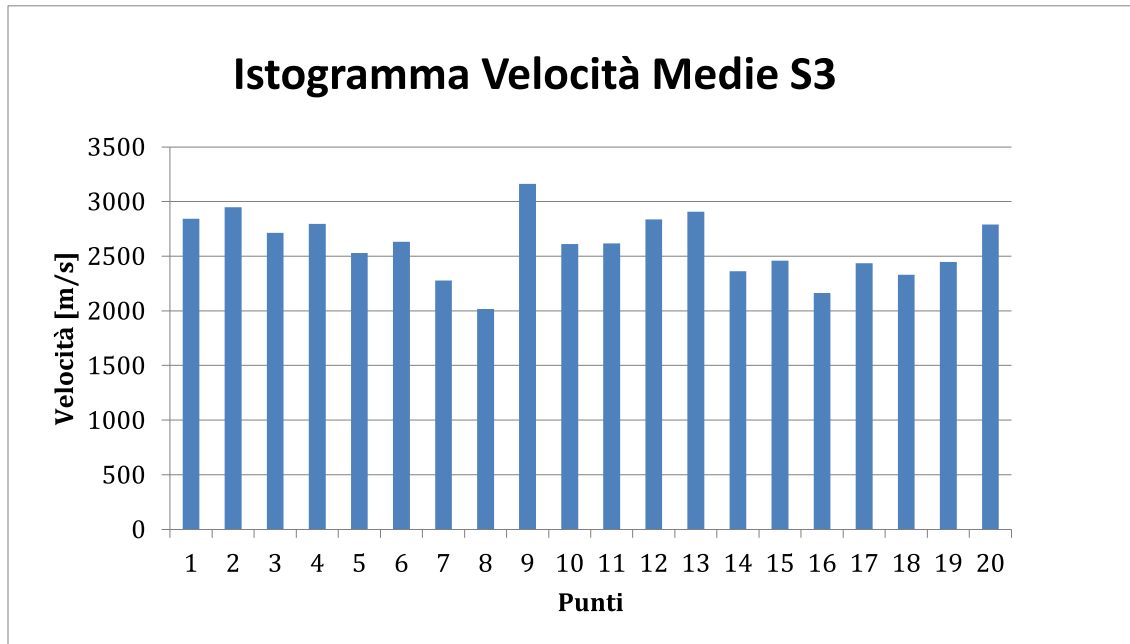


Fig. 6.17. Prova sonica S3: istogramma delle velocità medie

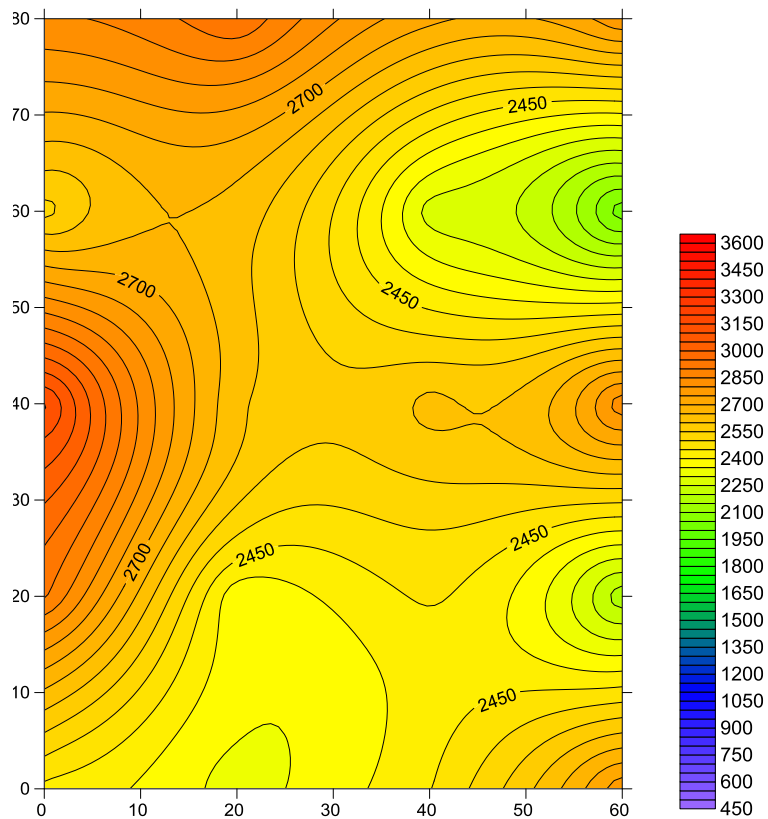


Fig. 6.18. Prova sonica S3, restituzione grafica delle velocità soniche nella prova (dati in m/s)

Risultati: dall'analisi dei dati si nota una disomogeneità all'interno dell'area indagata, con gradienti di velocità abbastanza elevati. Le velocità presentano valori relativamente bassi nella porzione Est in centro della muratura (nell'immagine in centro a sinistra) e relativamente alti nelle porzioni in sommità ed in basso (nell'immagine in alto ed in basso), con valore minimo pari a 2017,25 m/s, massimo pari a 3161,1 m/s.

Va inoltre tenuto in considerazione che i valori di tempo evidenziati in tabella con il colore rosso presentano un'anomalia nell'onda nel segnale dell'accelerogramma, o perché l'onda cresce in modo molto lento e quindi non è semplice individuare il punto di partenza dell'impulso, o perché l'onda parte in modo inverso rispetto al segnale atteso.

Prova sonica S4

Localizzazione: il test è stato eseguito in modalità diretta su una porzione di cm 60X80 della muratura interna della reception della biblioteca della Facoltà di Economia. La griglia di acquisizione è stata tracciata ad una quota compresa tra 110 e 190 cm dal pavimento esterno utilizzando una griglia rettangolare 5x4 (5 righe e 4 colonne) e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm, come riportato in figura. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a 46,5 cm. La muratura indagata presenta intonaco su entrambi i lati del muro.

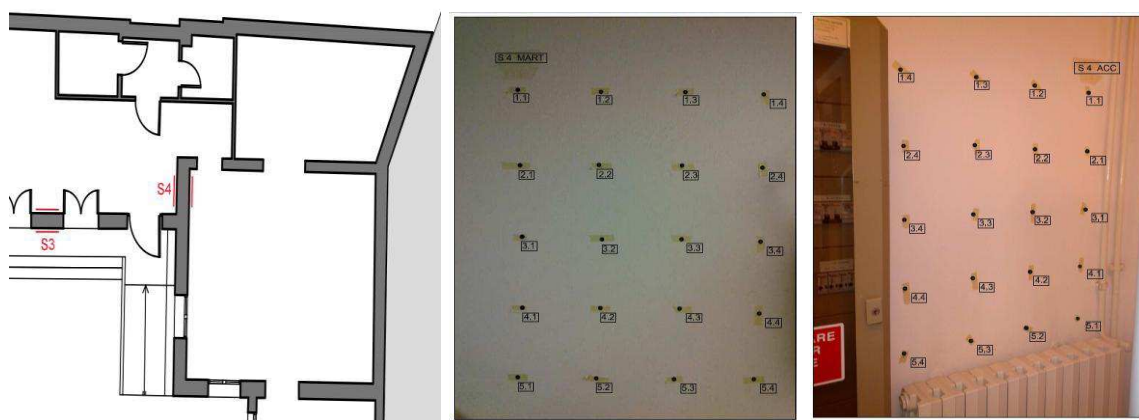


Fig. 6.19. Localizzazione della prova: collocazione in pianta; prospetti di entrambi i lati con tracciamento della griglia.

Elaborazione dei dati: una volta acquisite le registrazioni si sono calcolati i tempi di propagazione delle onde soniche per le 20 coppie di punti. La distanza tra i punti di ricezione e trasmissione, i tempi di volo registrati nel corso delle tre ripetizioni del test e la velocità media ottenuta sono riportati nella tabella seguente.

PROVA S4						
PUNTO	s [s]	t1 [s]	t2 [s]	t3 [s]	tm [s]	vm [m/s]
11	0,47	1,461E-04	1,444E-04	1,391E-04	1,432E-04	3247,1
12	0,47	1,549E-04	1,575E-04	1,366E-04	1,496E-04	3107,3
13	0,47	1,528E-04	1,438E-04	1,265E-04	1,410E-04	3297,2
14	0,47	1,738E-04	1,817E-04	1,743E-04	1,766E-04	2632,9
21	0,47	1,742E-04	1,849E-04	1,734E-04	1,775E-04	2619,8
22	0,47	1,763E-04	1,752E-04	1,692E-04	1,736E-04	2679,0
23	0,47	1,806E-04	1,763E-04	1,582E-04	1,717E-04	2708,3
24	0,47	1,807E-04	1,714E-04	1,714E-04	1,745E-04	2664,8
31	0,47	1,170E-04	1,718E-04	1,651E-04	1,513E-04	3073,7
32	0,47	1,684E-04	1,735E-04	1,557E-04	1,659E-04	2803,3
33	0,47	1,457E-04	1,514E-04	1,564E-04	1,511E-04	3076,5
34	0,47	1,428E-04	1,821E-04	1,638E-04	1,629E-04	2854,7
41	0,47	1,352E-04	1,200E-04	1,364E-04	1,305E-04	3562,6
42	0,47	1,661E-04	1,589E-04	1,571E-04	1,607E-04	2893,7
43	0,47	1,402E-04	1,403E-04	1,401E-04	1,402E-04	3316,9
44	0,47	1,389E-04	1,346E-04	1,381E-04	1,372E-04	3388,5
51	0,47	2,162E-04	1,950E-04	2,139E-04	2,084E-04	2231,6
52	0,47	1,920E-04	2,086E-04	2,089E-04	2,032E-04	2288,8
53	0,47	2,21E-04	2,60E-04	2,43E-04	2,413E-04	1927,0
54	0,47	1,49E-04	1,50E-04	1,64E-04	1,542E-04	3015,8

Tab. 6.4. Dati acquisiti e velocità calcolate, test S4

Si riportano di seguito:

- l'istogramma delle velocità medie ottenute;
- la rappresentazione delle velocità mediante mappatura di colore. Nel caso in cui – nella lettura dei dati – il segnale di uno di questi fosse eccessivamente disturbato, o qualora in una delle tre ripetizioni della prova - relativamente allo stesso percorso - il dato analizzato presentasse velocità discordante con quanto emerso dalle due altre acquisizioni, tale dato veniva rimosso ai fini del calcolo dei valori di velocità media. Nella

prova S4 la velocità media delle letture eseguite (20 percorsi sonici) è risultata pari a 2869,5 m/s.

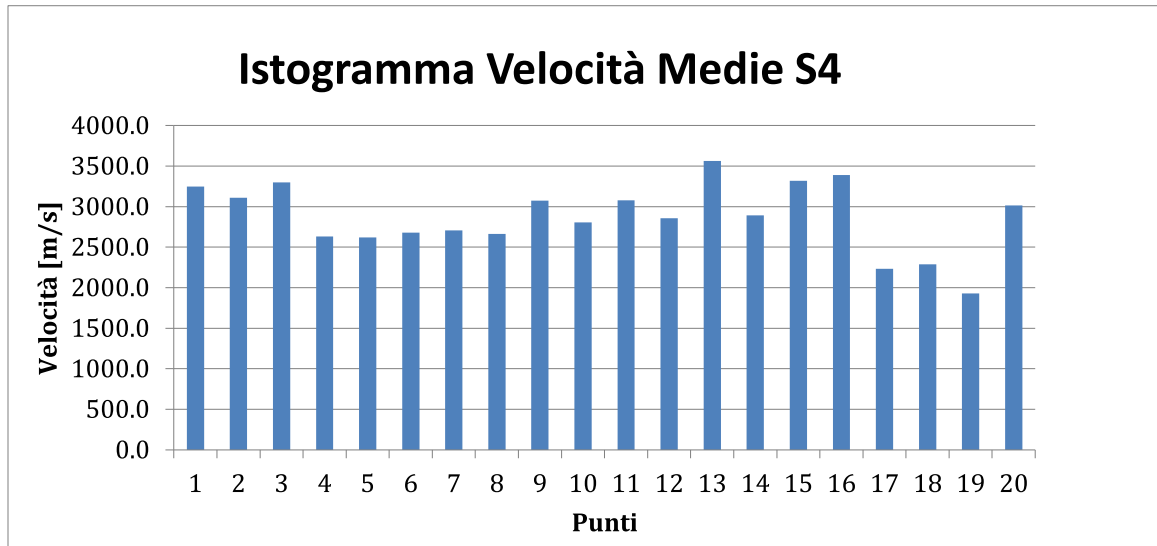


Fig. 6.20. Prova sonica S4: istogramma delle velocità medie

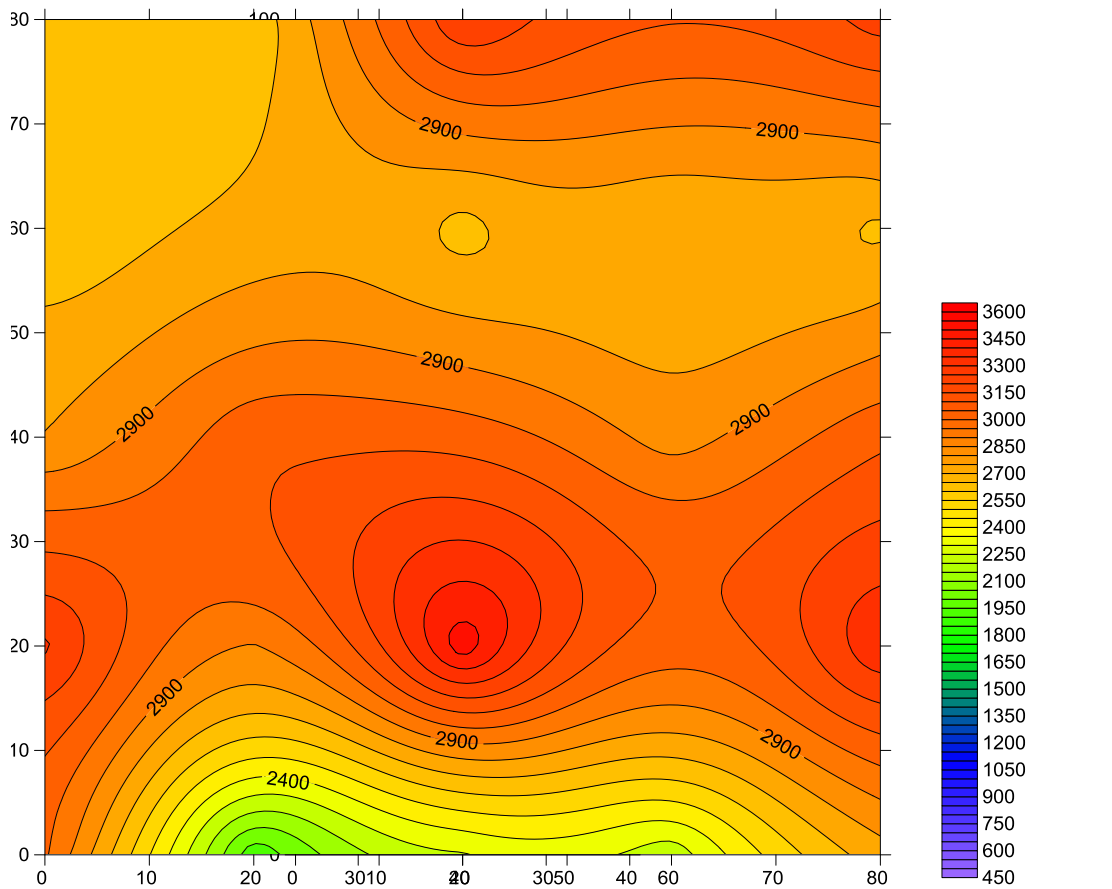


Fig. 6.21. Prova sonica S4, restituzione grafica delle velocità soniche nella prova (dati in m/s)

Risultati: dall'analisi dei dati si nota una disomogeneità all'interno dell'area indagata, con gradienti di velocità abbastanza elevati. Le velocità presentano valori relativamente bassi nella porzione Est in centro della muratura (nell'immagine in centro a sinistra) e relativamente alti nelle porzioni in sommità ed in basso (nell'immagine in alto ed in basso), con valore minimo pari a 1927 m/s, massimo pari a 3388,5 m/s.

Va inoltre tenuto in considerazione che i valori di tempo evidenziati in tabella con il colore rosso presentano un'anomalia nell'onda nel segnale dell'accelerogramma, o perché il segnale l'onda cresce in modo molto lento e quindi non è semplice individuare il punto di partenza dell'impulso, o perché l'onda parte in modo inverso rispetto al segnale atteso.

Prova sonica S5

Localizzazione: il test è stato eseguito in modalità diretta su una porzione di cm 80X80 della muratura esterna del cortiletto interno nel lato a Sud-Est del fabbricato. La griglia di acquisizione è stata tracciata ad una quota compresa tra 110 e 190 cm dal pavimento esterno utilizzando una griglia quadrata 5x5 (5 righe e 5 colonne) e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm, come riportato in figura. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a 32,5 cm. Il lato dei punti di battuta è quello interno, quello dei punti di ricezione è quello esterno al locale. La muratura indagata presenta intonaco su entrambi i lati del muro.

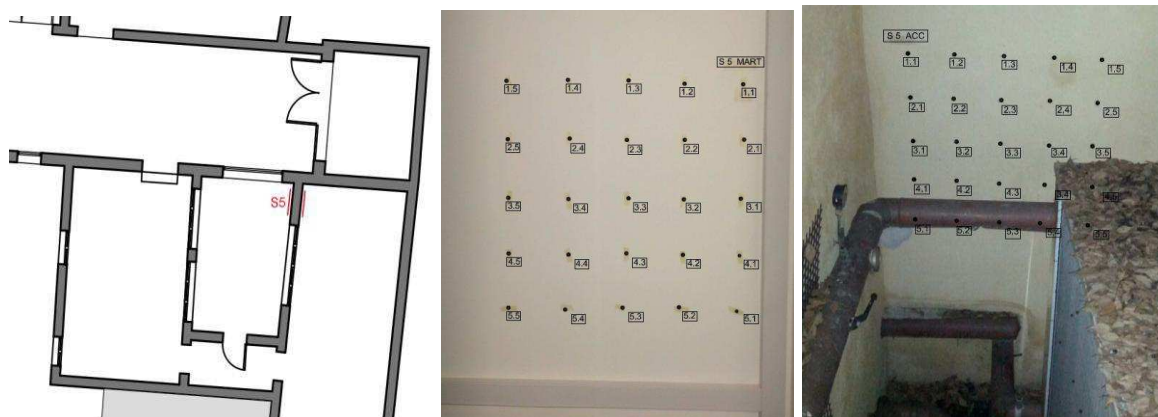


Fig. 6.22. Localizzazione della prova: collocazione in pianta; prospetti interno ed esterno con tracciamento della griglia.

Elaborazione dei dati: una volta acquisite le registrazioni si sono calcolati i tempi di propagazione delle onde soniche per le 25 coppie di punti. La distanza tra i punti di ricezione e trasmissione, i tempi di volo registrati nel corso delle tre ripetizioni del test e la velocità media ottenuta sono riportati nella tabella seguente.

PROVA S5						
PUNTO	s [s]	t1 [s]	t2 [s]	t3 [s]	tm [s]	vm [m/s]
1.1	0,33	3,548E-04	3,373E-04	3,193E-04	3,371E-04	978,8
1.2	0,33	3,780E-04	3,727E-04	3,633E-04	3,713E-04	888,7
1.3	0,33	4,121E-04	4,210E-04	5,258E-04	4,530E-04	728,5
1.4	0,33	3,967E-04	3,743E-04	3,919E-04	3,876E-04	851,3
1.5	0,33	3,812E-04	4,588E-04	3,822E-04	4,074E-04	810,0
2.1	0,33	6,798E-04	6,798E-04	6,548E-04	6,715E-04	491,5
2.2	0,33	3,693E-04	3,101E-04	2,972E-04	3,255E-04	1013,8
2.3	0,33	4,037E-04	3,468E-04	4,484E-04	3,996E-04	825,8
2.4	0,33	3,307E-04	3,664E-04	3,229E-04	3,400E-04	970,7
2.5	0,33	4,076E-04	3,908E-04	4,020E-04	4,001E-04	824,8
3.1	0,33	5,829E-04	6,100E-04	6,033E-04	5,988E-04	551,1
3.2	0,33	3,883E-04	3,832E-04	4,078E-04	3,931E-04	839,5
3.3	0,33	4,161E-04	3,548E-04	4,160E-04	3,957E-04	834,1
3.4	0,33	3,731E-04	3,308E-04	3,429E-04	3,489E-04	945,8
3.5	0,33	3,572E-04	3,369E-04	3,056E-04	3,332E-04	990,3
4.1	0,33	3,653E-04	3,575E-04	3,040E-04	3,423E-04	964,2
4.2	0,33	2,252E-04	2,508E-04	2,324E-04	2,361E-04	1397,5
4.3	0,33	4,272E-04	4,612E-04	3,887E-04	4,257E-04	775,2
4.4	0,33	2,54E-04	2,81E-04	2,72E-04	2,691E-04	1226,3
4.5	0,33	4,30E-04	4,36E-04	4,88E-04	4,515E-04	730,9
5.1	0,33	2,89E-04	3,33E-04	2,96E-04	3,060E-04	1078,4
5.2	0,33	3,56E-04	4,98E-04	4,05E-04	4,194E-04	786,9
5.3	0,33	6,39E-04	5,97E-04	6,35E-04	6,236E-04	529,2
5.4	0,33	3,81E-04	4,26E-04	4,49E-04	4,183E-04	788,9
5.5	0,33	3,33E-04	3,91E-04	3,53E-04	3,589E-04	919,4

Tab. 6.5. Dati acquisiti e velocità calcolate, test S5

Si riportano di seguito:

- l'istogramma delle velocità medie ottenute;
- la rappresentazione delle velocità mediante mappatura di colore. Nel

caso in cui – nella lettura dei dati – il segnale di uno di questi fosse eccessivamente disturbato, o qualora in una delle tre ripetizioni della prova - relativamente allo stesso percorso - il dato analizzato presentasse velocità discordante con quanto emerso dalle due altre acquisizioni, tale dato veniva rimosso ai fini del calcolo dei valori di velocità media. Nella prova S5 la velocità media delle letture eseguite (25 percorsi sonici) è risultata pari a 869,7 m/s.

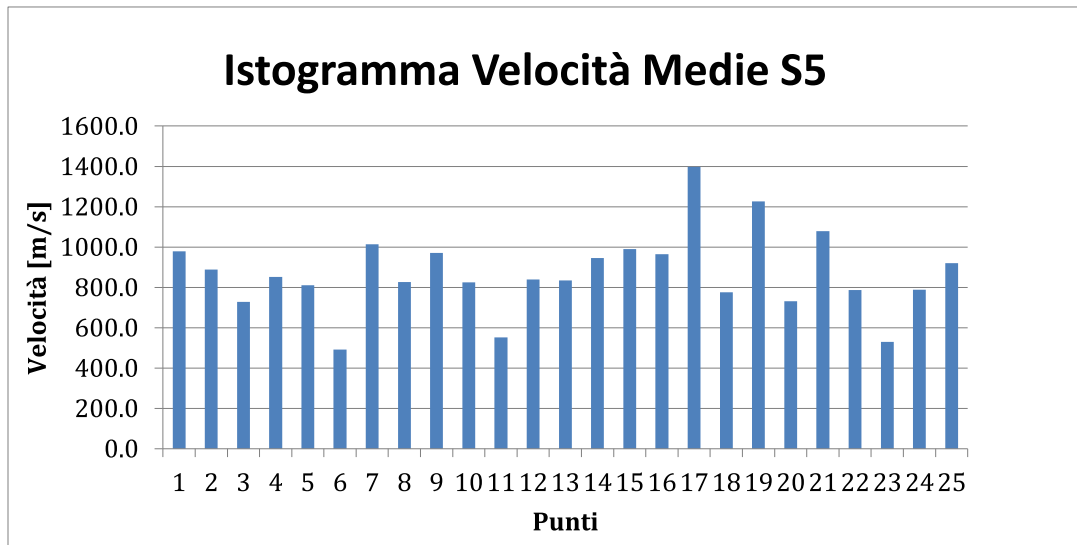


Fig. 6.23. Prova sonica S5: istogramma delle velocità medie

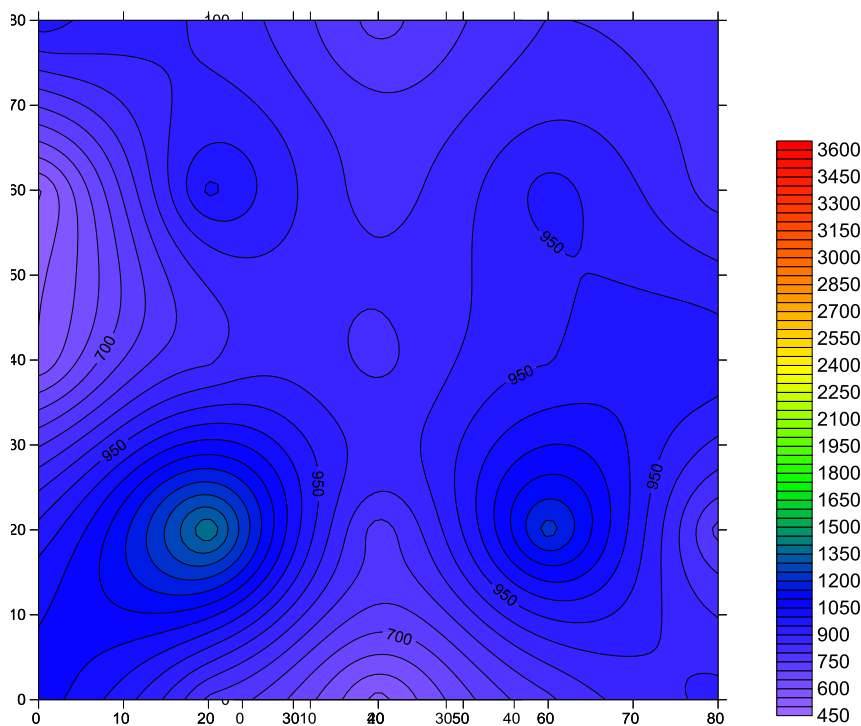


Fig. 6.24. Prova sonica S5, restituzione grafica delle velocità soniche nella prova (dati in m/s)

Risultati: dall'analisi dei dati si nota una disomogeneità all'interno dell'area indagata, con gradienti di velocità abbastanza elevati. Le velocità presentano valori relativamente bassi nella porzione Est in centro della muratura (nell'immagine in centro a sinistra) e relativamente alti nelle porzioni in sommità ed in basso (nell'immagine in alto ed in basso), con valore minimo pari a 673 m/s, massimo pari a 1585 m/s.

Va inoltre tenuto in considerazione che i valori di tempo evidenziati in tabella con il colore rosso presentano un'anomalia nell'onda nel segnale dell'accelerogramma, o perché l'onda cresce in modo molto lento e quindi non è semplice individuare il punto di partenza dell'impulso, o perché l'onda parte in modo inverso rispetto al segnale atteso.

Prova sonica S6

Localizzazione: il test è stato eseguito in modalità diretta su una porzione di cm 80X80 della muratura interna di uno degli uffici del corpo Ovest del fabbricato. La griglia di acquisizione è stata tracciata ad una quota compresa tra 72 e 152 cm dal pavimento utilizzando una griglia quadrata 5x4 (5 righe e 4 colonne) e spaziatura orizzontale e verticale pari a 20x20 cm, come riportato in figura. Il muro sul quale è stata compiuta la prova presenta uno spessore pari a 68,5 cm. La muratura indagata presenta intonaco su entrambi i lati del muro.

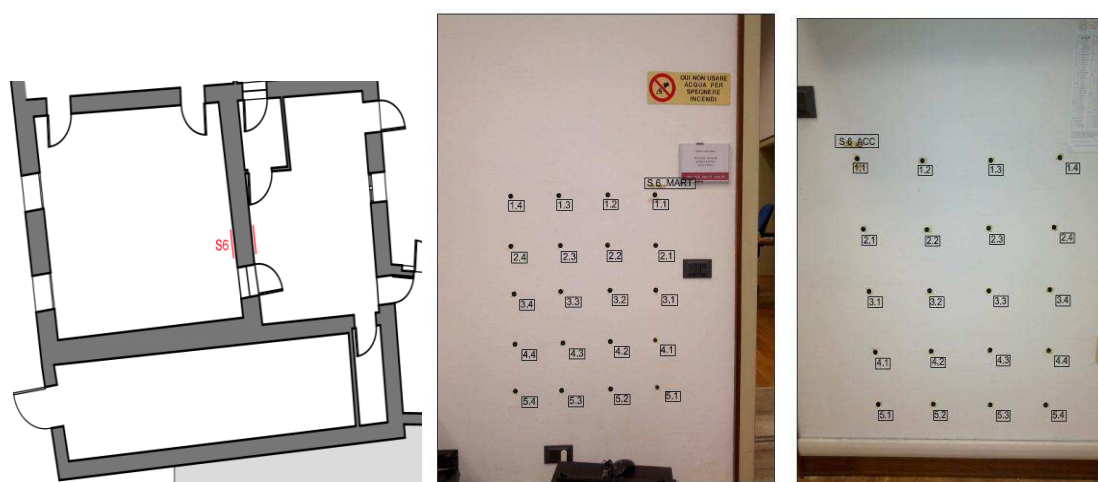


Fig. 6.25. Localizzazione della prova: collocazione in pianta; prospetti interno ed esterno con tracciamento della griglia.

Elaborazione dei dati: una volta acquisite le registrazioni si sono calcolati i tempi di propagazione delle onde soniche per le 20 coppie di punti. La distanza tra i punti di ricezione e trasmissione, i tempi di volo registrati nel corso delle tre ripetizioni del test e la velocità media ottenuta sono riportati nella tabella seguente.

PROVA S6						
PUNTO	s [s]	t1 [s]	t2 [s]	t3 [s]	tm [s]	vm [m/s]
1111	0,69	4,157E-04	4,297E-04	4,305E-04	4,253E-04	1610,7
1212	0,69	4,760E-04	4,867E-04	4,767E-04	4,798E-04	1427,8
1313	0,69	1,036E-03	1,540E-03	1,504E-03	1,360E-03	503,7
1414	0,69	1,005E-03	1,036E-03	9,874E-04	1,009E-03	678,7
2121	0,69	4,743E-04	4,549E-04	5,002E-04	4,765E-04	1437,7
2222	0,69	4,375E-04	4,593E-04	4,871E-04	4,613E-04	1484,9
2323	0,69	1,354E-03	1,363E-03	1,345E-03	1,354E-03	506,0
2424	0,69	8,460E-04	7,739E-04	8,155E-04	8,118E-04	843,8
3131	0,69	4,483E-04	3,763E-04	3,556E-04	3,934E-04	1741,2
3232	0,69	3,45E-04	3,59E-04	3,45E-04	3,497E-04	1959,0
3333	0,69	7,940E-04	9,628E-04	6,984E-04	8,184E-04	837,0
3434	0,69	7,103E-04	8,623E-04	7,814E-04	7,847E-04	873,0
4141	0,69	9,238E-04	1,005E-03	8,964E-04	9,417E-04	727,4
4242	0,69	9,430E-04	1,020E-03	9,069E-04	9,565E-04	716,2
4343	0,69	9,656E-04	1,013E-03	9,334E-04	9,706E-04	705,7
4444	0,69	6,804E-04	6,388E-04	7,409E-04	6,867E-04	997,5
5151	0,69	6,250E-04	5,906E-04	6,708E-04	6,288E-04	1089,4
5252	0,69	7,22E-04	7,65E-04	7,86E-04	7,578E-04	903,9
5353	0,69	7,46E-04	7,03E-04	5,46E-04	6,653E-04	1029,6
5454	0,69	6,68E-04	1,54E-03	6,82E-04	9,633E-04	711,1

Tab. 6.6. Dati acquisiti e velocità calcolate, test S6

Si riportano di seguito:

- l'istogramma delle velocità medie ottenute;
- la rappresentazione delle velocità mediante mappatura di colore. Nel caso in cui – nella lettura dei dati – il segnale di uno di questi fosse eccessivamente disturbato, o qualora in una delle tre ripetizioni della prova - relativamente allo stesso percorso - il dato analizzato presentasse velocità discordante con quanto emerso dalle due altre acquisizioni, tale dato veniva rimosso ai fini del calcolo dei valori di velocità media. Nella

prova S6 la velocità media delle letture eseguite (20 percorsi sonici) è risultata pari a 1039,2 m/s.

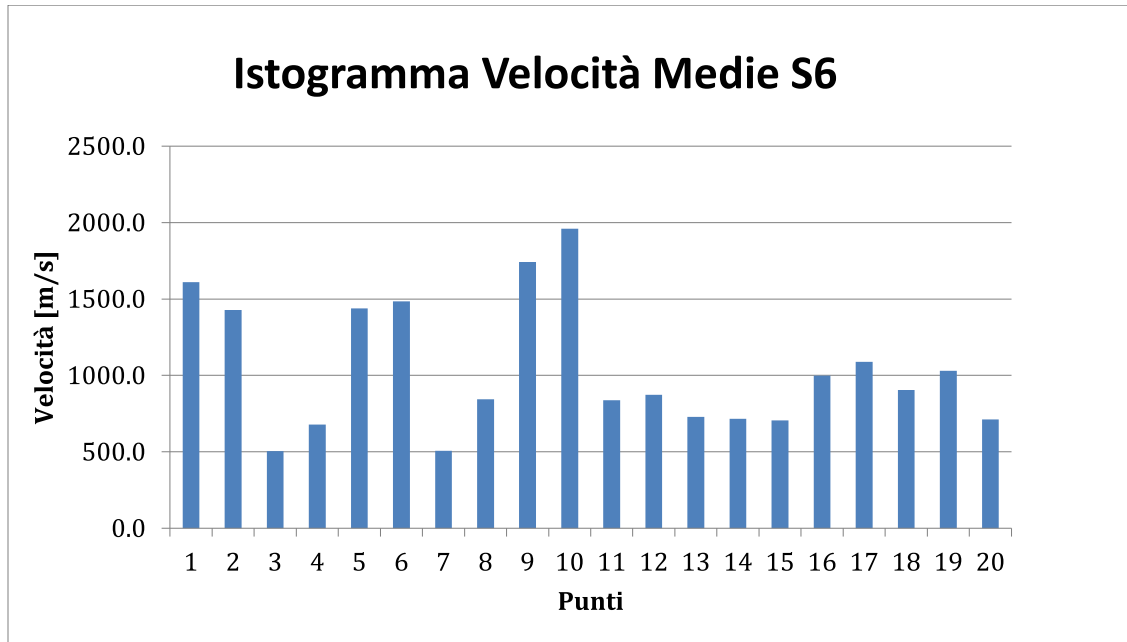


Fig. 6.26. Prova sonica S6: istogramma delle velocità medie

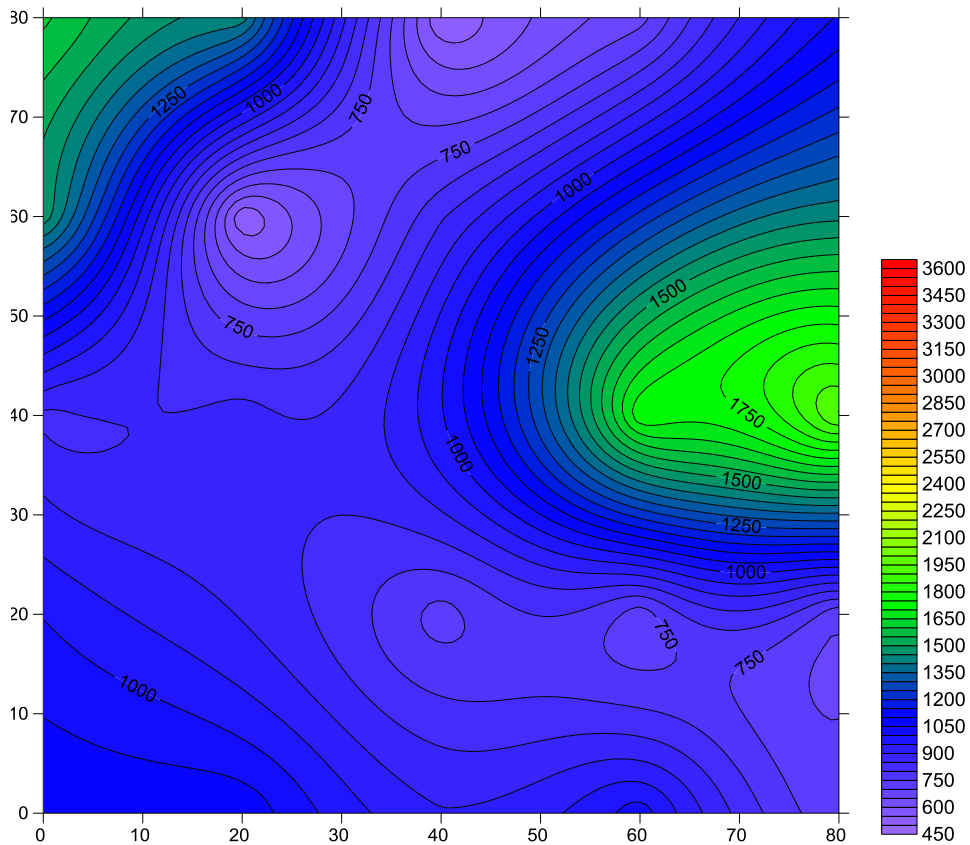


Fig. 6.27. Prova sonica S6, restituzione grafica delle velocità soniche nella prova (dati in m/s)

Risultati: dall'analisi dei dati si nota una disomogeneità all'interno dell'area indagata, con gradienti di velocità abbastanza elevati. Le velocità presentano valori relativamente bassi nella porzione Est in centro della muratura (nell'immagine in centro a sinistra) e relativamente alti nelle porzioni in sommità ed in basso (nell'immagine in alto ed in basso), con valore minimo pari a 503,7 m/s, massimo pari a 1741,2 m/s.

Va inoltre tenuto in considerazione che i valori di tempo evidenziati in tabella con il colore rosso presentano un'anomalia nell'onda nel segnale dell'accelerogramma, o perché l'onda cresce in modo molto lento e quindi non è semplice individuare il punto di partenza dell'impulso, o perché l'onda parte in modo inverso rispetto al segnale atteso.

Osservazioni conclusive

Dall'analisi dei risultati delle 6 prove soniche, eseguite su altrettante porzioni murarie dislocate ai vari livelli del manufatto, si evince che la muratura non è significativamente compatta e omogenea anche se, tranne che per le prove S3 e S4 (murature del corpo nord), il valore medio della velocità rilevata nelle prove, non è mai sceso al di sotto dei 2000 m/s.

Per le prove S1 ed S5, in cui si sono riscontrati valori medi della velocità inferiori ai 1000 m/s. Valori di velocità inferiori ai 1000 m/s sono indice di murature fortemente danneggiate, con presenza di grossi vuoti interni.

Per la S1 tale valore è giustificato dal fatto che la prova è stata eseguita in corrispondenza ad una vecchia apertura tamponata, mentre per la S5 il valore atteso era superiore in quanto è stata eseguita sulla muratura di un corpo di costruzione più recente rispetto agli altri.

Per le prove S2 e S6 si sono riscontrati dei valori medi di velocità di circa 1000 m/s e velocità minima di circa 500 m/s.

Valori inferiori a 1500 m/s possono indicare presenza di vuoti e difetti, irregolarità nei corsi o nelle giunzioni.

Pur non essendo una prova quantitativa, che misura direttamente le proprietà meccaniche della muratura, il test sonico può essere molto utile per definire il diverso stato della muratura in esame, e come indagine preliminare per la

valutazione della tipologia di intervento da adottare nel caso di riscontrata vulnerabilità.

Grazie alla campagna di indagini condotta a campione su porzioni di muratura, è risultato un quadro complessivo delle caratteristiche della muratura molto eterogeneo, con caratteristiche buone per la muratura appartenente al blocco Nord, caratteristiche accettabili per per il corpo Ovest (velocità di circa 1000m/s), di qualità scadente per per il blocco Est (sotto i 1000m/s).

6.2.2 Prove con martinetto piatto

La prova di martinetto piatto nasce come prova su ammassi rocciosi nel campo della Geotecnica, con il tempo però si è affermata, a livello nazionale ed internazionale, anche nel campo del Restauro come tecnica di indagine debolmente invasiva per la determinazione delle caratteristiche meccaniche della muratura indagata. Mediante queste prove è infatti possibile determinare, con un accettabile margine di errore, tanto lo stato tensionale e di compressione a livello locale nella muratura indagata (martinetto singolo), che le caratteristiche di deformabilità della stessa (martinetto doppio).

Le prove di martinetto piatto, singolo e doppio, sono attualmente le uniche prove disponibili in sito (passate attraverso numerosi anni di sperimentazione) che possano dare dei risultati sufficientemente attendibili circa le caratteristiche locali di tensione e deformabilità dei paramenti murari. A tal proposito si può quindi affermare che tale metodologia di indagine è in grado di fornire risultati di natura quantitativa, sia per la misurazione del tenore locale di tensione che per la valutazione della deformabilità delle murature.

Se tuttavia si considera la muratura (ed in particolare la muratura storica) come un materiale eterogeneo, anisotropo e con notevoli variazioni (tipologiche, di materiali, di periodo di costruzione etc.) all'interno dello stesso edificio indagato, ne risulta che i risultati di tali prove, generalmente condotte in numero ridotto all'interno del singolo edificio, assumono complessivamente delle caratteristiche "qualitative", ovvero riescono a restituire delle informazioni "generali" sulle murature indagate, in particolar modo nell'estrapolazione dei risultati acquisiti (tensione locale, parametri meccanici) ai fini del calcolo o della verifica strutturale

(statica e sismica). I dati acquisiti sono difatti influenzati dalla tipologia muraria, dalla posizione di esecuzione del test e dalla presenza di discontinuità all'interno del solido murario. Il giudizio sui risultati deve pertanto tener conto di situazioni particolari quali la concentrazione di tensione nelle strutture indagate, la presenza di deformazioni anelastiche nella muratura, la presenza di basse tensioni di compressione (particolarmente evidente negli edifici bassi, di uno o due piani, per mancanza di adeguato contrasto offerto dal peso delle murature soprastanti) e la maggiore rigidità del martinetto in prossimità delle saldature che determina una distribuzione delle tensioni non uniforme.

Di seguito viene descritta la metodologia delle prove di martinetto piatto doppio, in relazione alle normative tecniche di riferimento.

6.2.2.1 Martinetto piatto doppio

La prova con martinetto piatto doppio consente di determinare le caratteristiche di deformabilità della muratura (sia assiali che trasversali), nonché di fornire una stima della resistenza muraria al limite elastico (tensione di rottura della muratura). La prova consiste nell'effettuare due tagli orizzontali nella parete, mediante sega idraulica con lama diamantata circolare, paralleli fra loro, ad una distanza variabile (che dipende dagli elementi resistenti della muratura investigata e dalla larghezza del martinetto utilizzato, potendo variare tra 1 e 1,5 volte quest'ultima dimensione). All'interno dei tagli vengono inseriti i martinetti piatti, realizzati mediante sottili lamiere di acciaio saldate. Questa procedura consente di delimitare un campione di muratura rappresentativo per dimensioni, del comportamento meccanico della stessa. I due martinetti paralleli, opportunamente messi in pressione, applicano alla porzione di muratura interposta uno stato di sollecitazione monoassiale, e le deformazioni risultanti nella porzione muraria vengono misurate da un numero adeguato di estensimetri meccanici rimovibili dislocati in direzione ortogonale e parallela ai piani di inserimento dei martinetti, al fine di determinare il diagramma tensione deformazione della muratura indagata.



Fig. 6.28. Schema di disposizione dei sensori nel test di martinetto piatto doppio

Generalmente il carico viene applicato in maniera ciclica, ovvero cicli di carico con incrementi crescenti di pressione nei martinetti vengono intervallati dallo scarico completo di questi. La prova viene spinta fino ad una pressione superiore allo stato di compressione locale, limitando la tensione massima raggiunta nei cicli di carico ad un valore sufficientemente inferiore alla tensione di rottura del materiale.

I risultati della prova di martinetto piatto doppio vengono generalmente rappresentati mediante un diagramma deformazioni-tensione. In ascissa si leggono le deformazioni misurate nelle basi di misura, che risultano essere positive (accorciamento) nei sensori verticali e negative (allungamento) nei sensori orizzontali. In ordinata si legge la tensione applicata alla muratura compresa tra i martinetti, ovvero la pressione dell'olio all'interno dei martinetti moltiplicata per le costanti d'area e di martinetto (k_A e k_M). La pendenza della curva di carico corrisponde per le basi verticali al modulo di rigidità E (modulo di Young) della muratura indagata. Il valore del modulo di deformabilità può essere calcolato per ciascun intervallo di sollecitazione usando la formula (Legge di Hooke):

$$E = \Delta\sigma / \Delta\varepsilon_u$$

dove $\Delta\varepsilon_u$ è la deformazione unitaria corrispondente a $\Delta\sigma$ misurata generalmente in corrispondenza della base centrale di misura.

I martinetti piatti utilizzati per la prova sono dispositivi di carico dotati di elevata deformabilità e sono quindi particolarmente idonei ad applicare uno schema di

carico uniformemente distribuito.

La prova può fornire anche una stima della resistenza a compressione della muratura. E' possibile infatti avvicinarsi al limite di rottura della muratura aumentando progressivamente il carico applicato dai martinetti piatti. Il vistoso aumento delle deformazioni e l'apparire di fessurazioni da schiacciamento nella malta e negli elementi compositivi indica l'inizio della fase di rottura del campione.

La tecnica di prova del martinetto piatto può certamente definirsi non distruttiva in quanto, al termine della prova, i martinetti piatti inseriti entro le murature possono essere rimossi con facilità e gli strati di malta possono essere facilmente reintegrati.

6.2.2.2 Risultati della campagna di indagini

La prova di martinetto piatto doppio è stata fornita dallo Studio Tecnico dell' Ing. Di Biasi, che ha eseguito la progettazione strutturale del Museo di Storia della Medicina e della Salute, durante l'intervento di ristrutturazione dello stesso. Sono state eseguite 4 prove su altrettanti punti del corpo di fabbrica e di particolare rilevanza per lo studio della vulnerabilità sismica di Palazzo ex Levi Cases è quella eseguita nel muro in comune a confine, nell'angolo Sud-Est dello stesso.

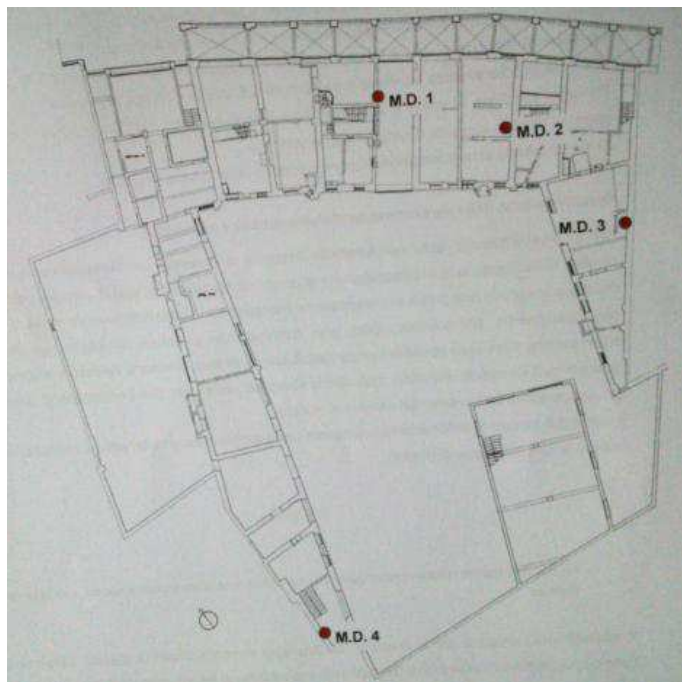


Fig. 6.29. Localizzazione delle prove di martinetto piatto doppio, Museo di Storia della Medicina

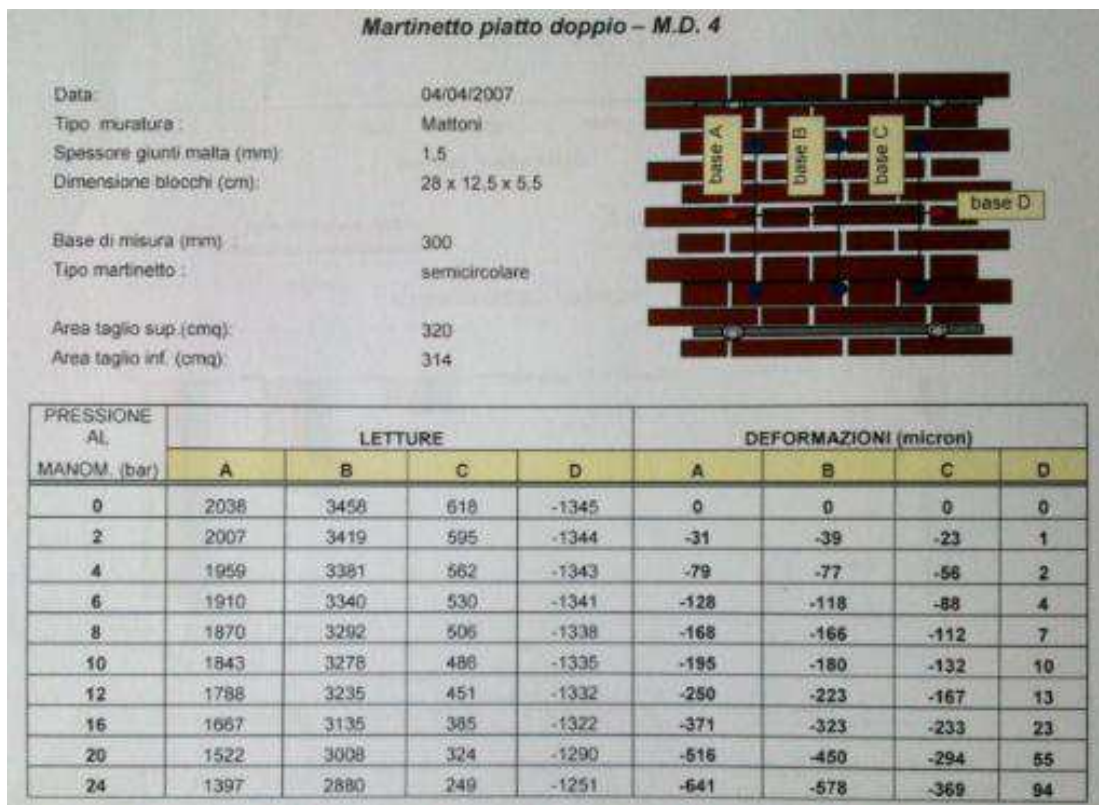
La prova presa in considerazione, identificata con la sigla M.D.4, è stata effettuata con martinetti semiovali di dimensioni 36 cm di larghezza x 25,5 cm di profondità e con tagli eseguiti con apposita sega eccentrica con motore a scoppio.

I valori estrapolati dalla prova sono riportati nella seguente tabella in cui sono indicati tensione di rottura, modulo elastico e vari intervalli di carico dove la curva carico-deformazioni ha un andamento sufficientemente lineare; il modulo elastico medio è calcolato con la media aritmetica dei suddetti valori.

Piazzola	Prova	Tensione di rottura σ_r (Mpa)	Modulo elastico E (Mpa)
4	M.D.4	2,95	1052 ($\Delta p = 0,0-0,2$ Mpa) 878 ($\Delta p = 0,2-0,4$ Mpa) 905 ($\Delta p = 0,4-0,6$ Mpa) 1035 ($\Delta p = 0,6-0,8$ Mpa) 967 Medio

Tab. 6.7. Riepilogo dei risultati del test di martinetto piatto doppio

Come si può vedere dalla tabella, la prova di martinetto piatto doppio M.D.4 ha misurato una tensione di rottura pari a circa 29,5 kg/cm² ed un modulo elastico medio pari a 967 Mpa.



28	1244	2703	169	-1184	-794	-755	-449	161
32	1000	2245	5	-1023	-1038	-1213	-613	322
36	814	2100	-160	-809	-1224	-1358	-778	536
38	541	1609	-317	-521	-1497	-1849	-935	824

PRESSIONE MAX MANOM. (bar)	LETTURE				DEFORMAZ. RESIDUE (micron)			
	A	B	C	D	A	B	C	D
0	2038	3458	618	-1345	0	0	0	0
6	2032	3435	614	-1344	-6	-23	-4	1
12	2011	3421	588	-1341	-27	-37	-30	4
24	1906	3356	567	-1332	-132	-102	-51	13
38	1432	2540	284	-1085	-606	-918	-334	260

Fig. 6.30. Rapporto di prova, test di martinetto piatto doppio M.D.4

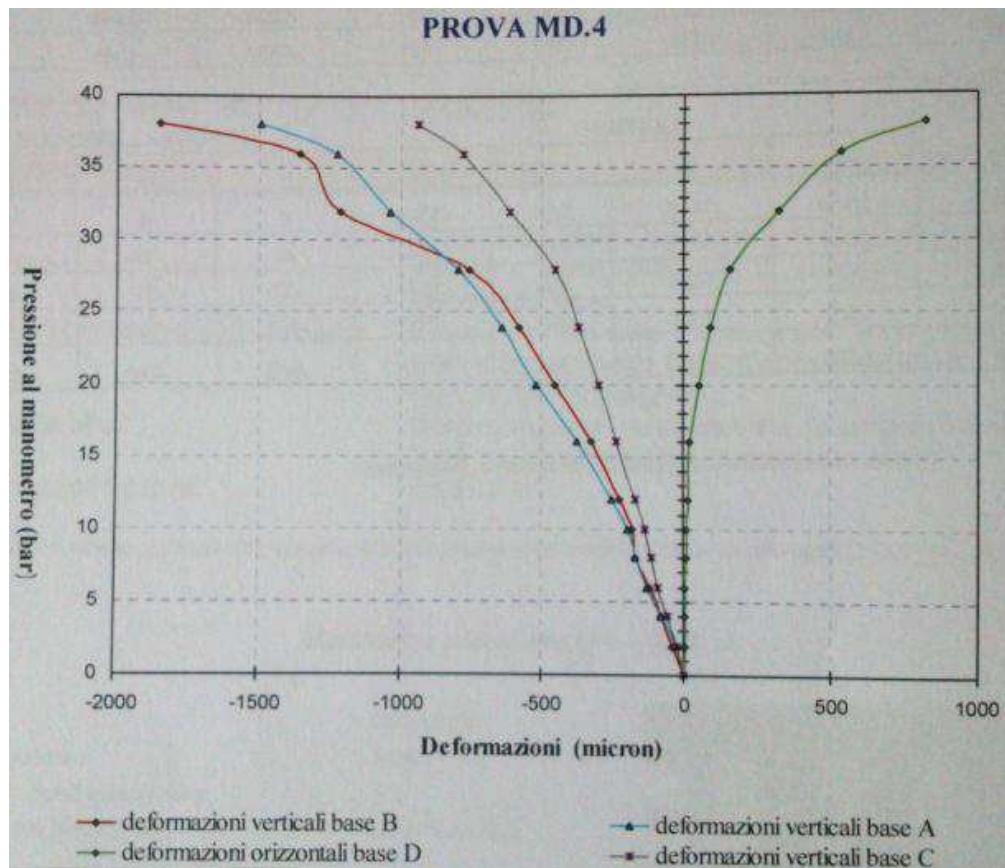


Fig. 6.31. Diagramma di carico-scarico, test di martinetto piatto doppio M.D.4

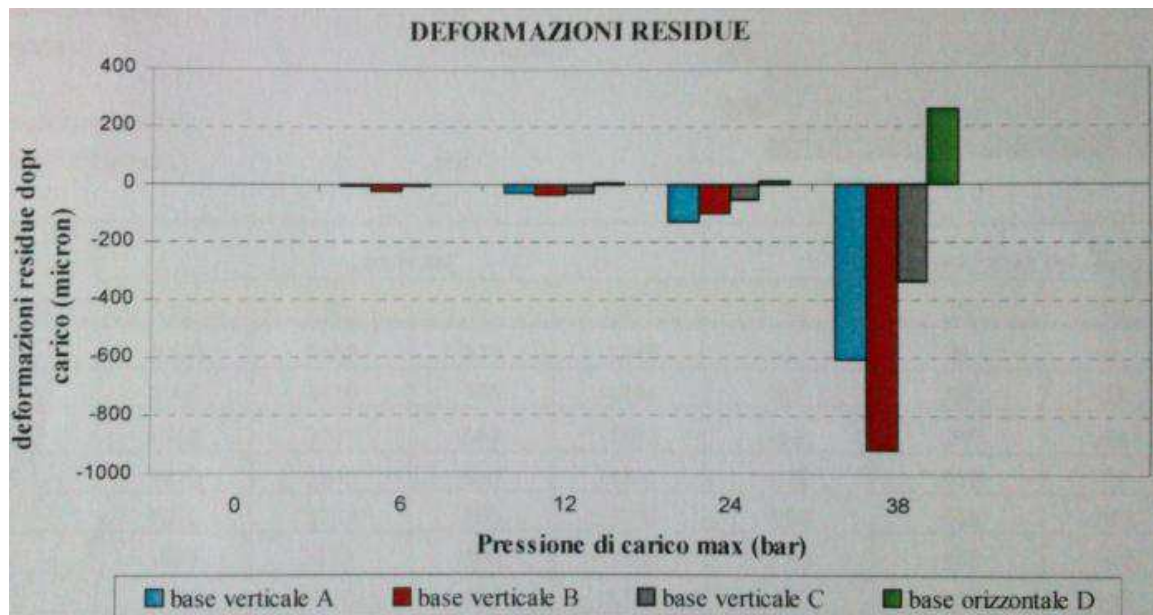


Fig. 6.32. Istogramma deformazioni residue, test di martinetto piatto doppio M.D.4

Osservazioni conclusive

I risultati emersi dalle prove soniche unitamente a quelli delle prove di martinetto piatto, hanno dato indicazione di una tipologia muraria omogenea che presenta mediocri caratteristiche meccaniche in termini di rigidità, dando quindi un riscontro positivo all'analisi della scheda della qualità muraria e all'analisi visiva condotta preliminarmente in sito.

La campagna di indagini ha quindi fornito indicazioni sulla qualità muraria che, stando alle prove di martinetto piatto svolte, ha manifestato un buon comportamento in termini di rigidità, fornendo una risposta, in termini di modulo elastico, superiore a quella proposta in normativa per murature di questa tipologia.

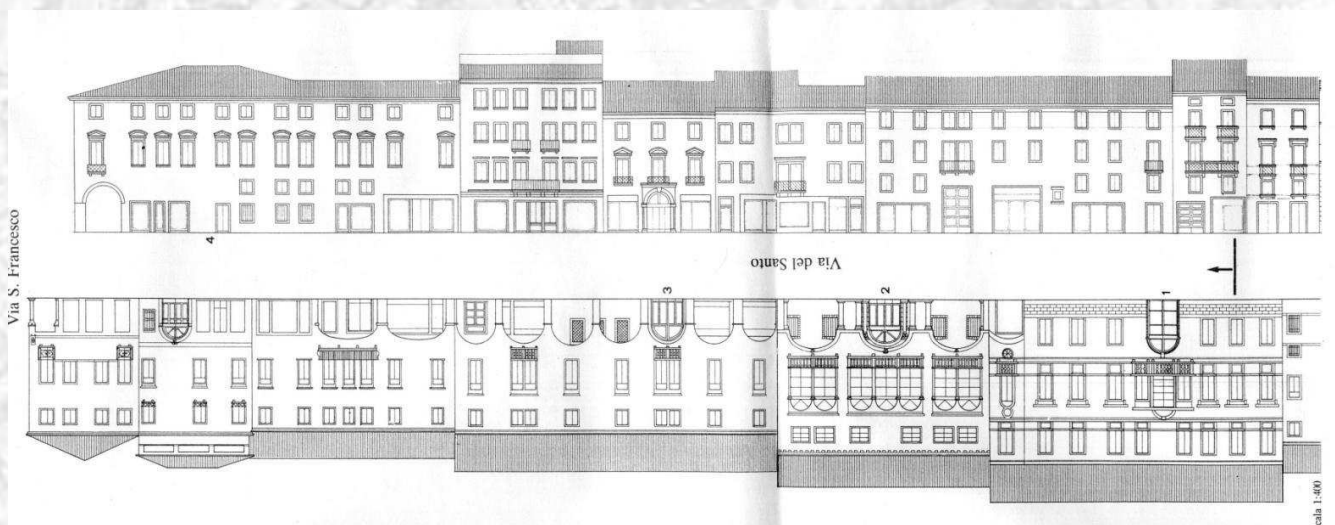
Sulla base del livello di conoscenza raggiunto con le prove, in riferimento alla tabella C8A.2.1 della Circolare applicativa, che propone per la "Muratura in mattoni pieni e malta di calce" un range di valori per il modulo di rigidità da 240 a 400 N/mm², si è potuto calcolare il valore di E, considerando il valore minimo dei due valori riportati in tabella. I risultati ottenuti con la prova M.D.4 confermano il valore calcolato del modulo di elasticità, essendo mediamente superiori per la

tipologia muraria in esame.

Le prove svolte hanno permesso di raggiungere un livello di conoscenza 1 del manufatto, grazie al quale si potrà applicare quanto prescritto da normativa per la definizione delle caratteristiche meccaniche, ovvero si potranno assumere (come prescritto per un livello di conoscenza 1 – LC1), i seguenti valori:

- Resistenze: valore minimo dell'intervallo di tabella C8A.2.1.
- Moduli elastici: valore minimo degli intervalli riportati nella tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione.

CAPITOLO 7:
VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA



7. VALUTAZIONE SULLA SICUREZZA SISMICA

7.1 Normativa di riferimento

I manufatti storici in muratura costituiscono un insieme estremamente vario e complesso per tipologie e tecniche costruttive, se si considera che la muratura (in particolare quella storica) è un materiale eterogeneo, anisotropo e con notevoli variazioni all'interno dello stesso edificio indagato. Ne risulta che l'analisi del comportamento strutturale dei manufatti storici e la valutazione della loro sicurezza sono condizionate da notevoli incertezze nella definizione delle condizioni di vincolo tra gli elementi e delle proprietà meccaniche dei materiali. Il Decreto Ministeriale Infrastrutture del 14 gennaio 2008 al § 8.7.1 riporta che "Nelle costruzioni esistenti in muratura soggette ad azioni sismiche, particolarmente negli edifici, si possono manifestare meccanismi locali e meccanismi d'insieme. I meccanismi locali interessano singoli pannelli murari o più ampie porzioni della costruzione, e sono favoriti dall'assenza o scarsa efficacia dei collegamenti tra pareti e orizzontamenti e negli incroci murari. I meccanismi globali sono quelli che interessano l'intera costruzione e impegnano i pannelli murari prevalentemente nel loro piano. La sicurezza della costruzione deve essere valutata nei confronti di entrambi i tipi di meccanismo."

La Circolare del 2 febbraio 2009 n. 617, al punto C8.7.1.1 riguardante i requisiti di resistenza degli edifici esistenti in muratura, indica che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso, "Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. Particolarmente frequente è il caso delle grandi chiese o di edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti. In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali."

Meccanismi di risposta di questo tipo, generalmente meno resistenti e meno

duttili di quelli che coinvolgono la risposta d'insieme del fabbricato, devono quindi essere opportunamente considerati nella definizione di un modello di analisi che sia realmente rappresentativo del comportamento sismico strutturale. Il primo aspetto dell'analisi riguarda dunque il riconoscimento delle condizioni che predispongono all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso e quindi la valutazione della necessità di effettuare analisi cinematiche in sostituzione o ad integrazione di analisi della risposta globale del sistema. L'individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici si compie innanzitutto attraverso la ricerca di sconnessioni, presenti o che possano formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, individuando così macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) suscettibili di instabilità. Gli edifici storici in muratura spesso non presentano sistematici elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti e questo comporta una possibile vulnerabilità nei riguardi dei meccanismi locali, che possono interessare il collasso di singoli pannelli murari o di più ampie porzioni di edificio.

Al § 8.3 delle NTC sono specificate le situazioni in cui sia fatto obbligo di sottoporre le costruzioni esistenti in muratura a valutazione della sicurezza, ed in particolare "cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d'uso della costruzione". Al paragrafo successivo delle NTC inoltre, viene fatta una classificazione degli interventi individuando tre diverse categorie:

- interventi di adeguamento atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle presenti norme;
- interventi di miglioramento atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle presenti norme;
- riparazioni o interventi locali che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Gli interventi di adeguamento e miglioramento devono essere sottoposti a collaudo statico. Per i beni di interesse culturale in zone dichiarate a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell'art. 29 del D. Lgs. 22 gennaio 2004, n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio", è in ogni caso possibile limitarsi ad "interventi di miglioramento effettuando la relativa valutazione della sicurezza".

Secondo le Linee Guida "per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni o ad interventi locali (punto 8.4 delle NTC). Con il termine di miglioramento si deve intendere l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento delle costruzioni. Riparazioni o interventi locali interessano invece porzioni limitate della costruzione, e devono essere soggetti a verifiche locali; nel caso dei beni tutelati è comunque richiesta anche una valutazione della sicurezza complessiva, in forma semplificata, in modo da certificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti. Per la progettazione degli interventi vengono quindi introdotti due diversi livelli di valutazione:

- LV2 (riparazione o intervento locale) – valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterano in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale. In questo caso la valutazione dell'azione sismica allo SLV per l'intero manufatto, comunque richiesta, viene effettuata con gli strumenti del livello LV1;
- LV3 (intervento di miglioramento) – progetto di interventi diffusi nella costruzione, che per quanto possibile non dovrebbero modificare il funzionamento strutturale accertato attraverso il percorso della conoscenza. Le valutazioni devono riguardare l'intero manufatto, e possono utilizzare un modello strutturale globale, nei casi in cui questo possa essere ritenuto attendibile, o i metodi di analisi locale previsti per il livello LV2, purché applicati in modo generalizzato su tutti gli elementi della costruzione (l'esperienza acquisita a seguito dei passati eventi sismici ha infatti mostrato come, per gli edifici storici in muratura, il collasso sia raggiunto, nella maggior parte dei casi, per perdita di equilibrio

di porzioni limitate della costruzione, definite macroelementi). Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto".

La valutazione complessiva della risposta sismica dell'edificio può quindi essere eseguita con un'esaustiva e sistematica estensione a tutti gli elementi della costruzione dei metodi utilizzati al livello LV2, ovvero con analisi cinematica lineare e non lineare. I risultati ottenibili possono però essere eccessivamente cautelativi se non vengono considerati i diversi dettagli costruttivi quali catene, ammorsature murature ortogonali, tessiture murarie e condizioni di vincolo degli orizzontamenti che determinano il comportamento reale. L'analisi viene effettuata eseguendo un confronto tra le accelerazioni calcolate allo stato limite ultimo con le accelerazioni limite imposte dalla normativa; viene inoltre eseguito un confronto tra le accelerazioni calcolate prima e dopo l'intervento di miglioramento al fine di esprimere un giudizio sul grado di miglioramento conseguito, evidenziando l'effettiva utilità degli interventi eseguiti, se il margine di miglioramento sia considerevole rispetto all'impatto dell'intervento sulla conservazione e per evitare di fornire un'eccessiva sicurezza ad alcuni macroelementi rispetto ad altri. Il livello di valutazione LV3 può essere utilizzato anche quando, in assenza di un progetto di intervento, sia richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto. Seguendo le indicazioni finora esplicate, nei successivi paragrafi di questo capitolo verrà dapprima compiuta un'analisi sistematica dei macroelementi individuati nell'edificio oggetto di studio ed a questi si imporranno principalmente ribaltamenti fuori piano, essendo questi i meccanismi più frequenti.

7.2 Analisi dei carichi

7.2.1 Caratteristiche meccaniche ed analisi dei carichi

L'edificio analizzato presenta omogeneità sia nei materiali utilizzati, sia nelle tipologie costruttive adottate. In base alle informazioni reperite dalle prove diagnostiche eseguite in sito precedentemente alla realizzazione degli interventi

di risanamento del complesso e mediante l'ausilio delle tipologie e relativi parametri meccanici delle murature indicati dalla normativa, è stato possibile definire i valori delle caratteristiche meccaniche delle murature.

Nella tabella seguente vengono definite le caratteristiche meccaniche dei materiali di cui sono costituite le pareti dell'edificio in analisi. I valori sono ricavati dai valori minimi indicati per "Muratura in mattoni pieni e malta di calce" definiti nella tabella C8A.2.1 della Circolare del 2 Febbraio 2009, in quanto si presume un livello di conoscenza adeguata (LC1).

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

Tab. 7.1. Caratteristiche meccaniche della muratura, Circolare n.617/2009

Dove:

- f_m è la resistenza media a compressione della muratura;
- τ_0 è la resistenza media a taglio della muratura;
- E è il valore medio del modulo di elasticità normale;
- G è il valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- W è il peso specifico medio della muratura.

In questo caso specifico per la resistenza media a compressione della muratura è stato considerato il valore $f_m=240$ N/cm², in quanto dalle prove effettuate è stato riscontrato uno stato eterogeneo nel complesso dell'edificio.

Di seguito sono stati valutati i carichi permanenti (G) agenti sulle strutture verticali (pareti e pilastri). I carichi dovuti ai solai sono stati calcolati sulla base della direzione d'orditura degli stessi, della tipologia adottata e della presenza di interventi quali consolidamento all'intradosso con inserimento di travi di rinforzo in acciaio (per quanto riguarda il corpo Nord). L'orditura della copertura risulta in generale non essere parallela alle pareti prese in considerazione per le verifiche. Nella tabella successiva vengono riportate, per ogni caso riscontrato, la densità e il peso per unità di superficie con i quali verranno calcolati i carichi e le spinte

trasmesse dagli orizzontamenti alle pareti.

Tipo di orizzontamento	Componenti	Peso unità di volume	Peso unità di superficie
Solaio ligneo sp. 15 cm	Tavolato	5,5	-
	Cls	25	-
	Massetto	16	-
	Finitura - Piastrelle	-	0,2
Solaio laterocemento sp. 24 cm	Cls	25	-
Trave lignea	Legno	5,5	-
Trave di rinforzo all'intradosso del solaio	Trave tipo HEA 160	78,5	-
Trave di rinforzo all'intradosso del solaio	Trave tipo IPE 240	78,5	-
Trave di rinforzo all'intradosso del solaio	Trave tipo IPE 120	78,5	-
Pacchetto di finitura copertura	Tavelle + Coppi	-	0,95

Tab. 7.2. Caratteristiche meccaniche degli orizzontamenti

Sono stati valutati anche i carichi variabili di esercizio (Q) che interessano le diverse porzioni di Palazzo ex Levi Cases ed in particolare quelli inerenti a: uffici non aperti al pubblico e coperture e sottotetti accessibili per la sola manutenzione.

In tabella si riportano in sintesi le azioni accidentali e i relativi coefficienti considerati nel calcolo.

Categoria ambienti	q_k [kN/m ²]	ψ_{2j}
Ufficio non aperto al pubblico	2,00	0,3
Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	0,0
Neve (quota \leq 1000 m s.l.m.)	1,00	0,0

Tab. 7.3. Carichi di esercizio e coefficienti

Dove:

- q_k è il valore dei carichi verticali uniformemente distribuiti;
- ψ_{2j} è il coefficiente di combinazione delle azioni variabili utilizzato nella combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E.

La combinazione dei carichi sugli orizzontamenti, usata ai fini delle verifiche degli

stati limite, è quella prescritta dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad (\text{NTC2008 2.5.5})$$

Come consigliato dalle “Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale” in relazione all’approfondimento del rilievo geometrico e materico-costruttivo, e del rilievo meccanico sul terreno e sulle fondazioni, si può definire un fattore di confidenza F_c , compreso tra 1 e 1,35, che consente di graduare l’attendibilità del modello di analisi strutturale e la valutazione dell’indice di sicurezza sismica in base al livello di conoscenza.

Nei modelli che considerano l’equilibrio limite dei diversi elementi della costruzione (cinematismi a blocchi rigidi) il fattore di confidenza si applica direttamente alla capacità della struttura riducendo l’accelerazione corrispondente allo stato limite.

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{c1} = 0.05$	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{c2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{c3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d’informazioni sulle fondazioni $F_{c4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{c1} = 0$	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{c2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{c3} = 0.06$	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{c4} = 0.03$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) $F_{c2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{c3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{c4} = 0$

Tab. 7.4. Livello di conoscenza e relativi fattori di confidenza parziali

Il fattore di confidenza F_c è dato dalla somma dei quattro fattori parziali ricavati

dalla precedente tabella e relativi ai livelli di approfondimento delle indagini condotte sui diversi aspetti della conoscenza del manufatto, come esplicitato nella seguente formula:

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{ck} = 1 + 0,05 + 0,12 + 0,12 + 0,06 = 1,35$$

7.2.2 Valutazione dei carichi sismici

I dati sismici a cui è stato fatto riferimento sono stati elaborati con il programma “Excel Spettri-NTC” fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nella prima fase sono state immesse le coordinate geografiche del sito, le quali si possono inserire manualmente oppure attraverso la “ricerca per comune” che utilizza le coordinate Istat del comune per identificare il sito. Nella seconda fase si sono definite la vita nominale e la classe d’uso; per quanto riguarda la vita nominale V_N , intesa come il numero di anni nel quale l’opera deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata, per opere ordinarie la normativa assegna una durata pari o maggiore a 50 anni. Le conseguenze dovute all’interruzione di operatività o ad un eventuale collasso a causa della presenza di azioni sismiche definiscono quattro classi d’uso per identificare i manufatti. Palazzo ex Levi Cases rientra nella classe III in quanto è una costruzione il cui uso prevede affollamenti significativi. Per ciascuna classe d’uso è poi definito un coefficiente d’uso C_U come raffigurato nella tabella seguente.

CLASSE D’USO	I	II	III	IV
C_U	0,7	1	1,5	2,0

Tab. 7.5. Valori del coefficiente d’uso C_U

x Tale periodo di riferimento si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U come indicato dall’equazione 2.4.1 delle NTC-08:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Nel caso in esame, essendo la vita nominale pari a 50 anni ed il coefficiente d’uso pari a 1.5, si ottiene un periodo di riferimento V_R per la costruzione pari a 75 anni.

È ora possibile calcolare il periodo di ritorno per ciascuno degli stati limite considerati mediante la formula C.3.2.1 fornita dalla Circolare esplicativa delle NTC-08 e di seguito riportata, che considera per ciascun stato limite una diversa probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R ; in particolare per Stato Limite di Operatività, Stato Limite di Danno, Stato Limite di salvaguardia della Vita e Stato Limite di Collasso si hanno rispettivamente le probabilità pari a 81%, 63%, 10% e 5%.

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

Conoscendo il periodo di ritorno per ciascuno dei rispettivi stati limite considerati si possono valutare i parametri spettrali dell'azione sismica, di seguito riportati in tabella.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,036	2,547	0,242
SLD	75	0,043	2,534	0,279
SLV	712	0,099	2,597	0,342
SLC	1462	0,126	2,594	0,355

Tab. 7.6. Valori del coefficiente d'uso C_U

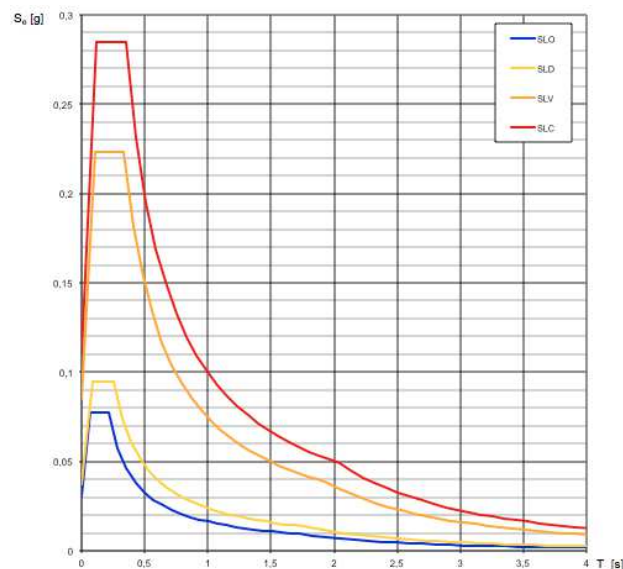


Fig. 7.1. Grafico degli spettri di risposta elastico

Nella tabella riportata di seguito vengono infine riportati i parametri indipendenti e dipendenti dello spettro di risposta orizzontale forniti dal programma "Excel

Spettri-NTC” per svolgere le analisi allo SLV. Per giungere a tali valori si è tenuto conto della categoria di sottosuolo C, ovvero “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti”, e della categoria topografica del sito T1 ovvero superficie pianeggiante.

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,099 g
F_0	2,597
T_C^*	0,342 s
S_S	1,500
C_C	1,496
S_T	1,000
q	1,800

Parametri dipendenti

S	1,500
η	0,556
T_B	0,171 s
T_C	0,512 s
T_D	1,995 s

Fig. 7.2. Dati sismici di progetto

In cui:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* è il periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;
- S_S e C_C sono dei coefficienti di amplificazione stratigrafica;
- S_T è il coefficiente di amplificazione topografica;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio dello spettro ad accelerazione

- costante;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro.

7.3 Modellazione locale – Analisi per Macroelementi

7.3.1 Schemi generali di calcolo dei meccanismi di collasso

Seguendo quanto descritto nelle “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi” (fornite da Reluis e allegate alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni), si descrivono i meccanismi di collasso locale che si ritengono più probabili e che possono verificarsi nell’edificio oggetto di studio.

Si distinguono principalmente due modi di collasso:

- Ribaltamento del muro fuori piano: in pareti investite da azioni sismiche ortogonali al loro piano, la risposta dipende dalla presenza o meno di connessioni tra pareti ortogonali e dall’ancoraggio dei solai.
- Rottura nel piano del muro: interessa le pareti sollecitate da azioni sismiche complanari al piano del muro che comportano la formazione di lesioni inclinate che la percorrono interamente.

I più probabili e gravosi, quindi quelli oggetto di studio, rientrano nel primo gruppo, ovvero ribaltamenti fuori piano detti anche meccanismi di danno di primo modo.

Di seguito si riassumono i simboli utilizzati con l’indicazione del significato ad essi attribuito:

- α è il moltiplicatore critico dei carichi agenti sui macroelementi o coefficiente di collasso del macroelemento;
- W_j è il peso proprio della parete al piano i -esimo o del macroelemento i -

esimo;

- F_{Vi} è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- F_{Hi} è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano i-esimo;
- P_{Si} è il peso del solaio agente sulla parete al piano i-esimo;
- s_i è lo spessore della parete al piano i-esimo;
- h_i è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio oppure è l'altezza del macroelemento i-esimo;
- d_i è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano i-esimo e/o del peso proprio della parete;
- d_{Vi} è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo
- h_{Vi} è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo;
- L_i : è la lunghezza del macroelemento i-esimo.

7.3.1.1 Ribaltamento semplice di parete – Cinematismo 1

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali posti alla base che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano (Fig. 7.3).

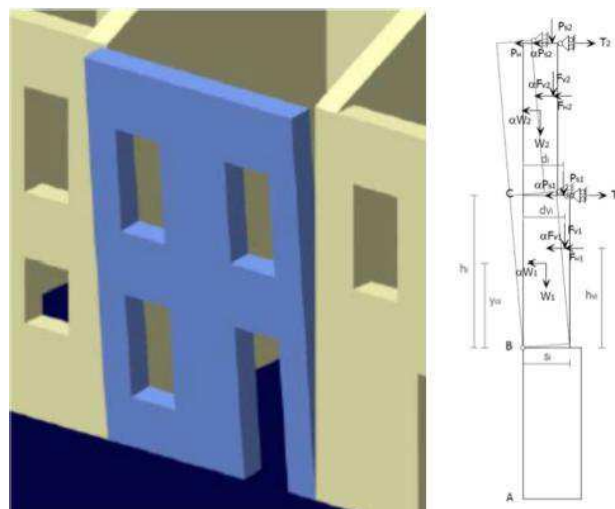


Fig. 7.3. Schematizzazione del ribaltamento semplice di parete

Il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo è dato dalla relazione sottostante, nella quale si rapporta il momento stabilizzante dovuto alla somma dei pesi della muratura e dei carichi verticali su questa agenti, sottraendo però le spinte orizzontali, al momento ribaltante che invece tiene conto dell'azione sismica e quindi favorisce il ribaltamento. Si ha quindi:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

Questo meccanismo prevede una schematizzazione del muro come corpo rigido che ruota attorno ad una cerniera posta alla base e posizionata a filo dello spigolo più esterno della sezione della parete. Questo modo di collasso comporta però una concentrazione di tensioni nei punti di contatto in cui si articola il meccanismo; per tener conto di questo fattore nella modellazione si procederà arretrando la posizione delle cerniere cilindriche al fine di considerare lo schiacciamento della muratura. La cerniera cilindrica si forma quindi lungo una linea più interna rispetto allo spigolo precedentemente considerato; la differenza tra queste due linee parallele viene definita convenzionalmente dal simbolo "t", che denota quindi lo spessore di muratura inaffidabile. La relazione precedente dovrà considerare tale arretramento della cerniera, in particolare i bracci delle forze che creano un momento stabilizzante dovranno essere ridotti della quantità "t". Si ha quindi:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot (\frac{S_i}{2} - t) + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot (d_{Vi} - t) + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot (d_i - t) + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

Per determinare il valore numerico dell'arretramento si considera che l'innesco del cinematismo si manifesti non appena la tensione massima al lembo compresso raggiunge il valore di resistenza caratteristica a compressione della muratura. Il valore della tensione massima viene calcolato considerando la muratura completamente non reagente a trazione ed ipotizzando una distribuzione lineare delle tensioni di compressione al contatto, ipotesi a favore della sicurezza poiché considera implicitamente per la muratura un comportamento di materiale fragile. Ipotizzando che il polo di rotazione sia nel baricentro delle tensioni di compressione, possiamo calcolare l'effettivo valore di "t" nel seguente modo:

- in primo luogo si impone che al lembo compresso la tensione sia pari a σ_k

(resistenza a compressione della muratura); la tensione media di compressione sarà quindi data dal rapporto dello sforzo normale agente sulla sezione diviso l'area della sezione reagente stessa (considerata per l'intera lunghezza della parete "l"). Si ha quindi:

$$\sigma_{media} = \frac{N}{3 \cdot t \cdot l}$$

- In secondo luogo si farà coincidere la tensione al lembo esterno della muratura con la massima che quindi sarà quella data dalla seguente formula:

$$\sigma_{max} = \sigma_k = 2 \cdot \sigma_{media} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot t \cdot l}$$

- Dalla formula precedente si ricava facilmente il valore dell'arretramento della cerniera "t":

$$t = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \sigma_k \cdot l}$$

7.3.1.2 Ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta – Cinematismo 2 / 3

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di porzioni sommitali di facciate rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. È il caso particolare in cui il ribaltamento interessa soltanto l'ultimo livello dell'edificio oppure porzioni di parete sottostanti la copertura (*Fig. 7.4*).

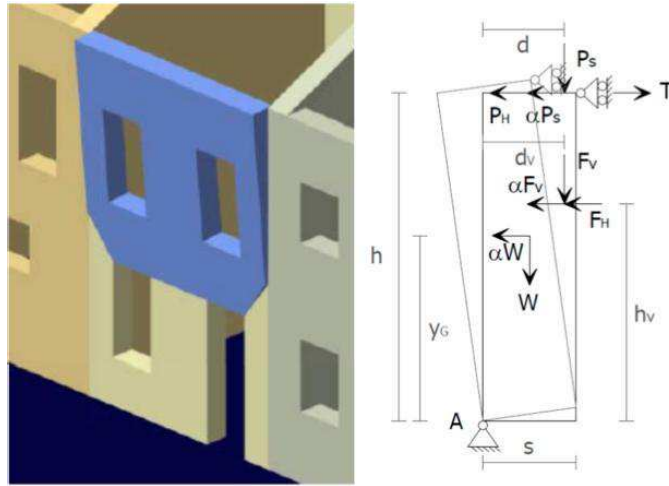


Fig. 7.4. Schematizzazione del ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta

Il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo ancora una volta è dato dalla relazione sottostante, nella quale si rapporta il momento stabilizzante dovuto ai pesi della muratura e dei carichi verticali su questa agenti sottraendo però le spinte orizzontali, al momento ribaltante che invece tiene conto dell'azione sismica e quindi favorisce il ribaltamento; si ha quindi:

$$\alpha = \frac{W \cdot \frac{s}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

Come indicato nel meccanismo precedente, anche in questo caso se si considera l'arretramento della cerniera cilindrica pari a $t = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot \sigma_k \cdot l}$ il calcolo del coefficiente di collasso varia nel modo seguente:

$$\alpha = \frac{W \cdot \left(\frac{s}{2} - t\right) + F_V \cdot (d_V - t) + P_S \cdot (d - t) + T \cdot h - F_H \cdot h_V - P_H \cdot h}{W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h}$$

7.3.1.3 Ribaltamento del cantonale – Cinematismo 4

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso. Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntone dei tetti a padiglione. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione

del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di 45° con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta (A).

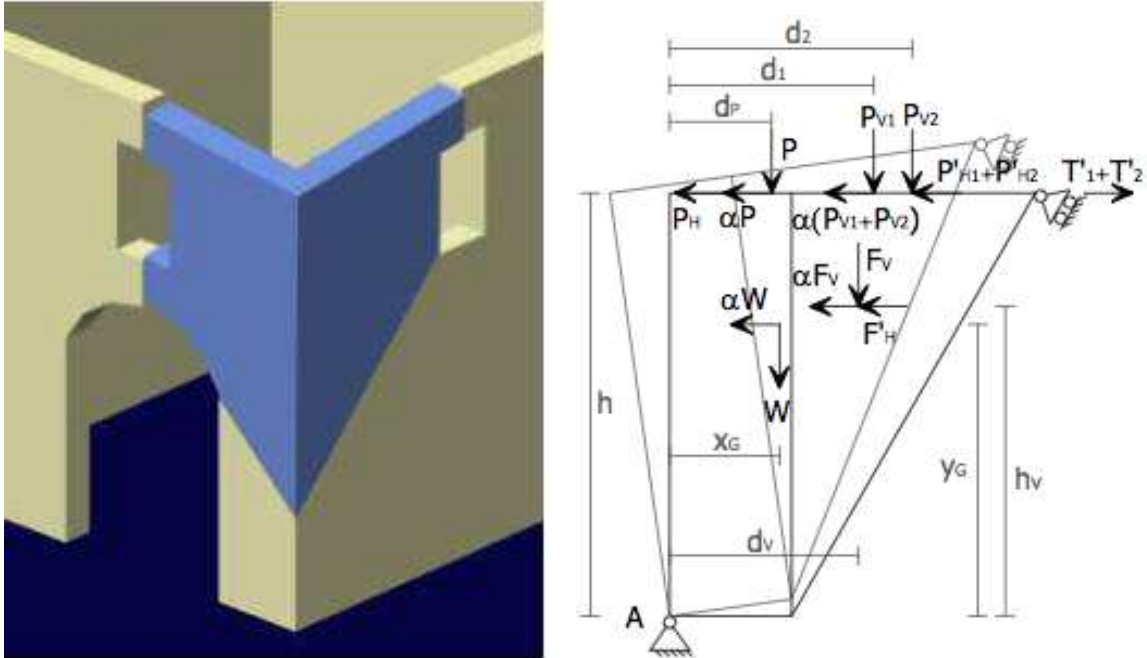


Fig. 7.5. Schematizzazione del ribaltamento del cantonale

Il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo è dato dalla relazione sottostante, nella quale si rapporta il momento stabilizzante dovuto alla somma dei pesi della muratura e dei carichi verticali su questa agenti, sottraendo però le spinte orizzontali, al momento ribaltante che invece tiene conto dell'azione sismica e quindi favorisce il ribaltamento. Si ha quindi:

$$\alpha = \frac{E}{W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h}$$

Con il termine E che indica la seguente espressione:

$$E = W x_G + F_V d_V + P d_P + P_{V1} d_1 + P_{V2} d_2 + (T'_1 + T'_2) h + \\ - F'_H h_V - (P_H + P'_{H1} + P'_{H2}) h$$

Le grandezze contraddistinte dall'apice rappresentano le proiezioni nella direzione del ribaltamento delle rispettive componenti di azioni considerate. Il braccio orizzontale d_x del generico carico verticale F_x applicato, rispetto alla cerniera in A, può essere valutato secondo la relazione:

$$d_x = D + \sqrt{2}/2(d - a)$$

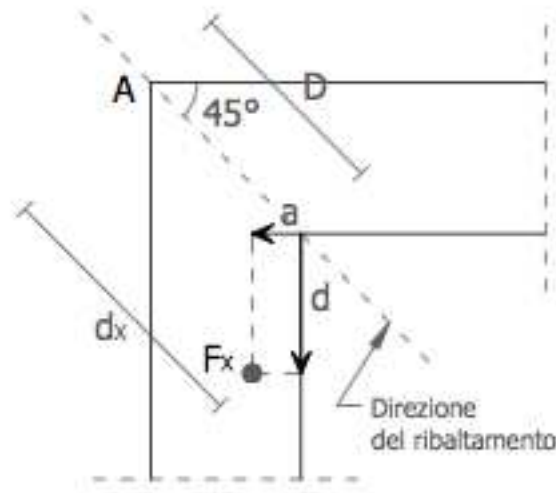


Fig. 7.6. Ribaltamento del cantonale, proiezioni delle forze

7.3.1.4 Flessione verticale di parete – Cinematismo 5

Il meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi distinti ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano (Fig. 7.7). Nel caso in cui si consideri un singolo piano l'altezza di formazione della cerniera cilindrica risulta incognita ed è valutata mediante l'applicazione del principio dei lavori virtuali imponendo che il coefficiente di collasso in funzione dell'altezza incognita sia il minimo, mentre nel caso in cui si considerino due diversi livelli della struttura

si è ipotizzata la formazione della cerniera cilindrica all'altezza dell'orizzontamento intermedio.

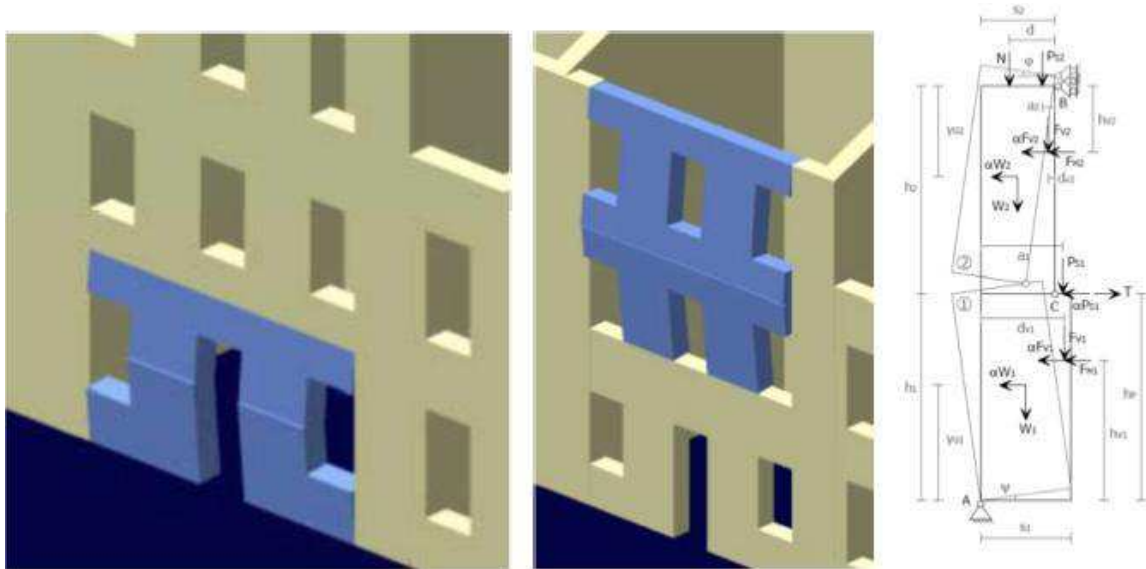


Fig. 7.7. Schematizzazione della flessione verticale di parete

Il coefficiente di collasso che attiva il meccanismo è dato dalla relazione sottostante, che permette di valutarne il valore applicando il principio dei lavori virtuali. In primo luogo si impone una rotazione virtuale al corpo posto inferiormente, mentre il corpo posizionato superiormente ruota di un angolo dato dal rapporto delle altezze dei corpi stessi e moltiplicato per il primo angolo di rotazione imposto. In questo modo è possibile valutare gli spostamenti dei baricentri delle murature e dei punti di applicazione dei carichi (valutati secondo la teoria del primo ordine trascurando gli ordini superiori). Applicando infine il principio dei lavori virtuali, moltiplicando ciascuna forza per il relativo spostamento ed imponendo l'equilibrio si ottiene il coefficiente di collasso α ; si ha quindi:

$$\alpha = \frac{\frac{W_1 \cdot S_1 + F_{V1} \cdot d_{V1} + (W_2 + P_{S2} + N + F_{V2}) \cdot S_2 + \frac{h_1}{h_2} \cdot \left(\frac{W_2 \cdot S_2 + P_{S2} \cdot a_2 + N \cdot d + F_{V2} \cdot d_{V2} - F_{H2} \cdot h_{V2} \right) + P_{S1} \cdot a_1 - F_{H1} \cdot h_{V1} + T \cdot h_p}{W_1 \cdot y_{G1} + F_{V1} \cdot h_{V1} + P_{S1} \cdot h_p + (W_2 \cdot y_{G2} + F_{V2} \cdot H_{V2}) \cdot \frac{h_1}{h_2}}$$

7.3.2 Approccio cinematico

La valutazione della sicurezza di un edificio nei confronti dei meccanismi locali di danno e collasso sopracitati può essere condotta tramite l'analisi limite

dell'equilibrio delle strutture murarie, considerate come corpi rigidi non resistenti a trazione. Tali verifiche seguono l'approccio cinematico (enunciato nella Circolare n. 617/2009) basato sulla scelta del meccanismo di collasso e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva il cinematismo.

L'applicazione del metodo presuppone l'analisi dei meccanismi locali significativi per la costruzione, 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 si dovrà tener presente la qualità delle connessioni tra le pareti, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti. La compagine muraria infatti può presentare sconessioni e fessurazioni che la dividono in macroelementi.

L'approccio cinematico permette dunque di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo. Tale andamento è rappresentabile da una curva espressa attraverso un moltiplicatore α (rapporto tra forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti) rappresentato in funzione dello spostamento d_k di un punto di riferimento del sistema. Essa è determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha=0$). Infine è possibile ricavare la curva di capacità di un sistema equivalente a un grado di libertà, nella quale è definita la capacità di spostamento ultimo del meccanismo locale, da confrontare con la domanda di spostamenti richiesta dall'azione sismica.

Di seguito vengono riportate le ipotesi alla base dell'applicazione del metodo:

- Resistenza nulla a trazione della muratura;
- Assenza di scorrimento tra blocchi;
- Resistenza a compressione infinita della muratura.

Tuttavia, per una simulazione più realistica del comportamento, è opportuno considerare, in forma semplificata:

- Gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito;
- Le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie;
- La presenza di catene metalliche;

- La limitata resistenza a compressione della muratura, considerando le cerniere adeguatamente arretrate rispetto allo spigolo della sezione;
- La presenza di pareti o paramenti scollegati.

Il metodo si articola, per ogni possibile meccanismo locale di danno significativo per l'edificio, nei seguenti passi:

- Trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), individuazione dei corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili a causa della scarsa resistenza a trazione della muratura e in grado di ruotare tra loro;
- Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (SLD);
- Valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- Trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (SLU);
- Verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richieste dalla struttura.

7.3.2.1 Analisi cinematica lineare (C8A.4.1)

Determinazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 applicando ai blocchi rigidi della catena cinematica le seguenti forze:

- Pesi propri dei blocchi applicati nel loro baricentro;
- Carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale);
- Sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se

- queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- Eventuali forze esterne (es. forze trasmesse da catene);
- Eventuali forze interne.

Fasi:

- Si assegna una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k ;
- Si determinano, in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti nella rispettiva direzione delle diverse forze applicate;
- Si applica il Principio dei Lavori Virtuali in termini di spostamenti uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale.

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

dove:

- **n** è il numero di tutte le forze peso applicate ai diversi blocchi della catena cinematica;
- **m** è il 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** è il numero di forze esterne, non associate a masse, applicate ai diversi blocchi;
- **P_i** è la generica forza peso applicata (peso proprio del blocco, applicato nel suo baricentro, o un altro peso portato);
- **P_j** è la 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;
- **d_{x,i}** è lo 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;
- **d_{x,j}** è lo 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;

- $d_{y,i}$ è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i , assunto positivo se verso l'alto;
- F_h è la generica forza esterna (in valore assoluto), applicata ad un blocco;
- d_h è lo spostamento virtuale del punto dove è applicata la h -esima forza esterna, nella direzione della stessa, di segno positivo se con verso discorde;
- L_{fi} è il lavoro di eventuali forze interne.

7.3.2.2 Analisi cinematica non lineare (C8A.4.2)

La capacità di spostamento ultima della struttura relativa al meccanismo considerato si individua attraverso il moltiplicatore orizzontale α dei carichi valutato sulle configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento d_k di un punto di controllo del sistema.

L'analisi deve essere condotta fino al raggiungimento della configurazione a cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore α in corrispondenza dello spostamento $d_{k,0}$ (spostamento ultimo) ovvero il raggiungimento del collasso. Tale configurazione può essere ottenuta esprimendo la geometria in una generica configurazione variata, funzione della rotazione finita $\theta_{k,0}$ applicando il Principio dei Lavori Virtuali, avendo posto $\alpha=0$.

$$\alpha = \alpha_0 \left(\frac{1-d_k}{d_{k,0}} \right)$$

Curva di capacità dell'oscillatore equivalente

Noto l'andamento del moltiplicatore orizzontale α dei carichi in funzione dello spostamento d_k del punto di controllo della struttura, deve essere definita la curva di capacità dell'oscillatore equivalente, come relazione tra l'accelerazione a^* e lo spostamento d^* .

Si determina successivamente la massa partecipante al cinematismo M^* considerando gli spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei diversi pesi, associati al cinematismo, come una forma modale di vibrazione:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i})^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}$$

dove

- $n + m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $d_{x,i}$ è lo spostamento orizzontale virtuale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

L'accelerazione sismica spettrale a^* si ottiene moltiplicando per l'accelerazione di gravità il moltiplicatore α e dividendolo per la frazione di massa partecipante al cinematismo.

L'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo vale quindi:

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* F_C} = \frac{\alpha_0 g}{e^* F_C}$$

dove

- $e = g \cdot M^* / P$ è la frazione di massa partecipante della struttura;
- F_C è il fattore di confidenza valutato precedentemente al paragrafo 7.2.1

Noto lo spostamento del punto di controllo d_k è possibile definire, in via approssimata, lo spostamento spettrale equivalente con riferimento agli spostamenti virtuali valutati sulla configurazione iniziale:

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}$$

dove

- $N + m$, P_i , $d_{x,i}$ sono definiti come sopra;
- $d_{x,k}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto k , assunto come riferimento per la determinazione dello spostamento d_k .

Nel caso in cui la curva presenti un andamento lineare (C8A.4.2), fatto che si verifica quando le diverse azioni vengono mantenute costanti, la curva di capacità assume la seguente espressione:

$$a_s^* = a_0^* \left(\frac{1-d^*}{d_0^*} \right)$$

dove d_0^* è lo spostamento spettrale equivalente corrispondente allo spostamento $d_{k,0}$.

Nel caso in cui siano presenti le forze esterne di entità variabile, la curva è assunta lineare a tratti.

La resistenza e la capacità di spostamento relativa allo Stato limite di danno (SLD) e Stato limite di salvaguardia della vita (SLV) sono valutate sulla curva di capacità, in corrispondenza dei punti seguenti:

- SLD: dalla accelerazione spettrale a_0^* corrispondente all'attivazione del meccanismo di danno;
- SLV: dallo spostamento spettrale d_u^* corrispondente al minore fra gli spostamenti così definiti:
 - il 40% dello spostamento per cui si annulla l'accelerazione spettrale a^* valutata su una curva in cui si considerino solamente le azioni di cui è verificata la presenza fino al collasso;
 - lo spostamento corrispondente a situazioni localmente incompatibili con la stabilità degli elementi della costruzione (ad esempio, sfilamento di travi), nei casi in cui questo sia valutabile.

Nel caso di meccanismi locali lo stato limite di danno (SLD) corrisponde all'insorgere di fessurazioni che interessano solo una parte della struttura; pertanto nel caso di edifici esistenti in muratura, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la verifica non è richiesta.

Verifiche di sicurezza

Stato limite di danno

La verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di danno è soddisfatta

qualora l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo sia superiore all'accelerazione di picco della domanda sismica.

In un elemento isolato o in una porzione della costruzione appoggiata a terra si verifica che l'accelerazione di attivazione del meccanismo sia maggiore dell'accelerazione al suolo, ovvero lo spettro elastico definito valutato per $T=0$:

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

dove

- a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC-08;
- S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC-08.

Per 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 cinematiso è in genere amplificata rispetto a quella al suolo. In aggiunta alla C8A.4.7, si verifica anche che:

$$a_0^* \geq S_e(T_1)\psi(Z)\gamma$$

dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;
- T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione 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;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- γ è il 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).

Stato limite di salvaguardia della vita

Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare):

- elemento isolato o una porzione della costruzione appoggiata a terra, la verifica è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

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

dove

- a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC;
 - S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC;
 - q è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2,0.
- porzione di costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematisimo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo, oltre alla C8A.4.9 si deve verificare anche la:

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

dove: $S_e(T_1)$, $\psi(Z)$ e γ sono definite come al punto precedente, tenendo conto che lo spettro di risposta è riferito alla probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento V_R .

Verifica mediante spettro di capacità (analisi cinematica non lineare):

La verifica consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo d_u^* del meccanismo locale e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro di spostamento in corrispondenza del periodo secante T_s .

Definito lo spostamento: $d_s^* = 0,4 d_u^*$

Si individua, sulla curva di capacità, l'accelerazione a_s^* corrispondente allo spostamento d_s^* ed al periodo secante $T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}}$.

La domanda di spostamento $\Delta(T_s)$ è pari a:

- elemento isolato o porzione appoggiata a terra, si considera soddisfatta se

$$d_u^* \geq S_{De}(T_s)$$

dove S_{De} è lo spettro di risposta elastico in spostamento, definito al § 3.2.3.2.2 delle NTC.

- porzione di costruzione posta ad una certa quota, deve essere considerato lo spettro di risposta in spostamento del moto alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematiso, si considera soddisfatta se oltre ad essere verificata la C8A.4.11 lo è anche:

$$d_u^* \geq S_{De}(T_1)\psi(Z)\gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1-\frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02\frac{T_s}{T_1}}$$

7.3.3 Verifiche dei macroelementi

La normativa vigente presuppone che la valutazione della sicurezza debba essere estesa a tutte le parti della struttura mediante un insieme esaustivo di verifiche locali sui singoli macroelementi. Come riportato in figura 7.8 e 7.9 nell'edificio oggetto di studio sono stati individuati dieci macroelementi e per ciascuno di questi sono stati analizzati più meccanismi di collasso.

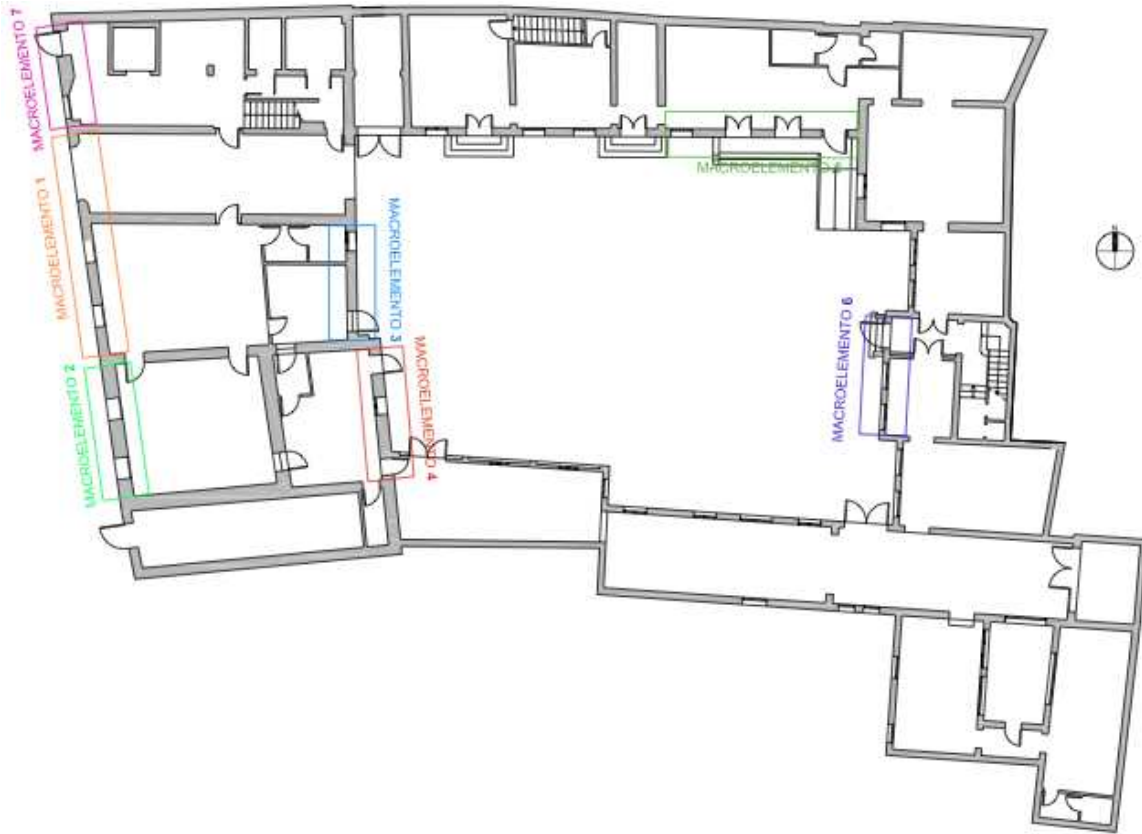


Fig. 7.8. Localizzazione dei macroelementi, pianta piano terra

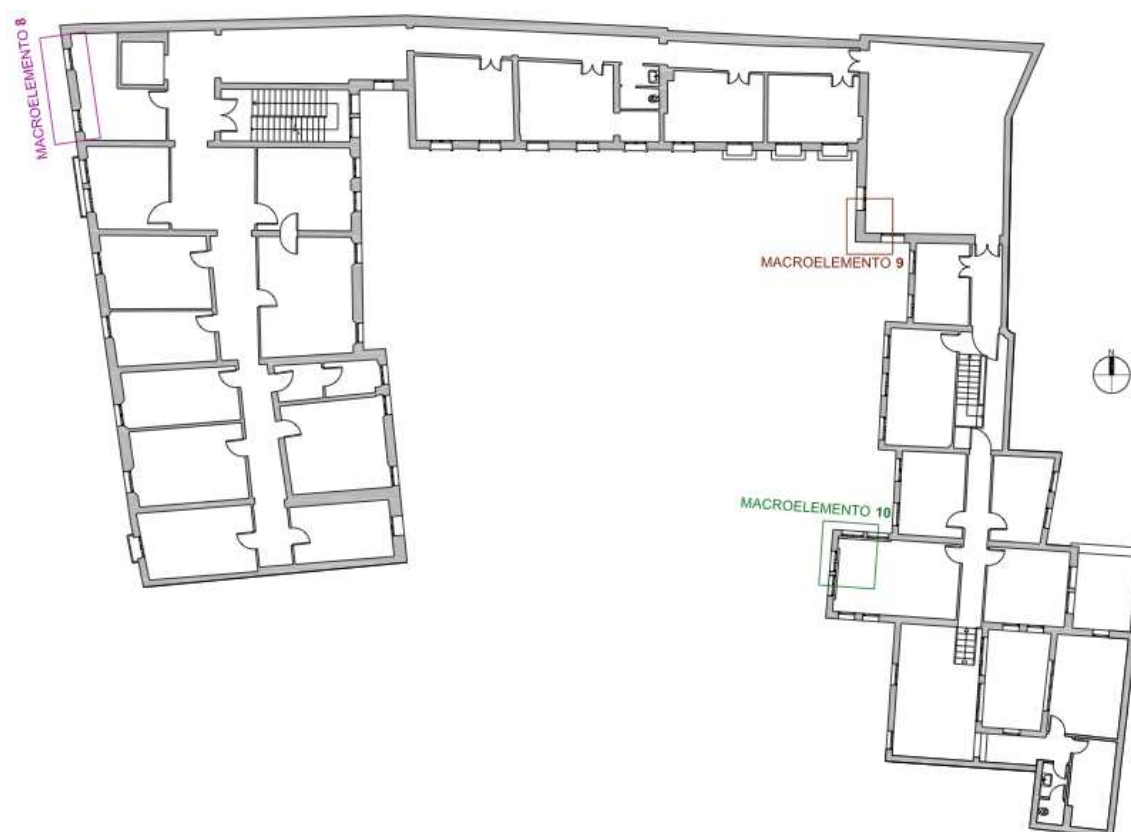


Fig. 7.9. Localizzazione dei macroelementi, pianta piano primo

MACROELEMENTO 1 – Cinematismo 1

Il caso in riportato in figura 7.10, di cui si svolge l'analisi per esteso, corrisponde

al ribaltamento globale della parete a tre piani (cinematismo 1) relativo ad una porzione della facciata Ovest prospettante su via del Santo (Macroelemento 1).

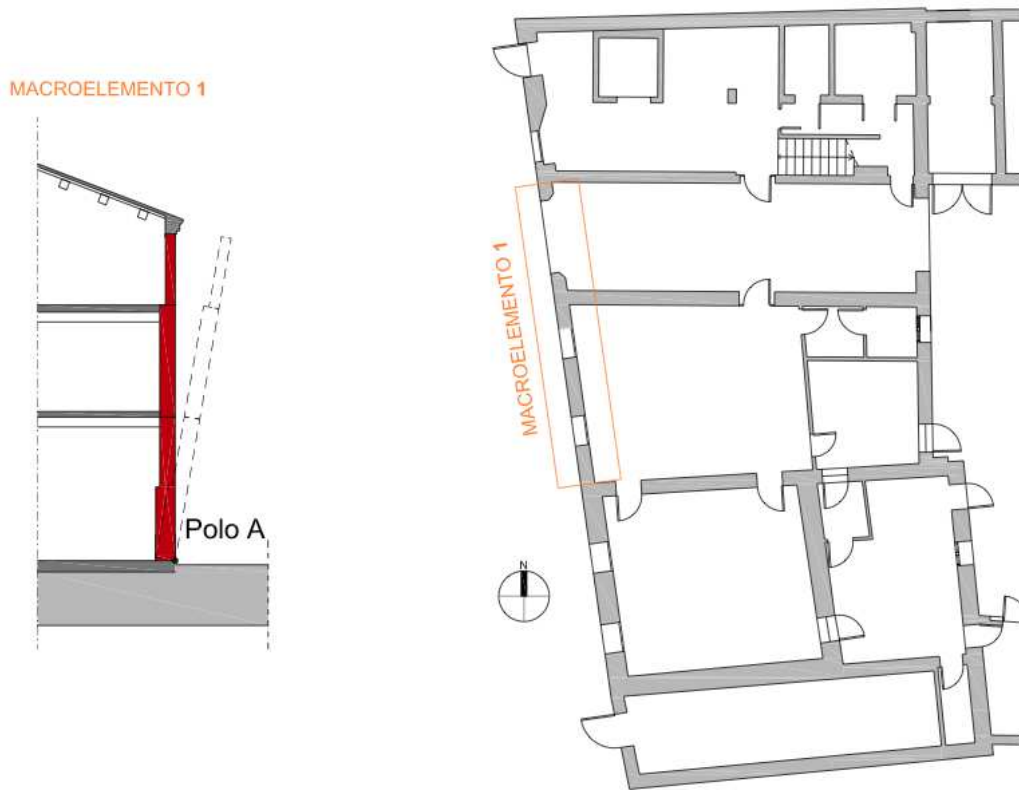


Fig. 7.10. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 1 nel macroelemento 1

Nella tabella sottostante sono riportati i dati significativi del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso.

La formula utilizzata per il calcolo del coefficiente di attivazione del meccanismo è la seguente:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{s_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i - \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} - P_H \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i}$$

In questo caso ovviamente sono stati trascurate le spinte, sia verticali che orizzontali, di eventuali archi o volte, in quanto non presenti.

MACROELEMENTO 1						
CINEMATISMO 1			RIBALTAMENTO TOTALE			
Lunghezza Parete [m]						10,80
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	342,54	0,475	5,26	33,12	0,32	5,26
Primo Piano-1	225,99	0,450	3,65	30,37	0,30	3,65
Secondo Piano-2	143,45	0,350	2,70	10,11	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,054553431	
Momento stabilizzante Ms		136,40468	Coefficiente di Attivazione α		0,030071919	
Momento ribaltante Mr		4535,9487				

Tab. 7.7. Caratteristiche del meccanismo

Secondo gli schemi esposti precedentemente, una volta trovato il coefficiente di attivazione del meccanismo α , si procede alla verifiche lineare e non lineare del macroelemento. Generalmente, se almeno una delle due verifiche risulta soddisfatta, il macroelemento risulta soddisfatto e non c'è bisogno di interventi specifici su esso. Nel caso in cui invece entrambe le verifiche non risultino soddisfatte, si deve procedere con la progettazione di interventi mirati a contrastare il meccanismo in atto.

Considerando un atto di rotazione virtuale della parete attorno alla cerniera A e spostamento del baricentro della copertura come punto di spostamento di controllo unitario, si possono calcolare le espressioni degli spostamenti orizzontali $\delta_{x,i}$ (Tab. 7.8).

Una volta determinati tali spostamenti, si può procedere con il calcolo della massa partecipante al cinematismo:

$$M^* = \frac{(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i})^2}{E \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i}^2} = 62,59 \text{ [kN s}^2/\text{m]}$$

la frazione di massa partecipante

$$e^* = \frac{E M^*}{\sum_{i=1}^n P_i} = 0,78$$

e l'accelerazione sismica spettrale a^* che tiene conto del Livello di Conoscenza raggiunto (con LC=1, si è ottenuto un valore del Fattore di Confidenza $F_c=1,35$) risulta:

$$a^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^n P_i}{M^* F_c} = \frac{\alpha_0 E}{e^* F_c} = 0,303 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati ottenuti.

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N_2 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,086132644	Piano terra-0	0,2265289	0,4530577
		Primo Piano-1	0,6102498	0,7674419
		Secondo Piano-2	0,8837209	1
Massa Partecipante M^*	62,599779	Accelerazione spettrale a_0	0,279536891	
Frazione Massa partecipante e^*	0,7817308			

Tab. 7.8. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) – Analisi lineare

Affinché il cinematisimo risulti verificato è necessario controllare che l'accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo soddisfi entrambe le disequazioni:

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

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

con $T_1 = C_1 H^{\frac{3}{4}}$; $\psi(Z) = \frac{z}{H}$; $\gamma = \frac{3N}{(2N+1)}$

La tabella 7.9 riassume tutti i valori trovati nel calcolo della verifica lineare allo SLV.

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova				Parametri edificio	
ag^*g	0,099	$ag^*9.81$	0,97119	Altezza cerniera z	0,25
F_0	2,597	S_s	1,5	Altezza totale edificio	11,86
T_c^*	0,342	S_t	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
T_b	0,171	C_c	1,496	I modo di vibrazione	0,0210793
T_c	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
T_d	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,2857143
Spettro Elastico calcolato nel periodo $T_1 - S_e(T_1)$					3,783270645
Accelerazione spettrale a_0^*	max	0,7283925		NON VERIFICATO	
		0,051266917			

Tab. 7.9. SLV – verifica lineare

La verifica lineare in questo caso risulta: NON VERIFICATA.

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) – Analisi non lineare

Si deve determinare l'angolo θ_{k0} , a cui corrisponde lo spostamento d_{k0} del punto di controllo considerato, che caratterizza la configurazione per cui si ha l'annullamento del moltiplicatore α e quindi del Momento Stabilizzante M_s .

θ_{k0} si ottiene ponendo uguale a zero l'equazione relativa al momento stabilizzante:

$$M_s = \sum_i P_i R_i \cos(\beta_i + \theta_{k0}) = 0$$

Da cui trovo, per il macroelemento 1 il valore $\theta = 1,72^\circ$

$$\text{Con: } \beta_{P_i} = \arctg\left(\frac{\frac{h_{P_i}}{2}}{\frac{b_i}{2}}\right); \quad R_{P_i} = \sqrt{\left(\frac{h_{P_i}}{2}\right)^2 + \left(\frac{b_i}{2}\right)^2}$$

Con questi valori è possibile determinare il valore cercato dello spostamento d_{k0} che, in questo caso, risulta:

$$d_{k0} = h_{\text{bar}} \sin \theta_{k0} = 0,17 \text{ [m]}$$

$$\text{con } h_{\text{bar}} = \frac{\sum_i P_i h_i + \sum_i N_i d_i}{\sum_i P_i + N_i} = 5,77 \text{ [m]}$$

Grazie ai valori ottenuti con le formule finora illustrate si arriva a calcolare il valore dello spostamento spettrale d_0^* (eq. C8A.4.5, Circ. n.617) dell'oscillatore equivalente ad 1g.d.l.:

$$d_0^* = d_{k0} \frac{\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x_i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^n P_i \delta_{x_i}} = 0,22 \text{ [m]}$$

e lo spostamento ultimo

$$d_u^* = 0,4 d_0^* = 0,09 \text{ [m]}$$

Lo spostamento spettrale valutato in corrispondenza del periodo secante T_s è:

$$d_s^* = 0,4d_u^* = 0,036 \text{ [m]}$$

L'accelerazione corrispondente è:

$$a_s^* = a_0^* \left(\frac{1-d^*}{d_0^*} \right) = 0,235 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

$$\text{con } T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s^*}{a_s^*}} = 2,44 \text{ [s]}$$

La verifica di sicurezza sarà soddisfatta se lo spostamento richiesto alla struttura in presenza di evento sismico risulta minore della capacità di spostamento ultimo d_u^* , e quindi se:

$$d_u^* \geq \max \left(S_{De}(T_s); S_{De}(T_1) \psi(Z) \gamma \frac{\left(\frac{T_s}{T_1}\right)^2}{\sqrt{\left(1-\frac{T_s}{T_1}\right)^2 + 0,02 \frac{T_s}{T_1}} \right)$$

La tabella 7.10 riporta i valori utilizzati per lo svolgimento della verifica con analisi non lineare.

Tab. 7.10. SLV – verifica non lineare

La verifica non lineare risulta: **NON VERIFICATA**.

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro H _b	5,77409034	d_{k0}	0,17355952
	θ gradi	1,72247491		
Spostamento spettrale d₀*	0,22201953	Spostamento spettrale d_u*	0,08880781	
Periodo Secante T_s	d_s^*	0,03552313	T_s	2,44385955
	a_s^*	0,23481099		
Spostamento spettrale d_u*>	max	0,121371119	NON VERIFICATO	
		0,002357687		

Calcolo dei tiranti

Nel caso in cui entrambe le verifiche non risultino soddisfatte, è necessario procedere con il calcolo dei tiranti per contrastare la spinta orizzontale. L'applicazione dei tiranti è infatti un efficace rimedio per il contrasto di spinte orizzontali e fornisce un vincolo contro il ribaltamento fuori piano dei pannelli murari. Per evitare quindi il meccanismo fuori piano della parete si ipotizza l'inserimento dei tiranti a livello degli impalcati. Il procedimento effettuato per quantificare lo sforzo che deve essere contrastato e quindi il numero e le caratteristiche dei tiranti viene illustrato qui di seguito.

Il procedimento che si segue per il calcolo dei tiranti è simile a quello eseguito in precedenza. Innanzitutto si utilizza il valore di a_0^* maggiore tra quelli trovati in precedenza, per cui avremo

$$a_0^* = 0,7283925 \text{ [m/s}^2\text{]}$$

Questo ci permetterà di calcolare, per mezzo della formula inversa, il nuovo valore di α_0 , col quale si calcola l'equilibrio del macroelemento attraverso il rapporto tra momento ribaltante ed il momento stabilizzante tenendo però in conto anche la forza esercitata dal tirante T_i e lasciandola come incognita dell'equazione. A seconda che il cinematismo preveda il ribaltamento di uno o più livelli si calcolano separatamente i vari contributi dati dai tiranti piano per piano.

In questo caso si procederà prima con l'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera cilindrica posta al livello del primo solaio da cui si ricaverà il valore del tirante che verrà posizionato a livello del sottotetto

$$T_2 = 18,8653374 \text{ [kN]}$$

In seguito si procederà a calcolare il tirante T_1 e T_0 rispettivamente a livello del secondo solaio e del primo solaio. Per tale calcolo si utilizza una proporzione tra triangoli, tra il tiro all'ultimo livello e le altezze dei diversi tiranti, in modo che vi sia una variazione lineare di tiro.

$$T_1 = 14,47804963 \text{ [kN]}$$

$$T_0 = 8,547086539 \text{ [kN]}$$

Verifica dei tiranti

Il primo passo è ipotizzare il materiale da utilizzare per i tiranti e per i capochiave; successivamente verranno decise dimensioni e caratteristiche materiche degli stessi.

In questo caso viene scelto acciaio tipo AISI con tensione di snervamento $f_y = 240$ MPa; il diametro delle barre 12 mm; i capochiave di ancoraggio, di tipo a piastra, hanno dimensioni quadrate pari a 300 mm di larghezza e 300 mm di lunghezza con tensione di snervamento $f_y = 240$ MPa. Le caratteristiche della muratura dipendono dai risultati della campagna di indagini effettuate sull'edificio (per questo sono stati estesi i risultati delle prove soniche a tutta la muratura avendo ipotizzato che l'edificio sia stato costruito con una certa "omogeneità") ed alle indicazioni della Circolare:

$$\sigma_r = \frac{f_m}{F_C \cdot \gamma_m} = 1.057561 \text{ MPa} \quad f_v = \frac{\tau_0}{F_C \cdot \gamma_m} = 62000 \text{ N/m}^2$$

$$\text{Con } f_m = 1.0077519 \text{ MPa} \quad \tau_0 = 5.6 \text{ N/cm}^2 \quad \gamma_m = 2.$$

La portata di un singolo tirante è stata determinata prendendo il minimo tra i seguenti valori di resistenza:

$$T_{\text{singolo}} < \min(T_A, T_B, T_C)$$

- Meccanismo di rottura relativa allo snervamento dei tiranti:

$$T_A = A_s \cdot f_y$$

- Meccanismo di rottura relativo al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio:

$$T_B = f_v \cdot [2 \cdot (b + t) + 2 \cdot (a + t)] \cdot t$$

- Meccanismo di rottura relativo alla resistenza del muro nei confronti della penetrazione dell'ancoraggio, dovuto all'eccesso di pressione nel contatto:

$$T_C = \sigma_r \cdot a \cdot b$$

Con:

- f_y tensione di snervamento dei tiranti;
- A_s area della sezione trasversale dei tiranti;
- a altezza delle piastre di ancoraggio dei tiranti;
- b larghezza delle piastre di ancoraggio dei tiranti;
- t spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti;
- σ_r resistenza a compressione di calcolo della muratura;
- f_v resistenza a taglio di calcolo della muratura.

La tabella 7.11 riporta le caratteristiche delle barre, dei capochiave e della muratura per i due livelli considerati, con indicazione dei valori degli sforzi da considerare nel compiere la successiva verifica.

Calcolato lo sforzo per il singolo tirante, è necessario determinare il numero dei tiranti atti ad impedire il verificarsi del meccanismo.

Progettazione verifica					
Parametri tiranti					
Barre			Piastra		
Diametro Φ [mm]	18	Lato a [cm]	30		
Resistenza f_y [Mpa]	240	Lato b [cm]	30		
Parametri muratura					
Sp. P.T. [cm]	35	Sp. P.P. [cm]	45	Sp. P.S. [cm]	35
Fattore di confidenza F_c	1,35	Resistenza compressione f_m [Mpa]	0,8888889		
γ_m	2	Resistenza taglio f_v [Mpa]	0,0207407		
Verifica singolo tirante					
PIANO	Numero tiranti	Sforzo tiranti	Resistenza tiranti		
Piano Secondo-2	2	18,8653374	37,74814815		
Primo Primo-1	2	14,47804963	122,1451224		
Piano Terra-0	2	8,547086539	122,1451224		
Tirante Piano Secondo					
Verifica a snervamento			T1	61,072561	
Verifica a punzonamento			T2	18,874074	
Verifica alla schiacciamento della muratura			T3	80	
Tirante Piano Primo					
Verifica a snervamento			T1	61,072561	
Verifica a punzonamento			T2	28	
Verifica alla schiacciamento della muratura			T3	80	
Tirante Piano Terra					
Verifica a snervamento			T1	61,072561	
Verifica a punzonamento			T2	30,540741	
Verifica alla schiacciamento della muratura			T3	80	

Tab.7.11. Progettazione e verifica dei tiranti

MACROELEMENTO 1 – Cinematismo 2

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 1 che consiste nel ribaltamento semplice della parte della parete relativa al primo e al secondo piano (cinematismo 2). Le verifiche si svolgono come visto nel caso precedente, ma per sintesi si riportano solo i risultati. In Fig. 7.11 è schematizzato il meccanismo 2 e la posizione del macroelemento considerato.

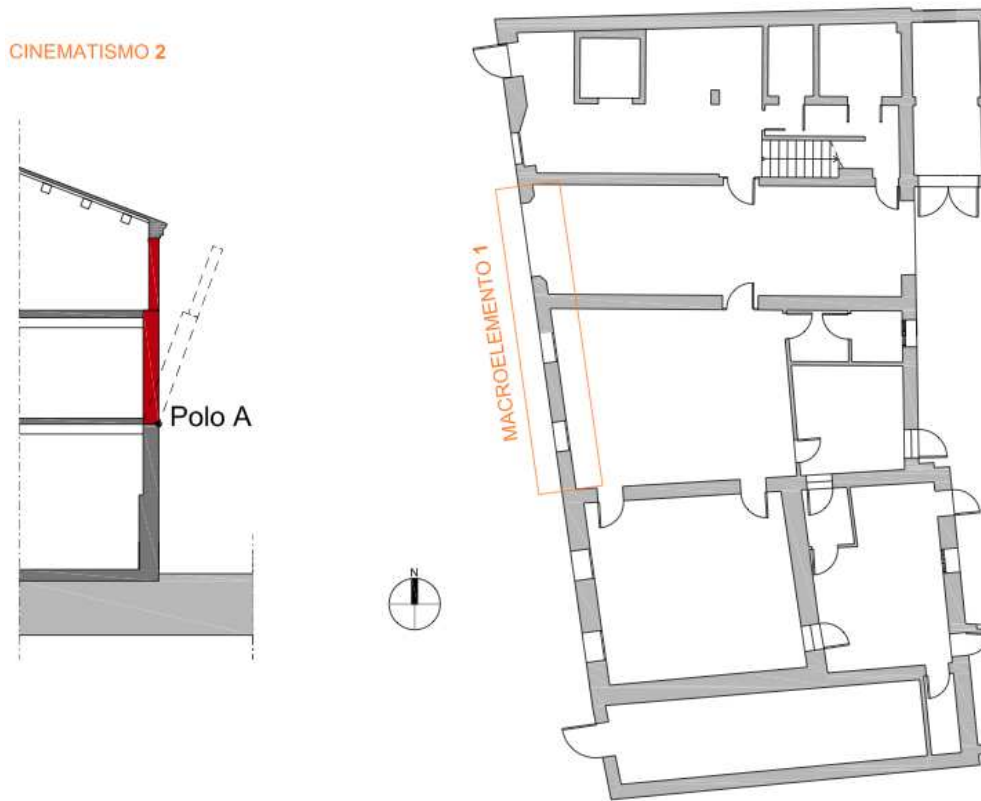


Fig. 7.11. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 2 nel macroelemento 1

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 1						
CINEMATISMO 1			RIBALTAMENTO Pareti-Primo-Secondo			
Lunghezza Parete [m]						10,80
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	-	-	-	-	-	-
Primo Piano-1	225,99	0,450	3,65	30,37	0,30	3,65
Secondo Piano-2	143,45	0,350	2,70	10,11	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,02846651	
Momento stabilizzante Ms		75,752363	Coefficiente di		0,05806005	

Momento ribaltante Mr	1304,7244	Attivazione α	
-----------------------	-----------	----------------------	--

Tab. 7.12. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N_2 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,157480315	Piano terra-0	-	-
		Primo Piano-1	0,2874016	0,5748031
		Secondo Piano-2	0,7874016	1
Massa Partecipante M^*	33,686957	Accelerazione spettrale a_0	0,523333534	
Frazione Massa partecipante e^*	0,8061838			

Tab. 7.13. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova				Parametri edificio	
ag^*g	0,099	$ag^*9.81$	0,97119	Altezza cerniera z	5,51
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,4645868
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,2857143
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - $Se(T1)$					3,783270645
Accelerazione spettrale $a_0^{*>}$	max	0,7283925			NON VERIFICATO
		1,129922858			

Tab. 7.14. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro Hb	3,1828932	d_{k0}	0,1844882
	θ gradi	3,3228654		
Spostamento spettrale d_{0}^*	0,2288414	Spostamento spettrale d_u^*	0,0915366	
Periodo Secante T_s	ds^*	0,0366146	T_s	1,8133358
	as^*	0,4396002		
Spostamento spettrale $d_u^{*>}$	max	0,090056975		VERIFICATO
		0,040649595		

Tab. 7.15. SLV – verifica non lineare

MACROELEMENTO 1 – Cinematismo 3

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 1 che consiste nel ribaltamento semplice della parte della parete relativa al solo secondo piano (cinematismo 3). Le verifiche si svolgono come visto nel caso precedente, ma per sintesi si riportano solo i risultati. In Fig. 7.12 è schematizzato il meccanismo 3 e la posizione del macroelemento considerato.

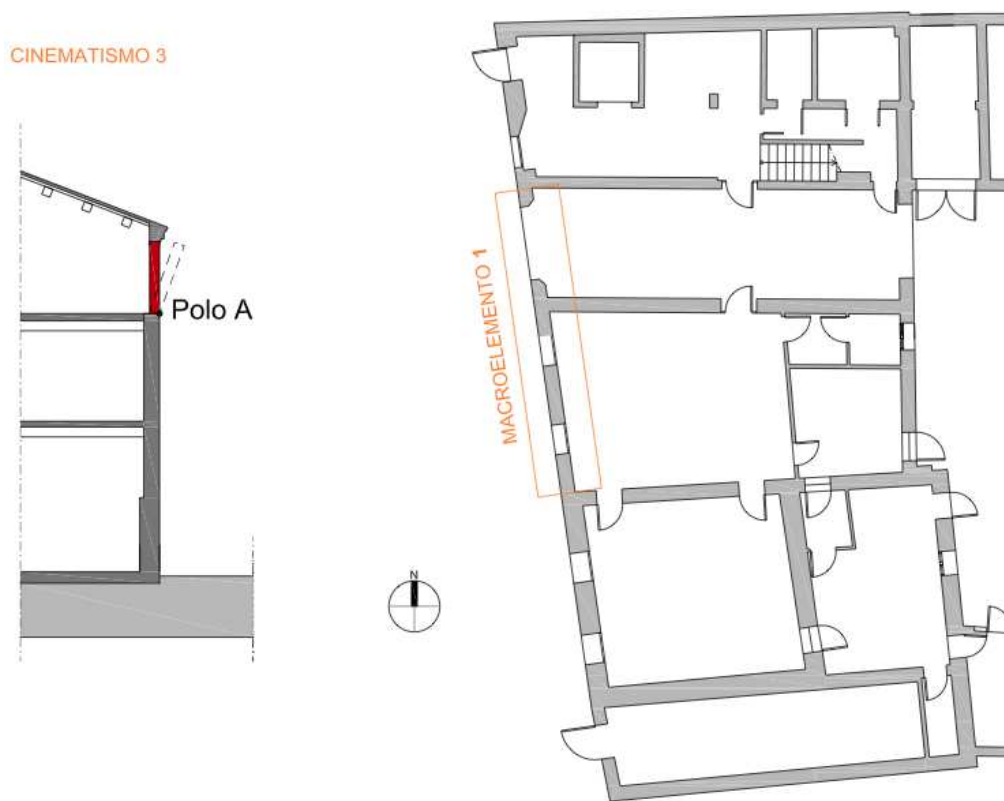


Fig. 7.12. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 3 nel macroelemento 1

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 1						
CINEMATISMO 1			RIBALTAMENTO Parete-Secondo			
Lunghezza Parete [m]						10,80
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	-	-	-	-	-	-
Primo Piano-1	-	-	-	-	-	-
Secondo Piano-2	143,45	0,350	2,70	10,11	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,010663739	
Momento stabilizzante Ms		25,824921	Coefficiente di Attivazione α		0,116879847	
Momento ribaltante Mr		220,95273				

Tab. 7.16. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N_2 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,37037037	Piano terra-0	-	-
		Primo Piano-1	-	-
		Secondo Piano-2	0,5	1
Massa Partecipante M*	14,849205	Accelerazione spettrale a_0	0,895312562	
Frazione Massa partecipante e*	0,9486373			

Tab. 7.17. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova			Parametri edificio		
ag*g	0,099	ag*9.81	0,97119	Altezza cerniera z	9,16
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,772344
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,2857143
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645
Accelerazione spettrale $a_0^{* >}$		max		0,7283925	NON VERIFICATO
				1,87841985	

Tab. 7.18. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo dk0	Altezza baricentro Hb	1,43888924	dk0	0,16704007
	θ gradi	6,66647505		
Spostamento spettrale do*	0,17608423	Spostamento spettrale du*		0,07043369
Periodo Secante Ts	ds*	0,02817348	Ts	1,21611069
	as*	0,75206255		
Spostamento spettrale du*>	max	0,060396562	VERIFICATO	
		0,050528113		

Tab. 7.19. SLV – verifica non lineare

MACROELEMENTO 2 – Cinematismo 1

Il caso in riportato in figura 7.13, corrisponde al ribaltamento globale della parete a tre piani (cinematismo 1) relativo ad una porzione della facciata Ovest prospettante su via del Santo (Macroelemento 2). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. Si è deciso di prendere in considerazione anche questa porzione di parete del prospetto fronte strada, in quanto, a differenza del macroelemento precedente, in questo caso la direzione dell'orditura del solaio è invertita rispetto al caso precedente.

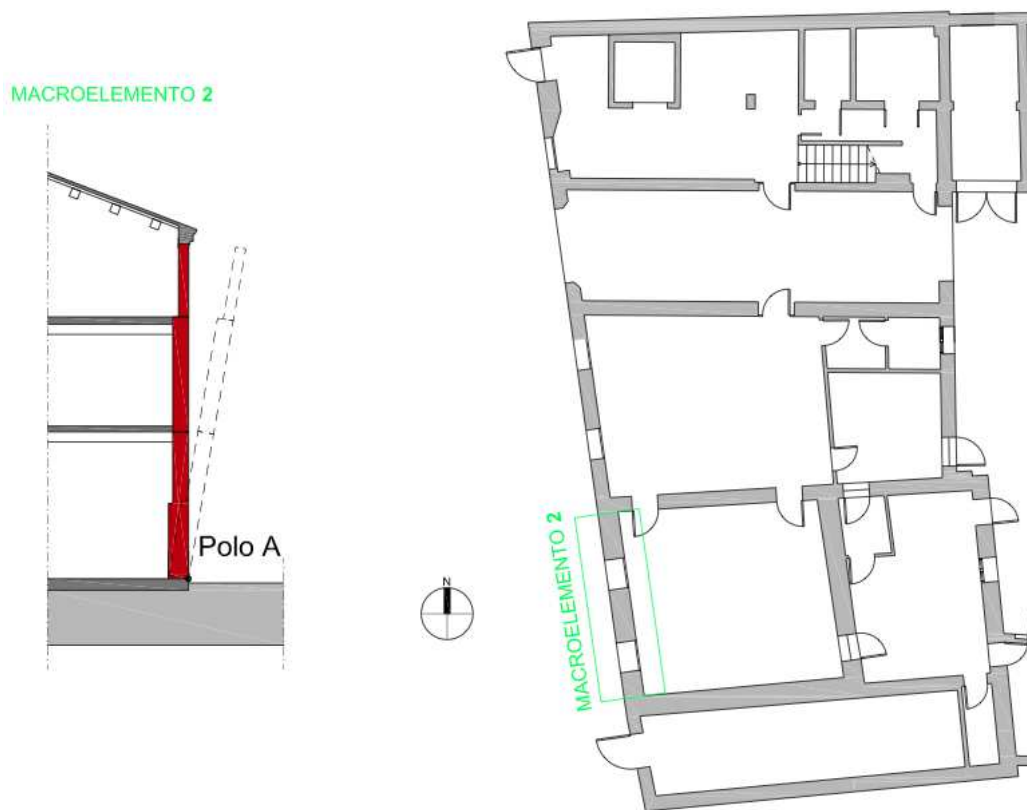


Fig. 7.13. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 1 nel macroelemento 2

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare. Dato che nessuna delle due verifiche risulta soddisfatta, si riporta anche la tabella con il calcolo e le verifiche dei tiranti.

MACROELEMENTO 2						
CINEMATISMO 1			RIBALTAMENTO TOTALE			
Lunghezza Parete [m]						6,46
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	350,30	0,700	5,26	195,35	0,47	5,26
Primo Piano-1	189,25	0,550	3,65	179,17	0,37	3,65
Secondo Piano-2	69,62	0,350	2,70	6,63	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,114975757	
Momento stabilizzante Ms	231,376823		Coefficiente di Attivazione α		0,040754186	
Momento ribaltante Mr	5677,37563					

Tab. 7.20. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N_2 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,086132644	Piano terra-0	0,22652885	0,45305771
		Primo Piano-1	0,61024978	0,76744186
		Secondo Piano-2	0,88372093	1
Massa Partecipante M^*	82,6084806	Accelerazione spettrale a_0	0,361902307	
Frazione Massa partecipante e^*	0,81830671			

Tab. 7.21. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova				Parametri edificio	
ag^*g	0,099	$ag^*9.81$	0,97119	Altezza cerniera z	0,25
F_0	2,597	S_s	1,5	Altezza totale edificio	11,86
T_c^*	0,342	S_t	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
T_b	0,171	C_c	1,496	I modo di vibrazione	0,02107926
T_c	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
T_d	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,28571429
Spettro Elastico calcolato nel periodo $T_1 - S_e(T_1)$					3,783270645
Accelerazione spettrale $a_0^{*>}$	max	0,7283925			NON VERIFICATO
		0,051266917			

Tab. 7.22. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro H_b	5,73284366	d_{k0}	0,23344359
	θ gradi	2,33375139		
Spostamento spettrale d_0^*	0,2852764	Spostamento spettrale d_u^*	0,11411056	
Periodo Secante T_s	d_s^*	0,04564422	T_s	2,43465521
	a_s^*	0,30399794		
Spostamento spettrale $d_u^{*>}$	max	0,120913997		NON VERIFICATO
		0,002350123		

Tab. 7.23. SLV – verifica non lineare

C					
Parametri tiranti					
Barre			Piastra		
Diametro Φ [mm]	18	Lato a [cm]	30		
Resistenza f_y [Mpa]	240	Lato b [cm]	30		
Parametri muratura					
Sp. P.T. [cm]	35	Sp. P.P. [cm]	35	Sp. P.S.[cm]	35
Fattore di confidenza F_c	1,35	Resistenza compressione f_m [Mpa]	0,88888889		
γ_m	2	Resistenza taglio f_v [Mpa]	0,02074074		
Verifica singolo tirante					
PIANO	Numero tiranti	Sforzo tiranti	Resistenza tiranti		
Piano Secondo-2	2	20,18174147	37,74814815		
Primo Primo-1	2	15,48831322	122,1451224		
Piano Terra-0	2	9,143493553	122,1451224		
Tirante Piano Secondo					
Verifica a snervamento			T1	61,0725612	
Verifica a punzonamento			T2	18,8740741	
Verifica alla schiacciamento della muratura			T3	80	
Tirante Piano Primo					
Verifica a snervamento			T1	61,0725612	
Verifica a punzonamento			T2	18,8740741	
Verifica alla schiacciamento della muratura			T3	80	
Tirante Piano Terra					
Verifica a snervamento			T1	61,0725612	
Verifica a punzonamento			T2	28	
Verifica alla schiacciamento della muratura			T3	80	

Tab. 7.24. Progettazione e verifica dei tiranti

MACROELEMENTO 2 – Cinematismo 2

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 2 che consiste nel ribaltamento semplice della parte della parete relativa al primo e al secondo piano (cinematismo 2). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. In Fig. 7.14 è schematizzato il meccanismo 2 e la posizione del macroelemento considerato.

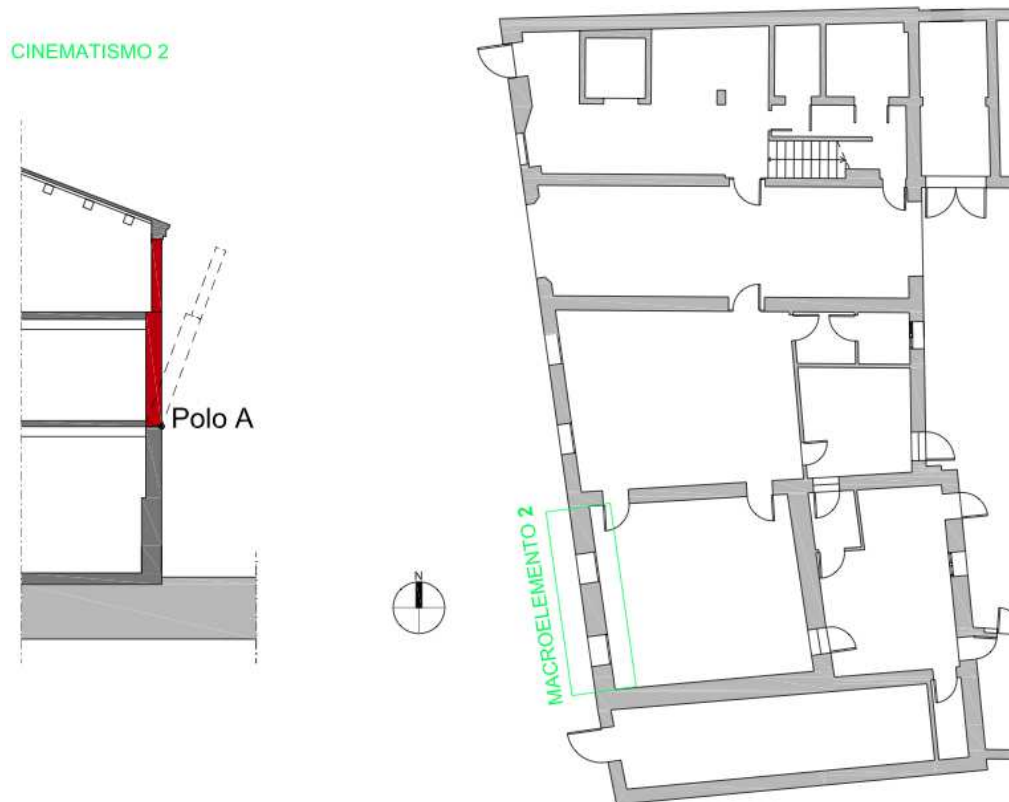


Fig. 7.14. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 2 nel macroelemento 2

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 2						
CINEMATISMO 2			RIBALTAMENTO Parete-primo-secondo			
Lunghezza Parete [m]						6,46
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00
Primo Piano-1	189,25	0,550	3,65	179,17	0,37	3,65
Secondo Piano-2	69,62	0,350	2,70	6,63	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,051625879	
Momento stabilizzante Ms		108,5134676	Coefficiente di		0,078092248	

Momento ribaltante Mr	1389,554931	Attivazione α	
-----------------------	-------------	----------------------	--

Tab. 7.25. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N_2 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,157480315	Piano terra-0	0	0
		Primo Piano-1	0,287401575	0,57480315
		Secondo Piano-2	0,787401575	1
Massa Partecipante M^*	39,16823498	Accelerazione spettrale a_0	0,656717923	
Frazione Massa partecipante e^*	0,864100571			

Tab. 7.26. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova				Parametri edificio	
ag*g	0,099	ag*9.81	0,97119	Altezza cerniera z	5,51
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,464586847
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645
Accelerazione spettrale $a_0^{* >}$	max	0,7283925		NON VERIFICATO	
		1,129922858			

Tab. 7.27. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro Hb	3,12490632	d_{k0}	0,24329025
	θ gradi	4,46529386		
Spostamento spettrale d_0^*	0,28155316	Spostamento spettrale d_u^*	0,11262126	
Periodo Secante T_s	d_s^*	0,04504851	T_s	1,79552305
	a_s^*	0,55164306		
Spostamento spettrale $d_u^{* >}$	max	0,089172326		VERIFICATO
		0,040334404		

Tab. 7.28. SLV – verifica non lineare

MACROELEMENTO 2 – Cinematismo 3

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 2 che consiste nel ribaltamento semplice della parte della parete relativa al solo secondo piano (cinematismo 3). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. In Fig. 7.15 è schematizzato il meccanismo 3 e la posizione del macroelemento considerato.

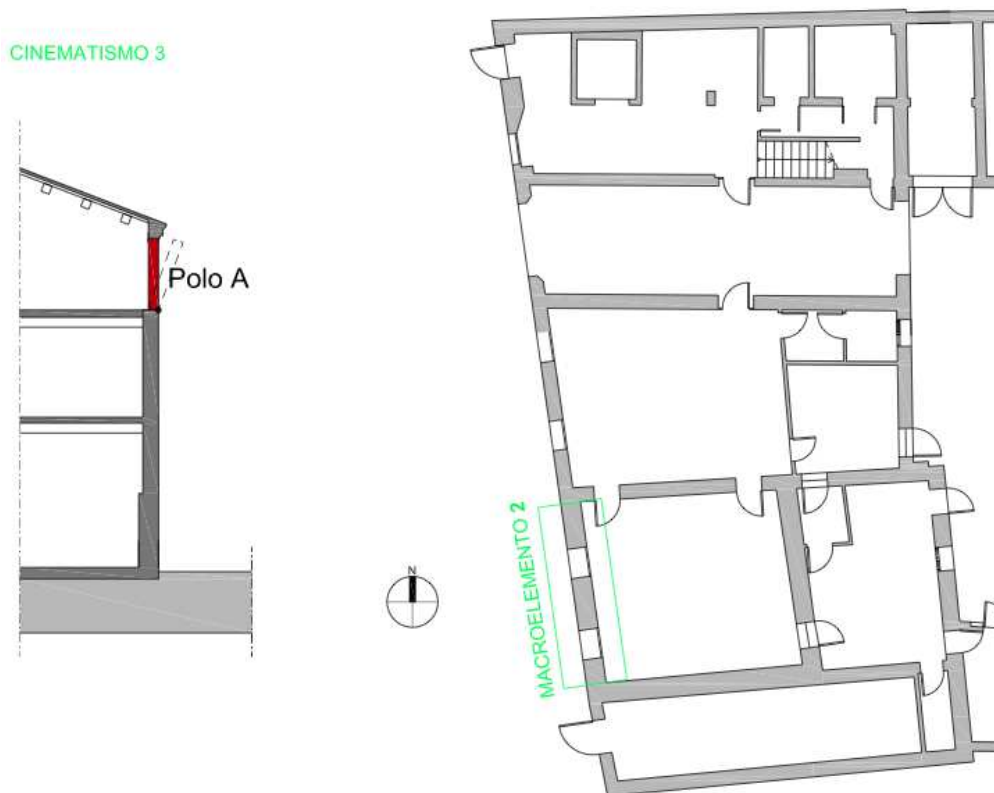


Fig. 7.15. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 3 nel macroelemento 2

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 2	
CINEMATISMO 3	RIBALTAMENTO Parete-secondo

Lunghezza Parete [m]						6,46
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00
Primo Piano-1	0,00	0,000	0,00	0,00	0,00	0,00
Secondo Piano-2	69,62	0,350	2,70	6,63	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,008852665	
Momento stabilizzante Ms		13,05548925	Coefficiente di Attivazione α		0,116685924	
Momento ribaltante Mr		111,8857257				

Tab. 7.29. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N_2 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,37037037	Piano terra-0	0	0
		Primo Piano-1	0	0
		Secondo Piano-2	0,5	1
Massa Partecipante M*	7,283501061	Accelerazione spettrale a_0		0,904877552
Frazione Massa partecipante e*	0,937052433			

Tab. 7.30. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova				Parametri edificio	
ag*g	0,099	ag*9.81	0,97119	Altezza cerniera z	9,16
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,772344013
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645

Accelerazione spettrale $a_0^{*>}$	max	0,7283925	NON VERIFICATO
		1,87841985	

Tab. 7.31. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo dk0	Altezza baricentro Hb	1,46733535	dk0	0,17006354
	θ gradi	6,65551357		
Spostamento spettrale do*	0,18148775	Spostamento spettrale du*	0,0725951	
Periodo Secante T_s	ds^*	0,02903804	T_s	1,22808652
	as^*	0,76009714		
Spostamento spettrale du*>	max	0,060991326	VERIFICATO	
		0,050853008		

Tab. 7.32. SLV – verifica non lineare

MACROELEMENTO 3 – Cinematismo 1

Il caso in riportato in figura 7.16, corrisponde al ribaltamento globale della parete a tre piani (cinematismo 1) relativo ad una porzione della facciata del corpo Ovest rivolta verso il cortile interno del fabbricato (Macroelemento 3). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati.

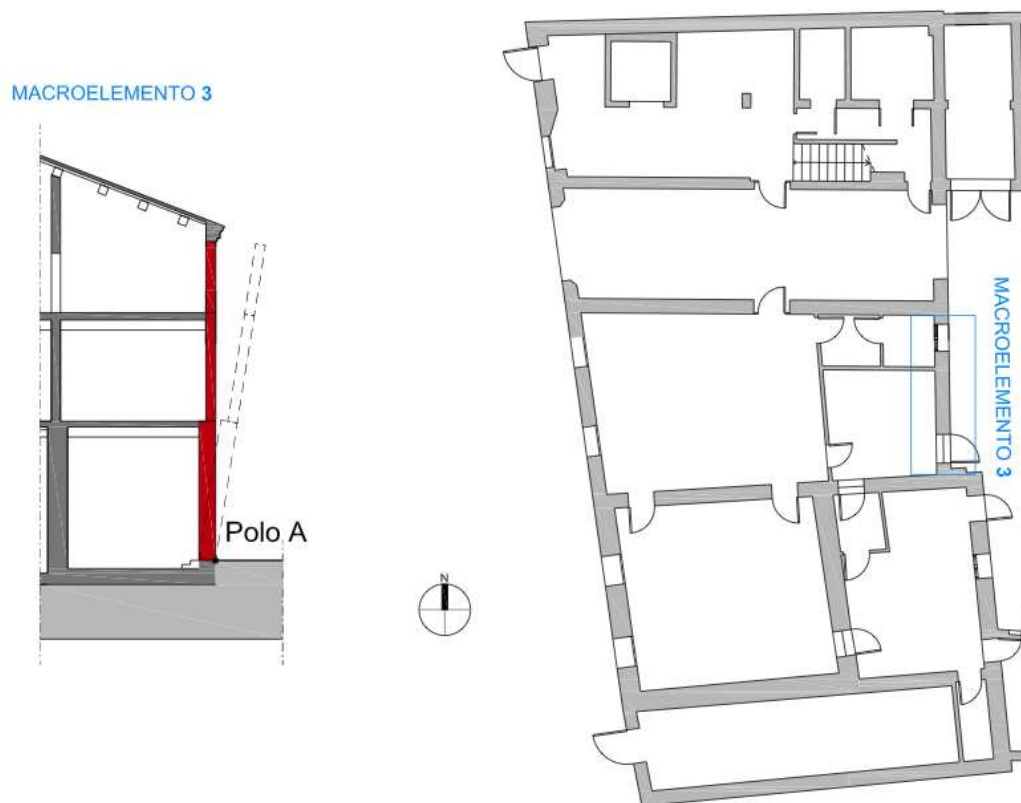


Fig. 7.16. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 1 nel macroelemento 3

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare. Dato che nessuna delle due verifiche risulta soddisfatta, si riporta anche la tabella con il calcolo e le verifiche dei tiranti.

MACROELEMENTO 3						
CINEMATISMO 1			RIBALTAMENTO TOTALE			
Lunghezza Parete [m]						5,56
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	222,04	0,500	5,26	19,43	0,33	5,26
Primo Piano-1	146,79	0,500	3,65	18,65	0,33	3,65
Secondo Piano-2	67,53	0,350	2,70	5,93	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,06479726	
Momento stabilizzante Ms		86,97411163	Coefficiente di		0,032770604	

Momento ribaltante Mr	2654,02837	Attivazione α
-----------------------	------------	----------------------

Tab. 7.33. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N_2 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,086132644	Piano terra-0	0,226528854	0,453057709
		Primo Piano-1	0,610249785	0,76744186
		Secondo Piano-2	0,88372093	1
Massa Partecipante M^*	38,13134575	Accelerazione spettrale a_0	0,305800866	
Frazione Massa partecipante e^*	0,778719354			

Tab. 7.34. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova				Parametri edificio	
ag*g	0,099	ag*9.81	0,97119	Altezza cerniera z	0,25
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,021079258
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645
Accelerazione spettrale $a_0^{* >}$	max	0,7283925			NON VERIFICATO
		0,051266917			

Tab. 7.35. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro Hb	5,525039527	d_{k0}	0,180961738
	θ gradi	1,876945579		
Spostamento spettrale d_0^*	0,232383768	Spostamento spettrale d_u^*	0,092953507	
Periodo Secante T_s	d_s^*	0,037181403	T_s	2,390472522
	a_s^*	0,256872727		
Spostamento spettrale $d_u^{* >}$	max	0,118719721	NON VERIFICATO	
		0,002313839		

Tab. 7.36. SLV – verifica non lineare

Progettazione verifica					
Parametri tiranti					
Barre			Piastra		
Diametro Φ [mm]	18	Lato a [cm]	30		
Resistenza f_y [Mpa]	240	Lato b [cm]	30		
Parametri muratura					
Sp. P.T. [cm]	47,5	Sp. P.P. [cm]	45	Sp. P.S.[cm]	35
Fattore di confidenza F_c	1,35	Resistenza compressione f_m [Mpa]	0,888888889		
γ_m	2	Resistenza taglio f_v [Mpa]	0,020740741		
Verifica singolo tirante					
PIANO	Numero tiranti	Sforzo tiranti	Resistenza tiranti		
Piano Secondo - 2	2	10,35237431	37,74814815		
Piano Primo-1	2	7,944845399	122,1451224		
Piano Terra-2	2	4,690222985	122,1451224		
Tirante Piano Secondo					
Verifica a snervamento			T1	61,07256119	
Verifica a punzonamento			T2	18,87407407	
Verifica alla schiacciamento della muratura			T3	80	
Tirante Piano Primo					
Verifica a snervamento			T1	61,07256119	
Verifica a punzonamento			T2	28	
Verifica alla schiacciamento della muratura			T3	80	
Tirante Piano Terra					
Verifica a snervamento			T1	61,07256119	
Verifica a punzonamento			T2	30,54074074	
Verifica alla schiacciamento della muratura			T3	80	

Tab.7.37. Progettazione e verifica dei tiranti

MACROELEMENTO 3 – Cinematismo 2

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 3 che consiste nel ribaltamento semplice della parte della parete relativa al primo e al secondo piano (cinematismo 2). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. In Fig. 7.17 è schematizzato il meccanismo 2 e la posizione del macroelemento considerato.

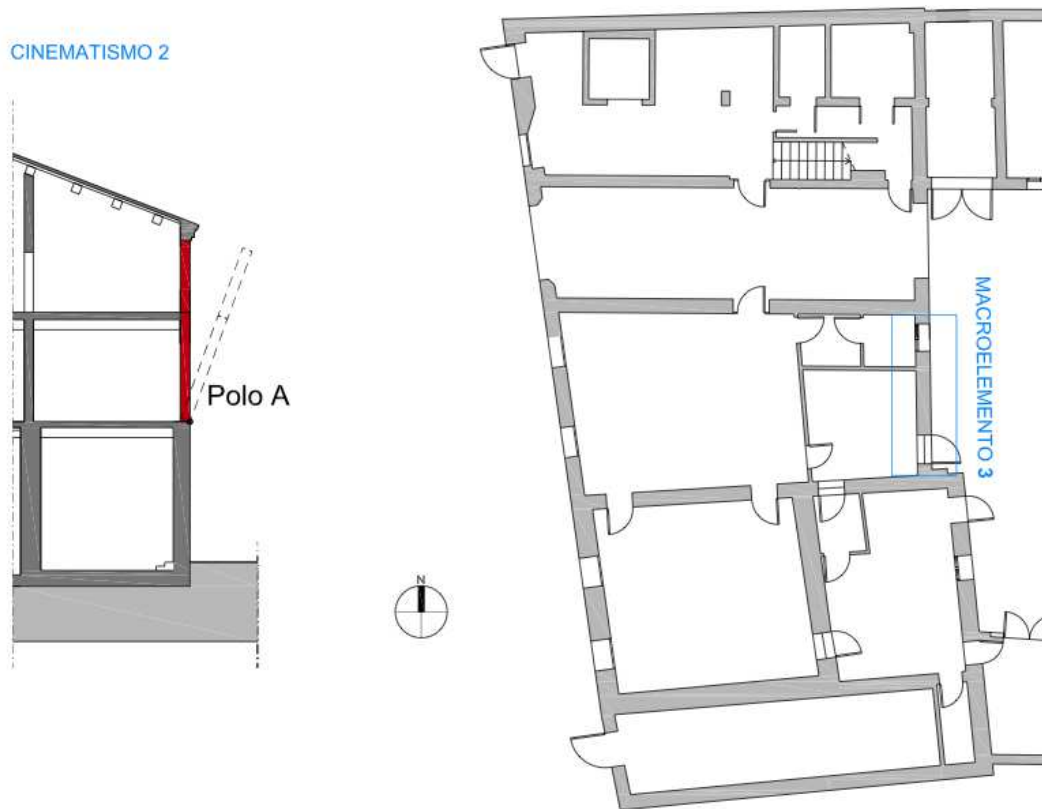


Fig. 7.17. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 2 nel macroelemento 3

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 3						
CINEMATISMO 2			RIBALTAMENTO Parete-primo-secondo			
Lunghezza Parete [m]						5,56
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	-	-	-	-	-	-
Primo Piano-1	146,79	0,500	3,65	18,65	0,33	3,65
Secondo Piano-2	67,53	0,350	2,70	5,93	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,032225559	

Momento stabilizzante Ms	48,41637121	Coefficiente di Attivazione α	0,068070459
Momento ribaltante Mr	711,2684669		

Tab. 7.38. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N_2 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,157480315	Piano terra-0	-	-
		Primo Piano-1	0,287401575	0,57480315
		Secondo Piano-2	0,787401575	1
Massa Partecipante M^*	19,35267252	Accelerazione spettrale a^*	0,622440648	
Frazione Massa partecipante e^*	0,794686752			

Tab. 7.39. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova				Parametri edificio	
ag^*g	0,099	$ag^*9.81$	0,97119	Altezza cerniera z	5,51
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,464586847
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645
Accelerazione spettrale $a^*>$	max	0,7283925			NON VERIFICATO
		1,129922858			

Tab. 7.40. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro Hb	2,97727927	d_{k0}	0,20219686
	θ gradi	3,89414282		
Spostamento spettrale d_o^*	0,25443593	Spostamento spettrale d_u^*	0,10177437	
Periodo Secante T_s	ds^*	0,04070975	T_s	1,75323633
	as^*	0,52285014		
Spostamento spettrale $d_u^*>$	max	0,087072211		VERIFICATO
		0,039587597		

Tab. 7.41. SLV – verifica non lineare

MACROELEMENTO 3 – Cinematismo 3

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 3 che consiste nel ribaltamento semplice della parte della parete relativa al solo secondo piano (cinematismo 3). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. In Fig. 7.18 è schematizzato il meccanismo 3 e la posizione del macroelemento considerato.

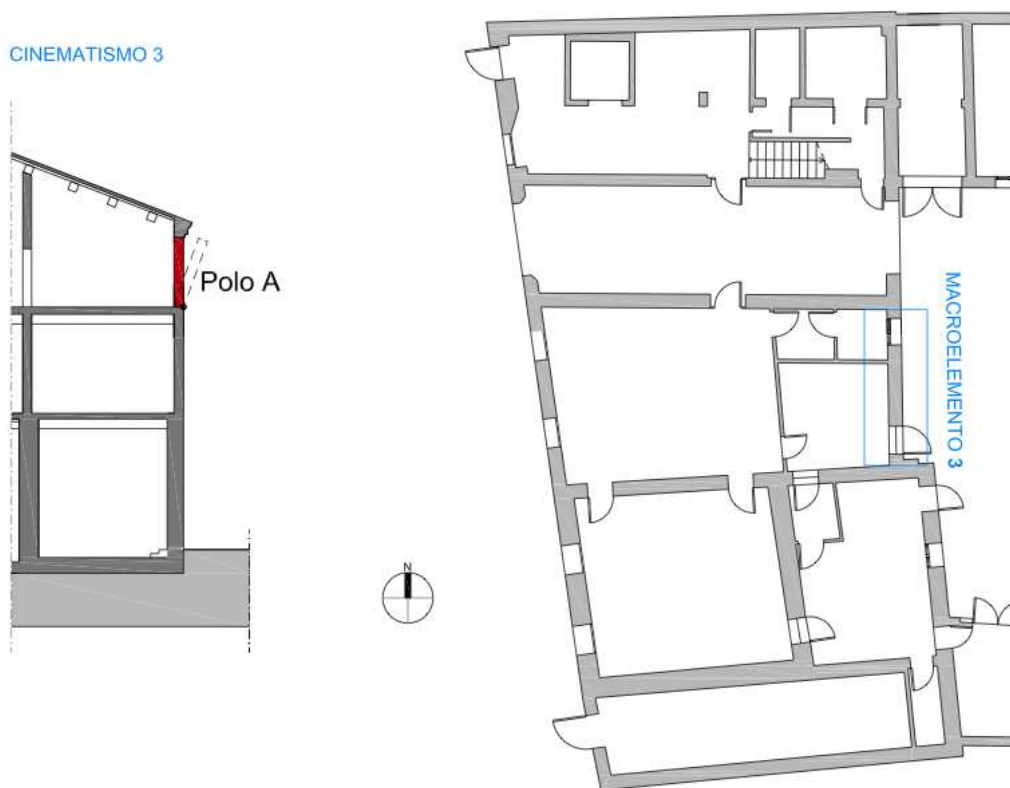


Fig. 7.18. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 3 nel macroelemento 3

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 3	
CINEMATISMO 3	RIBALTAMENTO Parete-secondo

Lunghezza Parete [m]						5,56
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	-	-	-	-	-	-
Primo Piano-1	-	-	-	-	-	-
Secondo Piano-2	67,53	0,350	2,70	5,93	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,009909356	
Momento stabilizzante Ms		12,47383231	Coefficiente di Attivazione α		0,116380575	
Momento ribaltante Mr		107,1813945				

Tab. 7.42. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N_2 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,37037037	Piano terra-0	-	-
		Primo Piano-1	-	-
		Secondo Piano-2	0,5	1
Massa Partecipante M*	7,040939235	Accelerazione spettrale a^*	0,89944604	
Frazione Massa partecipante e*	0,940244113			

Tab. 7.43. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova				Parametri edificio	
ag*g	0,099	ag*9.81	0,97119	Altezza cerniera z	9,16
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,772344013
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645

Accelerazione spettrale $a^{*>}$	max	0,7283925	NON VERIFICATO
		1,87841985	

Tab. 7.44. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo dk0	Altezza baricentro Hb	1,45901724	dk0	0,16866288
	θ gradi	6,63825278		
Spostamento spettrale do*	0,17938202	Spostamento spettrale du*	0,07175281	
Periodo Secante T_s	ds^*	0,02870112	T_s	1,22462215
	as^*	0,75553467		
Spostamento spettrale du*>	max	0,060819272	VERIFICATO	
		0,050758905		

Tab. 7.45. SLV – verifica non lineare

MACROELEMENTO 4 – Cinematismo 1

Il caso in riportato in figura 7.19, corrisponde al ribaltamento globale della parete a tre piani (cinematismo 1) relativo ad una porzione della facciata del corpo Ovest rivolta verso il cortile interno del fabbricato (Macroelemento 4). Il macroelemento viene considerato a partire da un'altezza $z=2,65$ m da terra, in quanto la rotazione di tutto il piano terra è stata considerata impedita dal corpo Sud, ad un piano, che insiste su quello Ovest per una parte. Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. Si è deciso di prendere in considerazione anche questa porzione di parete del prospetto sul cortile interno, in quanto, a differenza del macroelemento precedente, in questo caso la direzione dell'orditura del solaio è invertita rispetto a prima.

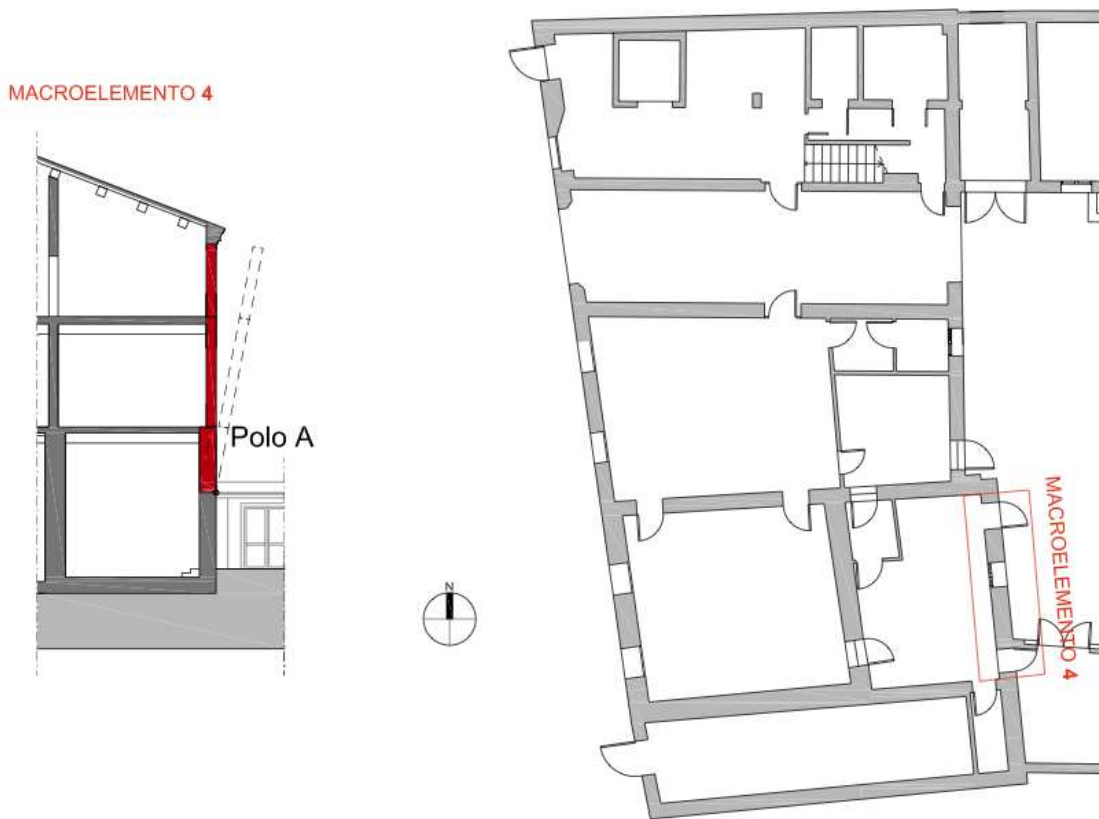


Fig. 7.19. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 1 nel macroelemento 4

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 4						
CINEMATISMO 1			RIBALTAMENTO TOTALE			
Lunghezza Parete [m]						6,37
PIANO	Pi	bi	hi	Ni	di	hi

	[kN]	[m]	[m]	[kN]	[m]	[m]
Piano terra-0	164,73	0,600	2,86	189,84	0,40	2,86
Primo Piano-1	140,24	0,450	3,65	173,65	0,30	3,65
Secondo Piano-2	81,31	0,350	2,70	6,63	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,089057386	
Momento stabilizzante M _s	157,4161299		Coefficiente di Attivazione α		0,048196844	
Momento ribaltante M _r	3266,108688					

Tab. 7.46. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a ₀				
Si assume spostamento in sommità unitario δN2 =1	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,108577633	Piano terra-0	0,155266015	0,31053203
		Primo Piano-1	0,508686211	0,706840391
		Secondo Piano-2	0,853420195	1
Massa Partecipante M*	60,70669055	Accelerazione spettrale a ₀	0,444832372	
Frazione Massa partecipante e*	0,787331183			

Tab. 7.47. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova			Parametri edificio		
ag*g	0,099	ag*9.81	0,97119	Altezza cerniera z	0,25
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,021079258
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645
Accelerazione spettrale a ₀ *>	max	0,7283925			NON VERIFICATO
		1,129922858			

Tab. 7.48. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d _{k0}	Altezza baricentro H _b	2,2620798	d _{k0}	0,142798
	θ gradi	3,6193092		

Spostamento spettrale d_0^*	0,2396276	Spostamento spettrale d_u^*	0,095851
Periodo Secante T_s	d_s^*	0,0383404	T_s 1,8432827
	a_s^*	0,4454846	
Spostamento spettrale $d_u^{*>}$	max	0,091544246	VERIFICATO
		0,041180258	

Tab. 7.49. SLV – verifica non lineare

MACROELEMENTO 4 – Cinematismo 2

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 4 che consiste nel ribaltamento semplice della parte della parete relativa al primo e al secondo piano (cinematismo 2). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. In Fig. 7.20 è schematizzato il meccanismo 2 e la posizione del macroelemento considerato.

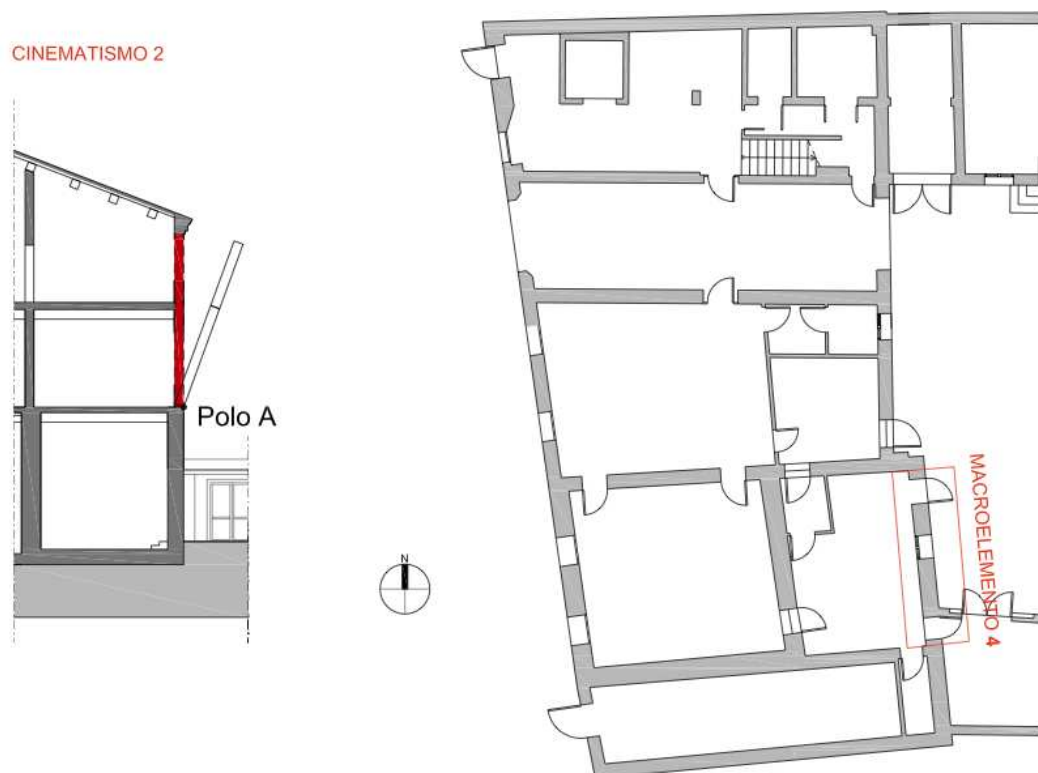


Fig. 7.20. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 2 nel macroelemento 4

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del

meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 4						
CINEMATISMO 2			RIBALTAMENTO Parete-primo-secondo			
Lunghezza Parete [m]						6,37
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	-	-	-	-	-	-
Primo Piano-1	140,24	0,450	3,65	173,65	0,30	3,65
Secondo Piano-2	81,31	0,350	2,70	6,63	0,23	2,70
Arretramento della cerniera				f _m [Mpa]		0,888888889
				t [m]		0,06966199
Momento stabilizzante Ms		58,20836283	Coefficiente di Attivazione α		0,043491403	
Momento ribaltante Mr		1338,387791				

Tab. 7.50. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta_{N2} = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δ_P [1/m]	δ_N [1/m]
	0,157480315	Piano terra-0	-	-
		Primo Piano-1	0,287401575	0,57480315
		Secondo Piano-2	0,787401575	1
Massa Partecipante M*	35,94100966	Accelerazione spettrale a_0		0,530338828
Frazione Massa partecipante e*	0,595916255			

Tab. 7.51. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova			Parametri edificio		
ag*g	0,099	ag*9.81	0,97119	Altezza cerniera z	0,25

Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,021079258
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645
Accelerazione spettrale $a_0^{*>}$	max	0,7283925			NON VERIFICATO
		1,129922858			

Tab. 7.52. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro Hb	2,2620798	d_{k0}	0,142798
	θ gradi	3,6193092		
Spostamento spettrale d_0^*	0,2396276	Spostamento spettrale d_u^*		0,095851
Periodo Secante T_s	d_s^*	0,0383404	T_s	1,8432827
	a_s^*	0,4454846		
Spostamento spettrale $d_u^{*>}$	max	0,091544246		VERIFICATO
		0,041180258		

Tab. 7.53. SLV – verifica non lineare

MACROELEMENTO 4 – Cinematismo 3

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 4 che consiste nel ribaltamento semplice della parte della parete relativa al solo secondo piano (cinematismo 3). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. In Fig. 7.21 è schematizzato il meccanismo 3 e la posizione del macroelemento considerato.

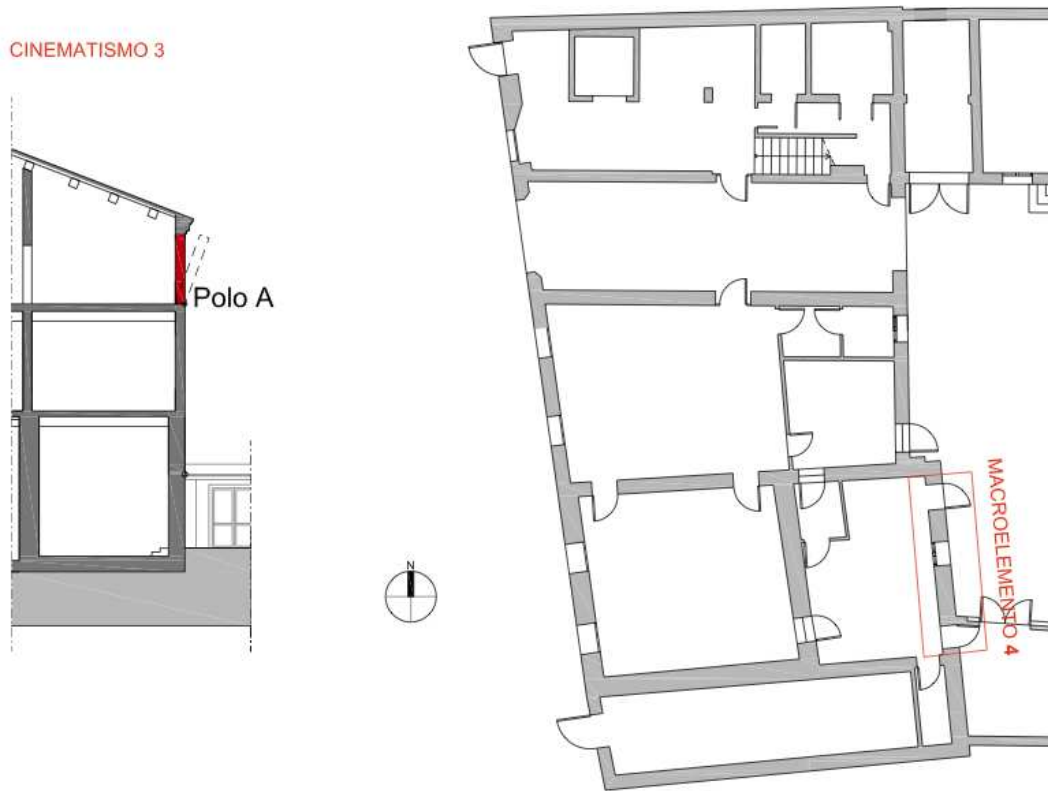


Fig. 7.21. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 3 nel macroelemento 4

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 4						
CINEMATISMO 3			RIBALTAMENTO Parete-secondo			
Lunghezza Parete [m]						6,37
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	-	-	-	-	-	-
Primo Piano-1	-	-	-	-	-	-
Secondo Piano-2	81,31	0,350	2,70	6,63	0,23	2,70
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,010353362	
Momento stabilizzante Ms		14,86472512	Coefficiente di Attivazione α		0,116441249	
Momento ribaltante Mr		127,6585857				

Tab. 7.54. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N_2 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,37037037	Piano terra-0	-	-
		Primo Piano-1	-	-
		Secondo Piano-2	0,5	1
Massa Partecipante M^*	8,454301997	Accelerazione spettrale	0,897129033	
Frazione Massa partecipante e^*	0,943163925	a_0		

Tab. 7.55. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

C					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova			Parametri edificio		
ag^*g	0,099	$ag^*9.81$	0,97119	Altezza cerniera z	0,25
F_0	2,597	S_s	1,5	Altezza totale edificio	11,86
T_c^*	0,342	S_t	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
T_b	0,171	C_c	1,496	I modo di vibrazione	0,021079258
T_c	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
T_d	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo $T_1 - S_e(T_1)$					3,783270645
Accelerazione spettrale $a_0^*>$	max	0,7283925			NON VERIFICATO
		1,87841985			

Tab. 7.56. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro H_b	1,4517454	d_{k0}	0,1679086
	θ gradi	6,6416826		
Spostamento spettrale d_0^*	0,1780269	Spostamento spettrale d_u^*	0,0712108	
Periodo Secante T_s	d_s^*	0,0284843	T_s	1,2215623
	a_s^*	0,7535884		
Spostamento spettrale $d_u^*>$	max	0,060667307		VERIFICATO
		0,050675868		

Tab. 7.57. SLV – verifica non lineare

MACROELEMENTO 5 – Cinematismo 1

Il caso in riportato in figura 7.22, corrisponde al ribaltamento globale della parete a due piani (cinematismo 1) relativo ad una porzione della facciata del corpo Nord rivolta verso il cortile interno del fabbricato (Macroelemento 5). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. Si è deciso di considerare il macroelemento in questa posizione poiché, oltre alla copertura poggianti direttamente sulla muratura verificata, a livello di intradosso del solaio del piano terra sono presenti delle putrelle in acciaio a scopo di rinforzo, poggianti anch'esse sulla parete in questione.

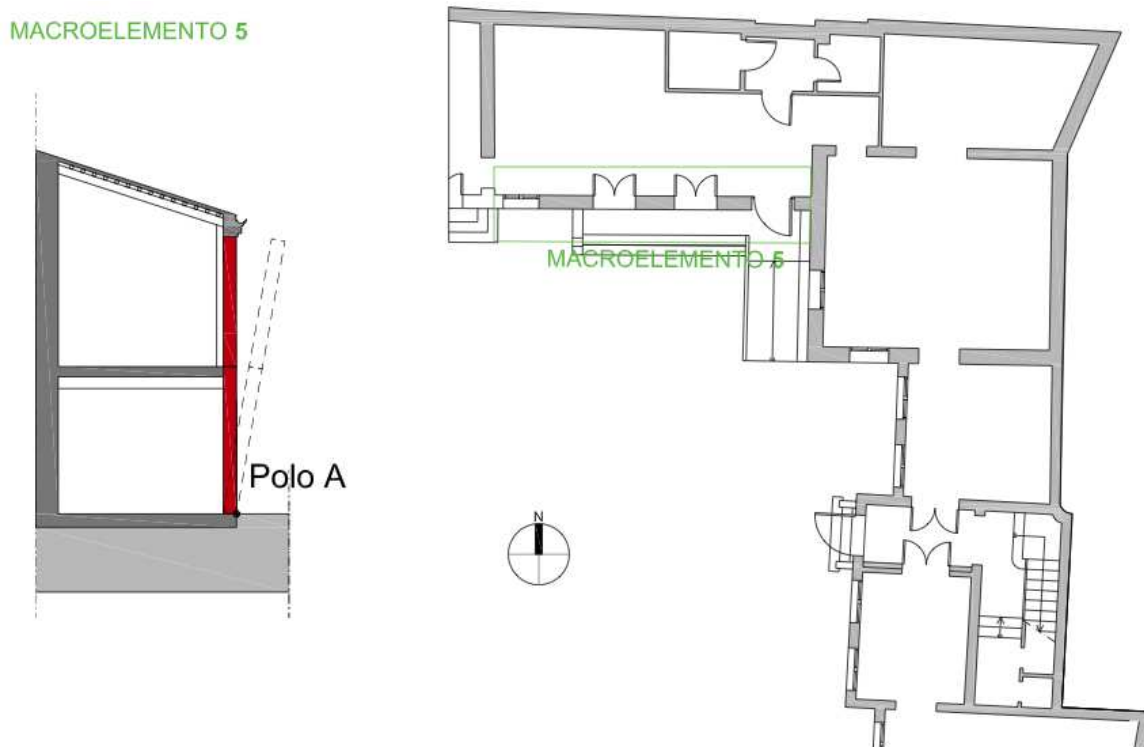


Fig. 7.22. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 1 nel macroelemento 5

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare. Dato che nessuna delle due verifiche risulta soddisfatta, si riporta anche la tabella con il calcolo e le verifiche dei tiranti.

MACROELEMENTO 5						
CINEMATISMO 1			RIBALTAMENTO TOTALE			
Lunghezza Parete [m]						9,33
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	189,99	0,400	4,15	115,95	0,27	4,15
Primo Piano-1	209,63	0,400	4,50	44,79	0,27	4,50
Secondo Piano-2	-	-	-	-	-	-
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,045045165	
Momento stabilizzante Ms		97,546376	Coefficiente di Attivazione α		0,037453283	
Momento ribaltante Mr		2604,48132				

Tab. 7.58. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N1 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,115606936	Piano terra-0	0,23988439	0,47976879
		Primo Piano-1	0,73988439	1
		Secondo Piano-2	-	-
Massa Partecipante M*	46,8710007	Accelerazione spettrale a_0	0,331680901	
Frazione Massa partecipante e*	0,82054928			

Tab. 7.59. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova				Parametri edificio	
ag*g	0,099	ag*9.81	0,97119	Altezza cerniera z	0,25
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,02107926
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,28571429
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645
Accelerazione spettrale $a_0^{* >}$	max	0,7283925		NON VERIFICATO	
		0,12404166			

Tab. 7.60. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro Hb	4,64785617	d_{k0}	0,17395551
	θ gradi	2,1449125		
Spostamento spettrale d_{0}^*	0,21199886	Spostamento spettrale d_u^*	0,08479954	
Periodo Secante T_s	d_s^*	0,03391982	T_s	2,19233412
	a_s^*	0,27861196		
Spostamento spettrale $d_{u^* >}$	max	0,108879434	NON VERIFICATO	
		0,004161791		

Tab. 7.61. SLV – verifica non lineare

Progettazione verifica			
Parametri tiranti			
Barre		Piastra	
Diametro Φ [mm]	18	Lato a [cm]	30
Resistenza f_y [Mpa]	240	Lato b [cm]	30
Parametri muratura			
Spessore parete P.T. [cm]	40	Spessore parete P.P. [cm]	40
Fattore di confidenza F_c	1,35	Resistenza compressione f_m [Mpa]	0,88888889
γ_m	2	Resistenza taglio f_v [Mpa]	0,02074074
Verifica singolo tirante			
PIANO	Numero tiranti	Sforzo tiranti	Resistenza tiranti
Secondo Piano-2	-	-	-
Primo Piano-1	2	13,48805927	46,45925926
Piano terra-0	2	6,471149822	46,45925926
Tirante Piano Secondo			
Verifica a snervamento		T1	-
Verifica a punzonamento		T2	-
Verifica alla schiacciamento della muratura		T3	-
Tirante Piano Primo			
Verifica a snervamento		T1	61,0725612
Verifica a punzonamento		T2	23,2296296
Verifica alla schiacciamento della muratura		T3	80
Tirante Piano Terra			
Verifica a snervamento		T1	61,0725612
Verifica a punzonamento		T2	23,2296296
Verifica alla schiacciamento della muratura		T3	80

Tab.7.62. Progettazione e verifica dei tiranti

MACROELEMENTO 5 – Cinematismo 2

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 5 che consiste nel ribaltamento semplice della parte della parete relativa al solo primo piano (cinematismo 2). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. In Fig. 7.23 è schematizzato il meccanismo 2 e la posizione del macroelemento considerato.

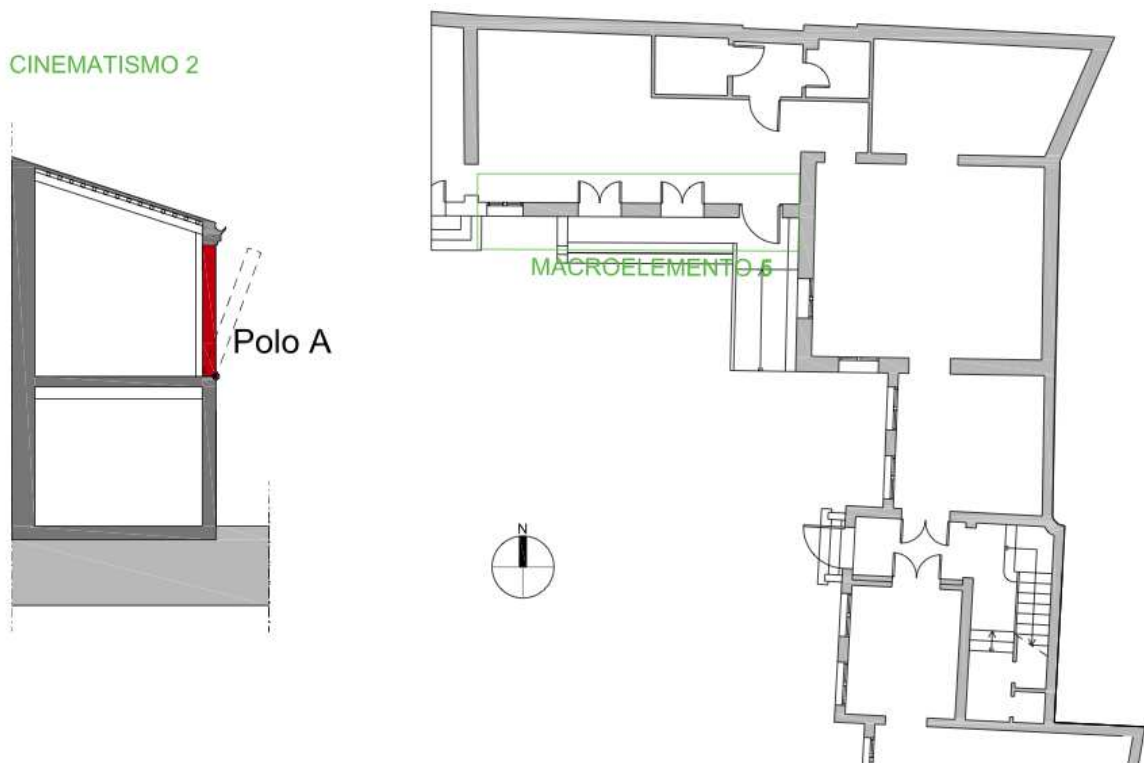


Fig. 7.23. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 2 nel macroelemento 5

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 5						
CINEMATISMO 2			RIBALTAMENTO Parete-primo			
Lunghezza Parete [m]						9,33
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	-	-	-	-	-	-
Primo Piano-1	209,63	0,400	4,50	44,79	0,27	4,50
Secondo Piano-2	-	-	-	-	-	-
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,020451828	
Momento stabilizzante Ms		48,66661103	Coefficiente di Attivazione α		0,072289473	
Momento ribaltante Mr		673,218509				

Tab. 7.63. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N1 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,222222222	Piano terra-0	-	-
		Primo Piano-1	0,5	1
		Secondo Piano-2	-	-
Massa Partecipante M*	23,47310594	Accelerazione spettrale a_0	0,580394432	
Frazione Massa partecipante e*	0,905080187			

Tab. 7.64. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova			Parametri edificio		
ag*g	0,099	ag*9.81	0,97119	Altezza cerniera z	0,25
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,021079258
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645
Accelerazione spettrale $a_0^{* >}$		max	0,7283925		NON VERIFICATO
			1,153587443		

Tab. 7.65. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro H_b	2,646083468	d_{k0}	0,190786126
	θ gradi	4,13468939		
Spostamento spettrale d_{0}^*	0,210794722	Spostamento spettrale d_{u}^*	0,084317889	
Periodo Secante T_s	d_s^*	0,033727155	T_s	1,652602722
	a_s^*	0,487531323		
Spostamento spettrale $d_{u}^* >$	max	0,082074373	VERIFICATO	
		0,030514336		

Tab. 7.66. SLV – verifica non lineare

MACROELEMENTO 6 – Cinematismo 1

Il caso in riportato in figura 7.24, corrisponde al ribaltamento globale della parete a due piani (cinematismo 1) relativo ad una porzione della facciata del corpo Est rivolta verso il cortile interno del fabbricato (Macroelemento 6). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. Si è deciso di considerare il macroelemento in questa posizione poiché, di tutto il corpo Est, è quello con il maggior aggetto e dal maggior numero di aperture.

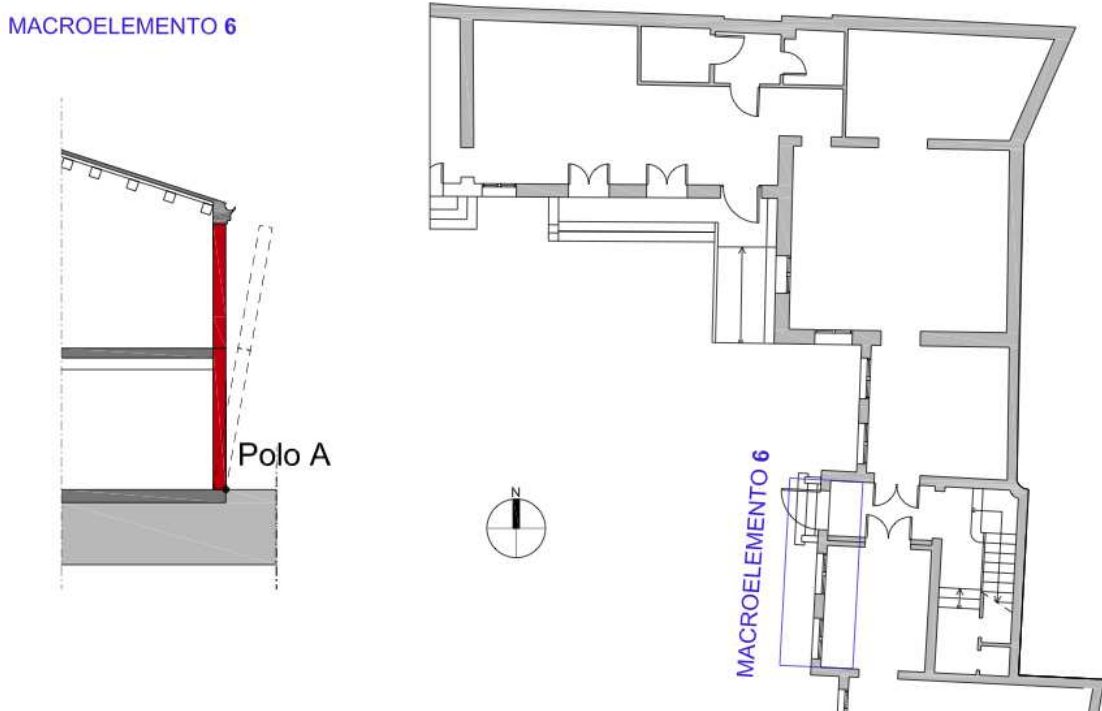


Fig. 7.24. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 1 nel macroelemento 6

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare. Dato che nessuna delle due verifiche risulta soddisfatta, si riporta anche la tabella con il calcolo e le verifiche dei tiranti.

MACROELEMENTO 6						
CINEMATISMO 1			RIBALTAMENTO TOTALE			
Lunghezza Parete [m]						5,75
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	85,61	0,300	4,64	49,55	0,20	4,64
Primo Piano-1	100,10	0,300	4,34	5,03	0,20	4,34
Secondo Piano-2	-	-	-	-	-	-
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,888888889	
			t [m]		0,031341003	
Momento stabilizzante Ms	31,24023757		Coefficiente di Attivazione α		0,027061237	
Momento ribaltante Mr	1154,427532					

Tab. 7.67. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta_{N1} = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δ_P [1/m]	δ_N [1/m]
	0,11142682	Piano terra-0	0,258270656	0,516541311
		Primo Piano-1	0,758270656	1
		Secondo Piano-2	-	-
Massa Partecipante M*	20,69244996	Accelerazione spettrale a_0	0,232767016	
Frazione Massa partecipante e*	0,844814681			

Tab. 7.68. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova				Parametri edificio	
ag*g	0,099	ag*9.81	0,97119	Altezza cerniera z	0,25
Fo	2,597	Ss	1,5	Altezza totale edificio	11,86
Tc*	0,342	St	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
Tb	0,171	Cc	1,496	I modo di vibrazione	0,021079258
Tc	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
Td	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1 - Se(T1)					3,783270645
Accelerazione spettrale a0*>	max	0,7283925			NON VERIFICATO
		0,106256279			

Tab. 7.69. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo dk0	Altezza baricentro Hb	4,80448904	dk0	0,12996784
	θ gradi	1,55011638		
Spostamento spettrale do*	0,15384183	Spostamento spettrale du*		0,06153673
Periodo Secante Ts	ds*	0,02461469	Ts	2,22934211
	as*	0,19552429		
Spostamento spettrale du*>	max	0,110717388		NON VERIFICATO
		0,003695819		

Tab. 7.70. SLV – verifica non lineare

Progettazione verifica			
Parametri tiranti			
Barre		Piastra	
Diametro Φ [mm]	18	Lato a [cm]	30
Resistenza f_y [Mpa]	240	Lato b [cm]	30
Parametri muratura			
Spessore parete P.T. [cm]	35	Spessore parete P.P. [cm]	45
Fattore di confidenza F_c	1,35	Resistenza compressione f_m [Mpa]	0,020740741
γ_m	0	Resistenza taglio f_v [Mpa]	0
Verifica singolo tirante			
PIANO	Numero tiranti	Sforzo tiranti	Resistenza tiranti
Secondo Piano-2	-	-	-
Primo Piano-1	0	7,412014426	0
Piano terra-0	0	3,828611653	0
Tirante Piano Secondo			
Verifica a snervamento		T1	-
Verifica a punzonamento		T2	-
Verifica alla schiacciamento della muratura		T3	-
Tirante Piano Primo			
Verifica a snervamento		T1	0
Verifica a punzonamento		T2	0
Verifica alla schiacciamento della muratura		T3	0
Tirante Piano Terra			
Verifica a snervamento		T1	0
Verifica a punzonamento		T2	0
Verifica alla schiacciamento della muratura		T3	0

Tab.7.71. Progettazione e verifica dei tiranti

MACROELEMENTO 6 – Cinematismo 2

Di seguito viene analizzato il meccanismo parziale relativo al macroelemento 6 che consiste nel ribaltamento semplice della parte della parete relativa al solo primo piano (cinematismo 2). Le verifiche si svolgono come visto nei casi precedenti, ma per sintesi si riportano solo i risultati. In Fig. 7.25 è schematizzato il meccanismo 2 e la posizione del macroelemento considerato.

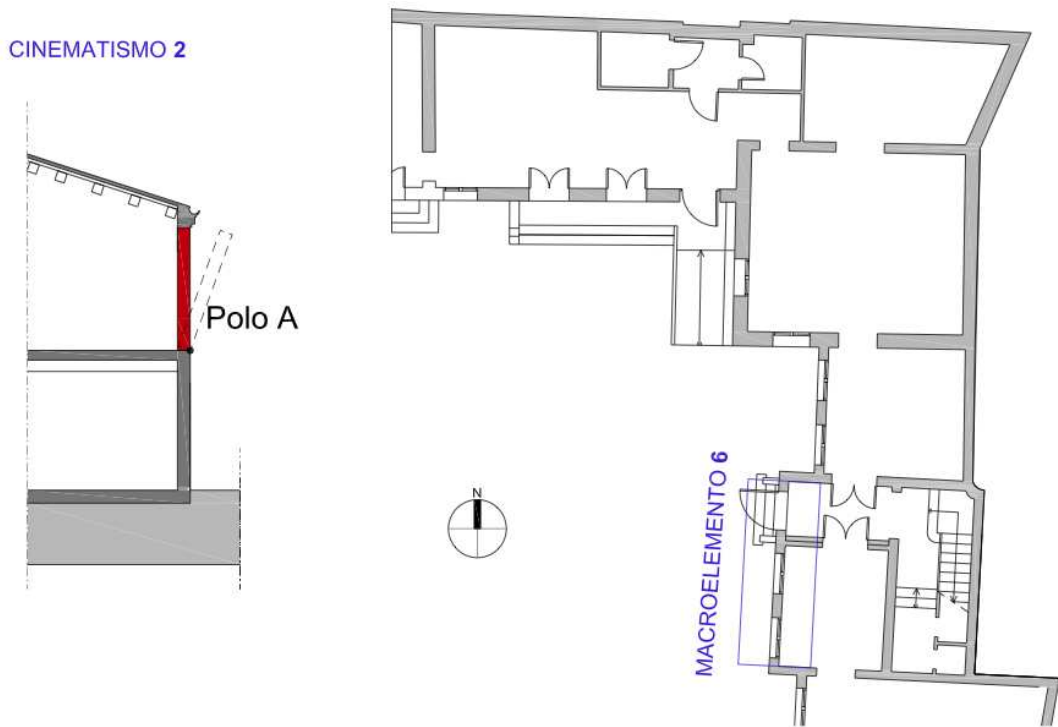


Fig. 7.25. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 2 nel macroelemento 6

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare. Dato che nessuna delle due verifiche risulta soddisfatta, si riporta anche la tabella con il calcolo e le verifiche dei tiranti.

MACROELEMENTO 6						
CINEMATISMO 2			RIBALTAMENTO Parete-primo			
Lunghezza Parete [m]						5,75
PIANO	Pi [kN]	bi [m]	hi [m]	Ni [kN]	di [m]	hi [m]
Piano terra-0	-	-	-	-	-	-
Primo Piano-1	100,10	0,300	4,34	5,03	0,20	4,34
Secondo Piano-2	-	-	-	-	-	-
Arretramento della cerniera			f _m [Mpa]		0,510638298	
			t [m]		0,023870007	
Momento stabilizzante M _s	13,51142786		Coefficiente di Attivazione α		0,056538546	
Momento ribaltante M _r	238,9772791					

Tab. 7.72. Caratteristiche del meccanismo

CALCOLO ACCELERAZIONE SPETTRALE a_0				
Si assume spostamento in sommità unitario $\delta N1 = 1$	Angolo di rotazione θ	PIANO	δP [1/m]	δN [1/m]
	0,230478473	Piano terra-0	-	-
		Primo Piano-1	0,5	1
	Secondo Piano-2	-	-	
Massa Partecipante M^*	10,2897415	Accelerazione spettrale	0,245808748	
Frazione Massa partecipante e^*	0,960170692	a_0		

Tab. 7.73. Determinazione degli spostamenti orizzontali virtuali e dell'accelerazione spettrale

Verifica cinematica lineare					
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova			Parametri edificio		
ag^*g	0,099	$ag^*9.81$	0,97119	Altezza cerniera z	0,25
F_0	2,597	S_s	1,5	Altezza totale edificio	11,86
T_c^*	0,342	S_t	1	Primo periodo di vibrazione	0,3195461
T_b	0,171	C_c	1,496	I modo di vibrazione	0,021079258
T_c	0,512	S	1,5	Numero di piani	3
T_d	1,995	η	1	Coef di partecipazione modale	1,285714286
Spettro Elastico calcolato nel periodo $T_1 - S_e(T_1)$					3,783270645
Accelerazione spettrale $a_0^*>$	max		0,7283925	NON VERIFICATO	
			1,307651966		

Tab. 7.74. SLV – verifica lineare

Verifica cinematica non lineare				
Spostamento del punto di controllo d_{k0}	Altezza baricentro H_b	2,27316827	d_{k0}	0,1283167
	θ gradi	3,23597495		
Spostamento spettrale d_0^*	0,13363947	Spostamento spettrale d_u^*	0,05345579	
Periodo Secante T_s	d_s^*	0,02138232	T_s	2,02194307
	a_s^*	0,20647935		
Spostamento spettrale $d_u^*>$	max	0,100417183	NON VERIFICATO	
		0,041829491		

Tab. 7.75. SLV – verifica non lineare

Parametri tiranti			
Barre		Piastra	
Diametro Φ [mm]	18	Lato a [cm]	30
Resistenza f_y [Mpa]	240	Lato b [cm]	30
Parametri muratura			
Spessore parete P.T. [cm]	30	Spessore parete P.P. [cm]	30
Fattore di confidenza F_c	2,35	Resistenza compressione f_m [Mpa]	1,007751938
γ_m	2	Resistenza taglio f_v [Mpa]	0,021705426
Verifica singolo tirante			
PIANO	Numero tiranti	Sforzo tiranti	Resistenza tiranti
Secondo Piano-2	-	-	-
Primo Piano-1	2	13,45224223	31,25581395
Piano terra-0	-	-	-
Tirante Piano Secondo			
Verifica a snervamento		T1	-
Verifica a punzonamento		T2	-
Verifica alla schiacciamento della muratura		T3	-
Tirante Piano Primo			
Verifica a snervamento		T1	61,07256119
Verifica a punzonamento		T2	15,62790698
Verifica alla schiacciamento della muratura		T3	90,69767442
Tirante Piano Terra			
Verifica a snervamento		T1	-
Verifica a punzonamento		T2	-
Verifica alla schiacciamento della muratura		T3	-

Tab. 7.76. Progettazione e verifica dei tiranti

MACROELEMENTO 7 – Cinematismo 5

Il caso in riportato in figura 7.26 corrisponde al caso di flessione verticale della parete a piano terra (cinematismo 5) relativo ad una porzione del prospetto principale del corpo Ovest rivolta verso via del Santo (Macroelemento 7). Per sintesi si riportano schematicamente i risultati. Si è deciso di considerare il macroelemento in questa posizione per la presenza, a livello del solaio del piano, del cordolo in cemento armato, introdotto nell'intervento di ristrutturazione del 1993.

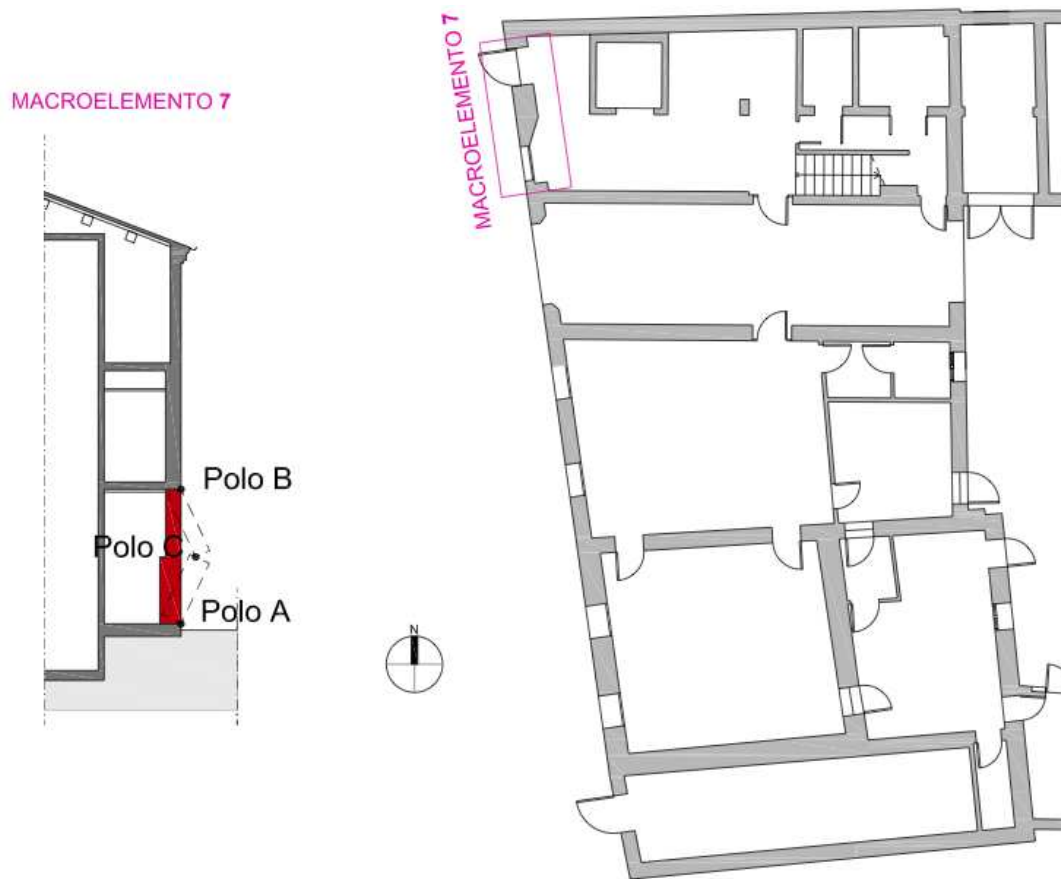


Fig. 7.26. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 5 nel macroelemento 7

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 7					
CINEMATISMO 5			FLESSIONE verticale piano terra		
Lunghezza parete [m]	5,26				
Posizione sopra cerniera h2	1/x*htot	Angolo $\theta =$		1	
		Angolo $f =$		(x-1)	
Posizione sotto cerniera h1	(x-1)/x*htot	x da funzione coefficiente α_0		5,423169	
Descrizione parete: Parete Piano terra	Pi	bi	hi	Ni	di
	170,65	0,500	5,11	19,431	0,333333
Peso porzione parete sotto cerniera	139,1808		Peso porzione parete sopra cerniera		31,46632
Spostamenti Punti di Applicazione [m]			Fattore di confidenza		
$\delta P1x$	2,083873236	Fc1	Fc2	Fc3	
$\delta P1y$	0,25	0,05	0,12	0,06	
$\delta P2x$	2,083873236	Fc4	Fc		
$\delta P2y$	1,605792217	0,12	1,35		
δNx	0				
δNy	1,605792217				
Verifica cinematica lineare - SLV					
Coefficiente di attivazione α_0	0,327681	Massa partecipante M*			17,40232
Accelerazione spettrale a^*	2,651202	Frazione di massa partecipante della struttura e^*			0,897774
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova categoria suolo C-T1					
ag	0,099	0,97119	Ss	1,5	
Fo	2,597		St	1	
Tc*	0,342		Cc	1,496	
Tb	0,171		S	1,5	
Tc	0,512		η	1	
Td	1,995				
Parametri edificio					
Htot	11,56		T1	0,313465	
q	2		z	0,25	
ψ	0,021626		N	3	
γ	1,285714				
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1				Se(T1)	3,783271
ag(Pvr)S/ q	0,728393		Se(π) ψ ?/q		0,052597
	a₀	2,651201577			
VERIFICATO					

Tab. 7.77. SLV – verifica a flessione verticale di parete

MACROELEMENTO 8 – Cinematismo 5

Il caso in riportato in figura 7.27 corrisponde al caso di flessione verticale della parete a piano primo (cinematismo 5) relativo ad una porzione del prospetto principale del corpo Ovest rivolta verso via del Santo (Macroelemento 8). Per sintesi si riportano schematicamente i risultati. Si è deciso di considerare il macroelemento in questa posizione per la presenza, a livello del solaio del piano, del cordolo in cemento armato, introdotto nell'intervento di ristrutturazione del 1993.

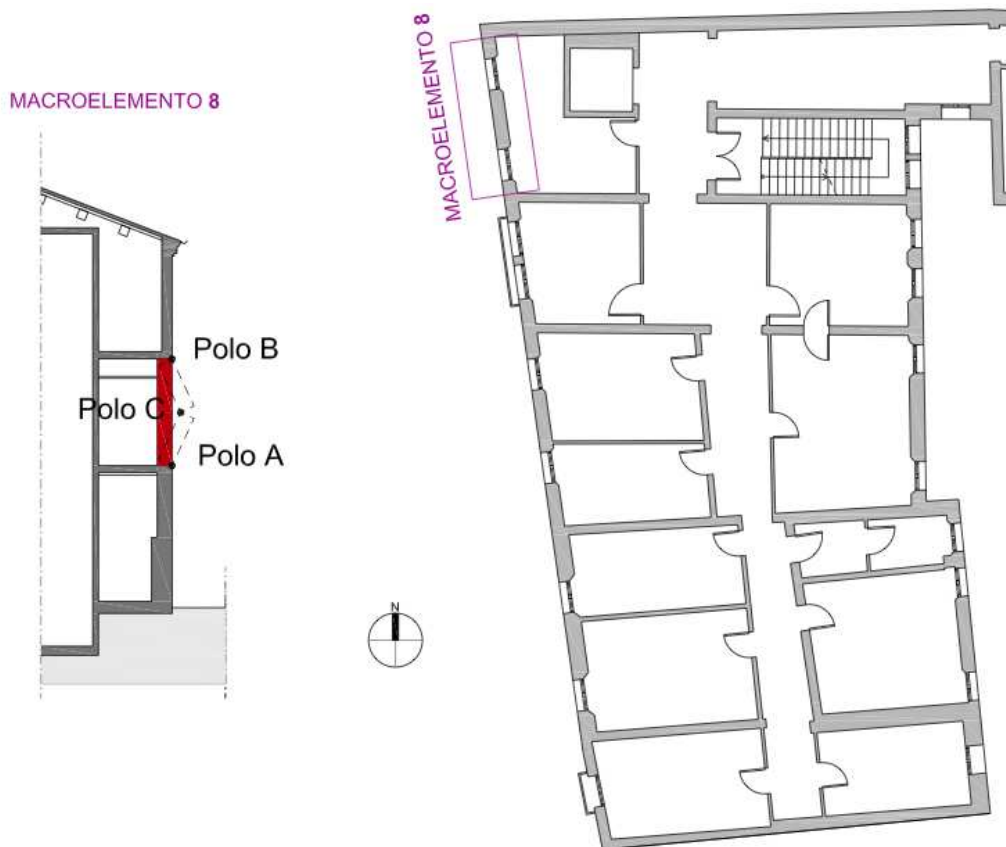


Fig. 7.27. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 5 nel macroelemento 8

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 8				
CINEMATISMO 5		FLESSIONE verticale piano primo		
Lunghezza parete [m]	5,26			
Posizione sopra cerniera h2	1/x*htot	Angolo $\theta =$		1
		Angolo $f =$		(x-1)
Posizione sotto cerniera h1	(x-1)/x*htot	x da funzione coefficiente $\alpha 0$		6,89399
Descrizione parete: Parete Piano terra	Pi	bi	hi	Ni
	113,07	0,450	3,50	6,9075772
Peso porzione parete sotto cerniera	96,67218		Peso porzione parete sopra cerniera	16,40182
Spostamenti Punti di Appllicazione [m]		Fattore di confidenza		
$\delta P1x$	1,496155716	Fc1	Fc2	Fc3
$\delta P1y$	0,225	0,05	0,12	0,06
$\delta P2x$	1,496155716	Fc4	Fc	
$\delta P2y$	1,77614779	0,12	1,35	
δNx	0			
δNy	1,77614779			
Verifica cinematica lineare - SLV				
Coefficiente di attivazione $\alpha 0$	0,373292	Massa partecipante M*		11,5311
Accelerazione sismica spettrale a^*	2,877125	Frazione di massa partecipante della struttura e^*		0,942428
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova categoria suolo C-T1				
ag	0,099	0,97119	Ss	1,5
Fo	2,597		St	1
Tc*	0,342		Cc	1,496
Tb	0,171		S	1,5
Tc	0,512		η	1
Td	1,995			
Parametri edificio				
Htot	11,56		T1	0,313465
q	2		z	5,36
Ψ	0,463668		N	3
γ	1,285714			
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1			Se(T1)	3,783271
ag(Pvr)S/ q	0,728393		Se(π) Ψ ?/q	1,127688
	a0	2,877124878		
VERIFICATO				

Tab. 7.78. SLV – verifica a flessione verticale di parete

MACROELEMENTO 9 – Cinematismo 4

Il caso in riportato in figura 7.28 corrisponde al caso di ribaltamento del cantonale della parete a piano primo (cinematismo 4) relativo ad una porzione del prospetto interno nell'angolo a Nord-Est, rivolta verso il giardino (Macroelemento 9). Per sintesi si riportano schematicamente i risultati. Si è deciso di considerare il macroelemento in questa posizione, nonostante non ci sia un puntone spingente nell'angolo, per la presenza di due aperture molto in prossimità dell'angolo e per le particolari caratteristiche della copertura che insiste sulla porzione muraria.



Fig. 7.28. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 4 nel macroelemento 9

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 9					
CINEMATISMO 4			Angolo sommitale		
Caratteristiche Pareti					
i-parete	Spessore muro s	distanza metà finestra-angolo l	Larghezza finestra L	Altezza finestra h	
Parete 1	0.45	2.12	1.23	2.13	
Parete 2	0.45	1.83	1.23	2.13	
i-parete	Peso Specifico γ	Altezza muro da base finestra al soffitto H	Altezza muro sotto finestra h_s	Altezza muro da A al gronda h_a	
Parete 1	18	3.34	1	4.34	
Parete 2	18	3.34	1	4.34	
Area porzione triangolare di parete al di sopra del muro non di gronda				0.8235	
Pesi porzioni di muro					
Peso parete 1		Peso parete 2		Peso totale W	
52.839135		44.18955		97.028685	
Carichi N dalla copertura					
N su parete 1 dato dalla copertura			N su parete 2 dato dalla copertura		
3.716158125			0.412906458		
Bracci forze agenti					
dN1	0.5275	dxN1	3.31066168		
aN1	0.3				
dN2	0.3825	dxN2	8.77349129		
aN2	0.3				
Momento Stabil. Ms [KNm]	45.034179	Momento ribalt. Mra [KNm]	298.656469		
Spostamenti Punti di Applicazione [m]		Fattore di confidenza			Accelerazione sismica spettrale
δW	2.893333333	Fc1	Fc2	Fc3	
$\delta N1$	4.34	Fc4	Fc		
$\delta N2$	4.34	0.12	1.35		
Massa Partecipante M^*	10.21983328	Frazione di Massa Partecipante e^*	0.99068717		a_o^* 1.106035386
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova categoria suolo C-T1					
ag	0.099	ag*g	0.97119	St	1
Fo	2.597	Ss	1.5	Cc	1.496
Tc*	0.342	Tc	0.512	S	1.5
Tb	0.171	Td	1.995	η	1
Parametri edificio					
Htot	11.56	γ	1.285714	N	3
q	2	T1	0.313465		
Ψ	0.624567474	z	7.22		
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1				Se(T1)	3.783270645
ag(Pvr)S/ q	0.7283925			Se(π) Ψ ?/q	1.519012151
	a_o		1.106035386		
NON VERIFICATO					

Tab.7.79. SLV – verifica a ribaltamento del cantonale

MACROELEMENTO 10 – Cinematismo 4

Il caso in riportato in figura 7.29 corrisponde al caso di ribaltamento del cantonale della parete a piano primo (cinematismo 4) relativo ad una porzione del prospetto interno nell'angolo a Nord-Est, rivolta verso il giardino (Macroelemento 9). Per sintesi si riportano schematicamente i risultati. Si è deciso di considerare il macroelemento in questa posizione, per la presenza delle doppie aperture molto in prossimità dell'angolo ed inoltre del puntone spingente nell'angolo, a livello della copertura.

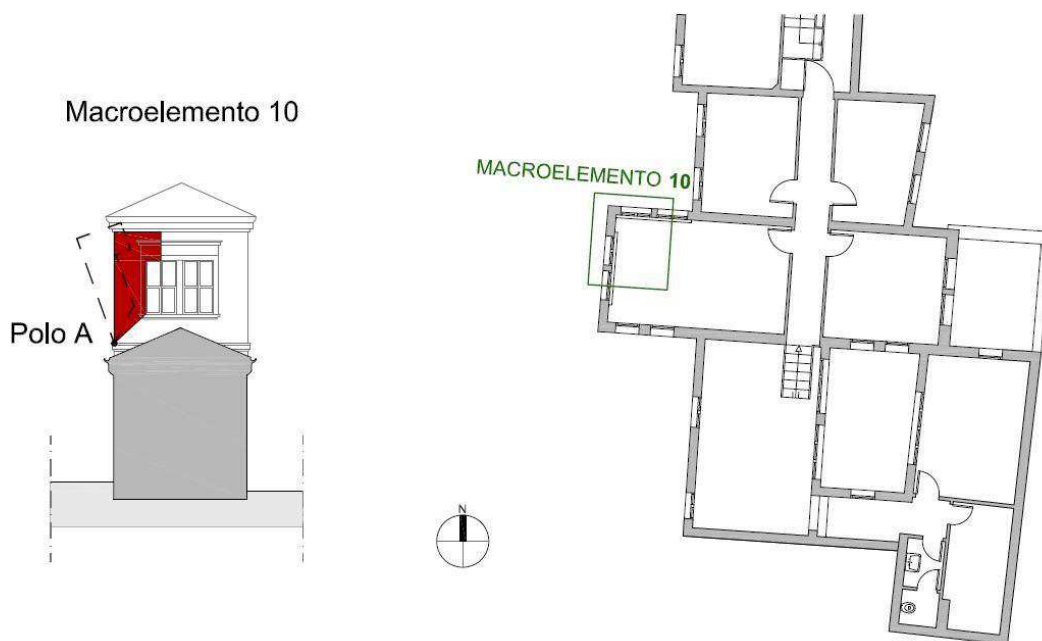


Fig. 7.29. Individuazione e schematizzazione del cinematismo 4 nel macroelemento 10

Nelle tabelle seguenti sono riportate sinteticamente le caratteristiche del macroelemento (dimensioni della parete, peso proprio, carichi dovuti ai solai, braccia delle spinte) con i quali viene calcolato il coefficiente di attivazione del meccanismo di collasso, il calcolo dell'accelerazione spettrale e le conseguenti verifiche lineare e non lineare.

MACROELEMENTO 10					
CINEMATISMO 4			Angolo sommitale		
Caratteristiche Pareti					
i-parete	Spessore muro s	distanza metà finestra-angolo l	Larghezza finestra L	Altezza finestra h	
Parete 1	0,3	0,97	1	1,9	
Parete 2	0,3	1,55	1	1,9	
i-parete	Peso Specifico γ	Altezza muro da base finestra al soffitto H	Altezza muro sotto finestra hs	Altezza muro da A al gronda ha	
Parete 1	18	3	1	4	
Parete 2	18	3	1	4	
Pesi porzioni di muro					
Peso parete 1		Peso parete 2		Peso totale W	
11,853		22,815		34,668	
Carichi N dalla copertura					
N su parete 1 dato dalla copertura		N su parete 2 dato dalla copertura		Coefficiente di attivazione	
5,808		4,752			
Bracci forze agenti					
dN1	0,085	dxN1	6,57301869	α	0,550171966
aN1	0,2				
dN2	0,375	dxN2	4,46487425		
aN2	0,2				
Momento Stabil. Ms [KNm]	74,10156169	Momento ribalt. Mra [KNm]	134,688		
Spostamenti Punti di Applicazione [m]		Fattore di confidenza			Accelerazione sismica spettrale
		Fc1	Fc2	Fc3	
δW	2,666666667	0,05	0,12	0,06	
$\delta N1$	4	Fc4	Fc		
$\delta N2$	4	0,12	1,35		
Massa Partecipante M*	4,452535944	Frazione di Massa Partecipante e*	0,96536587	a_o^*	4,141348287
Parametri da Spettri N.T.C. - Località Padova categoria suolo C-T1					
ag	0,099	ag*g	0,97119	St	1
Fo	2,597	Ss	1,5	Cc	1,496
Tc*	0,342	Tc	0,512	S	1,5
Tb	0,171	Td	1,995	η	1
Parametri edificio					
Htot	11,56	γ	1,285714	N	3
q	2	T1	0,313465		
ψ	0,653979239	z	7,56		
Spettro Elastico calcolato nel periodo T1				Se(T1)	3,783270645
ag(Pvr)S/ q	0,7283925			Se(π) ψ ?/q	1,590544579
	a_o		4,141348287		
VERIFICATO					

Tab. 7.80. SLV – verifica a ribaltamento del cantonale

Tabella riassuntiva

Di seguito è riportata la tabella riassuntiva dei 20 cinematismi di cui si è compiuta l'analisi. Per ciascuno è precisato il tipo di meccanismo, il valore del coefficiente di attivazione α e l'esito delle verifiche svolte. Nei casi in cui le verifiche siano risultate negative, si è compiuto il progetto dei tiranti.

Macroelemento	N. Cinematismo	Tipo meccanismo	α	Verificato (Lineare)	Verificato (Non lineare)
1	1	Ribaltamento globale	0,0301	NO	NO
	2	Ribaltamento parziale	0,0581	NO	SI
	3	Ribaltamento parziale	0,1169	NO	SI
2	1	Ribaltamento globale	0,0408	NO	NO
	2	Ribaltamento parziale	0,0781	NO	SI
	3	Ribaltamento parziale	0,1167	NO	SI
3	1	Ribaltamento globale	0,0328	NO	NO
	2	Ribaltamento parziale	0,0681	NO	SI
	3	Ribaltamento parziale	0,1164	NO	SI
4	1	Ribaltamento globale	0,0482	NO	SI
	2	Ribaltamento parziale	0,0435	NO	SI
	3	Ribaltamento parziale	0,1164	NO	SI
5	1	Ribaltamento globale	0,0375	NO	NO
	2	Ribaltamento parziale	0,0723	NO	SI
6	1	Ribaltamento globale	0,0271	NO	NO
	2	Ribaltamento parziale	0,0565	NO	NO
7	5	Flessione verticale	0,3277	SI	-
8	5	Flessione verticale	0,3733	SI	-
9	4	Ribaltamento del cantonale	0,1508	NO	-
10	4	Ribaltamento del cantonale	0,5502	SI	-

Tab. 7.81. Tabella riassuntiva

7.4. Modellazione globale – Meccanismi d'insieme

7.4.1 Realizzazione del modello di calcolo

L'analisi della struttura è stata condotta mediante analisi non lineare statica equivalente, detta anche analisi incrementale a collasso o push-over, eseguita mediante programma di calcolo "3Muri". Con tale metodologia di analisi, descritta nelle Linee Guida (§5.2.4) e nelle NTC (al § 7.3.4.1), si applicano in maniera incrementale ad un modello della struttura soggetto ai carichi gravitazionali, e con comportamento non lineare del materiale, particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali, le quali hanno il compito di 'spingere' in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso, rappresentando la distribuzione di forze inerziali indotta dal sisma. Risultato finale dell'analisi è la curva di capacità taglio alla base "Fb" (somma di tutte le forze orizzontali) – spostamento "dc" (di un punto ritenuto significativo del comportamento globale) che permette di caratterizzare il sistema sismico resistente. Tali curve intendono rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la simulazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura e la capacità viene confrontata con la domanda di spostamento d^*_{MAX} prevista dalla normativa. Si è deciso di affrontare la modellazione globale con un idoneo codice di calcolo non lineare che permetta di considerare la deformabilità dei solai di piano, in modo da considerare una realistica distribuzione sismica sui vari setti murari, e non solo l'ipotesi di piano rigido, decisamente poco aderente alla realtà per la struttura in esame.

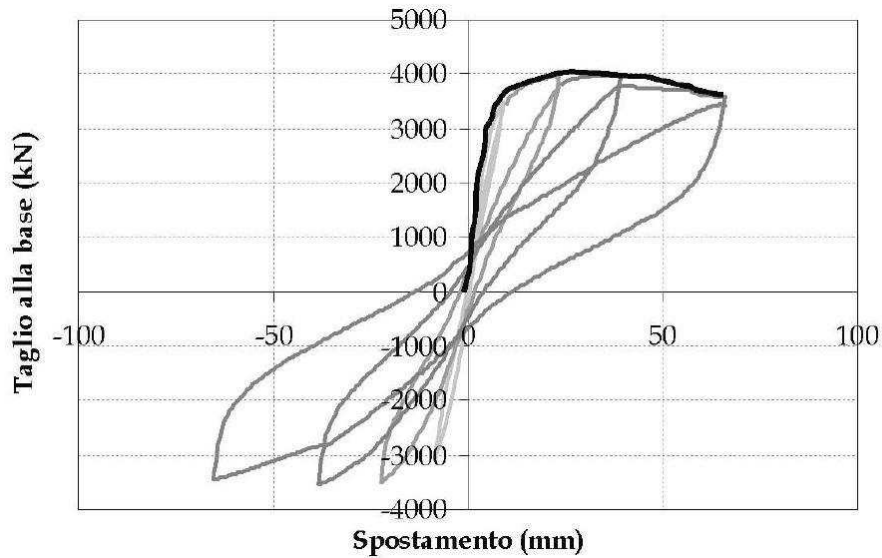


Fig. 7.79. Diagramma della curva di capacità ottenuta dai cicli di isteresi

Secondo le richieste normative l'analisi statica non lineare viene svolta valutando la risposta della struttura in esame sottoposta a due sistemi di forze. Il primo è un sistema di forze verticali, associate ai carichi gravitazionali quali pesi propri e sovraccarichi (permanenti o accidentali), mentre il secondo è un sistema di forze orizzontali distribuite ad ogni livello della costruzione che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le stesse, vengono tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura, fino al collasso della stessa. Tali forze vengono applicate all'altezza dei solai di piano secondo due distinte distribuzioni:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse;
- Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione;

Tale scelta nasce dalla considerazione che la distribuzione delle forze laterali dovrebbe approssimare la distribuzione delle forze d'inerzia presenti durante il sisma. Confronti coi risultati di analisi dinamiche non-lineari hanno evidenziato che distribuzioni di forze proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono grandi deformazioni la risposta può essere meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse. Le forze statiche orizzontali vengono opportunamente spostate rispetto ai baricentri di massa dei solai per

tener conto dei valori di eccentricità accidentale, che si assumono pari, per ciascuna direzione di applicazione della azione sismica e per ciascun piano a $\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica, nel rispetto di quanto prescritto dalle NTC (§ 7.2.6). Il numero di analisi statiche non lineari effettuate considerando l'eccentricità corrisponde pertanto a sedici (2 versi di carico x 2 direzioni x 2 eccentricità x 2 distribuzioni di forze sismiche), numero che sale a 24 analisi se si considera anche l'eccentricità nulla. L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi prosegue fino a che non si verifica il decadimento del 20% del valore di picco del taglio. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato dalla determinata distribuzione di forze. Tale valore di spostamento costituisce il valore ultimo di spostamento d_U offerto dall'edificio al sisma. Lo spostamento d_C preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio all'ultimo livello, detto nodo di controllo. La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una prima retta che passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta dovrà essere parallela all'asse degli spostamenti in maniera tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente. La determinazione della curva di capacità del sistema reale così definita permette di passare alla bilatera associata al sistema equivalente, nota la quale, viene identificato il periodo del sistema equivalente ad un grado di libertà, il cui comportamento permette di individuare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati in normativa, per lo SLU e lo SLD. Tale analisi è stata sviluppata tramite il software 3Muri della S.T.A Data.

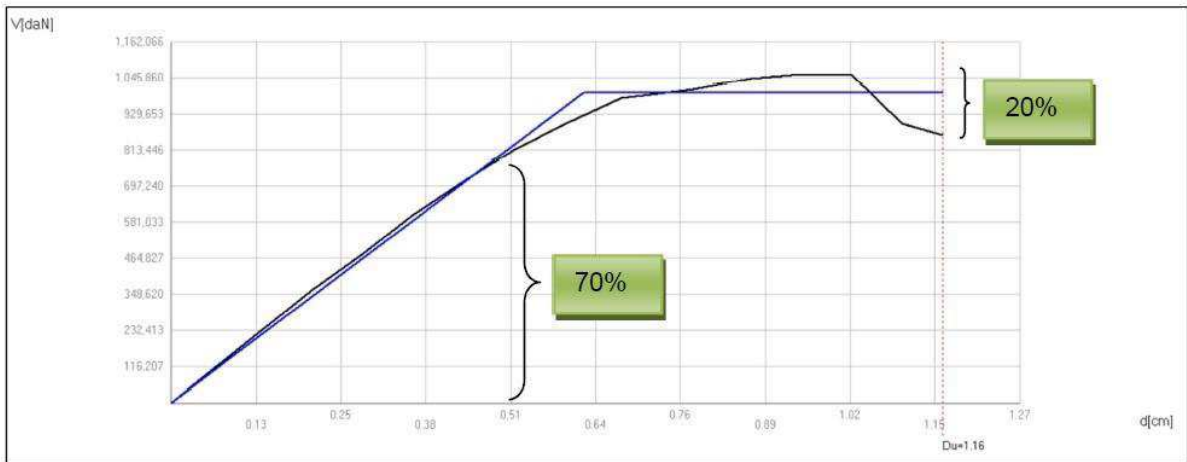


Figura 7.80. Diagramma taglio alla base-spostamento e tracciamento relativa curva di capacità

7.4.2. Definizione del Modello

La modellazione dell'edificio oggetto di studio viene svolta attraverso una schematizzazione a telaio equivalente che individua diversi macroelementi ne setto murario:

- Maschi murari in corrispondenza delle zone verticali comprese fra le aperture. Su questi elementi si pensano concentrate le sollecitazioni di tipo tagliante;
- Fasce di piano in corrispondenza delle zone orizzontali comprese fra le aperture. Su questi elementi si pensano concentrate le sollecitazioni di tipo flessionale e di compressione;
- Elementi rigidi che solitamente collegano le diverse fasce di piano e sono quegli elementi che durante l'azione sismica ridistribuiscono le sollecitazioni agli elementi vicini.

Agli orizzontamenti invece si riconosce il ruolo di riportare i carichi verticali agenti sugli stessi alle pareti e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza in quanto viene trascurato il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano.

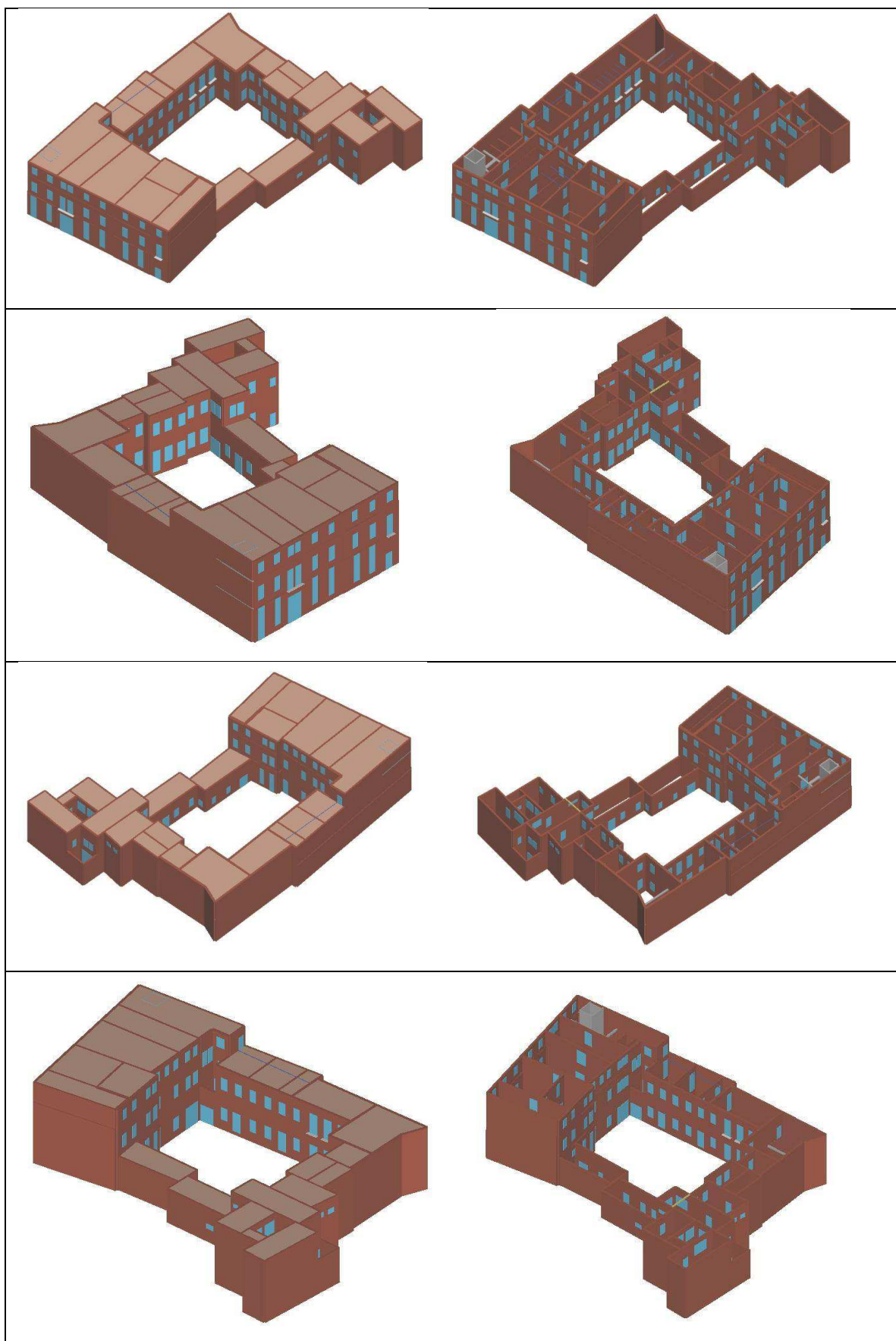


Fig. 7.81. Modello a telaio equivalente di Palazzo Levi Cases, viste sud-ovest, sud-est, nord-est, nord-ovest con e senza i solai di piano e copertura

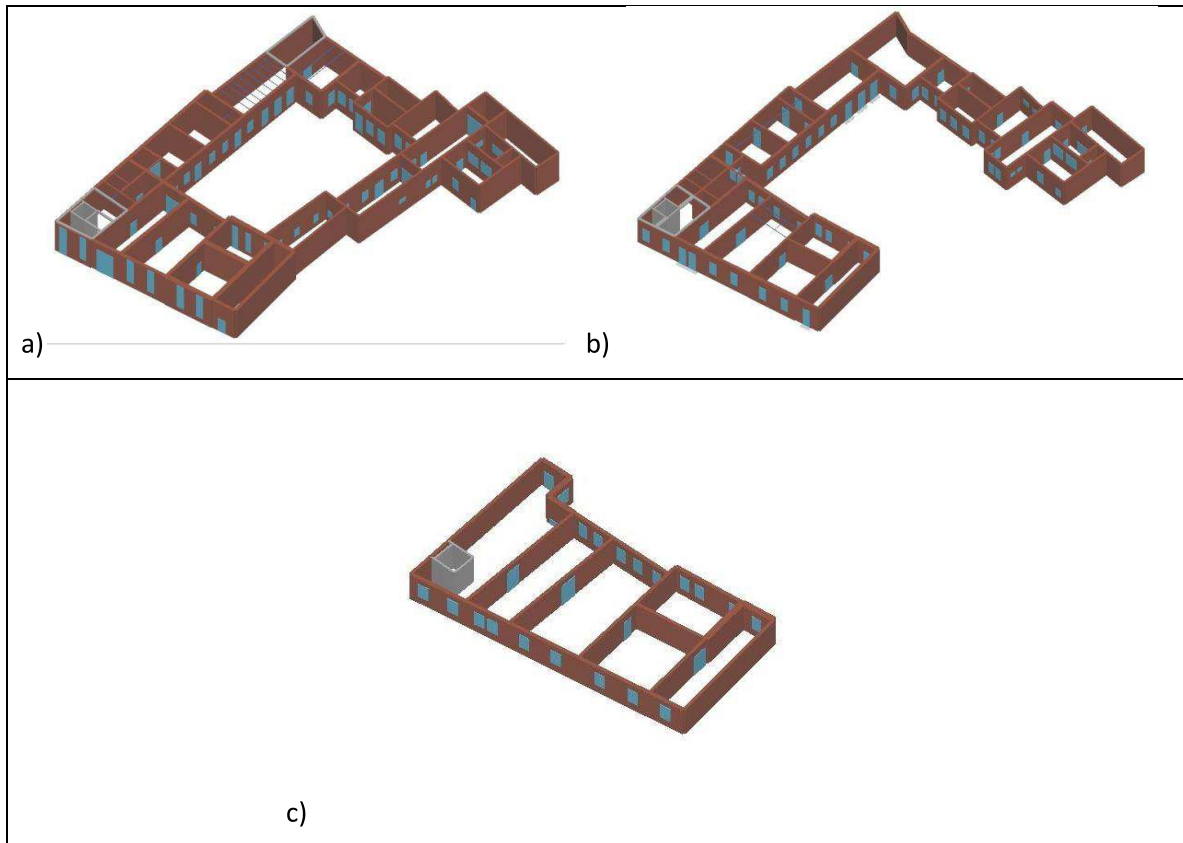


Fig. 7.82. Modello a telaio equivalente di Palazzo Levi Cases : a) piano terra; b) primo piano; c) secondo piano;

Il programma di calcolo crea automaticamente la “mesh”, in cui vengono determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento, e che vengono discretizzate in macroelementi piani e finiti, rappresentativi di pannelli murari, che si ancorano a nodi di connessione a 5 gradi di libertà, essendo per assunzione teorica la parte di un diaframma rigido torsionalmente (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale UX , UY e UZ , e le due rotazioni intorno agli assi x e y). In alcuni casi, qualora la facciata sia particolarmente complessa, il software provvede alla definizione di nodi secondari bidimensionali (U_x , U_z , $rot_y=0$). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, le forze applicate ai suddetti nodi infatti, vengono scomposte secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti ed applicate ai macroelementi nel loro piano di resistenza. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo

piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete. Gli orizzontamenti, modellati con elementi solaio a tre nodi e connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali qK e permanenti gK , che vengono scaricati alle pareti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidità assiale, ma nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

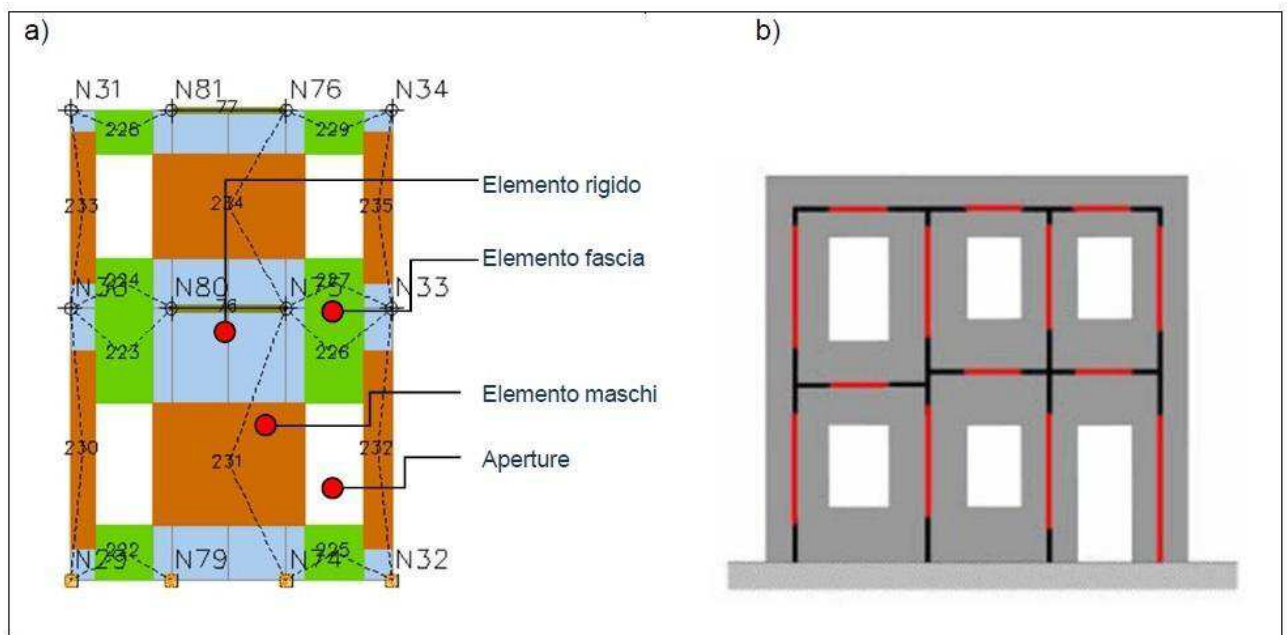


Fig. 7.83. A sinistra: Mesh che rappresenta la suddivisione in macroelementi; a destra: telaio equivalente

Pur coinvolgendo elementi di superficie il comportamento dei macroelementi può essere reso equivalente ad una serie di elementi lineari che collegati tra loro creano uno schema a telaio equivalente che consente di ben rappresentare il comportamento delle strutture in muratura. La definizione della geometria del modello è stata eseguita sulla base delle piante dell'edificio (cap. 3, rilievo geometrico) elaborate in AutoCad e importate nel programma di calcolo 3Muri in formato dxf, rispecchiando la geometria reale della struttura qualora possibile. Ciò nonostante bisogna tener conto che la realtà del manufatto in esame (come quella di quasi tutti gli edifici storici in muratura) è formata da un insieme di particolari costruttivi che in un modello di calcolo possono essere omessi a favore

del calcolo stesso, in quanto non significativi. Questo perché in alcuni casi, la presa in esame di troppi particolari potrebbe fornire risultati inaffidabili.

In particolare :

- non sono state considerate le variazioni di angolo delle murature minori di 8° in quanto non consentite dal software di calcolo. In tal proposito è stato necessario apportare un'approssimazione nella muratura che a nord confina con l'edificio adiacente.
- Non sono stati considerati setti murari di spessore non adeguato in quanto non rilevanti dal punto di vista strutturale.
- E' stato necessario unire le aperture sovrapposte o troppo ravvicinare, appartenenti allo stesso livello, in quanto non accettate dal programma, approssimazione che è quindi a favore di sicurezza.
- Per quanto riguarda la costruzione dei solai sono state ipotizzate alcune dimensioni non avendo a disposizione alcun elaborato strutturale ma solamente una relazione di studio igrometrico del palazzo risalente alla ristrutturazione degli anni 90. In particolare sono stati ipotizzati gli spessori dei solai in latero-cemento e la composizione del solaio in putrelle e voltini.
- Per l'elaborazione del modello è stato necessario eliminare le travi d'acciaio di rinforzo dei solai che sono state inserite nella ristrutturazione nel corpo nord (biblioteca) e nel corpo ovest al piano secondo.
- In dimensionamento dell'armatura dei cordoli in c.a è stata ipotizzato seguendo verosimilmente i calcoli strutturali del pilastro in nella zona dell'ascensore.
- Si è tenuto conto del vano scale solo nel blocco ovest (2 piani), considerando un solaio rigido nelle due direzioni incidente alla quota del primo solaio.
- Non si è tenuto conto della parte interrata perché di piccole dimensioni e quindi ininfluenza nella modellazione.
- Non è stata considerata l'inclinazione delle falde del tetto in quanto in software non prevede questa impostazione, considerando quindi la copertura piana.

Nella schematizzazione della parete in telaio equivalente il danneggiamento strutturale può avvenire negli elementi resistenti quali maschi murari o nelle fasce murarie: i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico.

Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce i quali trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano (UX , UZ , $roty$). La concezione matematica che sta alla base dell'impiego dei macroelementi (maschi o fasce) che simulano il comportamento degli elementi murari, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

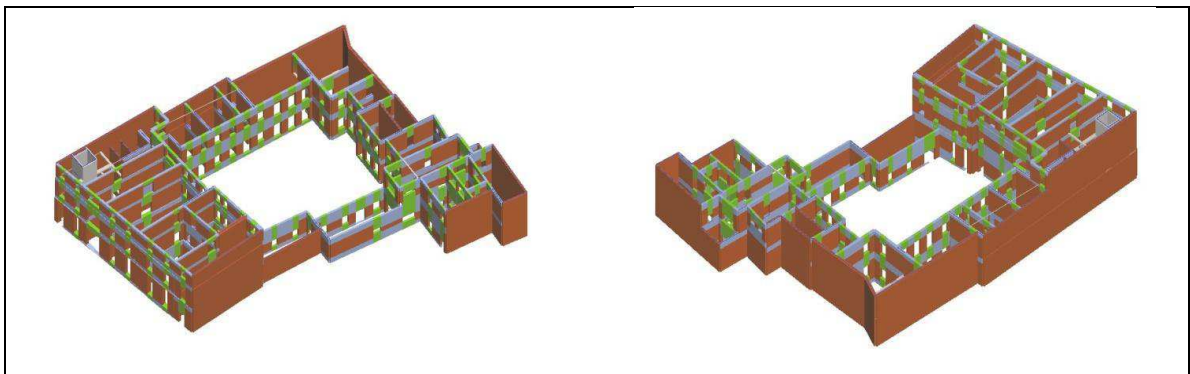


Fig 7.84. – Vista 3D della mesh di Palazzo Levi Cases

Durante la fase di modellazione dell'edificio sono state definite, in base alla tipologia di elemento (parete, pilastro, solaio o volta), le caratteristiche del materiale di cui è composto l'elemento stesso. Per la muratura delle pareti si sono adottati i parametri definiti al § 6.2, mediante l'ausilio di finestre di dialogo che permettono di selezionare le diverse tipologie di muratura con i relativi parametri meccanici come da Circolare (cfr. Tab. C8A.2.1), e gli eventuali armamenti migliorativi.

Per la muratura si è optato per la tipologia a “mattoni pieni e malta di calce”. Gli orizzontamenti utilizzati sono i seguenti: Solaio ligneo con soletta in calcestruzzo, solaio in latero-cemento, solaio lapideo, copertura lignea.

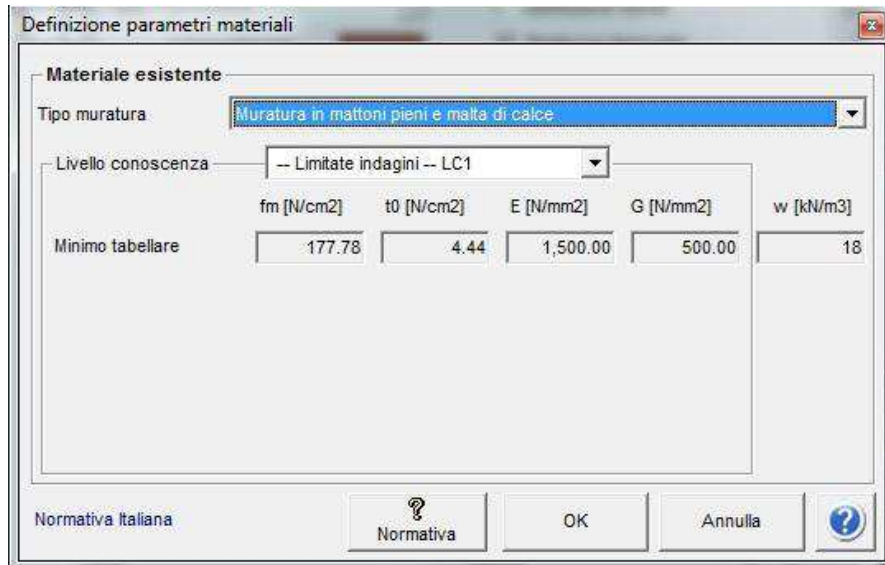


Fig. 7.85. Finestra di dialogo del programma 3Muri: definizione delle caratteristiche meccaniche della muratura

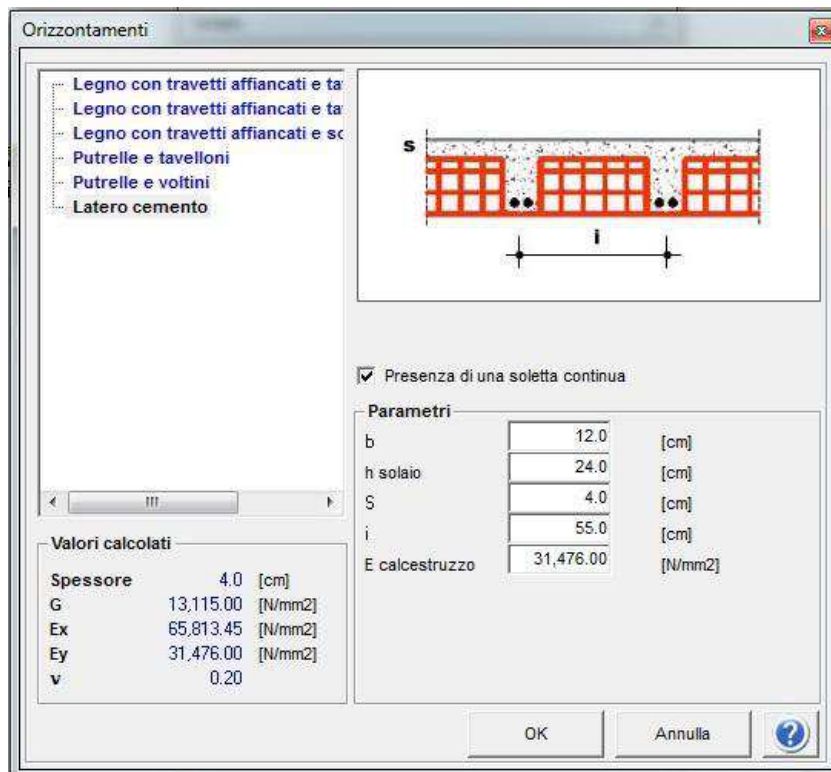


Fig. 7.86. Finestre di dialogo del programma 3Muri: scelta della tipologia di orizzontamenti e definizione delle caratteristiche meccaniche

	LEGENDA ORIZZONTAMENTI
--	------------------------

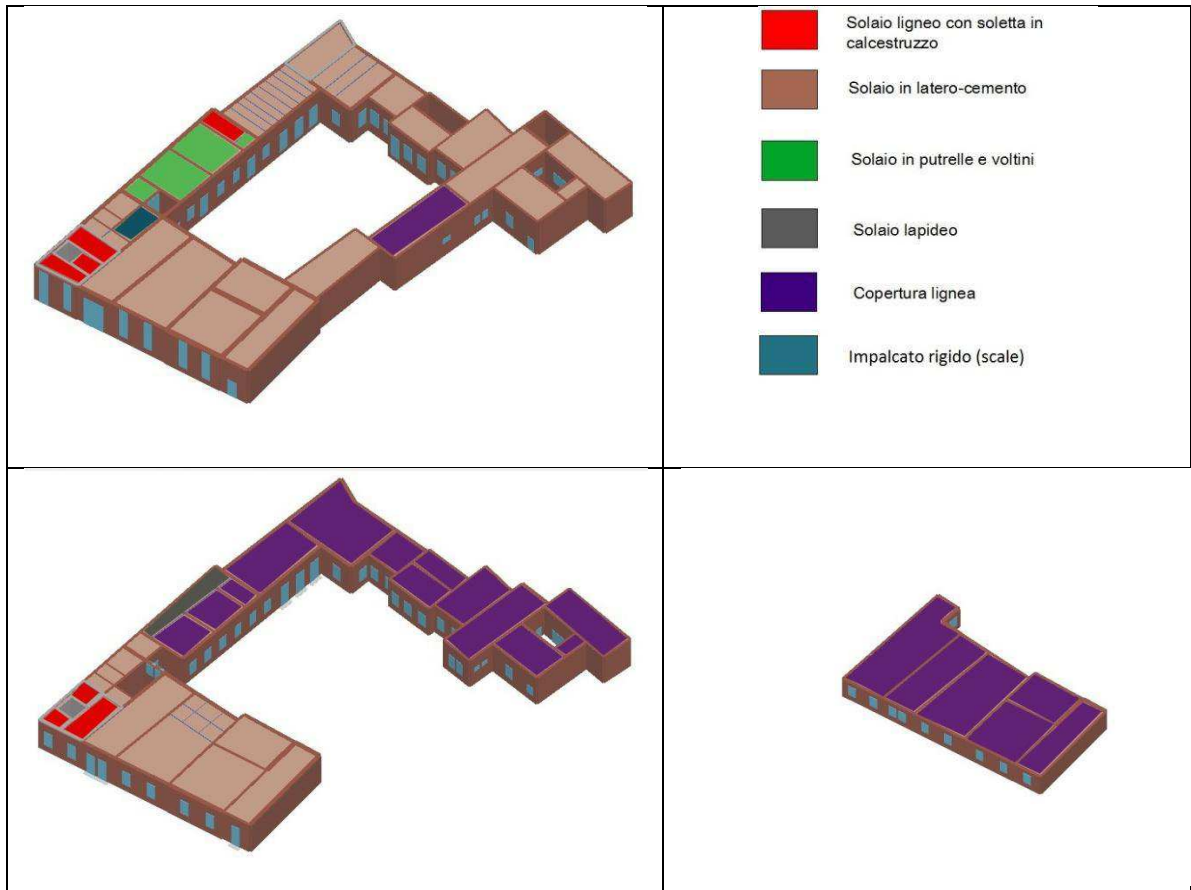


Fig. 7.87. Modello a telaio equivalente: individuazione delle diverse tipologie di orizzontamenti ai vari livelli: a) Piano terra, b) Piano primo, c) Piano secondo

A seconda della tipologia di solaio scelta, attraverso una finestra di dialogo, si sono successivamente definite le caratteristiche meccaniche dell'orizzontamento sulla base dell'analisi dello stato di fatto riportata al § 5.1. Definiti i parametri, vengono inserite le azioni di carico sul solaio come permanenti strutturali GK , variabili QK , e permanenti non strutturali GK,agg , combinabili secondo i coefficienti prescritti dalla normativa (cfr. Tab.6.2.3). Ai valori dei carichi permanenti degli orizzontamenti, vengono aggiunti i valori dei carichi permanenti di eventuali altri orizzontamenti gravanti sugli stessi (come nel caso dei sottotetti, cui sono stati aggiunti i carichi permanenti della copertura). Di seguito vengono riportati in tabella i valori di carico utilizzati nel modello; per quanto riguarda le volte non è stato possibile generalizzare i valori di GK e GK,agg , bensì sono stati calcolati

caso per caso date le diversità geometriche e quindi i carichi delle volte stesse.

ORIZZONTAMENTO	Categoria	G_K [daN/m ²]	G_{Kagg} [daN/m ²] Piani: primo/ secondo	Q_K [daN/m ²]
Solaio Ligneo con soletta in calcestruzzo	Cat. B1	303	160/120	200
	Cat. B2	303	160/120	300
	Cat. E	303	160/120	600
Solaio in latero-cemento	Cat. B1	395	160/120	200
	Cat. B2	395	160/120	300
Solaio in putrelle e voltini	Cat. B1	395	160/120	200
	Cat. B2	395	160/120	300
Copertura Lignea	Cat.H1	125	-	-
Scale	Cat. C2	300	-	400

Tab. 7.82. Carichi degli orizzontamenti

Definite le caratteristiche strutturali del modello, quelle meccaniche dei materiali e quelle di carico degli elementi, si è proceduto all'analisi, calcolando automaticamente la mesh del modello che permette di suddividere le singole pareti in nodi (2D e 3D) e in macroelementi delimitati dalle aperture, visibile nella figura sottostante.

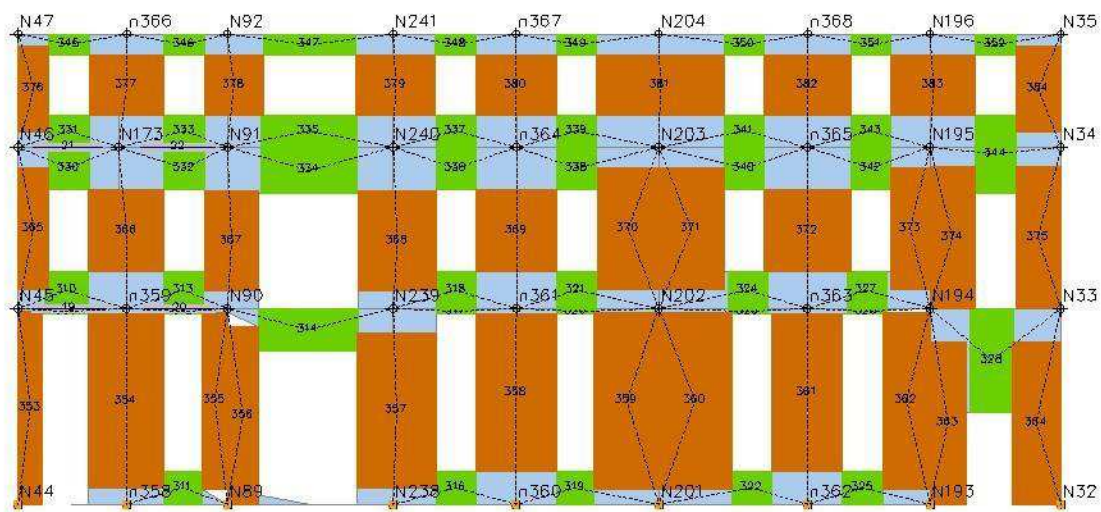


Fig. 7.88. Prospetto di parete vestito dalla mesh dei macroelementi

In modo automatico il programma genera i nodi alla base del modello come vincoli fissi in tutte le direzioni e rotazioni, lasciando liberi i nodi ai livelli superiori (5 gradi di libertà), con la possibilità di poterli modificare laddove ci sia la presenza di vincoli. L'edificio in esame non è isolato, e presenta in entrambe le direzioni, x e y , dei vincoli dovuti alla presenza di pareti murarie adiacenti, che ne limitano di fatto lo spostamento nella relativa direzione di piano della parete. Per questo motivo si è scelto di eseguire l'analisi di due diversi modelli, uno con i vincoli fissi ed uno senza vincoli in modo tale da simulare di essere in una situazione intermedia caratterizzata dalla presenza di vincoli cedevoli.

Una volta definite le caratteristiche dei nodi si passa all'analisi sismica, impostando dapprima i parametri dell'azione sismica di progetto dipendenti dalle coordinate geografiche del sito, dalla vita nominale VN e dalla classe d'uso CU dell'edificio, attraverso la sottostante finestra di dialogo.

Azione sismica

NT 08

Parametri di pericolosità sismica

Calcola

	SLV	SLD	SLO
a_g	0.935	0.417	0.346
F_0	2.62	2.53	2.54
T_C^*	0.35	0.28	0.24
T_R	712	75	45

Classe suolo

C

	SLV	SLD	SLO
S_S	1.50	1.50	1.50
T_B	0.17	0.15	0.13
T_C	0.52	0.45	0.40
T_D	1.98	1.77	1.74

Categoria topografica

T1 S_T 1

OK Annulla ?

Parametri del sito

Città Padova

Longitudine 11.8828

Latitudine 45.4159

Vita nominale Opere ordinarie VN >= 50 anni

Classi d'uso III - Edifici con grandi affollamenti, infrastrutture importanti

Calcola Pulisci Esci

Parametri di pericolosità sismica

	SLV	SLD	SLO
a_g	0.935	0.417	0.346
F_0	2.62	2.53	2.54
T_C^*	0.35	0.28	0.24
T_R	712	75	45

Fig. 7.89. finestre di dialogo del programma 3Muri : definizione dei parametri di pericolosità sismica

Il calcolo della struttura viene eseguito automaticamente impostando alcuni parametri di calcolo quali la direzione del sisma (+X,+Y,-X,-Y) da prendere in

esame, la distribuzione delle forze sismiche (proporzionale alle masse o al primo modo di vibrare) e la scelta del nodo di controllo. La definizione di un nodo di controllo è obbligatoria per effettuare il calcolo e si è deciso di effettuare la scelta in corrispondenza dell'ultimo livello della struttura, in questo modo la curva di capacità è stata tracciata in base allo spostamento del solo nodo di controllo. Un ulteriore parametro da abilitare per il calcolo delle analisi è l'eccentricità accidentale del centro di massa rispetto al centro delle rigidezze, calcolata in modo automatico secondo le prescrizioni normative e pari per ciascun piano a $\pm 5\%$ della dimensione massima dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica.

Secondo le indicazioni da normativa, viene eseguita la seguente verifica:

- Stato limite Ultimo – Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):

$$D_{\max} \leq D_u$$

D_{\max} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva push-over di un valore pari al 20% di quello massimo, con la condizione che il valore di $q^* < 3$, ove q^* rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (limitazione in duttilità del sistema).

- Stato limite di esercizio – Stato Limite di Danno (SLD):

$$D_{\max}^{SLD} \leq D_d$$

D_{\max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_d : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.003).

Vengono successivamente calcolati gli indicatori di rischio sismico ai sensi dell'O.P.C.M. 3362 dell'8 luglio 2004. Il parametro α_u è considerato un indicatore del rischio di collasso, il parametro α_e un indicatore del rischio d'inagibilità dell'opera.

Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

PGADS :accelerazione stimata di danno severo;

PGADL :accelerazione stimata di danno lieve;

PGA10%:accelerazione al suolo attesa con probabilità 10% in 50 anni;

PGA50%:accelerazione al suolo attesa con probabilità 50% in 50 anni.

Indicatore del rischio di collasso:

$$\alpha_u = \frac{PGAD_S}{PGA_{10\%}}$$

Indicatore del rischio d'inagibilità dell'opera:

$$\alpha_e = \frac{PGAD_L}{PGA_{50\%}}$$

7.4.3. Effetti di aggregazione sul comportamento globale

Come indicato più volte già nei capitoli precedenti, l'edificio oggetto di studio seppur non avendo dimensioni in pianta e in alzato impegnative, presenta dal punto di vista strutturale delle particolarità piuttosto significative. Tali particolarità non sono da ricercare solo all'interno dell'unità strutturale indagata, ma anche nel

contesto che le caratterizza. Infatti se da un lato si devono considerare materiali e tecniche costruttive differenti all'interno dello stesso edificio, dall'altra bisogna considerare l'interazione che avviene tra l'edificio studiato e quelli ad esso, connessi nelle due direzioni che vanno a modificare la risposta sismica. Quindi il modello di calcolo per l'analisi di aggregati edilizi dovrà tenere in considerazione sia le caratteristiche proprie dell'edificio che dell'interazione degli edifici adiacenti durante l'evento sismico.

Escludendo meccanismi di collasso del primo ordine, tale interazione tende a provocare danni di tipo globale, che risultano dipendere anche da caratteristiche intrinseche dei singoli manufatti come la rigidità delle pareti e degli orizzontamenti, l'altezza e la massa dell'edificio, la tipologia di connessione tra gli edifici e la posizione all'interno dell'aggregato. In particolare meccanismi come martellamento (pounding), la rottura al taglio (shear sliding) e il collasso a pressoflessione (rocking) sono riconducibili a schemi di rottura dovuti ad una risposta globale della struttura.

L'analisi scelta è del tipo statico non lineare, push-over. Al fine di ottenere una rappresentazione significativa del comportamento globale si tende a semplificare la modalità di connessione fra gli edifici in due tipologie; collegamento a martellamento e connessione piena. Nel primo caso gli edifici sono fisicamente separati, l'interazione avviene quando i due edifici vengono a contatto a causa dell'azione sismica. Nella modellazione del nostro aggregato non è stato utilizzato tale collegamento. Nel secondo caso gli edifici sono a diretto contatto oppure spartiscono un setto murario in comune. Tale connessione viene modellata attraverso un nodo rigido che unisce le rispettive fasce di piano dei due edifici. Si può affermare che sotto l'azione sismica il collegamento a martellamento restituisce comportamenti diversi qualora le due strutture oscillino nella stessa direzione o meno.

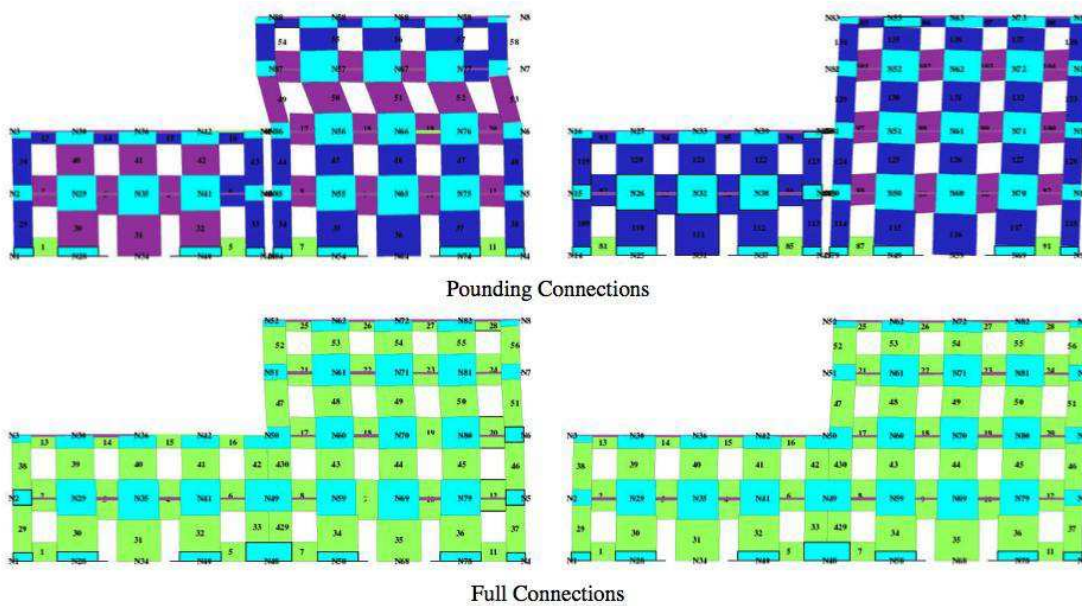


Figura 7.90. Differente comportamento dell'aggregato nel caso di connessione di tipo a martellamento (sopra) e piena (sotto).

Infatti se lo spostamento avviene con versi opposti le strutture non riportano danno, cosa non vera ne caso opposto, specialmente quando un edificio più flessibile agisce su uno più rigido. Il collegamento pieno invece conferisce all'aggregato un comportamento unitario con danni confrontabili in entrambe le direzioni. L'elaborazione di modelli che tenessero in conto di volta in volta tipi di collegamento, diverse tipologie di orizzontamento, diverse altezze e diverse posizioni degli edifici all'interno dell'aggregato hanno confermato come fra i parametri più stringenti da considerare ci siamo appunto le tipologie di connessione e le altezze delle strutture. In aggiunta rispetto alle singolarità, l'aggregato tende a migliorare la risposta delle strutture flessibili a scapito di quelle più rigide che devono sopportare un quantitativo di energia maggiore. E' importante ricordare che a rispetto alla singolarità, che presenta danni concentrati ai piani inferiori, l'aggregato sposta le zone critiche in quota, con problemi ancor più marcati in caso di prospetti con differenza di altezze, nei quali i setti murari che non presentano continuità longitudinale vanno incontro a danni per pressoflessione nel piano con conseguente collasso per schiacciamento del nodo base.

Il passo successivo è stato quello di applicare parte di queste assunzioni anche a Palazzo Levi Cases con volontà, però, di non voler schematizzare l'intero

sistema di aggregazione che compone Via del Santo. Affrontare il problema sotto questo profilo, infatti, avrebbe richiesto un più approfondito studio del tessuto urbanistico e un interesse, già in partenza, legato all'intera zona e non al singolo edificio.

Per schematizzare nella maniera più opportuna la presenza di elementi in aggregato si sono introdotti degli elementi di vincolo al modello precedentemente creato 3Muri. Gli elementi in gioco sono due: il setto murario sottoposto ad azione orizzontale applicata in sommità, che rappresenta il punto di partenza; e l'elemento che lo schematizza, fortemente dipendente dal software utilizzato. 3Muri consente di assegnare ai nodi che compongono la mesh un valore di rigidezza elastica che rende il vincolo cedevole. Il valore di rigidezza viene calcolato mediante le seguenti assunzioni:

- Il setto murario viene schematizzato come una mensola incastrata alla base sottoposta ad una forza orizzontale applicata in sommità;
- Il valore di rigidezza viene calcolato attraverso la formula seguente:

$$K = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + 1.2 \frac{h}{GA}}$$

Essendo:

J: momento d'inerzia della pianta del setto, che dato uno spessore medio di ... varia solo la lunghezza del setto:

E: modulo di elasticità normale dei setti, posto uguale a 1200 Mpa, valore minimo per muratura in mattoni pieni e malta di calce;

G: modulo di elasticità tangenziale dei setti, posto uguale a 400 MPa, valore minimo per la muratura in mattoni pieni e malta di calce.

A: area della pianta del setto;

H: altezza del setto da terra;

- I parametri della muratura sono corrispondenti alla tipologia "muratura in mattoni pieni e malta di calce" presenti in normativa.

7.4.4. Calibrazione del valore di rigidità dei vincoli

Per lo studio dell'edificio in aggregato è stato necessario considerare i setti murari degli edifici adiacenti che interagiscono con l'edificio interessato, che modificando la risposta strutturale dell'edificio al sisma. Queste murature vengono schematizzate tramite vincoli che possiedono una resistenza elastica. In tal modo si introduce una semplificazione piuttosto significativa che porterebbe a risultati poco significativi. Per questo motivo si procede, prima dell'analisi, con una fase di calibrazione della resistenza elastica.

Nello specifico per il calcolo della resistenza K è stato necessario effettuare delle ipotesi e delle semplificazioni sugli edifici adiacenti in quanto non si è in possesso di materiale dettagliato di tali strutture. Per reperire le misure dei setti murari degli edifici adiacenti sono state utilizzate le ortofoto e la Carta Tecnica Regionale.

Si elencano le principali ipotesi per il calcolo della resistenza elastica:

- Il setto murario di facciata del palazzo a destra di Palazzo Levi Cases misura 6.6 m, quello a sinistra misura 24.5 m.
- Lo spessore dei setti murari è stato ipotizzato di 0.45 m coerentemente a quanto si legge dalla pianta dell'edificio studiato.
- La schematizzazione dell'attacco a terra avviene mediante vincoli fissi a livello zero.
- Si sono considerate i setti murari nella loro lunghezza solo fino a che non cambiano la loro direzione (quindi 24.5 m per il setto a destra, 6.6 per il setto a sinistra dell'edificio).

Da questo punto in avanti si fa riferimento alla direzione Y ovvero quella parallela alla facciata degli edifici, mentre il verso sarà scelto positivo da sinistra verso destra, come negativo quello contrario. Da specificare che la direzione Y è, per questi modelli, la sola oggetto di analisi perché corrispondente alla direzione di risposta dell'aggregato rispetto all'azione sismica. In questo caso si introducono, in corrispondenza delle facciate lungo la direzione Y , delle rigidità

elastiche mediante la modifica della mesh di parete. Il software permette infatti di modificare il comportamento del nodo rispetto a spostamenti ((U_x;U_y;U_z) e rotazioni (rot_x; rot_y). La mancanza della rotazione in z (rot_z) è giustificata dalle assunzioni teoriche di partenza che vedo no il diaframma maschio e fascia muraria come indeformabili nel piano. Il sistema di riferimento del nodo è di tipo globale, per questo motivo il valore modificato è sempre corrispondente alla direzione X. Il calcolo della rigidezza K del vincolo avviene in funzione dell'altezza del livello considerato.

$$K(h) = \frac{1}{\frac{h^3}{3EJ} + 1.2 \frac{h}{GA}}$$

Di seguito i valori di rigidezza per i diversi livelli dei due edifici (a destra e a sinistra di Palazzo Levi Cases):

Setto	Livello	L [m]	J [m ⁴]	A [m]	h [m]	K[N/m]
1	1	24	518.4	10.8	5.1	672
	2	24	518.4	10.8	9	345
	3	24	518.4	10.8	13	208
2	1	6.6	10.7811	2.97	3.6	206
	2	6.6	10.7811	2.97	6.6	71
	3	6.6	10.7811	2.97	11.35	20
3	1	20	300	9	5.1	548
	2	20	300	9	9	272
	3	20	300	9	13	157
4	1	6.6	10.7811	2.97	3.6	206
	2	6.6	10.7811	2.97	6.6	71
	3	6.6	10.7811	2.97	11.35	20

Tab 7.83. Valori di rigidezza per i setti usati nei modelli 4 e 5.

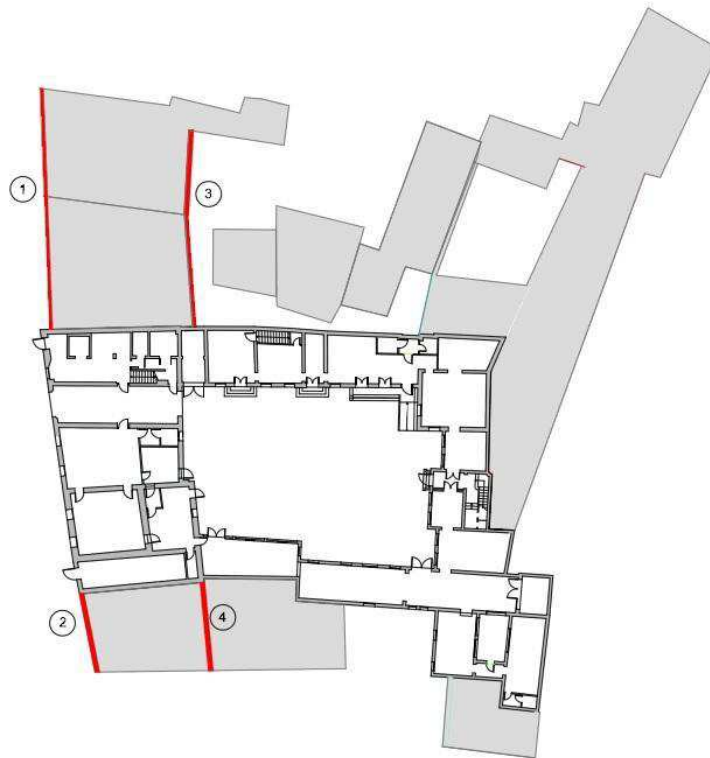


Figura 7.91. Setti murari considerati considerati per vincolare l'edificio nel modello 2,e,4,5.

Per la calibrazione del valore di rigidezza K ottenuto dal calcolo precedente si fa riferimento al procedimento svolto nella tesi che studia Palazzo Ca' Borin che, dopo una valutazione analitica di tre modelli, prevede la riduzione del valore K di un ordine di grandezza così da avvicinarsi il più possibile alle caratteristiche reali di vincolo elastico.

7.4.5. Modello completo vincolato

Al fine di ottenere la migliore schematizzazione strutturale dell'edificio sono stati elaborati diversi modelli di calcolo. Infatti è stata prestata particolare attenzione alla condizione di aggregazione in cui Palazzo Levi Cases si trova. Quindi per l'analisi del manufatto si è fatto ricorso a quattro differenti modelli valutando prima l'edificio libero, successivamente prima l'edificio vincolato con vincoli rigidi e poi con vincoli con una determinata rigidezza elastica al fine di comparare la risposta dell'edificio al sisma come libero, vincolato solo in facciata e vincolando tutto il corpo ovest.

Di seguito sono prima elencati i modelli considerati, riportando le caratteristiche principali degli stessi, poi analizzati in dettaglio per trarne delle conclusioni finali:

- Modello 1: il primo modello simula l'edificio idealmente libero da ogni vincolo laterale considerando solamente i vincoli a terra.
- Modello 2: il secondo modello simula l'applicazione di vincoli fissi laterali dovuti alla presenza di costruzioni adiacenti solo in facciata verso il fronte strada.
- Modello 3: terzo modello simula l'applicazione di vincoli fissi laterali dovuti alla presenza di costruzioni adiacenti riguardanti tutto il corpo ovest.
- Modello 4: il quarto modello simula l'applicazione di vincoli laterali aventi rigidità elastica dovuti alla presenza di costruzioni adiacenti solo in facciata verso il fronte strada.
- Modello 5: quinto modello simula l'applicazione di vincoli fissi laterali aventi rigidità elastica dovuti alla presenza di costruzioni adiacenti riguardanti tutto il corpo ovest.

Si è dunque fatto ricorso a più modelli di calcolo per cercare di essere il più possibile aderenti alle condizioni reali della struttura. Si è voluto dapprima compiere delle valutazioni sulla risposta dell'edificio libero dal contesto, poi considerandolo vincolato rigidamente, infine con gli ultimi due modelli ci si è voluto avvicinare il più possibile alle condizioni reali, quindi all'interno dell'aggregato con vincoli elastici, e confrontare i risultati delle cinque analisi.

Modello 1

Il primo modello on considera l'edificio libero lateralmente quindi privo del contesto in cui è inserito. Gli unici vincoli sono posti a terra al fine di simulare il sistema di fondazione. Sono stati individuati due punti di controllo, N131 per la direzione X e N275 per la direzione Y, entrambi all'ultimo livello del blocco est. La tabella riassuntiva dei risultati indica che tutte le 12 analisi svolte per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita in direzione X risultano analisi in direzione Y non soddisfatte. Risultano invece tutte soddisfatte le analisi per lo Stato limite di Danno. (Tab. 8.3.).

NUMERO ANALISI	Dir. Sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Ver.	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	0.8	2.77	1.138	Si	0.3	1.08	Si	2.24	2.838
2	+X	1°modo	0	1	2.53	1.442	Si	0.31	0.9	Si	1.948	2.275
3	-X	Masse	0	0.68	2.51	0.759	Si	0.29	2.04	Si	2.346	4.999
4	-X	1°modo	0	0.75	2.75	0.88	Si	0.32	1.5	Si	2.298	3.697
5	+Y	Masse	0	1.44	2.94	1.366	Si	0.53	1.8	Si	1.739	2.895
6	+Y	1°modo	0	1.66	1.92	1.589	Si	0.59	1.5	Si	1.122	2.26
7	-Y	Masse	0	1.31	1.26	1.312	No	0.48	1.26	Si	0.974	2.338
8	-Y	1°modo	0	1.47	1.08	1.521	No	0.51	1.08	Si	0.806	1.925
9	+X	Masse	200.8	0.64	2.71	1.004	Si	0.27	1.02	Si	2.368	3.003
10	+X	Masse	-200.8	0.98	3.31	1.329	Si	0.33	1.02	Si	2.257	2.479
11	+X	1°modo	200.8	0.88	2.47	1.366	Si	0.28	1.98	Si	2.048	3.38
12	+X	1°modo	-200.8	1.1	2.41	1.448	Si	0.36	1.44	Si	1.756	2.964
13	-X	Masse	200.8	0.61	1.8	0.771	Si	0.26	1.38	Si	1.983	4.089
14	-X	Masse	-200.8	0.74	2.1	0.863	Si	0.32	1.62	Si	1.921	3.946
15	-X	1°modo	200.8	0.67	2.93	0.808	Si	0.29	2.28	Si	2.595	5.376
16	-X	1°modo	-200.8	0.83	2.87	0.96	Si	0.36	2.75	Si	2.209	5.364
17	+Y	Masse	263.1	1.68	10.86	1.566	No	0.6	2.52	Si	0.872	3.487
18	+Y	Masse	-263.1	1.25	1.02	1.458	Si	0.43	0.9	Si	1.915	1.916
19	+Y	1°modo	263.1	1.87	9.3	2.117	No	0.63	1.44	Si	0.758	1.997
20	+Y	1°modo	-263.1	1.42	0.96	1.701	Si	0.46	0.84	Si	1.417	1.654
21	-Y	Masse	263.1	1.51	5.28	1.336	Si	0.56	2.34	Si	2.245	3.473
22	-Y	Masse	-263.1	1.15	0.72	1.416	No	0.39	0.72	Si	0.755	1.772
23	-Y	1°modo	263.1	1.7	1.68	1.694	No	0.59	1.2	Si	0.99	1.848
24	-Y	1°modo	-263.1	1.28	0.72	1.574	No	0.42	0.72	Si	0.69	1.621

Tab. 7.84. Risultati delle analisi Modello 1 (In verde quelle soddisfatte, in rosso sono evidenziate le verifiche non soddisfatte; in giallo e blu rispettivamente le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y)

Le sigle riportate in questa e nelle successive tabelle hanno i seguenti significati:

- Dir. Sisma: Direzione di incidenza dell'azione sismica;
- Distrib.Sismica: Distribuzione dell'azione sismica (proporzionale alle masse o al 1° modo);
- Ecc.: Eccentricità dell'azione sismica rispetto al centro di massa;
- D_{max} : SLV Richiesta di spostamento del sisma del punto di controllo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita;
- D_u SLV: Spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita;
- q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente (se >3 analisi non soddisfatta)
- Ver.: Verifica soddisfatta o meno – Stato Limite di salvaguardia della Vita
- D_{max} : SLD Richiesta di spostamento del sisma del punto di controllo allo Stato Limite di Danno;
- D_d SLD: Spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di Danno;
- Ver.: Verifica soddisfatta o meno – Stato Limite di Danno;
- Alfa u: Indicatore del rischio di collasso (se > 1 edificio adeguato)
- Alfa e: Indicatore del rischio di inagibilità dell'opera

Osservando i risultati si evince che il valore minimo di α_U elaborato risulta essere pari a 0,69. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 69% del sisma di progetto relativo allo Stato limite Ultimo con tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 69% di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_U per le 24 analisi eseguite è invece di 1.677 ovvero 167.7% dell'azione sismica. Per l'analisi più gravosa (Analisi numero 24) che considera la direzione - Y con eccentricità e le forze proporzionali al 1° modo di vibrare è proposta la visualizzazione grafica con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. La verifica non è soddisfatta per lo SLV: dall'analisi dei risultati si nota che l'edificio raggiunge la condizione di SLU per rottura a pressoflessione e taglio nei setti murari di facciata verso le strada e verso il giardino del blocco ovest, quindi in direzione Y.

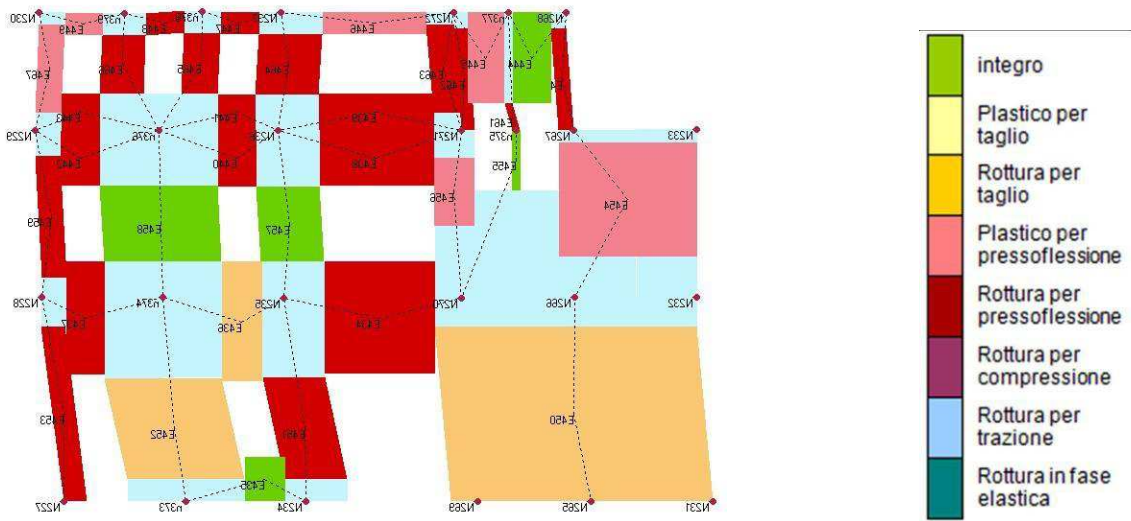


Fig. 7.92. Curva di capacità nell'analisi 24 con sisma in direzione -Y, ove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

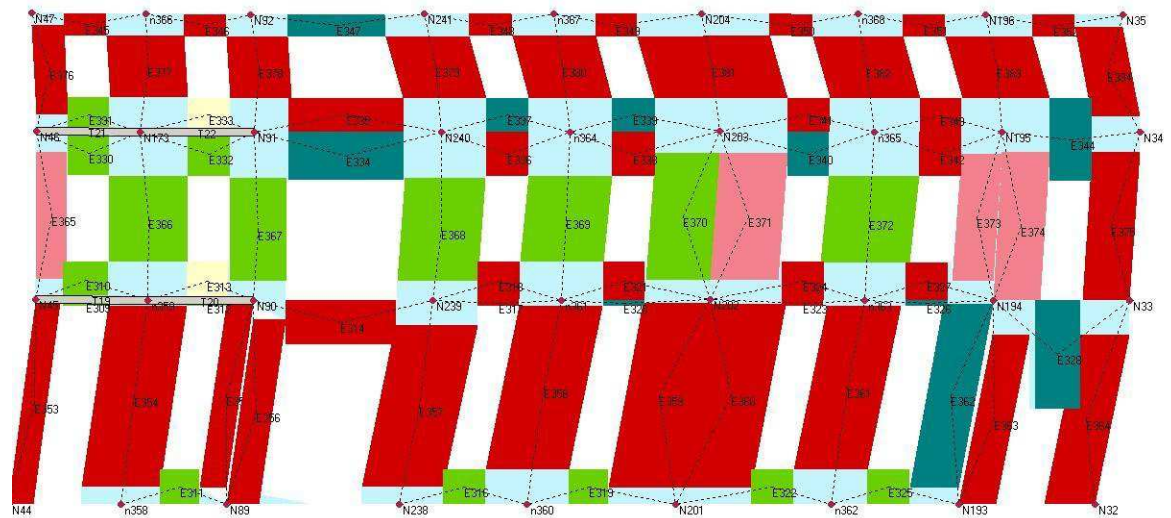
Si riportano i valori dettagliati dell'analisi 24:

	Vulnerabilità Sismica									
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	$\alpha_{PGA}(TR)$	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	258	712	0,362	0,94	0,65	2,62	0,32	0,694	0,64	0,690
SLD	258	75	3,440	0,42	0,65	2,62	0,32	1,555	0,68	1,621
SLO	258	45	5,733	0,35	0,65	2,62	0,32	1,874	0,68	1,968

a)



b)



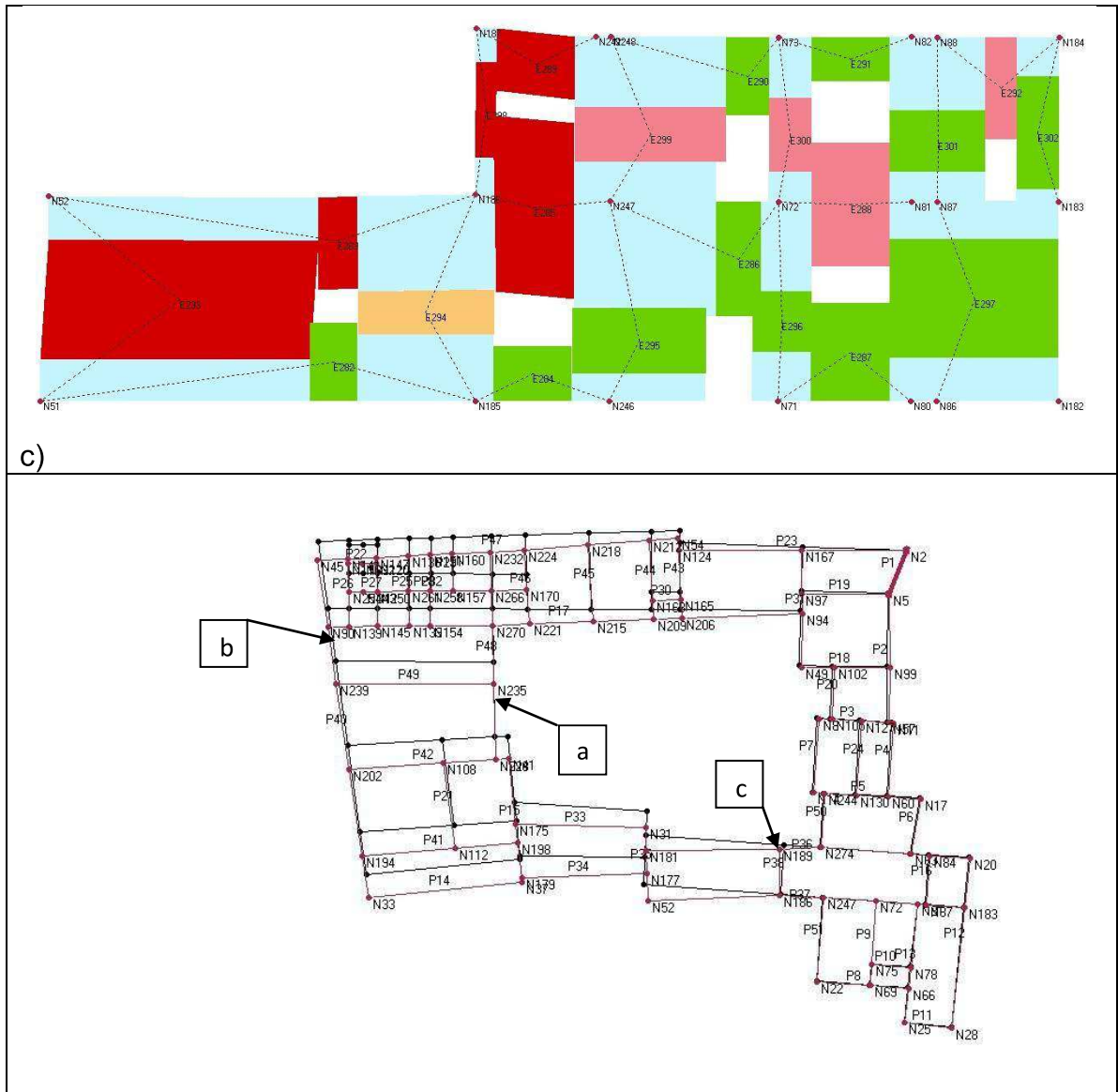


Fig. 7.94. Dettagli dell'analisi 24: configurazione finale deformata all'ultimo step considerato dell'analisi e corrispondente deformazione in pianta

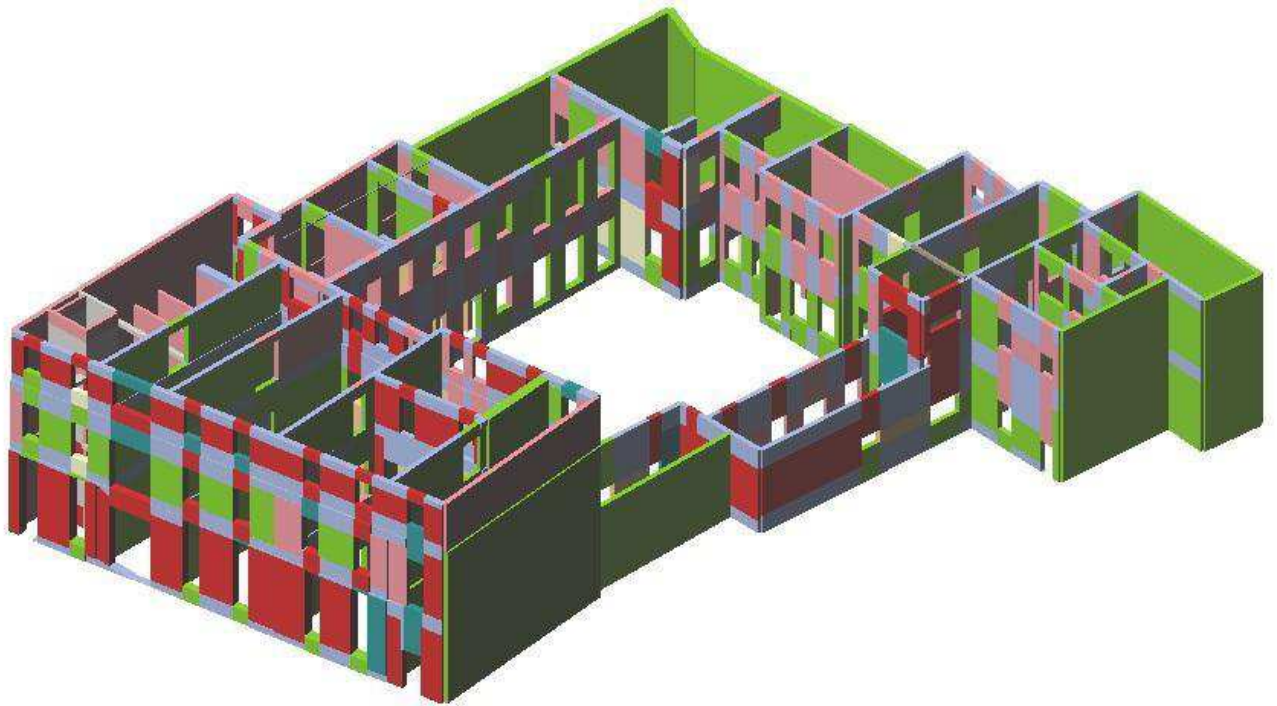


Fig. 7.95. Modello 3D della sede di Palazzo Levi Cases allo SLV nell'analisi 24 con direzione -Y.

Modello 2

Il secondo modello considera la struttura in aggregato. Tale schematizzazione avviene mediante l'utilizzo di vincoli fissi in corrispondenza della facciata del fronte strada in adiacenza con gli edifici vicini. Sono stati individuati due punti di controllo, N131 per la direzione X e N275 per la direzione Y, entrambi all'ultimo livello del blocco est. La tabella riassuntiva dei risultati indica che tutte le 12 analisi svolte per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita, sia in direzione X che in direzione Y, risultano soddisfatte. Risultano inoltre verificare tutte soddisfatte le analisi per lo Stato limite di Danno.

NUMERO ANALISI	Dir. Sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Ver.	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	0,82	2,53	1,138	Si	0,3	1,14	Si	2,215	2,913
2	+X	1°modo	0	1,01	2,75	1,464	Si	0,31	0,96	Si	1,928	2,351
3	-X	Masse	0	0,4	2,75	0,767	Si	0,3	1,86	Si	2,463	4,625
4	-X	1°modo	0	0,75	11,16	0,894	Si	0,32	2,34	Si	2,276	5,024
5	+Y	Masse	0	1,15	9096	1,139	Si	0,44	2,46	Si	2,633	4,054
6	+Y	1°modo	0	1,49	5,16	1,436	Si	0,5	2,1	Si	2,09	3,163
7	-Y	Masse	0	0,93	8,28	0,937	Si	0,4	2,34	Si	3,15	4,281
8	-Y	1°modo	0	1,28	2,71	1,293	Si	0,45	1,68	Si	2,32	2,907
9	+X	Masse	200,8	0,65	3,37	1,007	Si	0,28	1,02	Si	2,34	2,974
10	+X	Masse	-200,8	1	2,47	1,334	Si	0,33	1,32	Si	2,233	2,936
11	+X	1°modo	200,8	0,89	2,53	1,378	Si	0,28	1,98	Si	2,021	4,321
12	+X	1°modo	-200,8	1,44	1,92	1,548	Si	0,35	2,1	Si	1,805	3,956
13	-X	Masse	200,8	0,61	2,22	0,777	Si	0,26	1,38	Si	2,045	4,053
14	-X	Masse	-200,8	0,75	2,75	0,835	Si	0,32	1,74	Si	2	4,154
15	-X	1°modo	200,8	0,68	2,87	0,83	Si	0,29	1,86	Si	2,437	4,572
16	-X	1°modo	-200,8	0,83	11,04	0,964	Si	0,36	1,98	Si	2,188	5,127
17	+Y	Masse	263,1	1,42	11,04	1,298	Si	0,51	1,8	Si	2,311	3,051
18	+Y	Masse	-263,1	0,87	9,48	0,957	Si	0,38	1,8	Si	3,134	4,439
19	+Y	1°modo	263,1	1,74	10,06	1,588	Si	0,58	1,5	Si	1,889	2,527
20	+Y	1°modo	-263,1	1,13	10,08	1,206	Si	0,41	1,44	Si	2,487	3,667
21	-Y	Masse	263,1	1,17	5,1	1,083	Si	0,47	1,74	Si	2,77	3,796
22	-Y	Masse	-263,1	0,81	5,22	0,799	Si	0,35	1,74	Si	3,521	4,745
23	-Y	1°modo	263,1	1,5	8,34	7,479	Si	0,5	1,5	Si	2,028	2,441
24	-Y	1°modo	-263,1	0,94	8,7	1,009	Si	0,37	1,74	Si	2,729	3,475

Tab. 7.85. Risultati delle analisi Modello 2 (In verde quelle soddisfatte, in rosso sono evidenziate le verifiche non soddisfatte; in giallo e blu rispettivamente le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_U nelle due direzioni X e Y)

Osservando i risultati si evince che il valore minimo di α_U elaborato risulta essere pari a 1.805. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 180% del sisma di progetto relativo allo Stato limite Ultimo con tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 180% di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_U per le 24 analisi eseguite è invece di 2.376 ovvero 238% dell'azione sismica. Per l'analisi più gravosa (Analisi numero 12) che considera la direzione +X con eccentricità e le forze proporzionali al 1° modo di vibrare è proposta la visualizzazione grafica

con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Le verifiche sono tutte soddisfatte per lo Stato Limite della Vita. Dall'analisi si nota che il valore minimo di α_U si raggiunge in direzione X, ma studiando i risultati si vede che non si presenta rottura per pressoflessione dei maschi murari.



Fig. 7.96. Curva di capacità nell'analisi 12 con sisma in direzione +X, ove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Si riportano i valori dettagliati dell'analisi 12:

Vulnerabilità Sismica										
				TR _C				TR=cost		
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F _D (TR)	T _C [*] (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,478	0,94	1,41	2,61	0,36	1,513	1,69	1,605
SLD	> 2475	75	> 33,000	0,42	1,41	2,61	0,36	3,392	1,65	3,956
SLO	> 2475	45	> 55,000	0,35	1,41	2,61	0,36	4,088	1,77	5,117

Fig. 7.97. Parametri calcolati riguardanti l'analisi più gravosa del modello

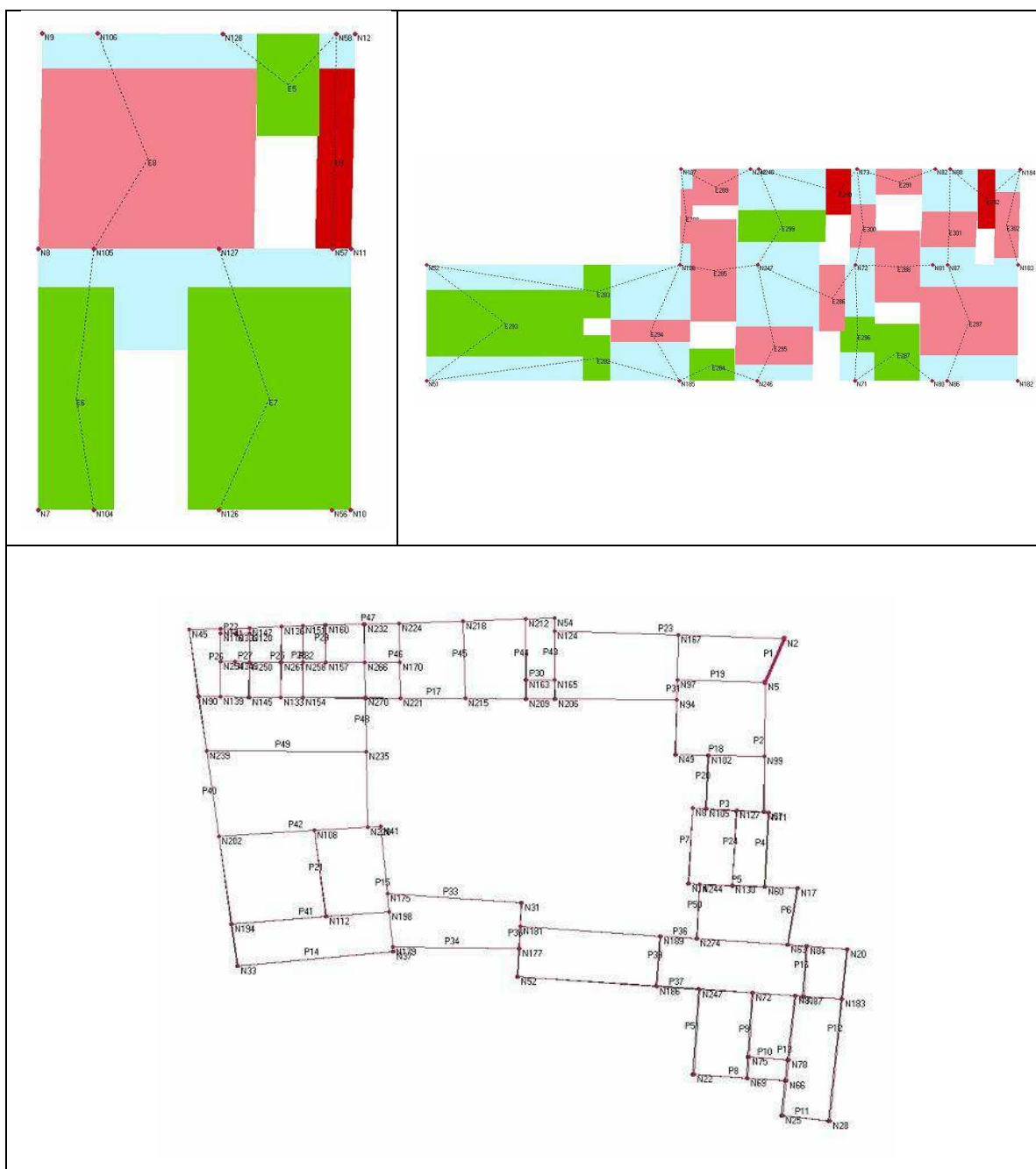


Fig. 7.98. Dettagli dell'analisi 12: configurazione finale deformata all'ultimo step considerato dell'analisi e corrispondente deformazione in pianta

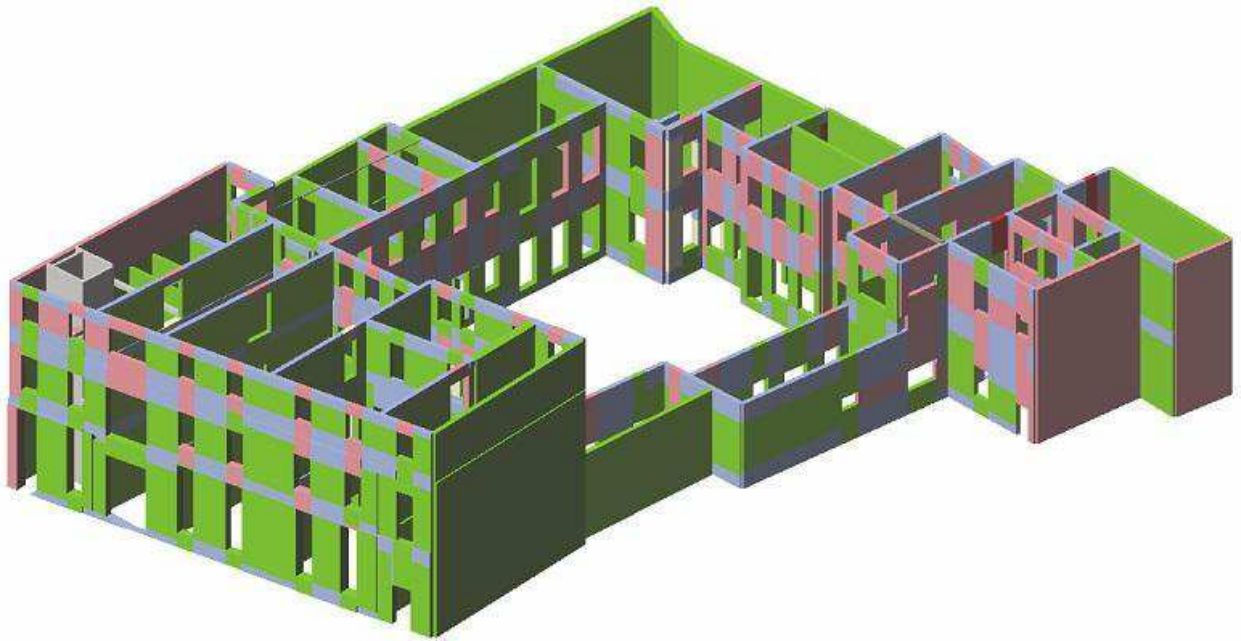


Fig. 7.99. Modello2 3D della sede di Palazzo Levi Cases allo SLV nell'analisi 12 con direzione +X.

Risulta invece più interessante osservare l'azione sismica più gravosa in direzione Y, avente valore minimo α_U pari a 1.889 che si verifica per l'analisi numero 19 e considera la direzione +Y con eccentricità e le forze proporzionali al 1° modo di vibrare. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 189% del sisma di progetto relativo allo Stato limite Ultimo con tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 189% di quella realmente incidente nella direzione considerata. Dall'analisi si nota che l'edificio raggiunge lo SLU per rottura a pressoflessione dei setti al piano secondo verso il giardino del corpo ovest dei setti al piano primo del corpo est in direzione Y. E' proposta la visualizzazione grafica con indicazione dei meccanismi di rottura strutturale in riferimento alla curva di capacità.

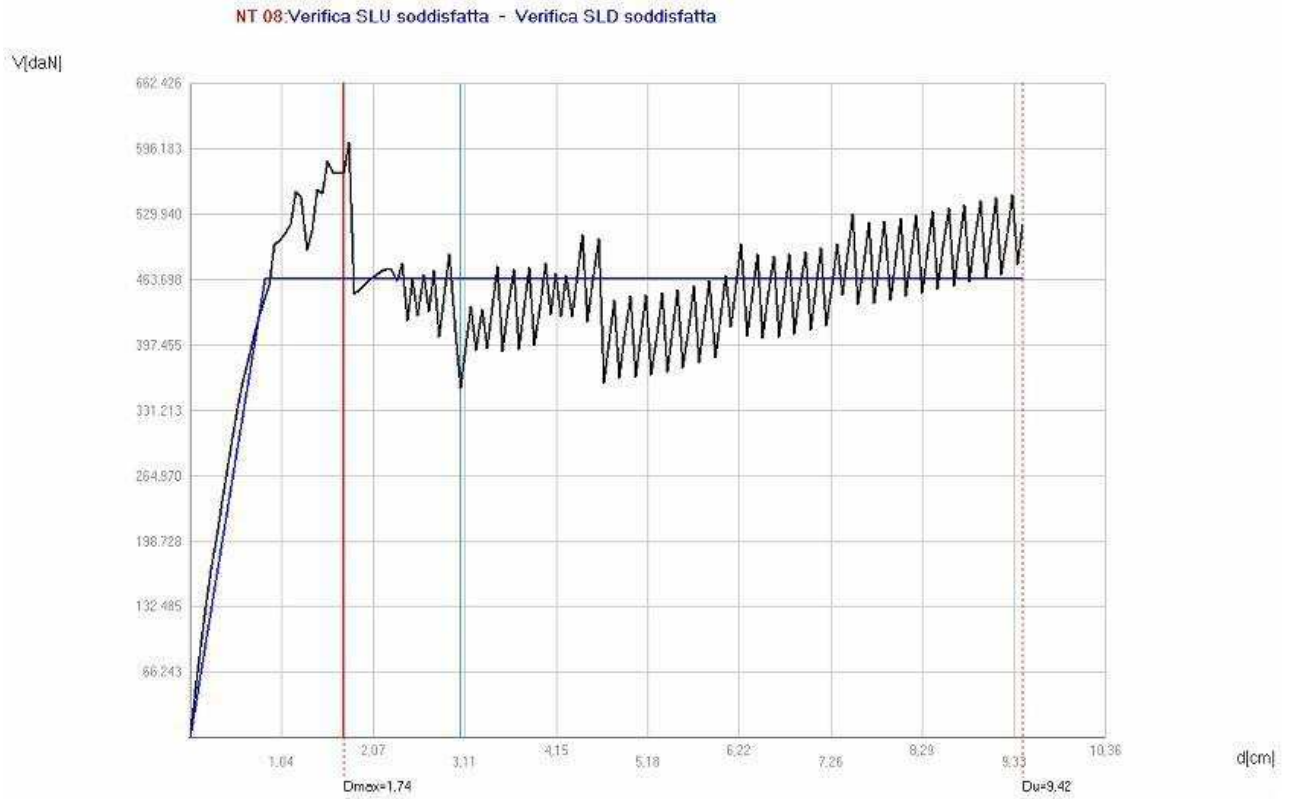
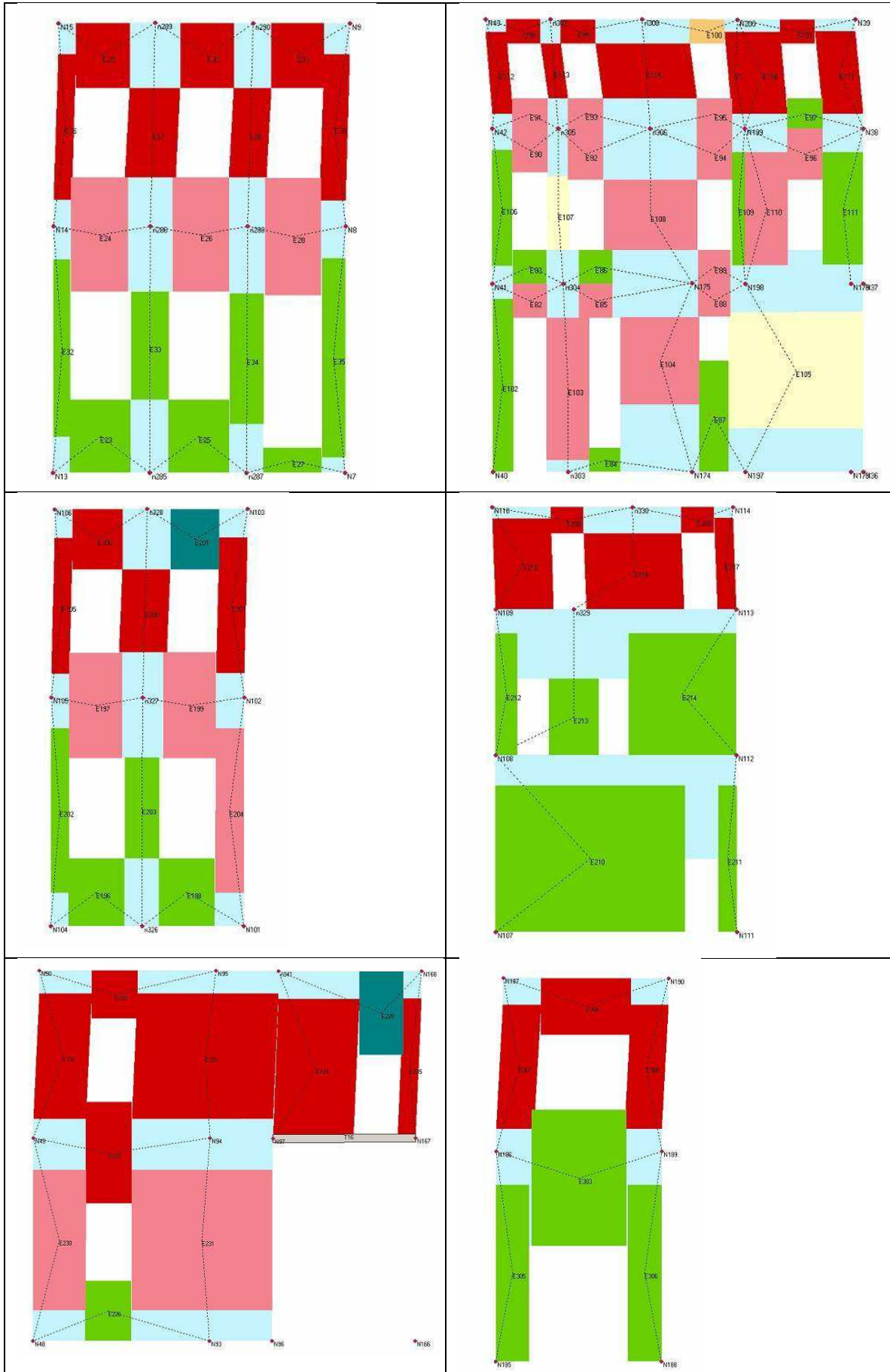


Fig. 7.100. Curva di capacità nell'analisi 19 con sisma in direzione +Y, ove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Si riportano i valori dell'azione sismica 19:

Vulnerabilità Sismica										
	TR _C							TR=cost		
	TR _C	TR _D	α-TR	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,94	1,41	2,61	0,36	1,513	1,69	1,805
SLD	> 2475	75	> 33,000	0,42	1,41	2,61	0,36	3,392	1,65	3,956
SLO	> 2475	45	> 55,000	0,35	1,41	2,61	0,36	4,088	1,77	5,117

Fig. 7.101. Parametri calcolati riguardanti l'analisi più gravosa del modello



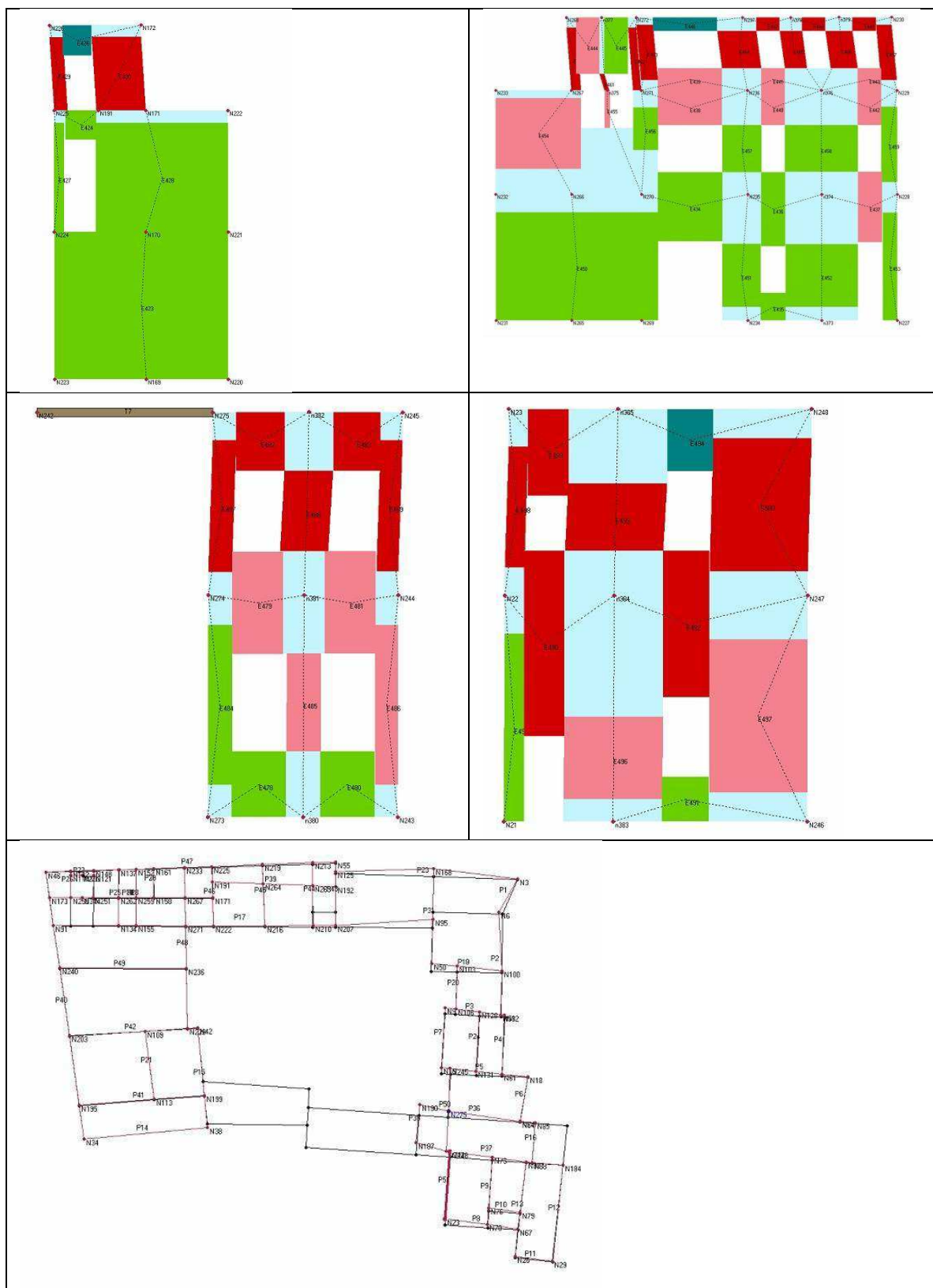


Fig. 7.102. Dettagli dell'analisi 19: configurazione finale deformata all'ultimo step considerato dell'analisi e corrispondente deformazione in pianta

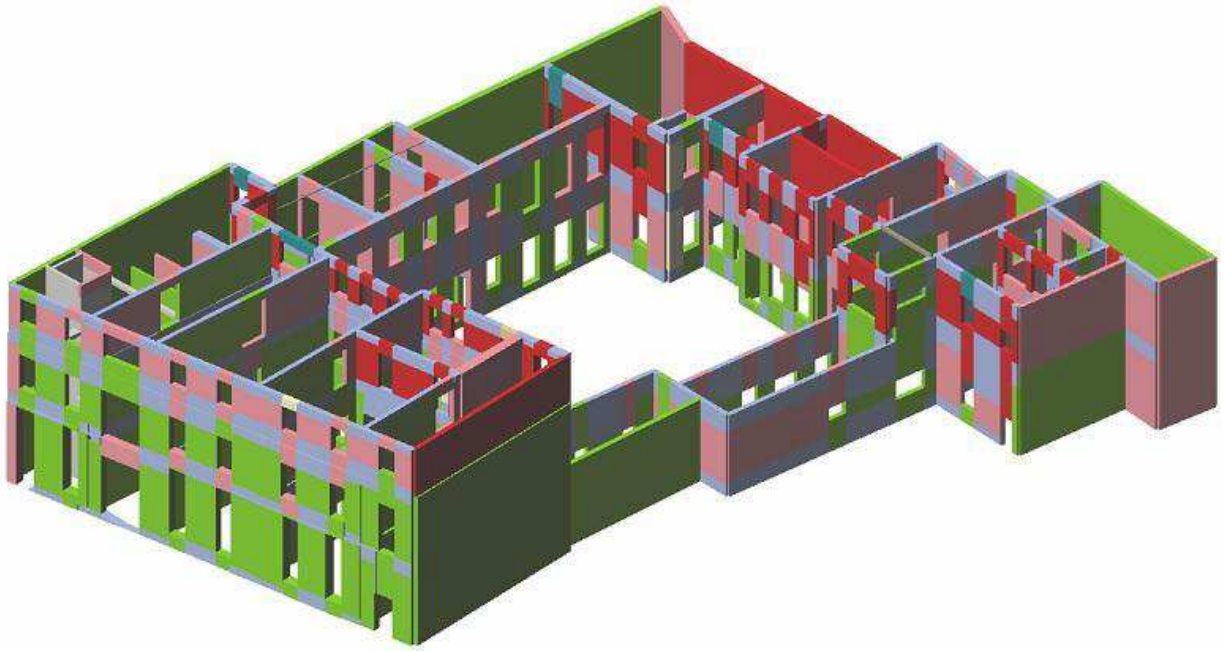


Fig. 7.103. Modello3 3D della sede di Palazzo Levi Cases allo SLV nell'analisi 19 con direzione +Y.

Modello 3

Il terzo modello considera la struttura in aggregato. Tale schematizzazione avviene mediante l'utilizzo di vincoli fissi in corrispondenza del blocco ovest (quello più antico) con gli edifici vicini. Sono stati individuati due punti di controllo, N131 per la direzione X e N275 per la direzione Y, entrambi all'ultimo livello del blocco est. La tabella riassuntiva dei risultati indica che tutte le 24 analisi svolte per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita risultano soddisfatte in entrambe le direzioni.

NUMERO ANALISI	Dir. Sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Ver.	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	0,83	2,89	1,155	Si	0,3	1,26	Si	2,265	3,079
2	+X	1°modo	0	1,03	2,53	1,465	Si	0,32	1,02	Si	1,905	2,425
3	-X	Masse	0	0,7	2,87	0,783	Si	0,3	1,2	Si	2,527	4,509
4	-X	1°modo	0	0,76	2,69	0,897	Si	0,33	2,57	Si	2,212	5,343
5	+Y	Masse	0	0,7	1,026	0,757	Si	0,3	2,46	Si	3,964	5,488
6	+Y	1°modo	0	0,85	9,42	0,894	Si	0,37	2,1	Si	3,355	4,217
7	-Y	Masse	0	58	10,14	0,701	Si	0,25	2,22	Si	4,282	5,702
8	-Y	1°modo	0	0,62	8,76	0,824	Si	0,27	2,1	Si	3,693	5,048
9	+X	Masse	200,8	0,67	2,71	1,033	Si	0,28	1,02	Si	2,326	2,352
10	+X	Masse	-200,8	1	3,25	1,336	Si	0,32	0,9	Si	2,197	2,265
11	+X	1°modo	200,8	0,9	2,47	1,379	Si	0,28	1,02	Si	2,011	2,637
12	+X	1°modo	-200,8	0,112	2,41	1,539	Si	0,35	2,1	Si	1,744	3,977
13	-X	Masse	200,8	0,62	2,1	0,778	Si	0,27	1,5	Si	2,145	4,23
14	-X	Masse	-200,8	0,75	2,39	0,832	Si	0,32	1,8	Si	2,093	4,219
15	-X	1°modo	200,8	0,69	2,81	0,821	Si	0,3	2,1	Si	2,445	4,92
16	-X	1°modo	-200,8	0,85	2,81	0,963	Si	0,37	1,62	Si	2,127	3,521
17	+Y	Masse	263,1	0,76	9,96	0,898	Si	0,33	2,52	Si	3,34	5,096
18	+Y	Masse	-263,1	0,8	11,1	0,634	Si	0,26	2,52	Si	4,733	6,343
19	+Y	1°modo	263,1	0,86	9,18	1,038	Si	0,35	2,16	Si	2,889	4,22
20	+Y	1°modo	-263,1	0,68	9,42	0,745	Si	0,29	2,04	Si	4,025	4,89
21	-Y	Masse	263,1	0,63	8,76	0,828	Si	0,27	2,1	Si	3,624	5,009
22	-Y	Masse	-263,1	0,48	8,58	0,572	Si	0,21	2,28	Si	5,241	6,779
23	-Y	1°modo	263,1	0,73	8,64	0,975	Si	0,31	2,04	Si	3,077	4,355
24	-Y	1°modo	-263,1	0,51	9,12	0,691	Si	0,22	1,92	Si	4,343	5,523

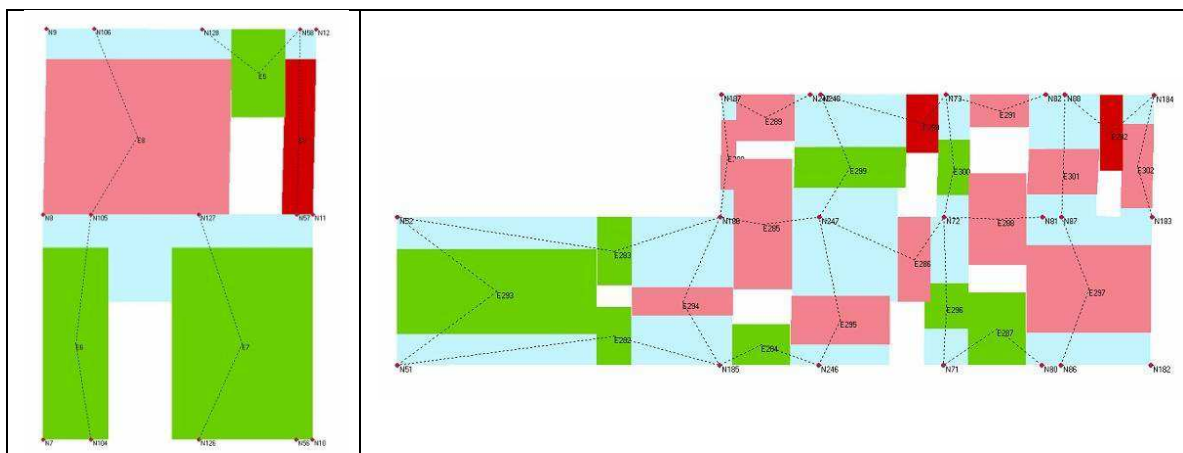
Tab. 7.86. Risultati delle analisi Modello 3 (In verde quelle soddisfatte, in rosso sono evidenziate le verifiche non soddisfatte; in giallo e blu rispettivamente le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y)

Osservando i risultati si evince che il valore minimo di α_U elaborato risulta essere pari a 1.744. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 174% del sisma di progetto relativo allo Stato limite Ultimo con tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 174% di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_U per le 24 analisi eseguite è invece di 3.023 ovvero 302% dell'azione sismica. L'analisi più gravosa (Analisi numero 12) che considera la direzione +X con eccentricità e le forze proporzionali al 1° modo di vibrare. Le verifiche sono tutte soddisfatte per lo Stato Limite della Vita. Dall'analisi si nota che l'edificio raggiunge lo SLU per rottura a pressoflessione dei setti al piano primo del corpo est in direzione X. E' proposta la visualizzazione grafica con indicazione dei meccanismi di rottura strutturale in riferimento alla curva di capacità.

Si riportano i risultati dell'azione sismica 12:

- Vulnerabilità Sismica -										
				TR _C					TR=cost	
	TR _C	TR _D	α_{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α_{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α_{PGA}
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,94	1,41	2,61	0,36	1,513	1,63	1,744
SLD	> 2475	75	> 33,000	0,42	1,41	2,61	0,36	3,392	1,66	3,977
SLO	> 2475	45	> 55,000	0,35	1,41	2,61	0,36	4,088	1,78	5,145

Fig. 7.104. Parametri calcolati riguardanti l'analisi più gravosa del modello



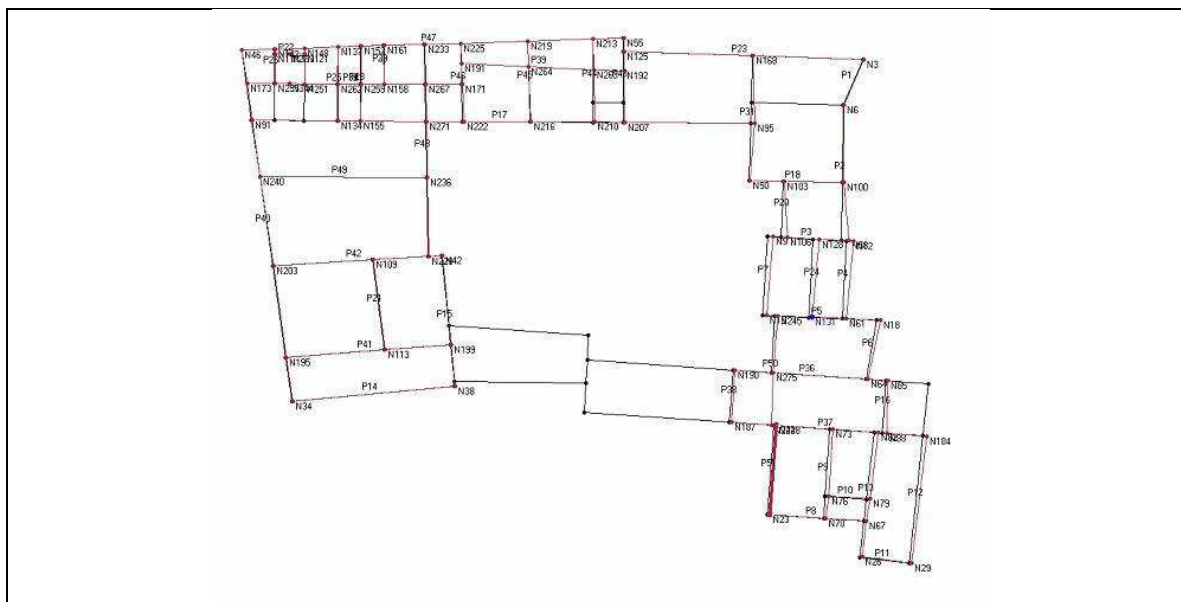


Fig. 7.105. Dettagli dell'analisi 12 : configurazione finale deformata all'ultimo step considerato dell'analisi e corrispondente deformazione in pianta

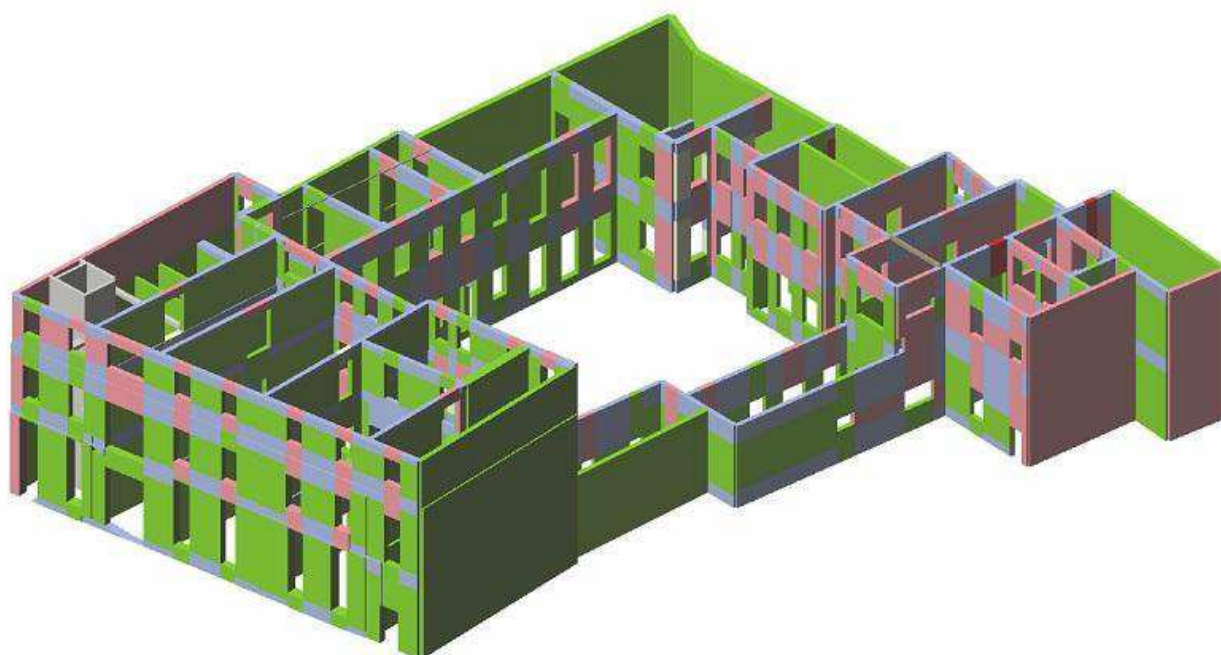


Fig. 7.106. Modello3 3D della sede di Palazzo Levi Cases2 allo SLV nell'analisi 12 con direzione +X.

Modello 4

Il quarto modello considera la struttura in aggregato. Tale schematizzazione avviene mediante l'utilizzo di vincoli aventi rigidità elastica k precedentemente calcolata e ridotta di un fattore di 10^{-1} in corrispondenza della facciata verso il fronte strada con gli edifici adiacenti. Sono stati individuati due punti di controllo, N131 per la direzione X e N275 per la direzione Y, entrambi all'ultimo livello del blocco est. La tabella riassuntiva dei risultati indica che tutte le 12 analisi svolte per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita risultano soddisfatte in X ma non in Y, infatti 5 di esse non sono verificate.

NUMERO ANALISI	Dir. Sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Ver.	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	0,8	2,77	1,138	Si	0,3	1,08	Si	2,241	2,839
2	+X	1°modo	0	1	2,53	1,442	Si	0,31	0,9	Si	1,948	2,275
3	-X	Masse	0	0,68	2,57	0,756	Si	0,29	2,04	Si	2,387	5,005
4	-X	1°modo	0	0,75	2,75	0,88	Si	0,32	1,5	Si	2,297	3,694
5	+Y	Masse	0	1,46	3,6	1,384	Si	0,53	1,88	Si	2,048	2,95
6	+Y	1°modo	0	1,72	2,34	1,633	Si	0,61	1,62	Si	1,281	2,336
7	-Y	Masse	0	1,34	1,92	1,297	Si	0,5	1,5	Si	1,293	2,62
8	-Y	1°modo	0	1,5	1,26	1,48	No	0,53	1,2	Si	0,884	2,048
9	+X	Masse	200,8	0,64	2,71	1,004	Si	0,27	1,02	Si	2,367	3,003
10	+X	Masse	-201	0,98	3,31	1,329	Si	0,33	1,02	Si	2,257	2,479
11	+X	1°modo	200,8	0,88	2,47	1,366	Si	0,28	1,98	Si	2,048	4,98
12	+X	1°modo	-201	1,1	2,41	1,449	Si	0,36	1,44	Si	1,756	2,964
13	-X	Masse	200,8	0,61	1,8	0,771	Si	0,26	1,38	Si	1,983	4,09
14	-X	Masse	-201	0,74	2,1	0,866	Si	0,32	1,62	Si	1,918	3,939
15	-X	1°modo	200,8	0,67	2,99	0,81	Si	0,29	2,28	Si	2,632	5,373
16	-X	1°modo	-201	0,83	2,87	0,952	Si	0,36	2,75	Si	2,209	5,364
17	+Y	Masse	263,1	1,72	10,66	1,607	Si	0,62	2,52	Si	1,867	3,436
18	+Y	Masse	-263	1,28	1,08	1,496	No	0,43	0,9	Si	0,893	1,891
19	+Y	1°modo	263,1	1,91	9,36	2,166	Si	0,65	1,44	Si	1,385	1,958
20	+Y	1°modo	-263	1,46	1,08	1,732	No	0,49	0,9	Si	0,797	1,684
21	-Y	Masse	263,1	1,56	5,28	1,352	Si	0,59	2,28	Si	2,218	3,312
22	-Y	Masse	-263	1,17	0,84	1,339	No	0,41	0,84	Si	0,817	1,921
23	-Y	1°modo	263,1	1,78	2,04	1,675	Si	0,83	1,38	Si	1,117	1,989
24	-Y	1°modo	-263	1,31	0,78	1,562	No	0,43	0,78	Si	0,713	1,683

Tab. 7.87. Risultati delle analisi Modello 4 (In verde quelle soddisfatte, in rosso sono evidenziate le verifiche non soddisfatte; in giallo e blu rispettivamente le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y)

Osservando i risultati si evince che il valore minimo di α_U elaborato risulta essere pari a 0.713. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 71% del sisma di progetto relativo allo Stato limite Ultimo con tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 73% di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_U per le 24 analisi eseguite è invece di 1.7007 ovvero 170% dell'azione sismica. Per l'analisi più gravosa (Analisi numero 24) che considera la direzione -Y con eccentricità e le forze proporzionali al 1° modo di vibrare è proposta la visualizzazione grafica con indicazione delle modalità di collasso strutturale in riferimento alla curva di capacità. Le verifiche sono tutte soddisfatte per lo Stato Limite della Vita nella direzione X, mentre ci sono 5 verifiche non soddisfatte in direzione Y. Dall'analisi si nota che l'edificio raggiunge lo SLU per rottura a pressoflessione principalmente nel corpo ovest, nel vano ascensore e in alcuni maschi murari del corpo est in direzione Y. E' proposta la visualizzazione grafica con indicazione dei meccanismi di rottura strutturale in riferimento alla curva di capacità.

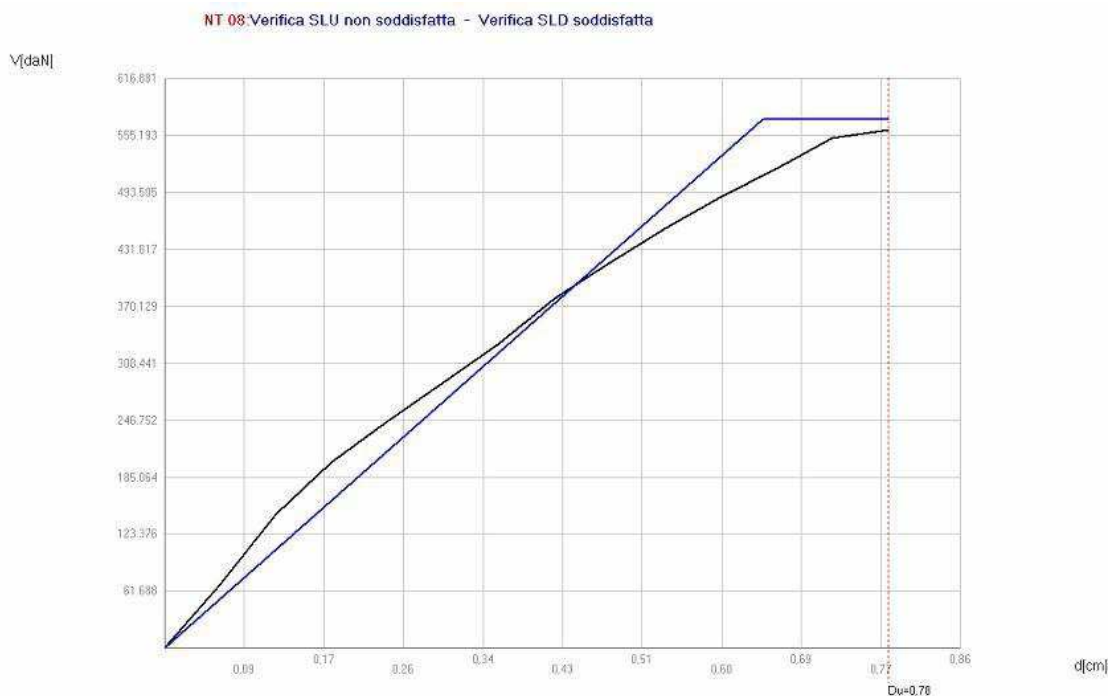
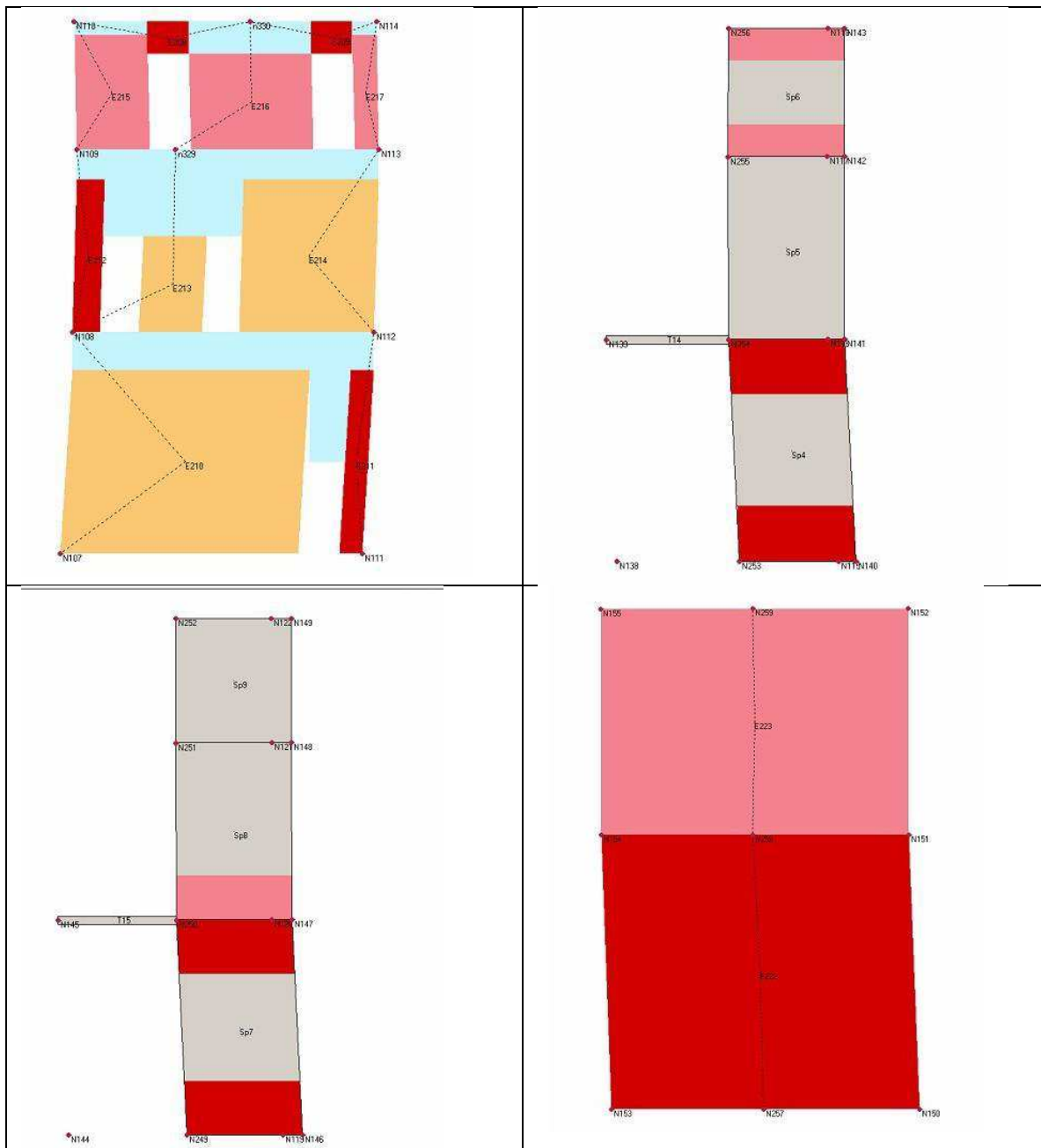


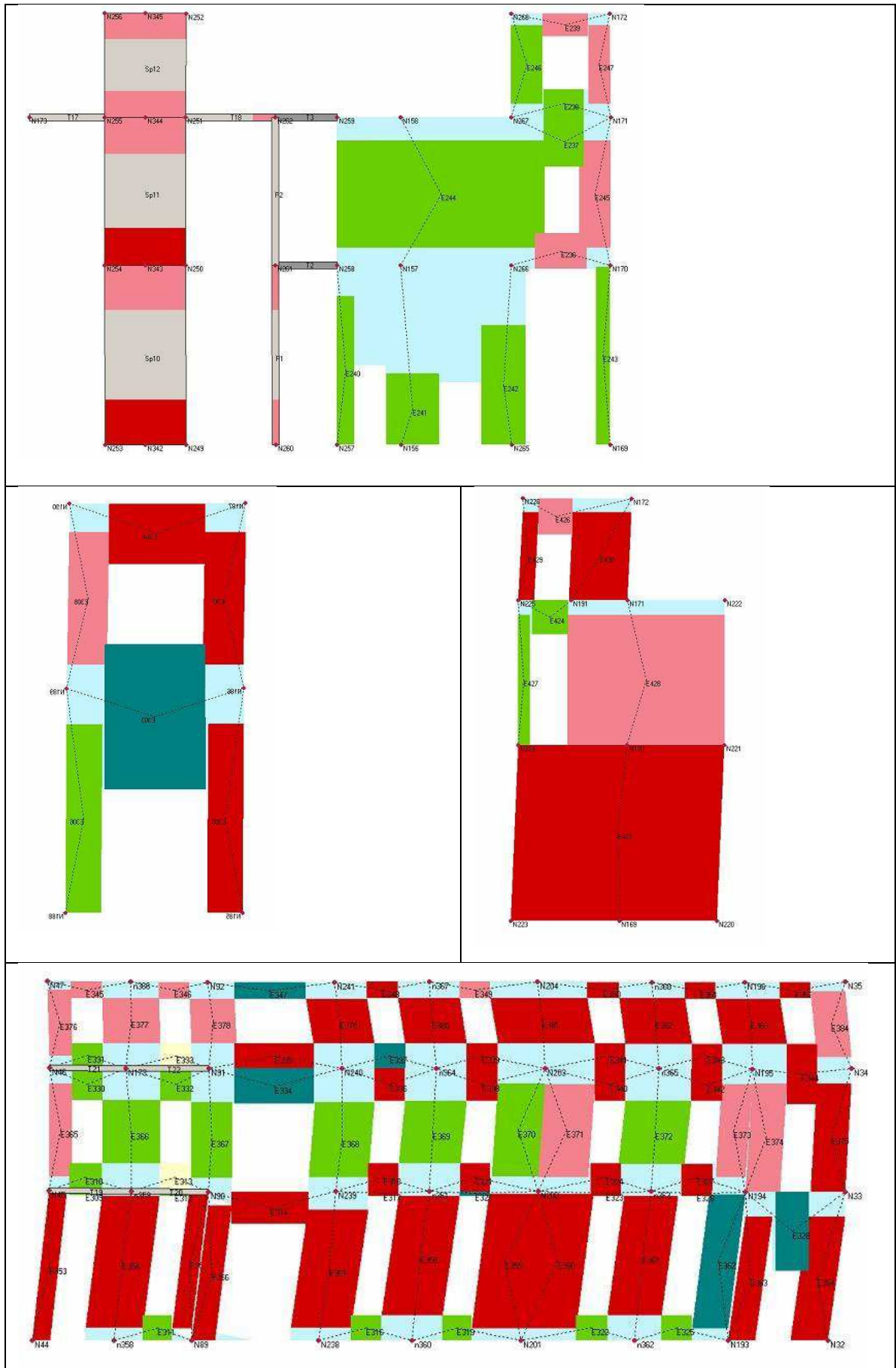
Fig. 7.108. Curva di capacità nell'analisi 24 con sisma in direzione -Y, ove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Si riportano i valori relativi all'azione sismica 24:

Vulnerabilità Sismica										
						TR _C			TR=cost	
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	284	712	0,399	0,94	0,67	2,62	0,32	0,718	0,67	0,713
SLD	284	75	3,787	0,42	0,67	2,62	0,32	1,609	0,70	1,683
SLO	284	45	6,311	0,35	0,67	2,62	0,32	1,939	0,71	2,050

Fig. 7.109. Parametri calcolati riguardanti l'analisi più gravosa





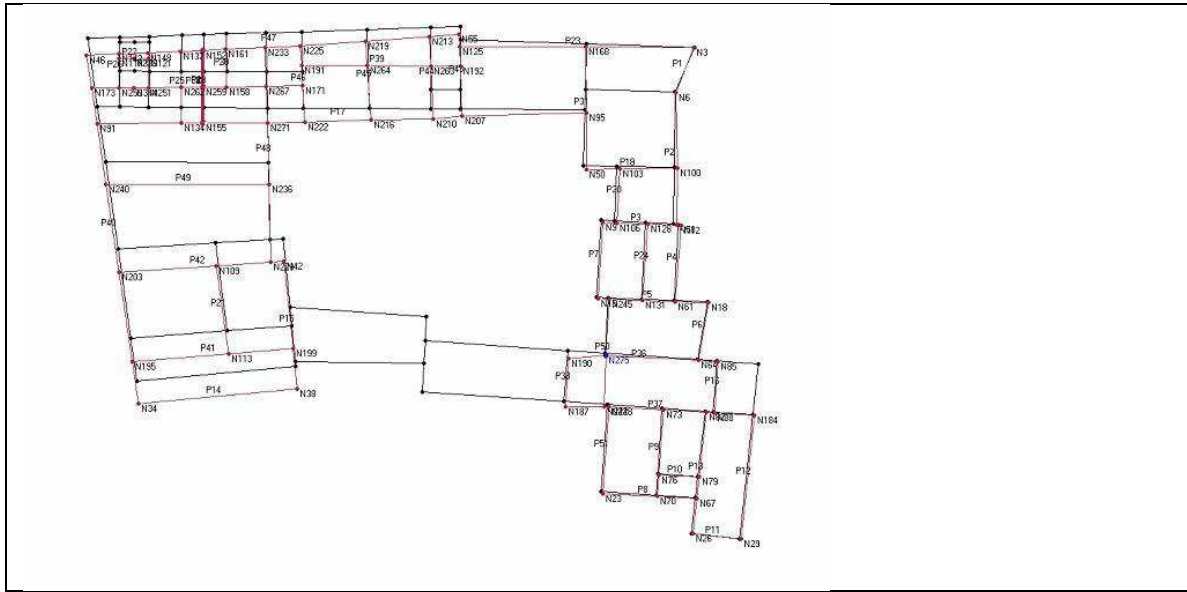


Fig. 7.110. Dettagli dell'analisi 24 : configurazione finale deformata all'ultimo step considerato dell'analisi e corrispondente deformazione in pianta

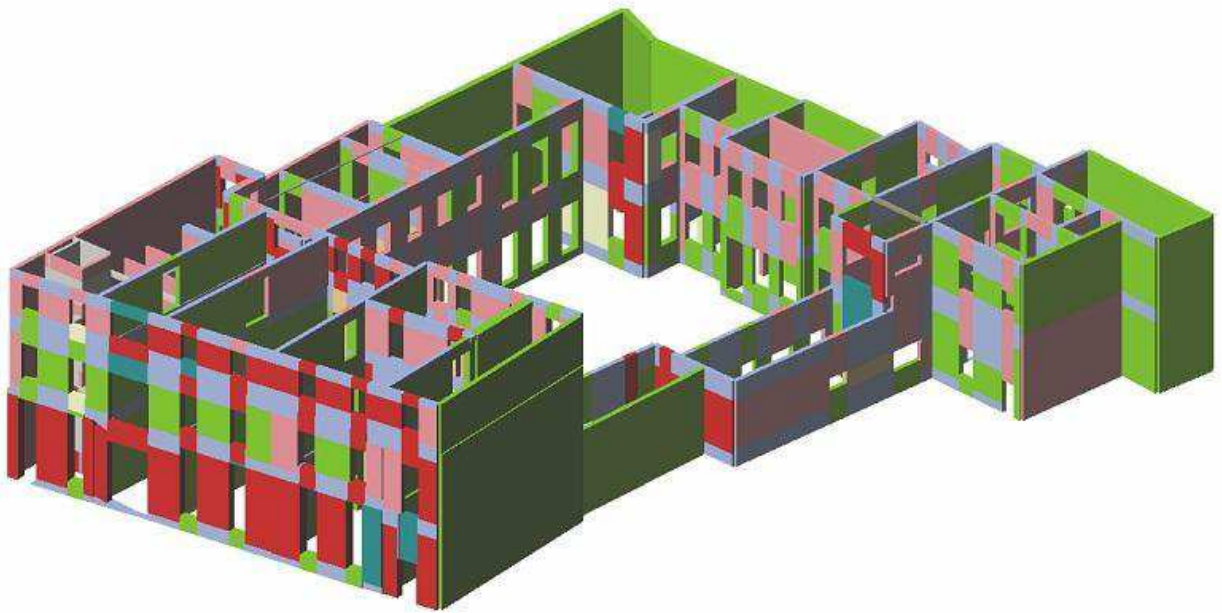


Fig. 7.111. Modello 3D della sede di Palazzo Levi Cases allo SLV nell'analisi 24 con direzione -Y.

Modello 5

Il quinto modello considera la struttura in aggregato. Tale schematizzazione avviene mediante l'utilizzo di vincoli con rigidità elastica K precedentemente calcolata e ridotta di un fattore di 10^{-1} in corrispondenza del blocco ovest (quello più antico) con gli edifici adiacenti. Sono stati individuati due punti di controllo, N131 per la direzione X e N275 per la direzione Y, entrambi all'ultimo livello del blocco est. La tabella riassuntiva dei risultati indica che tutte le 12 analisi svolte per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita risultano soddisfatte in X ma non in Y, infatti 5 di esse non sono verificate.

NUMERO ANALISI	Dir. Sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Ver.	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	0,8	1,138	1,138	Si	0,3	1,08	Si	2,24	2,838
2	+X	1°modo	0	1	1,442	1,442	Si	0,31	0,9	Si	1,948	2,275
3	-X	Masse	0	0,68	0,759	0,759	Si	0,29	2,04	Si	2,385	5
4	-X	1°modo	0	0,48	0,881	0,88	Si	0,32	1,5	Si	2,296	3,692
5	+Y	Masse	0	1,48	1,4	1,366	Si	0,54	1,86	Si	2,142	2,928
6	+Y	1°modo	0	1,8	1,953	1,589	Si	0,61	1,74	Si	1,536	2,426
7	-Y	Masse	0	1,34	1,272	1,312	Si	0,5	2,04	Si	1,715	3,244
8	-Y	1°modo	0	1,51	1,463	1,521	No	0,54	1,32	Si	0,994	2,187
9	+X	Masse	200,8	0,64	1,004	1,004	Si	0,27	1,02	Si	2,388	3,003
10	+X	Masse	-200,8	0,98	1,329	1,329	Si	0,33	1,02	Si	2,257	2,479
11	+X	1°modo	200,8	0,88	1,366	1,366	Si	0,28	1,98	Si	2,048	4,38
12	+X	1°modo	-200,8	1,1	1,449	1,448	Si	0,36	1,44	Si	1,756	2,964
13	-X	Masse	200,8	0,61	0,771	0,771	Si	0,26	1,38	Si	1,983	4,089
14	-X	Masse	-200,8	0,74	0,866	0,863	Si	0,32	1,62	Si	1,918	3,939
15	-X	1°modo	200,8	0,67	0,808	0,808	Si	0,29	1,92	Si	2,599	4,762
16	-X	1°modo	-200,8	0,83	0,952	0,96	Si	0,36	2,75	Si	2,209	5,365
17	+Y	Masse	263,1	1,77	1,6	1,566	Si	0,64	2,52	Si	1,875	3,361
18	+Y	Masse	-263,1	1,31	1,504	1,458	No	0,44	1,2	Si	0,94	2,281
19	+Y	1°modo	263,1	2,01	2,148	2,117	Si	48	2,1	Si	1,397	2,617
20	+Y	1°modo	-263,1	1,47	1,782	1,701	No	0,48	0,9	Si	0,798	1,691
21	-Y	Masse	263,1	1,56	1,385	1,336	Si	0,59	2,34	Si	2,166	3,364
22	-Y	Masse	-263,1	1,18	1,315	1,416	No	0,42	0,84	Si	0,813	1,906
23	-Y	1°modo	263,1	1,8	1,619	1,694	Si	0,65	1,62	Si	1,241	2,251
24	-Y	1°modo	-263,1	1,33	1,557	1,574	No	0,44	0,84	Si	0,739	1,751

Tab. 7.88. Risultati delle analisi Modello 5 (In verde quelle soddisfatte, in rosso sono evidenziate le verifiche non soddisfatte; in giallo e blu rispettivamente le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y)

Osservando i risultati si evince che il valore minimo di α_U elaborato risulta essere pari a 0.739. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 73.9% del sisma di progetto relativo allo Stato limite Ultimo con tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 74% di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_U per le 24 analisi eseguite è invece di 1.776 ovvero 177% dell'azione sismica. L'analisi più gravosa (Analisi numero 24) che considera la direzione -Y con eccentricità e le forze proporzionali al 1° modo di vibrare. Le verifiche sono tutte soddisfatte per lo Stato Limite della Vita in direzione X mentre 5 verifiche in direzione Y non risultano soddisfatte. Dall'analisi si nota che l'edificio raggiunge lo SLU per rottura a pressoflessione dei setti al piano primo del corpo est in direzione Y principalmente nel corpo ovest in entrambi i prospetti in direzione Y, in alcuni maschi murari del corpo est e nel vano ascensore. E' proposta la visualizzazione grafica con indicazione dei meccanismi di rottura strutturale in riferimento alla curva di capacità.

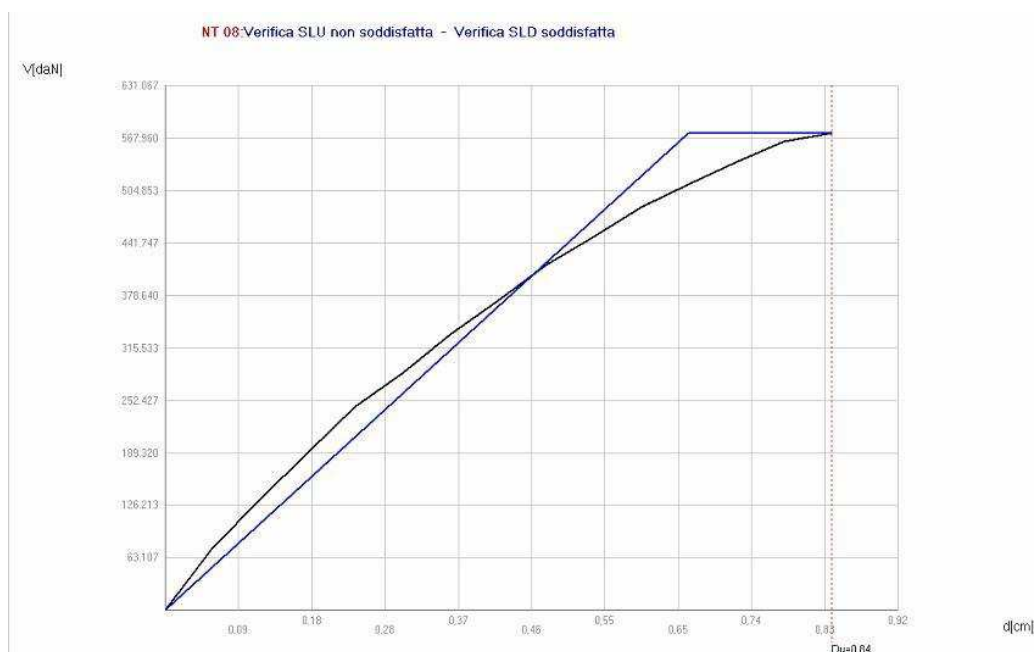
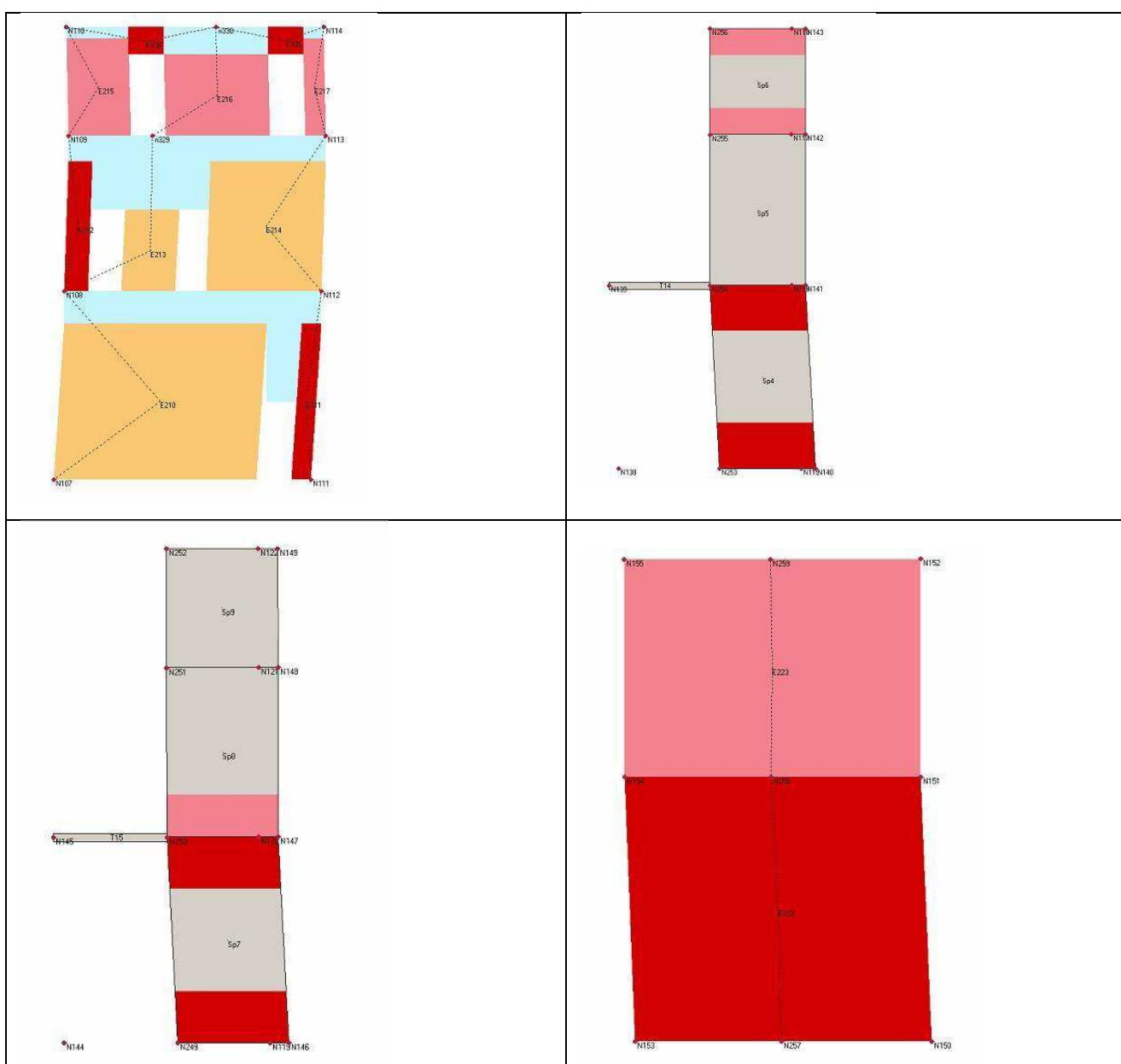


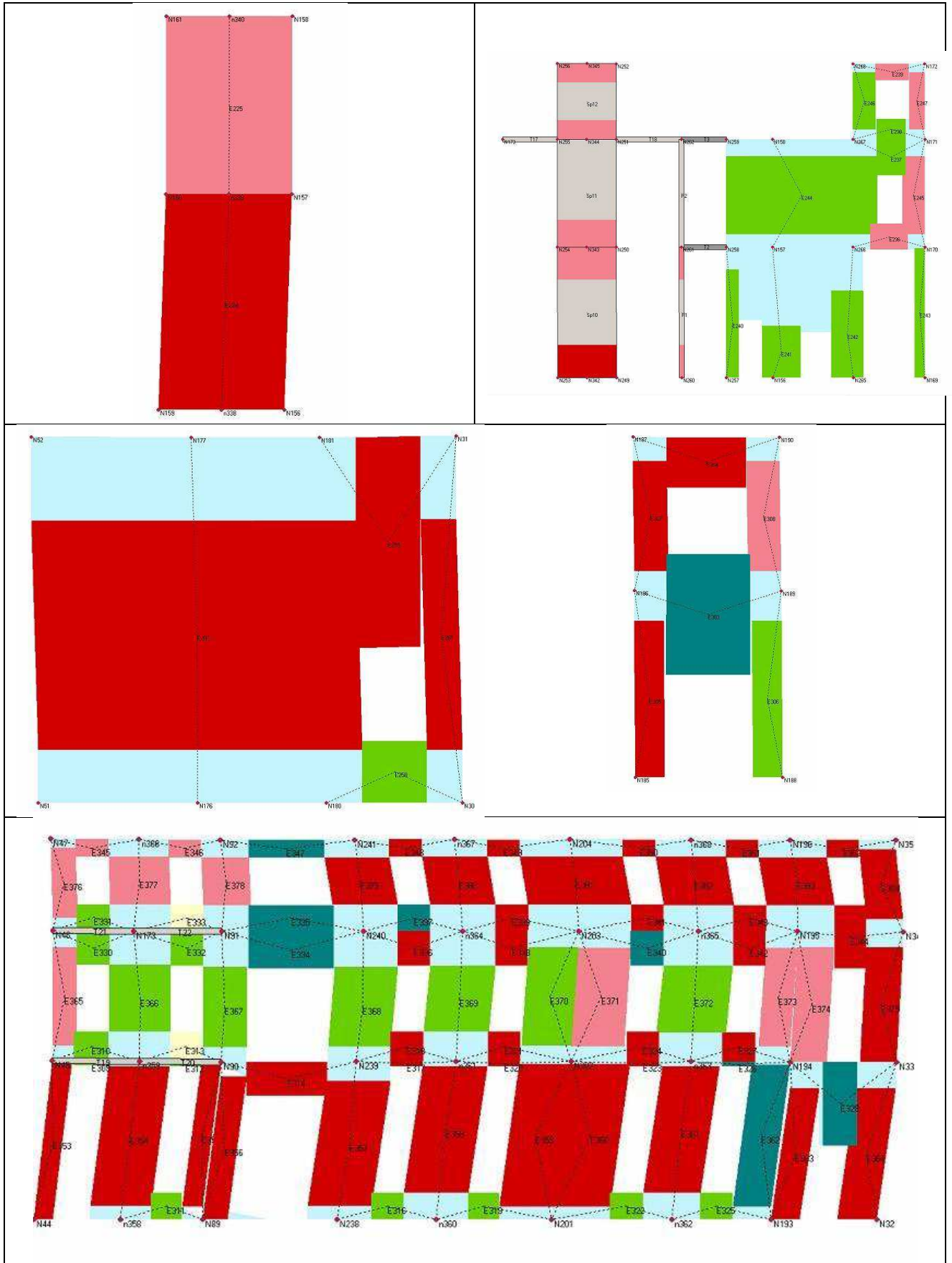
Fig. 7.112. Curva di capacità nell'analisi 24 con sisma in direzione -Y, ove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita

Risultati relativi all'azione sismica 24:

	Vulnerabilità Sismica									
					TR _C			TR=cost		
	TR _C	TR _D	α _{TR}	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C [*] (TR)	α _{PGA} (TR)	PGA _C [m/s ²]	α _{PGA}
SLV	312	712	0,438	0,94	0,69	2,62	0,33	0,743	0,69	0,739
SLD	312	75	4,160	0,42	0,69	2,62	0,33	1,666	0,73	1,751
SLO	312	45	6,933	0,35	0,69	2,62	0,33	2,007	0,74	2,141

Fig. 7.113. Parametri calcolati riguardanti l'analisi più gravosa





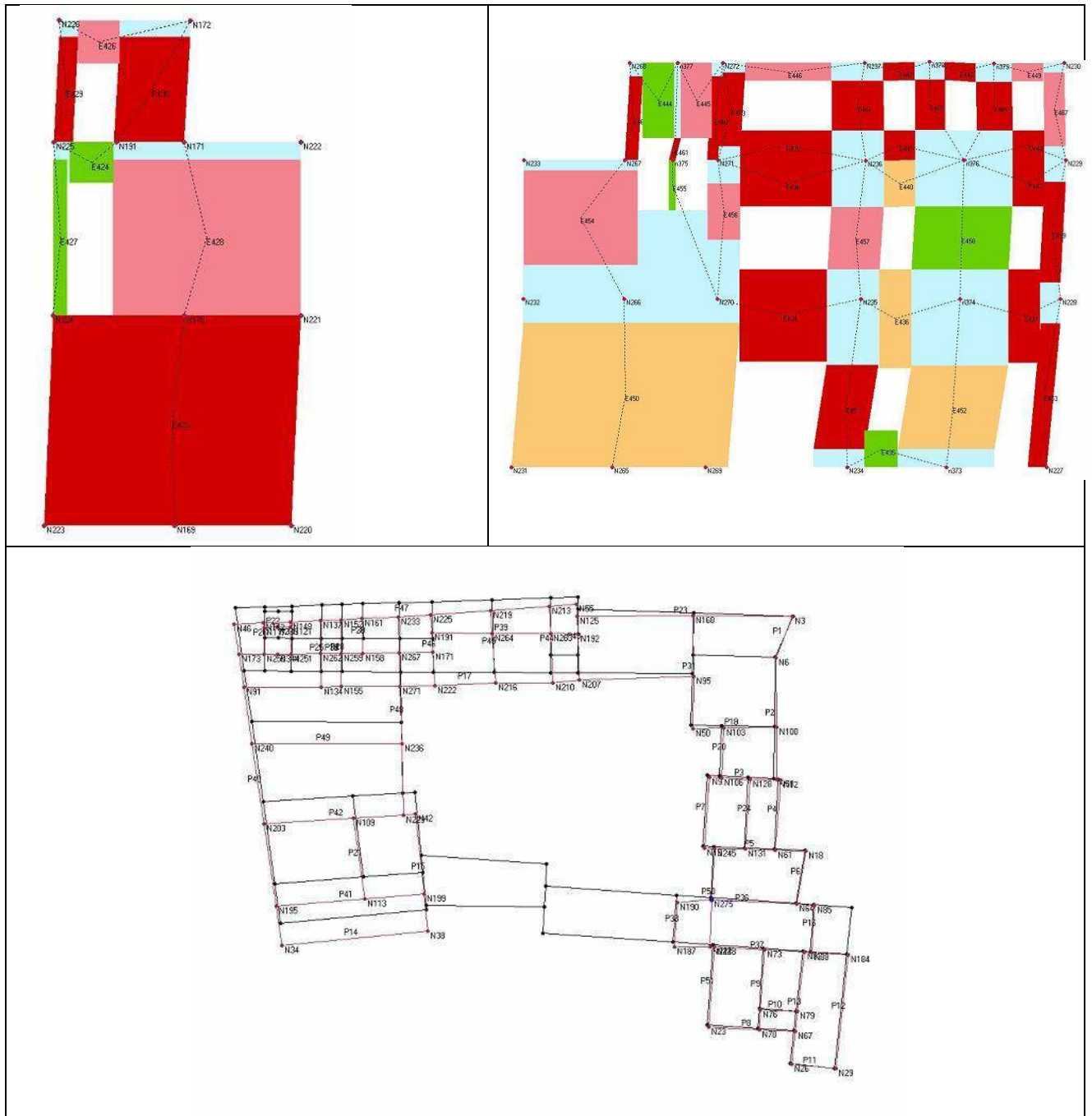


Fig. 7.114. Dettagli dell'analisi 24 : configurazione finale deformata all'ultimo step considerato dell'analisi e corrispondente deformazione in pianta

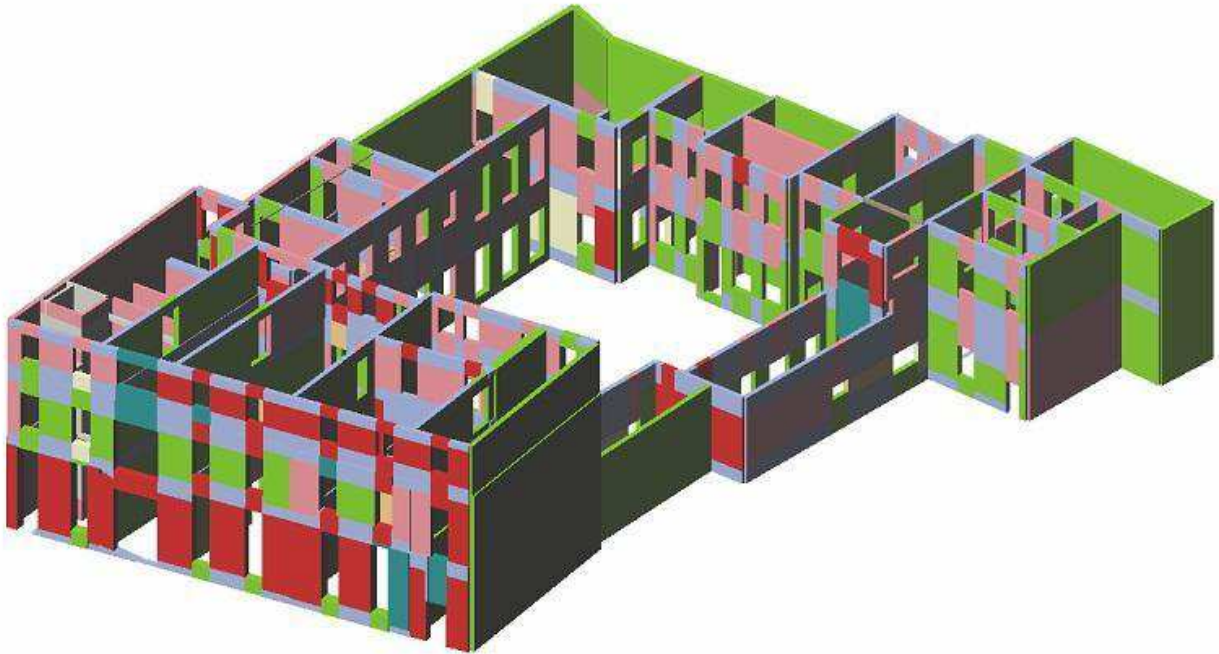


Fig. 7.115. Modello 3D della sede di Palazzo Levi Cases2k allo SLV nell'analisi 24 con direzione -Y.

Considerazioni:

Nel seguito si vuole concedere maggiore spazio ai risultati fin'ora ottenuti. Nel primo modello, che considera l'edificio libero dall'aggregazione, si hanno tutte le azioni verificate in direzione X, mentre 7 verifiche non sono soddisfatte lungo Y per lo SLV. La verifica più gravosa si presenta per l'azione 24 lungo Y ed è caratterizzata principalmente da meccanismi che interessano il blocco ovest, quello più antico. Si osservano meccanismi di rottura a flessione dei maschi murari e delle fasce di piano della facciata verso la strada, mentre i setti rivolti verso il cortile sono interessati da rotture dovute a flessione e taglio. Inoltre, si verifica la rottura per flessione del vano ascensore che, essendo la parte più rigida dell'edificio, è costretto a sopportare le sollecitazioni del sisma fino al raggiungimento della sua capacità massima, che una volta superata porta al collasso. Di conseguenza si verifica la redistribuzione delle sollecitazioni che provoca la rottura a flessione dei maschi murari paralleli alla direzione del sisma.

Se da un lato tale meccanismo è giustificato dalla presenza di numerose aperture nei setti in direzione Y, ciò non è verosimile nella situazione reale perché, i meccanismi di rottura interessano i maschi murari del piano terra, che essendo di spessore elevato (dai 70 ai 60 cm) e di buona qualità (determinata dalle prove soniche) non dovrebbero subire un danno così rilevante.

Il secondo step è stato quello di simulare l'aggregazione inserendo vincoli rigidi solo nella facciata verso il fronte strada (direzione Y), in cui si trovano gli edifici. È stato possibile osservare una prima risposta all'azione sismica del modello parzialmente vincolato.

Le analisi sono tutte verificate sia in entrambe le direzioni. Rispetto al modello non vincolato coefficienti di attivazione α_u varia di poco in direzione X, mentre aumenta notevolmente (da 0.69 a 1.805) in direzione Y a causa dell'utilizzo dei nodi fissi. Come conseguenza si ha che i meccanismi più gravosi non si presentano più nel blocco ovest, ora parzialmente vincolato, ma nel blocco est. Si verificano meccanismi rottura a pressoflessione e taglio in direzione Y del corpo ovest e nei setti verso il cortile in direzione est. Tali meccanismi di rottura sono giustificabili perché avendo vincolato rigidamente la facciata del blocco ovest, l'azione sismica si ripartisce negli altri setti in direzione Y.

Con il terzo modello si vincola ulteriormente il blocco ovest tramite vincoli rigidi in direzione Y. Tali vincoli sono posizionati in corrispondenza delle facciate in adiacenza con gli altri fabbricati di cui sono stati considerati solamente i setti perimetrali rilevati da CTR ed ortofoto, non avendo sconoscenze più dettagliate degli edifici di contatto. Tale semplificazione conduce ad una situazione sicuramente più sfavorevole di quella reale e quindi accettabile perché a favore di sicurezza. Le analisi sono tutte verificate sia in direzione X che in Y. Il coefficiente di attivazione α_u non varia in direzione X dall'analisi precedente, mentre aumenta ulteriormente in direzione Y rispetto al terzo modello (da 1.805 a 2.889) a causa dell'utilizzo dei nodi fissi. In questo caso i meccanismi di danno nell'edificio sono notevolmente ridotti rispetto al caso precedente, ovvero si verifica solo qualche rottura localizzata a pressoflessione nel blocco est del fabbricato. Tale modello non rispecchia una situazione reale, ma ci permette di determinare un valore massimo del coefficiente critico α_u .

Il quinto modello rappresenta l'ago della bilancia che permette di individuare quale dei due modelli estremizzati sia quello più aderente alla realtà o se effettivamente tale schematizzazione sia valida o meno in un caso reale più complesso. Viene schematizzato il modello in aggregato mantenendo i vincoli del modello numero 3, ma è stata calcolata la rigidità K in base alle dimensioni dei setti murari come indicato in precedenza. In questo caso si hanno tutte le analisi verificate in direzione X e 5 non verificate in direzione Y. Si ottiene un coefficiente di attivazione α_u di 0.737 in direzione Y ovvero molto più vicino al modello non vincolato. Anche i meccanismi di rottura si avvicinano al primo modello analizzato. Si vedono infatti meccanismi di rottura a flessione che interessano la quasi totalità delle facciate in direzione Y del blocco più antico (blocco ovest) ed il vano ascensore. Come già visto per il modello 1 una rottura così estesa è determinata dal meccanismo di collasso del vano ascensore, che quando arriva a capacità ultima collassa trasferendo improvvisamente tutte le sollecitazioni al resto dei setti murari. Bisogna tenere in considerazione anche in questo caso che tale risultato non viene ritenuto valido per una situazione reale perché i meccanismi di rottura interessano, oltre alle fasce di piano, anche i maschi murari del piano terra, che come visto in precedenza sono caratterizzati da uno spessore notevole (fino a 70 cm).

Tale risultato è conseguenza di diversi fattori che hanno influenzato l'analisi. Determinante prima di tutto è il software utilizzato ed il punto di controllo assunto per l'analisi. Per l'assunzione di tale punto infatti è stato necessario effettuare numerose prove di analisi del modello fino a raggiungimento di un risultato di spostamenti accettabili. Una volta individuato il punto di controllo è stato mantenuto per tutte le analisi in modo da avere un riscontro più preciso possibile tra i vari modelli. Altro aspetto che ha influenzato i risultati è stata la semplificazione strutturale del modello e le assunzioni fatte per la determinazione di elementi strutturali come solai e parti in ca. Infatti risulta determinante nelle analisi la presenza del vano ascensore. Non avendo dettagli strutturali a riguardo è stata dimensionata l'armatura con ipotesi semplificative scegliendo il minimo di armatura facendo riferimento ai calcoli strutturali reperiti riguardanti il pilastro di ca.

Inoltre la modellazione dell'edificio attraverso il software 3Muri non ha consentito l'introduzione dei vincoli relativi al resto dei fabbricati annessi ai blocchi est, nord e sud, in quanto produce errori durante l'elaborazione dell'analisi.

Per questi motivi, per arrivare ad una risposta del modello più realistica possibile, si è deciso continuare l'analisi suddividendo il fabbricato in due blocchi: blocco ovest, ovvero quello più antico (Modello 6), e i restanti blocchi nord,est e sud (Modello 7). In questo caso sono stati considerati, oltre al vincoli esterni relativi ai gli edifici a contatto, anche i vincoli interni tra i blocchi stessi.

7.4.6.Suddivisione del fabbricato

L'analisi sismica condotta in questa in questa ultima parte prevede di suddividere l'edificio nei due blocchi: Ovest (modello 6) e nord-est-sud (modello 7).

Per la suddivisione dei due blocchi si è fatto riferimento ai rilievi catastali in precedenza acquisiti. Il catasto austriaco (vedi capitolo1) evidenzia come l'edificio abbia subito un'evoluzione nel corso degli anni che denota prima la costruzione del blocco ovest e successivamente, in più fasi, dei rimanenti blocchi (est, nord e sud).

Tenendo conto quindi dell'evoluzione storica dell'edificio e degli elaborati strutturali si è deciso di suddividere il fabbricato nei due blocchi sopra descritti.

Per entrambi i modelli studiati si è tenuto conto dell'aggregazione introducendo vincoli elasticamente cedevoli calcolando il K con il metodo utilizzato in precedenza. Sono stati considerati tutti gli edifici connessi al fabbricato studiato e i vincoli dei relativi punti di contatto tra i due blocchi.

Sotto si riportano i coefficienti k calcolati per ciascun setto murario :

Blocco Ovest:

Setto	Livello	L [m]	J [m ⁴]	A [m]	h [m]	K[N/m]	K*10 ⁻¹ [N/m]
1	1	24	518.4	10.8	5.1	672.2	67.2
	2	24	518.4	10.8	9	345.9	34.6
	3	24	518.4	10.8	13	208.8	20.9
2	1	6.6	10.7811	2.97	3.6	206.7	20.7
	2	6.6	10.7811	2.97	6.6	71.1	7.1
	3	6.6	10.7811	2.97	11.35	20.4	2.0
3	1	20	300	9	5.1	548.6	54.9
	2	20	300	9	9	272.1	27.2
	3	20	300	9	13	157.0	15.7
4	1	6.6	10.7811	2.97	3.6	206.7	20.7
	2	6.6	10.7811	2.97	6.6	71.1	7.1
	3	6.6	10.7811	2.97	11.35	20.4	2.0

Tab. 7.89. Blocco Ovest: Rigidezza dei setti in direzione Y

Setto	Livello	L [m]	J [m ⁴]	A [m]	h [m]	K[N/m]	K*10 ⁻¹ [N/m]
5	1	30	1012.5	13.5	5.1	854.9	85.5
	2	30	1012.5	13.5	9	454.5	45.5
6	1	22	354.9333	8.8	5.1	542.8	54.3
7	1	9.8	2352.98	3.92	5.1	255.2	25.5
8	1	10.6	29.7754	3.18	5.1	165.3	16.5
	2	10.6	29.7754	3.18	9	65.4	6.5
	3	10.6	29.7754	3.18	13	30.5	3.1

Tab 7.90. Blocco Ovest: Rigidezza dei setti in direzione X

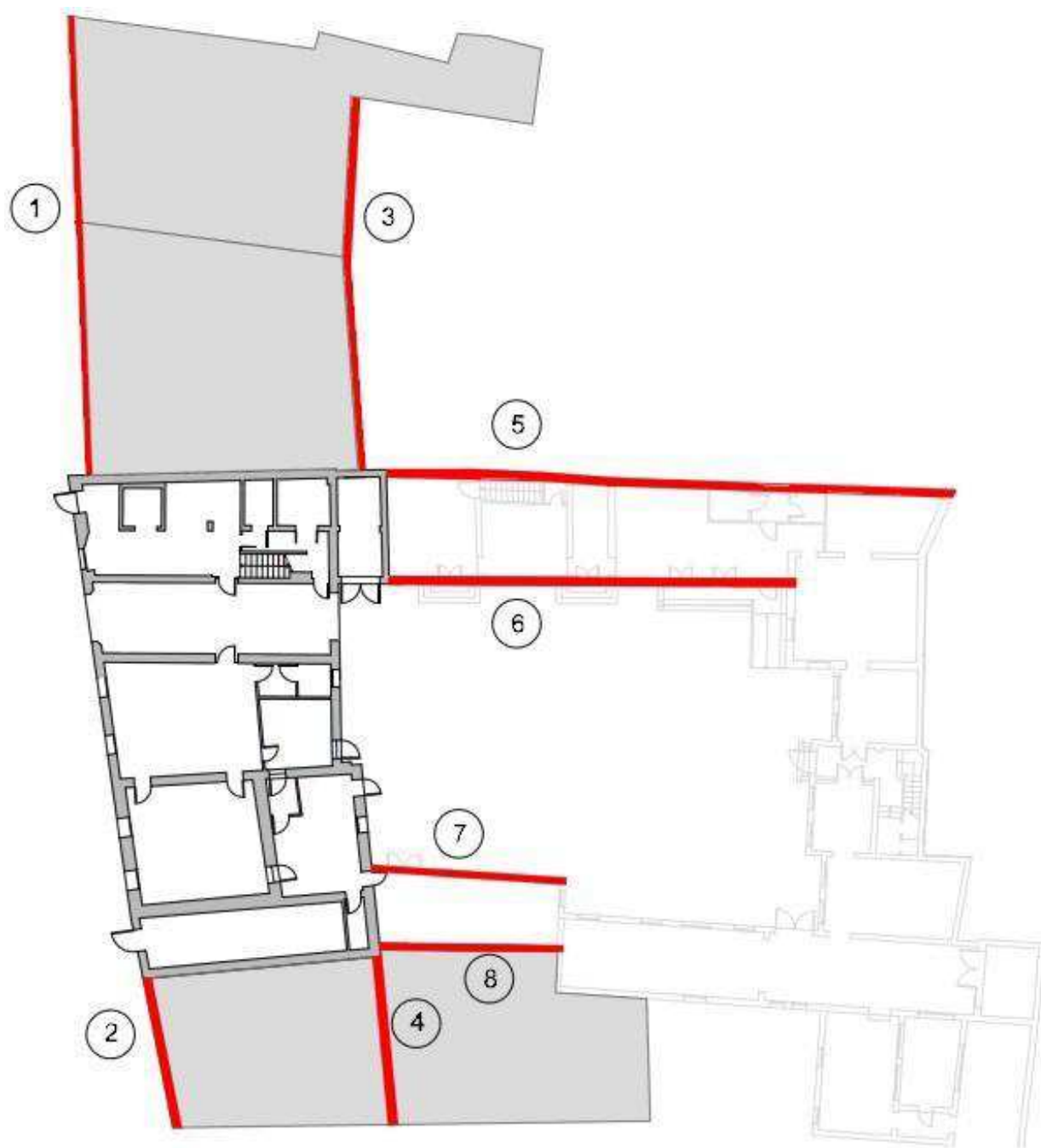


Fig. 7.116. Pianta dei setti murari considerati per i vincoli esterni del Modello 6 (blocco ovest)

Blocco Est-Nord-Sud:

Setto	Livello	L [m]	J [m ⁴]	A [m]	h [m]	K[N/m]	K*10 ⁻¹ [N/m]
1	1	20	300	9	5.1	548.6	54.9
	2	20	300	9	9	272.1	27.2
2	1	6.6	10.7811	2.97	3.6	206.7	20.7
3	1	19.3	269.5896	8.685	5.11	525.6	52.6
	2	19.3	269.5896	8.685	10.5	207.5	20.7
4	1	10.5	43.41094	4.725	5.11	244.0	24.4
	2	10.5	43.41094	4.725	10.5	71.1	7.1
5	1	40	2400	18	5.11	1153.3	115.3
	2	40	2400	18	10.5	530.8	53.1
6	1	7	8.575	3.15	5.1	109.2	10.9
7	1	4.8	2.7648	2.16	5.1	49.0	4.9
8	1	5	3.125	2.25	5.1	53.8	5.4
9	1	9.7	38.02804	4.85	5.1	242.5	24.3
	2	9.7	22.81683	4.85	9	69.2	6.9
10	1	5.5	8.734688	3.3	3.6	210.2	21.0

Tab. 7.91. Blocco Ovest: Rigidezza dei setti in direzione Y

Setto	Livello	L [m]	J [m ⁴]	A [m]	h [m]	K[N/m]	K*10 ⁻¹ [N/m]
11	1	14	102.9	6.3	5.1	358.9	35.9
	2	14	102.9	6.3	9	159.9	16.0
12	1	13.5	92.26406	6.075	5.1	342.7	34.3
13	2	13.5	92.26406	6.075	9	150.6	15.1
	1	13.5	92.26406	6.075	5.1	342.7	34.3
14	2	13.5	92.26406	6.075	9	150.6	15.1
	1	12.5	73.24219	5.625	3.6	476.9	47.7

Tab. 7.92. Blocco Ovest: Rigidezza dei setti in direzione X

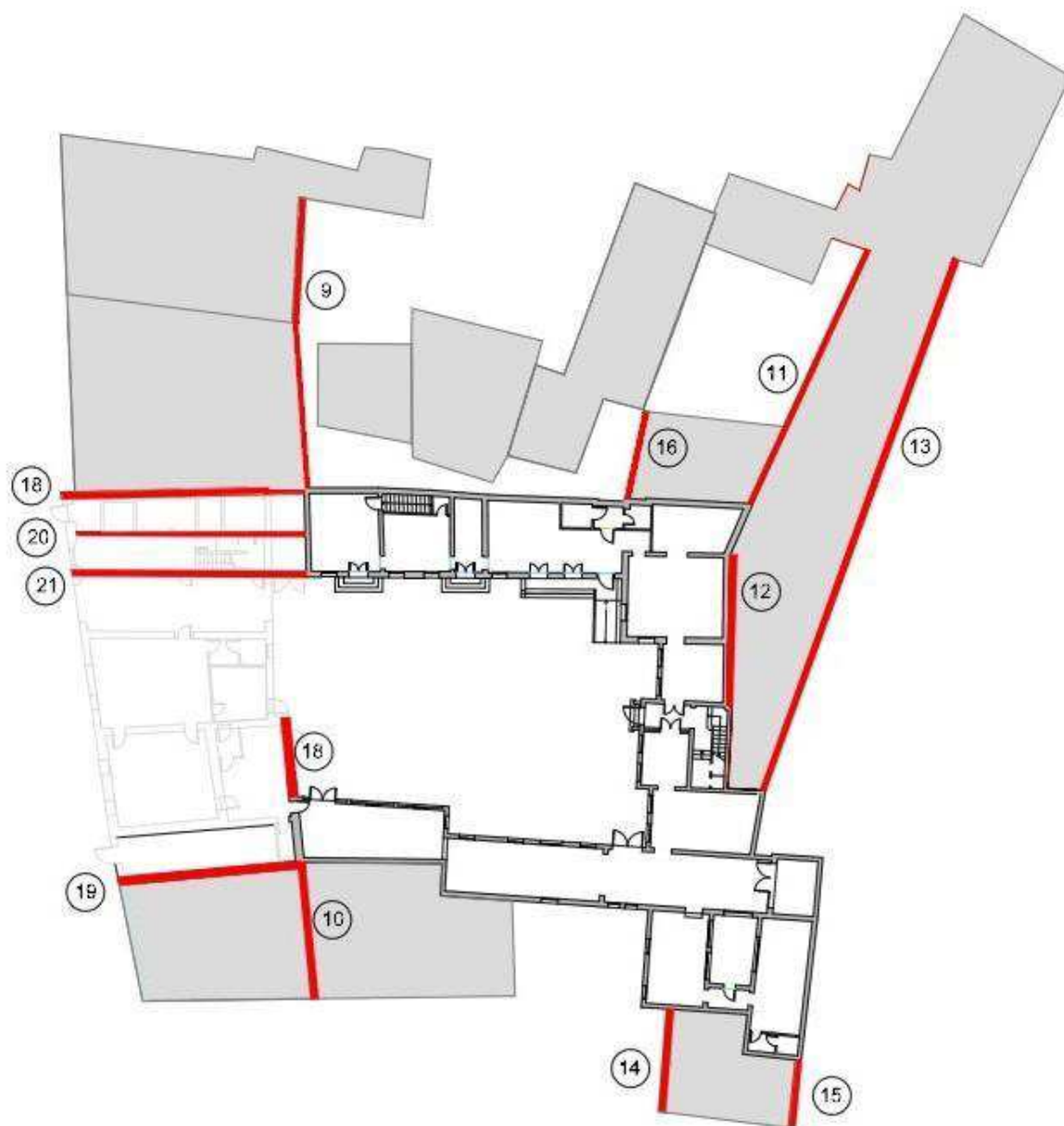


Fig. 7.117. Pianta dei setti murari considerati per i vincoli esterni del Modello 7 (blocco est-nord-sud)

Modello 6

Il sesto modello considera la struttura del blocco Ovest in aggregato. Tale schematizzazione avviene mediante l'utilizzo di vincoli con rigidità elastica K precedentemente calcolata e ridotta di un fattore di 10^{-1} . È stato individuato come il punto di controllo N126 all'ultimo livello del fabbricato per entrambe le direzioni del sisma. La tabella riassuntiva dei risultati indica che tutte le 12 analisi svolte per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita risultano soddisfatte in X ma non in Y, infatti 5 di esse non sono verificate.

NUMERO ANALISI	Dir. Sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Ver.	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	0.48	1.08	0.69	Si	0.2	0.96	Si	1.802	4.022
2	+X	1°modo	0	0.55	1.32	0.717	Si	0.24	1.32	Si	1.855	4.474
3	-X	Masse	0	0.48	1.98	0.82	Si	0.21	0.72	Si	2.473	3.153
4	-X	1°modo	0	0.56	2.22	0.864	Si	0.24	0.78	Si	2.472	2.988
5	+Y	Masse	0	1.37	3.6	1.015	Si	0.58	3.24	Si	1.996	4.566
6	+Y	1°modo	0	1.89	5.4	1.27	Si	0.74	4.8	Si	2.363	5.488
7	-Y	Masse	0	1.48	4.86	1.301	Si	0.55	4.68	Si	2.306	6.364
8	-Y	1°modo	0	1.88	5.52	1.505	Si	0.69	5.16	Si	1.993	6.049
9	+X	Masse	200.8	0.5	1.92	0.682	Si	0.21	0.96	Si	2.519	3.952
10	+X	Masse	-200.8	0.45	0.84	0.775	Si	0.19	0.84	Si	1.53	3.639
11	+X	1°modo	200.8	0.58	1.56	0.656	Si	0.25	1.44	Si	2.079	4.765
12	+X	1°modo	-200.8	0.53	1.14	0.792	Si	0.23	1.14	Si	1.670	4.025
13	-X	Masse	200.8	0.5	1.98	0.902	Si	0.22	0.66	Si	2.356	2.811
14	-X	Masse	-200.8	0.46	1.38	0.724	Si	0.2	0.96	Si	2.066	4.008
15	-X	1°modo	200.8	0.58	2.1	0.939	Si	0.25	0.72	Si	2.271	2.686
16	-X	1°modo	-200.8	0.54	1.32	0.783	Si	0.23	1.14	Si	1.817	4.003
17	+Y	Masse	263.1	1.48	6	1.075	Si	0.61	2.7	Si	2.79	3.771
18	+Y	Masse	-263.1	1.26	3.06	1.013	Si	0.51	2.34	Si	1.833	3.666
19	+Y	1°modo	263.1	2.1	5.04	1.394	Si	0.81	5.04	Si	2.109	5.399
20	+Y	1°modo	-263.1	1.73	6.12	1.185	Si	0.69	2.94	Si	2.532	3.709
21	-Y	Masse	263.1	1.58	5.1	1.353	Si	0.58	4.68	Si	2.218	6.127
22	-Y	Masse	-263.1	1.39	3.96	1.308	Si	0.51	3.96	Si	2.228	5.702
23	-Y	1°modo	263.1	2.05	5.64	1.567	Si	0.74	2.4	Si	1.914	2.823
24	-Y	1°modo	-263.1	1.71	4.08	1.148	Si	0.62	1.74	Si	2.027	2.471

Tab. 7.93. Risultati delle analisi Modello 6 (In verde quelle soddisfatte, in rosso sono evidenziate le verifiche non soddisfatte; in giallo e blu rispettivamente le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_U nelle due direzioni X e Y)

Osservando i risultati si riscontra che il valore minimo di α_U elaborato risulta essere pari a 1.67. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 167% del sisma di progetto relativo allo Stato limite Ultimo con tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 167% di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_U per le 24 analisi eseguite è invece di 2.134 ovvero 213% dell'azione sismica. L'analisi più gravosa (Analisi numero 12) che considera la direzione +X con eccentricità e le forze proporzionali al 1° modo di vibrare. Le verifiche sono tutte soddisfatte per lo Stato Limite della Vita sia in direzione X che in direzione Y. Dall'analisi si nota che l'edificio raggiunge lo SLU per rottura a taglio dei setti al piano primo in direzione X e di qualche fascia di piano nelle due direzioni. E' proposta la visualizzazione grafica con indicazione dei meccanismi di rottura strutturale in riferimento alla curva di capacità.

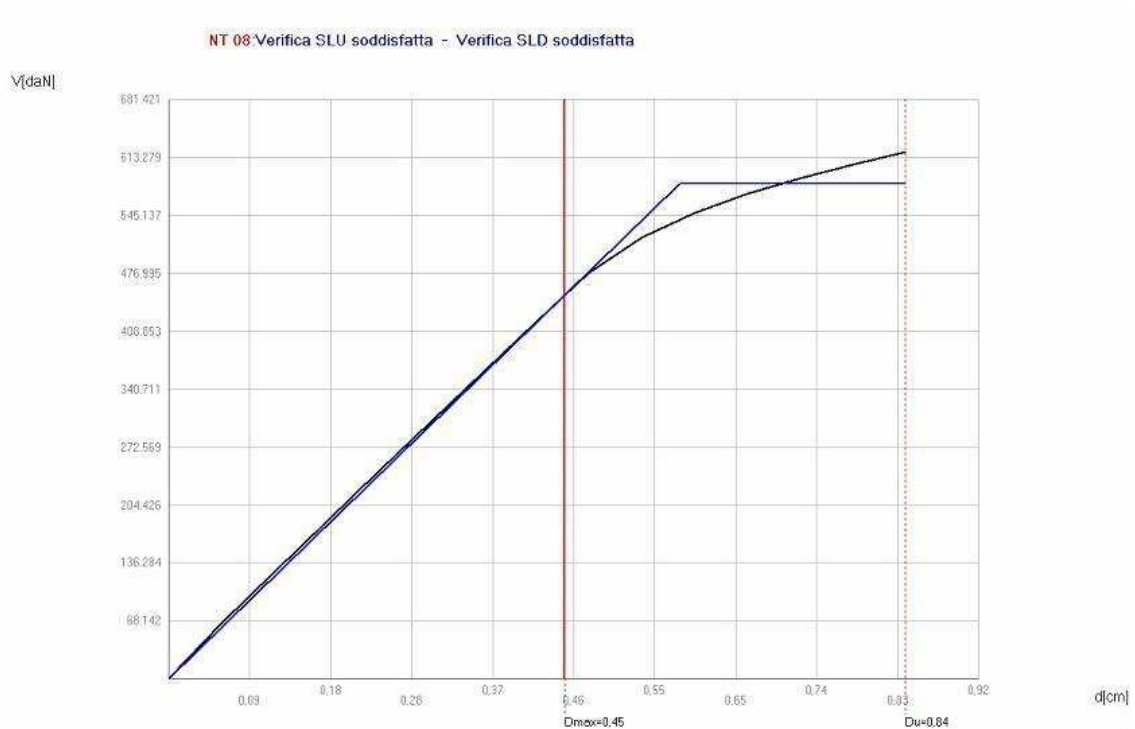
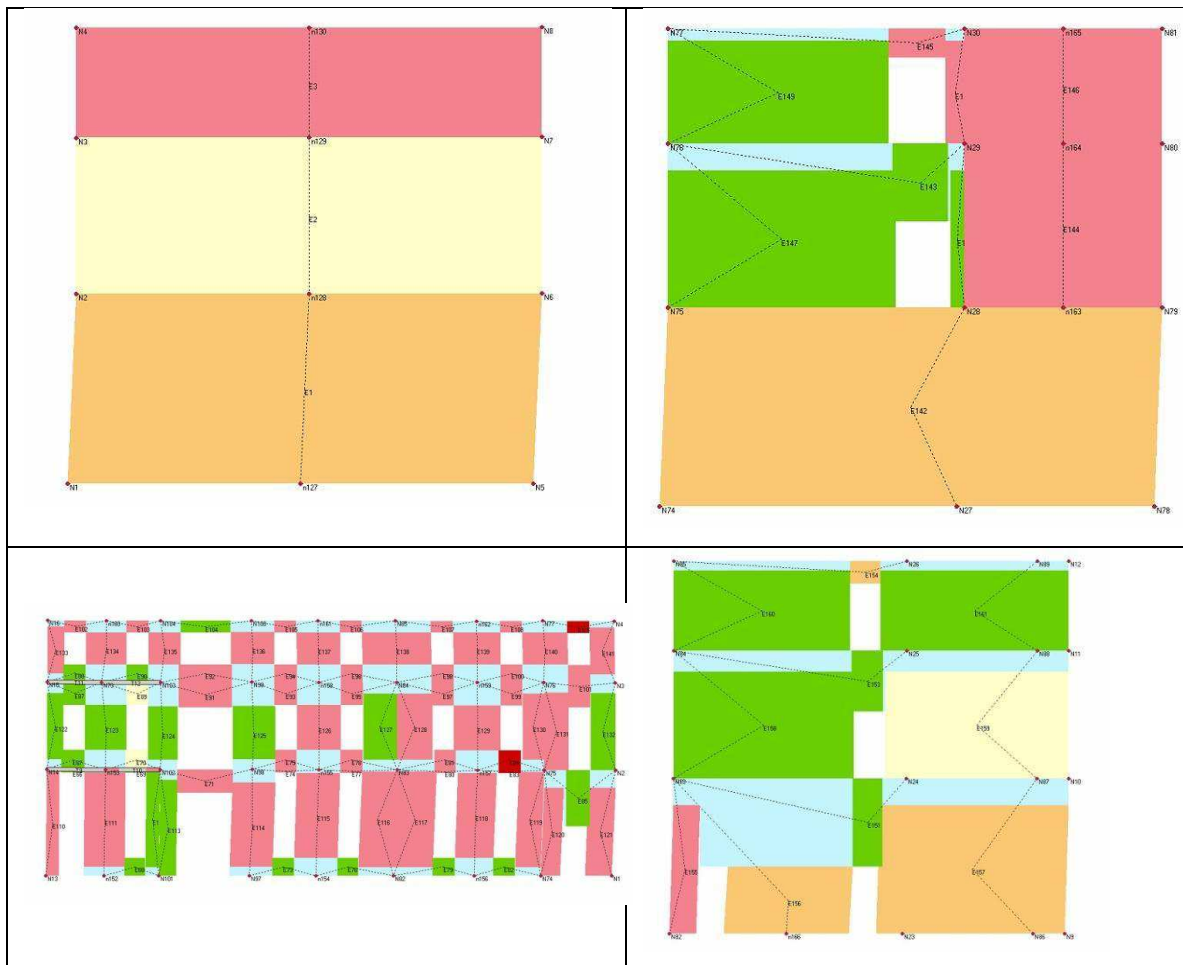


Fig. 7.39. Curva di capacità nell'analisi 24 con sisma in direzione -Y, ove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita

Risultati relativi all'azione sismica 12:

Vulnerabilità Sismica										
					TR _C			TR=cost		
	TR _C	TR _D	α-TR	PGA _D [m/s ²]	PGA _C (TR) [m/s ²]	F ₀ (TR)	T _C * (TR)	α-PGA (TR)	PGA _C [m/s ²]	α-PGA
SLV	> 2475	712	> 3,476	0,94	1,41	2,61	0,36	1,513	1,43	1,530
SLD	> 2475	75	> 33,000	0,42	1,41	2,61	0,36	3,392	1,52	3,639
SLO	> 2475	45	> 55,000	0,35	1,41	2,61	0,36	4,088	1,54	4,465

Fig. 7.118. Parametri calcolati riguardanti l'analisi più gravosa



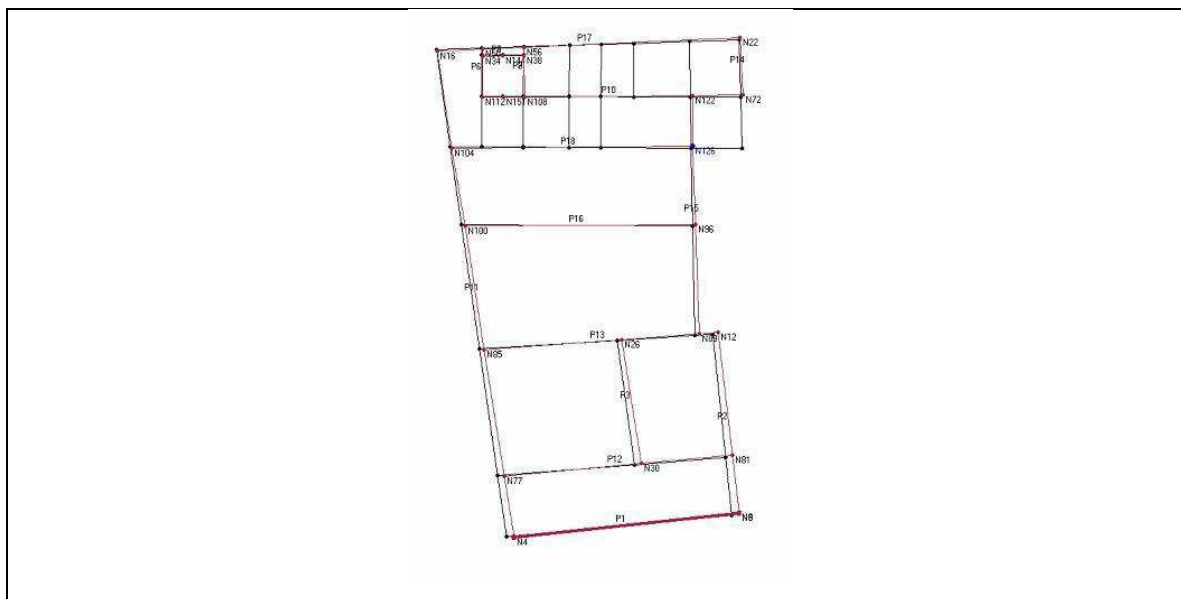


Fig. 7.119. Dettagli dell'analisi 12 : configurazione finale deformata all'ultimo step considerato dell'analisi e corrispondente deformazione in pianta

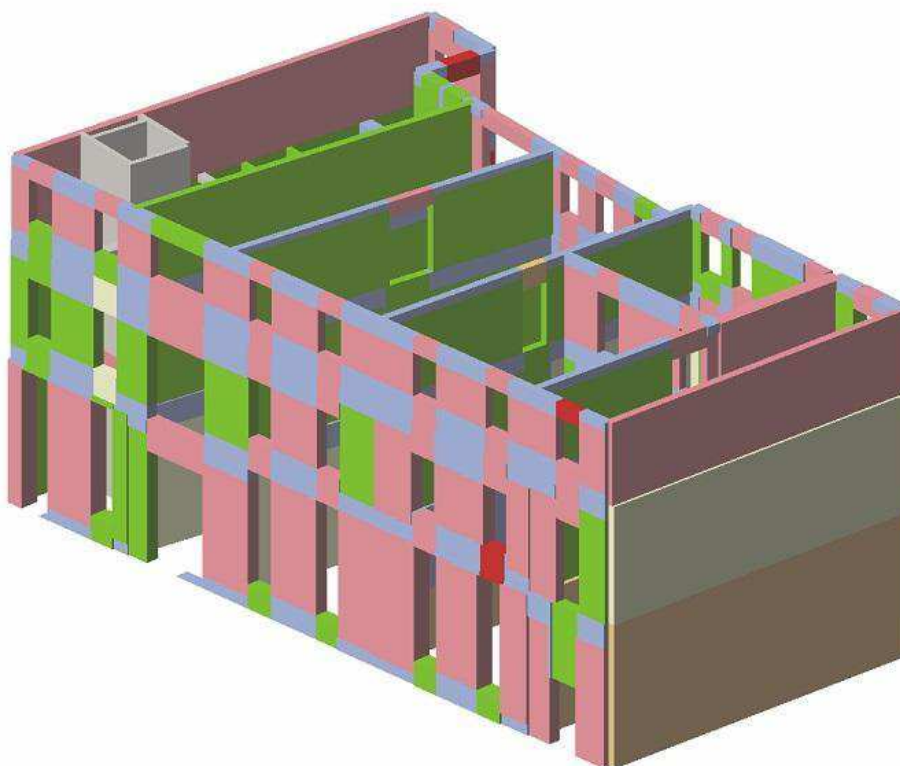


Fig. 8.120. Modello 3D della sede di Palazzo Levi Cases Modello6 allo SLV nell'analisi 12 con direzione +X.

Modello 7

Il settimo modello considera la struttura dei blocchi est, nord e sud in aggregato. Tale schematizzazione avviene mediante l'utilizzo di vincoli con rigidità elastica K precedentemente calcolata e ridotta di un fattore di 10^{-1} . È stato individuato come il punto di controllo N119 all'ultimo livello del fabbricato est per entrambe le direzioni del sisma. La tabella riassuntiva dei risultati indica che tutte le 12 analisi svolte per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita risultano soddisfatte in X ma non in Y , infatti 5 di esse non sono verificate.

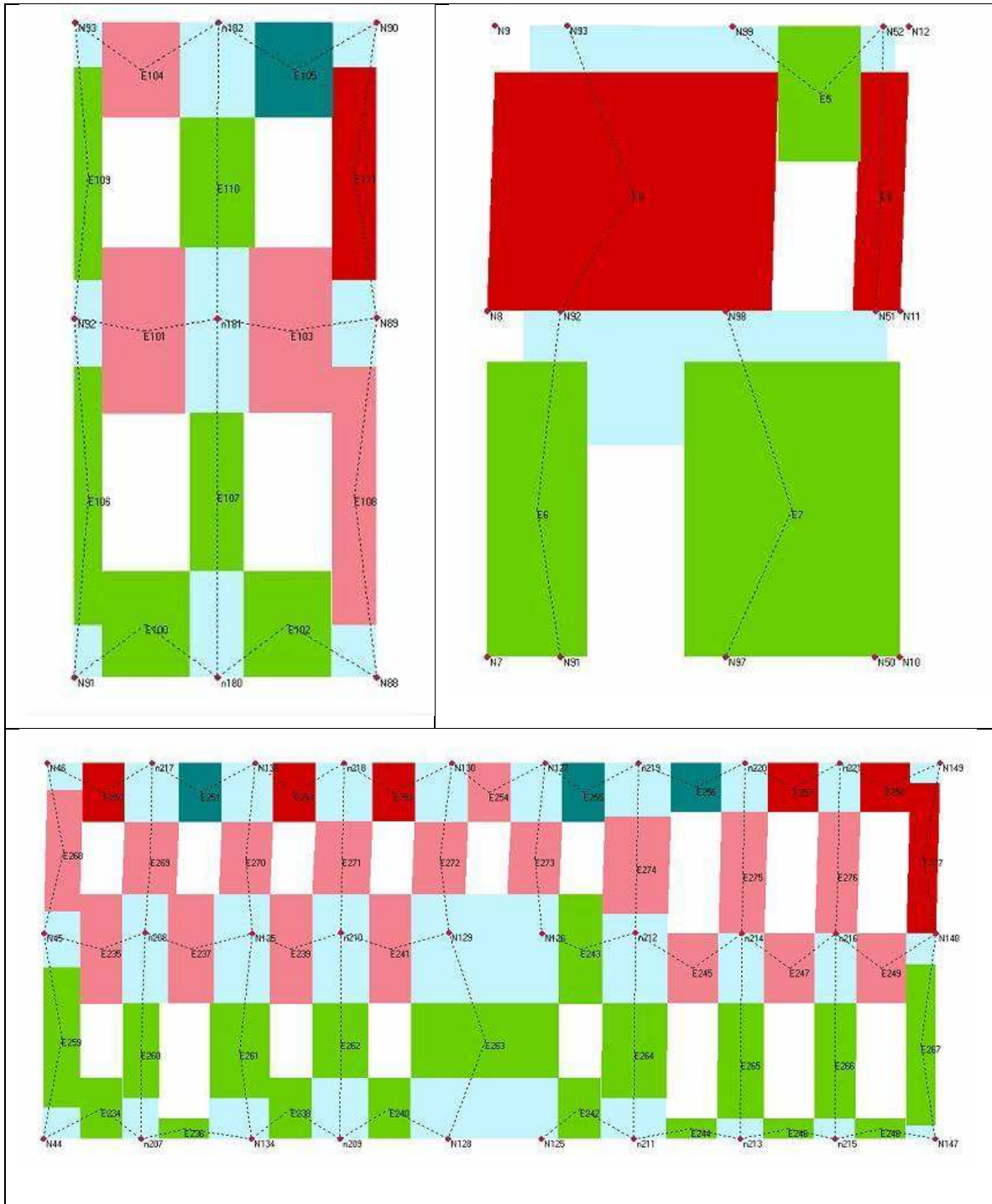
NUMERO ANALISI	Dir. Sisma	Carico sismico proporzionale	Ecc. [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Ver.	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	Ver.	Alfa u	Alfa e
1	+X	Masse	0	0.93	1.5	1.371	Si	0.3	0.55	Si	1.372	1.767
2	+X	1°modo	0	1.14	2.64	1.953	Si	0.31	1.21	Si	1.536	2.618
3	-X	Masse	0	0.62	1.82	0.799	Si	0.27	1.36	Si	1.968	3.971
4	-X	1°modo	0	0.74	1.28	0.931	Si	0.32	1.28	Si	1.375	3.302
5	+Y	Masse	0	1.36	3.85	1.389	Si	0.47	1.15	Si	2.098	2.151
6	+Y	1°modo	0	1.73	1.99	1.678	Si	0.59	1.03	Si	1.115	1.642
7	-Y	Masse	0	1.63	5.4	1.549	Si	0.57	2.78	Si	1.936	3.839
8	-Y	1°modo	0	1.99	3.46	1.997	Si	0.68	2.46	Si	1.523	3.022
9	+X	Masse	200.8	0.91	0.95	1.419	Si	0.28	0.55	Si	1.027	1.784
10	+X	Masse	-200.8	0.98	3.12	1.422	Si	0.32	0.45	Si	2.11	1.528
11	+X	1°modo	200.8	1.13	0.94	2.093	No	0.3	0.35	Si	0.875	1.149
12	+X	1°modo	-200.8	1.24	1.68	2.081	Si	0.34	0.57	Si	1.271	1.418
13	-X	Masse	200.8	0.6	1.01	0.804	Si	0.26	1.01	Si	1.423	3.369
14	-X	Masse	-200.8	0.62	1.51	0.906	Si	0.27	0.94	Si	1.674	3.05
15	-X	1°modo	200.8	0.72	1.08	0.917	Si	0.31	1.08	Si	1.284	3.051
16	-X	1°modo	-200.8	0.75	1.43	1.004	Si	0.32	1.29	Si	1.429	3.24
17	+Y	Masse	263.1	1.18	2.3	0.1379	Si	0.4	0.83	Si	1.603	1.915
18	+Y	Masse	-263.1	1.6	4.25	1.447	Si	0.57	1.63	Si	2.073	2.472
19	+Y	1°modo	263.1	1.43	1.19	1.584	No	0.47	0.75	Si	0.881	1.533
20	+Y	1°modo	-263.1	2.06	2.98	1.853	Si	0.72	1.39	Si	1.369	1.771
21	-Y	Masse	263.1	1.21	3.71	1.313	Si	0.42	1.49	Si	2.284	2.807
22	-Y	Masse	-263.1	1.8	3.54	1.705	Si	0.62	2.82	Si	1.755	3.655
23	-Y	1°modo	263.1	1.68	3.18	1.67	Si	0.57	1.93	Si	1.675	2.768
24	-Y	1°modo	-263.1	2.13	3.34	2.482	Si	0.72	2.09	Si	1.209	2.498

Tab. 8.94. Risultati delle analisi Modello 6 (In verde quelle soddisfatte, in rosso sono evidenziate le verifiche non soddisfatte; in giallo e blu rispettivamente le analisi corrispondenti ai minimi valori di α_u nelle due direzioni X e Y)

Osservando i risultati si riscontra che il valore minimo di α_U elaborato risulta essere pari a 0.875. Ciò significa che la struttura è in grado di sopportare una percentuale del 87.5% del sisma di progetto relativo allo Stato limite Ultimo con tempo di ritorno di 712 anni, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 87.5% di quella realmente incidente nella direzione considerata. Il valore medio di α_U per le 24 analisi eseguite è invece di 1.536 ovvero 153% dell'azione sismica. L'analisi più gravosa (Analisi numero 11) che considera la direzione +X con eccentricità e le forze proporzionali al 1° modo di vibrare. Le verifiche sono tutte soddisfatte per lo Stato Limite della Vita sia tranne che per l'azione sismica 11 in direzione X e 19 in direzione Y. Dall'analisi si nota che l'edificio raggiunge lo SLU per rottura a flessione e a taglio dei setti al piano primo in direzione X del blocco est e delle fasce di piano al all'ultimo livello del corpo nord. E' proposta la visualizzazione grafica con indicazione dei meccanismi di rottura strutturale in riferimento alla curva di capacità.



Fig. 8.121. Curva di capacità nell'analisi 24 con sisma in direzione -Y, ove l'asta verticale in rosso indica lo spostamento massimo consentito del punto di controllo allo Stato Limite di salvaguardia della Vita



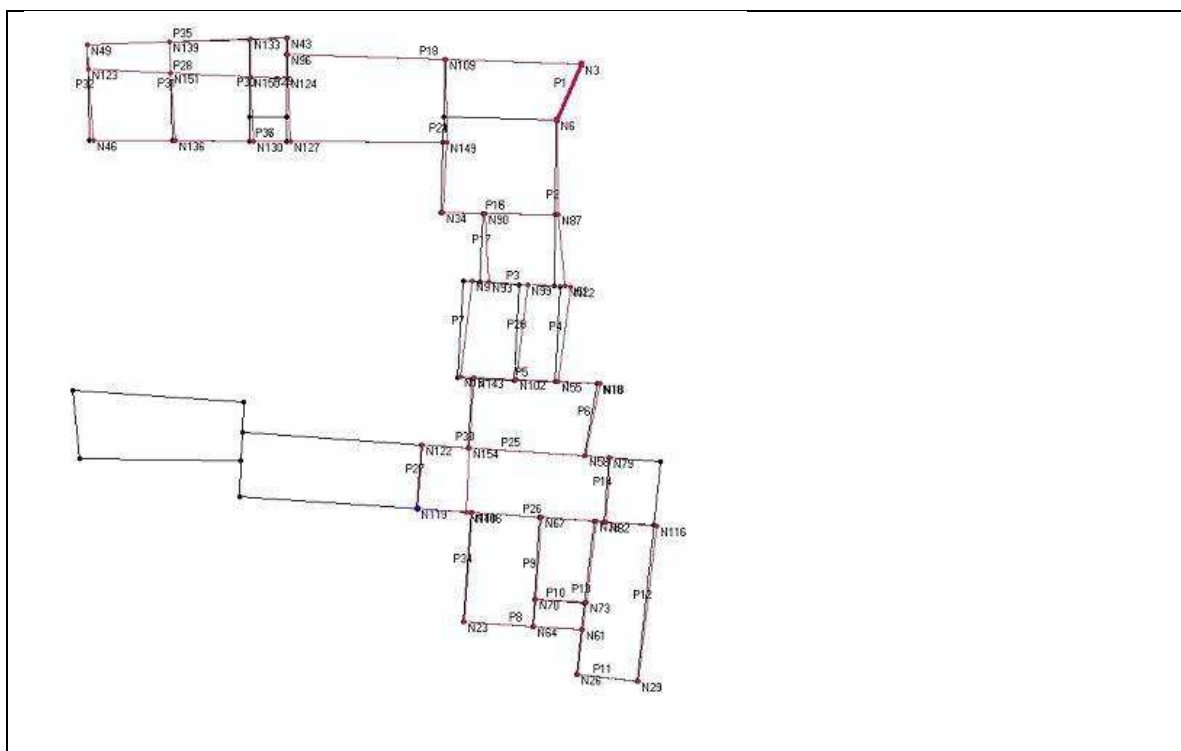


Fig. 8.122. Modello 3D della sede di Palazzo Levi Cases2k allo SLV nell'analisi 24 con direzione -Y.

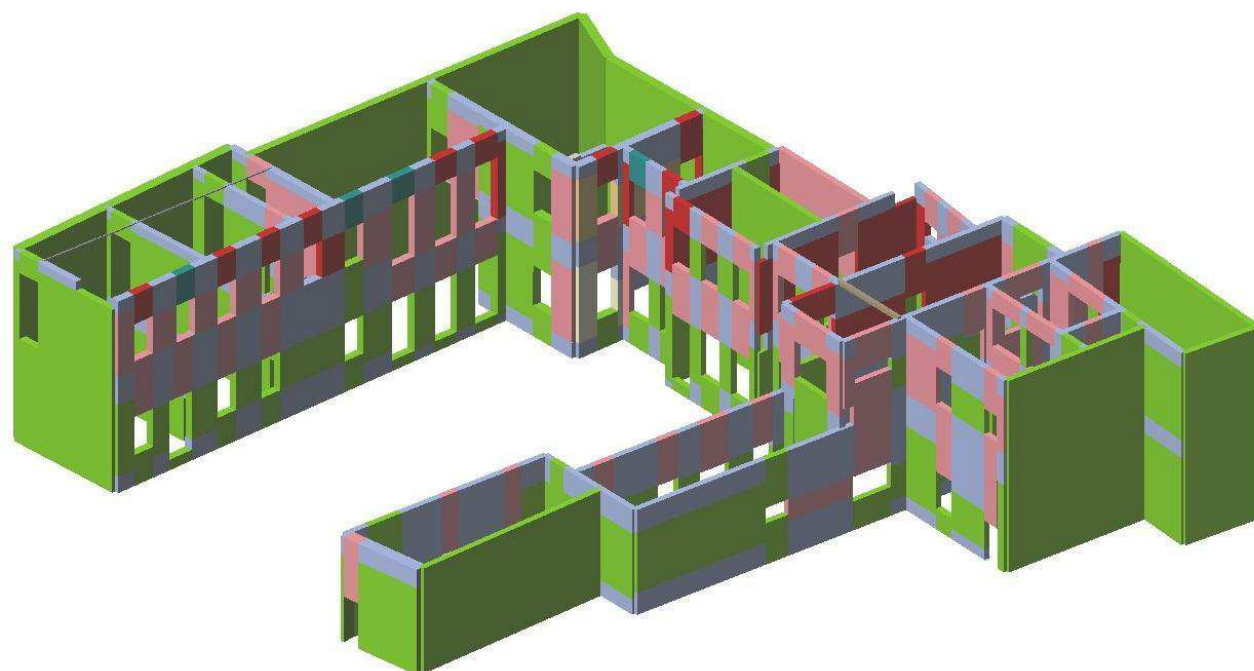


Fig. 8.123. Modello 3D della sede di Palazzo Levi Cases2k allo SLV nell'analisi 11 con direzione +X.

Considerazioni:

Nel seguito si vuole prestare maggiore attenzione ai risultati ottenuti nel modello 6 e 7. Per permettere di studiare meglio l'aggregazione con gli edifici adiacenti è stato necessario suddividere Palazzo Levi Case in due blocchi che interagiscono tra loro tramite vincoli cedevoli elasticamente secondo il coefficiente di rigidezza elastica $k \cdot 10^{-1}$ calcolato in precedenza. Tale analisi è stata sviluppata a seguito dei risultati ottenuti dalle analisi sui modelli che consideravano l'edificio nella sua interezza. Con i modelli 1 e 3 si voluto stabilire un valore massimo e un minimo del coefficiente di attivazione α_u considerando l'edificio prima svincolato e poi vincolato rigidamente attraverso il blocco ovest. Con il modello 5 invece si è cercato di stabilire lo condizioni di aggregazione più realistiche possibile, in base alle informazioni conosciute, considerando il modello vincolato negli stessi punti del Modello3 ma tramite vincoli elastici cedevoli. Tale modello avrebbe dovuto rappresentare più fedelmente possibile la reazione dell'edificio in aggregato al sisma.

Il risultato di tale analisi evidenzia come sia determinante per la risposta al sisma dell'edificio la presenza del vano ascensore. Infatti osservando accuratamente i risultati si vede come a D_{max} l'edificio subisca dei danni localizzati a poche fasce di piano nella facciata del fronte strada e dei rottura a taglio nei setti del blocco ovest in direzione X. Nello step successivo alla D_{max} il software mostra la fase di collasso dell'edificio in seguito al superamento di tale valore. Si nota che entrano in crisi tutti i maschi murari del blocco ovest in direzione Y nonostante il notevole spessore e la discreta qualità muraria. Questo risultato è comprensibile da un lato, in quanto si riscontra la rottura per flessione del vano ascensore, che provoca un'improvvisa ripartizione dell'azione sismica all'intero blocco ovest. Non si considera comunque terminata l'analisi in quanto un meccanismo così gravoso distribuito in tutti i maschi murari del blocco ovest viene ritenuto inverosimile. Inoltre per analizzare l'aggregazione dell'intero edificio bisogna considerare i l'interazione del fabbricato anche con gli edifici annessi ai blocchi est, nord e sud. Questa schematizzazione non si è potuta realizzare nei modelli precedenti a causa dei problemi di elaborazione riscontrati durante l'utilizzo del software che, a causa della disomogeneità sia in elevazione che in pianta dell'edificio, produce

degli errori di elaborazione. Per tale motivo è stato ritenuto utile studiare l'edificio in due blocchi distinti tra loro vincolandoli tramite nodi elasticamente cedevoli.

Dall'analisi modello 6 (blocco ovest), che rappresenta la porzione più antica dell'edificio, risulta che, a differenza dei risultati precedenti, la verifica sismica più gravosa risulta in direzione X con moto proporzionale al 1° modo di vibrazione. In questo caso si ottiene un valore di α_u pari a 1.670, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 167% di quella realmente incidente nella direzione considerata. A differenza delle analisi svolte considerando l'intero edificio, si ottiene quindi che l'azione sismica più gravosa si verifica in X, mentre il coefficiente di attivazione in da 0.737 a 2.109.

Dall'analisi modello 7 (blocco est-nord-sud), la verifica sismica più gravosa risulta in direzione X con moto proporzionale al 1° modo di vibrazione. In questo caso si ottiene un valore di α_u pari a 0.875, ovvero l'accelerazione sismica sopportabile dalla struttura prima del collasso allo SLV è pari a circa il 87.5% di quella realmente incidente nella direzione considerata. A differenza delle analisi svolte considerando l'intero edificio, si ottiene quindi che l'azione sismica più gravosa si verifica in X, mentre il coefficiente di attivazione in Y passa da 0.737 a 0.881.

Da tali risultati si vede che il coefficiente di attivazione a cui fare riferimento è α_u in direzione X riguardante il complesso est,nord,sud, in quanto notevolmente più basso dei coefficienti riguardanti la porzione Ovest. Tale risultato appare più verosimile rispetto all'analisi del modello 5 in quanto si vengono a sviluppare meccanismi di rottura localizzati a fasce di piano appartenenti a pareti più snelle e che presentano numerose aperture.

Di seguito si procede al raffronto dei valori di vita nominale V_n dei vari modelli studiati, ottenuti mediante la formula seguente:

$$V_N = - \left(\frac{T_{SLV}}{C_U} \right) \cdot \ln(1 - P_{VR})$$

Essendo:

- T_{SLV} è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita valutato prima e dopo l'intervento;

- P_{VR} è la probabilità di superamento relativa allo stato limite considerato (10% per lo SLV);
- C_U è il coefficiente d'uso relativo alla classe d'uso ($C_U=1,5$ per la Classe d'Uso III).

Il software riporta per ogni analisi il valore del tempo di ritorno T_{SLV} dell'azione sismica che porta al raggiungimento dello SLV con P_{VR} pari a 0,10. Per ogni modello sono state scelte le analisi che presentano il minimo valore dell'indicatore del rischio di collasso α_U .

	Modello 1	Modello 2	Modello 3	Modello 5	Modello 7
T_{SLV} [anni]	258	2475	2475	312	496
V_N [anni]	19	174	174	22	35

Tab. 7.95. Minimi valori di tempo di ritorno e vita nominale per l'analisi più gravosa di ciascun modello

Come si vede il modello1 (svincolato) presenta una vita nominale molto diversa da quella dei modelli 2 e 3 (vincolati rigidamente), che si discosta infatti di 155 anni. Il modello 5 invece presenta una vita nominale di 22 anni avvicinandosi al valore del primo modello. Dallo studio dei due modelli parziali invece, si ottiene che il valore più gravoso di α_U si verifica per il modello 7, ovvero la porzione est-nord-sud, da cui si calcola il coefficiente $\alpha_U = 0.875$ e una vita nominale di 35 anni. E' necessario a questo punto tenere presente che tale risultato è conseguenza di un'approssimazione assunta nella fase di inserimento dei vincoli relativi all'aggregato. Infatti bisogna evidenziare che l'azione sismica provoca in tale analisi uno spostamento massimo nei punti in centrali del blocco est, zona di contatto tra palazzo Levi Cases ed il Museo della Storia della Medicina recentemente ristrutturato. In tale punto non sono stati inseriti vincoli in direzione X in quanto non si è in possesso di informazioni dettagliate dell'edificio annesso, ma da documentazione fotografica reperita, si nota la costruzione di un vano scala in c.a che irrobustisce notevolmente la struttura. A favore di sicurezza quindi in questo punto non è stato inserito alcun vincolo esterno che porterebbe ad un coefficiente di attivazione sicuramente più elevato.

Confrontando gli α_u più gravosi delle due porzioni di edificio si riscontra che il Modello 7 presenta coefficienti α_u più gravosi. Bisogna quindi tenere in considerazione i coefficienti minori ovvero quelli appartenenti a tale modello.

Il risultato ottenuto è giustificato sia dalla forometria delle pareti, infatti tale porzione di fabbricato è caratterizzato da una grande quantità di aperture in entrambe le direzioni, sia dallo spessore dei setti, notevolmente inferiore rispetto al blocco più antico, che dalla conformazione irregolare in pianta per quanto riguarda il blocco est ed il blocco sud.

Al fine di consentire una maggiore comprensione dei risultati ottenuti si procede alla valutazione delle PGA reali a cui i modelli sono in grado di rispondere.

Per ogni modello, in corrispondenza dell'analisi più gravosa, il software presenta i valori di PGA_D (Pick Ground Acceleration di Domanda relativa ad un periodo di ritorno pari a 712 anni e percentuale di superamento in 50 anni del 10% relativa allo SLV) e di PGA_C (Pick Ground Acceleration di Capacità reale) entrambi espressi in ms^{-2} . Dividendo questi ultimi per l'accelerazione di gravità g , si ottiene una il valore di a_g . Utilizzando il software "Spettri NTC" si risale ai parametri sismici corrispondenti all'accelerazione a_g calcolata in precedenza, tra i quali si riporta F_0 . Il valore di PGS_C si ottiene moltiplicando il valore di S per a_g . Di seguito viene riportato il procedimento di calcolo per il primo modello e la tabella riassuntiva:

$$PGA_D = 0,94 \text{ ms}^{-2}$$

$$PGA_S = 0,65 \text{ ms}^{-2}$$

$$a_g = \frac{PGA_S}{9,81} = 0,066 \text{ g}$$

$$F_0 = 2,62$$

Per un suolo di categoria C:

$$S_S = 1,70 - 0,60F_0 \cdot \frac{a_g}{g} = 1,69 \rightarrow 1,50$$

$$S_T = 1$$

$$PGA_D = S \cdot a_g = 0,099\text{g}$$

	Modello 1	Modello 2	Modello 3	Modello 5	Modello 7
PGA _D [ms ⁻²]	0.94	0.94	0.94	0.94	0.94
PGA _C [ms ⁻²]	0.65	1.41	1.41	0.69	0.82
a _g [g]	0.066	0.144	0.144	0.070	0.084
F ₀	2.62	2.62	2.62	2.62	2.62
S _s	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
S _T	1	1	1	1	1
S	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
PGA _C [g]	0.099	0.216	0.216	0.106	0.125
PGA _D [g]	0.144	0.144	0.144	0.144	0.144
Scarto %	69.15	150.00	150.00	73.40	87.23

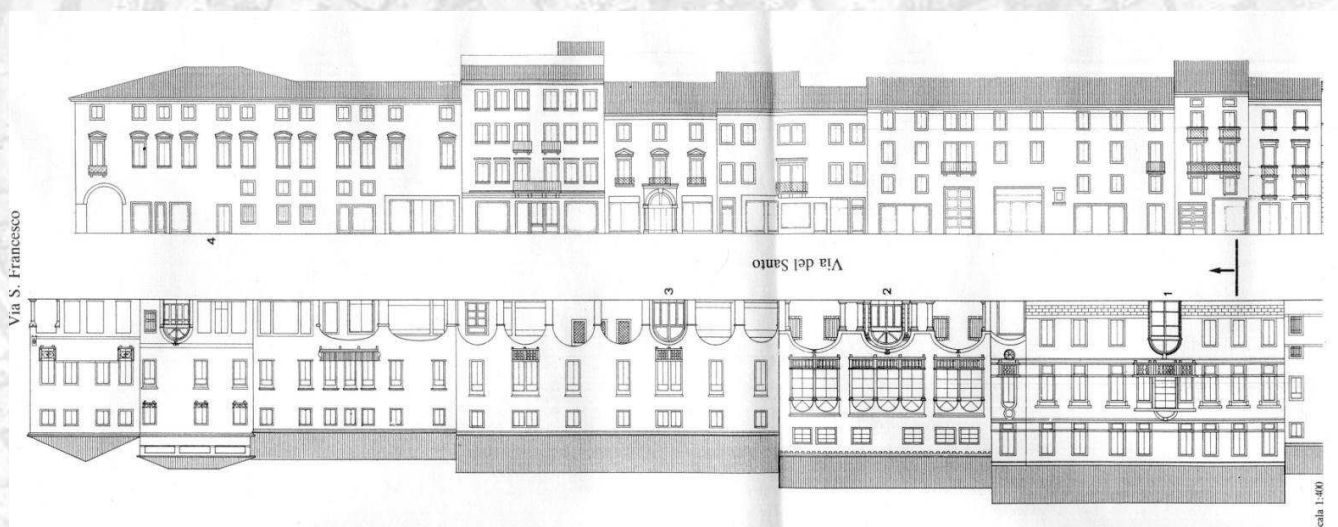
Tab. 7.96. Minimi valori di tempo di ritorno e vita nominale per l'analisi più gravosa di ciascun modello

Come si vede, a conferma di quanto già osservato, i valori ottenuti dimostrano che il modello1 ed il modello3 sono delle schematizzazioni estreme della situazione reale. Infatti, il primo modello presenta valori realistici, ma non direttamente utilizzabili per un'analisi dell'edificio in aggregato. Il secondo ed il terzo modello invece presentano valori di PGA che arrivano al 150% del valore di progetto. Il modello 7 invece, che analizza il blocco est-nord-sud, presenta un valore il valore di circa 87% rappresentante che la struttura riesce a sopportare l'87% dell'azione sismica allo SLV con periodo di ritorno pari a 712 anni. Come indicato dalle Linee Guida, per i beni culturali tutelati è necessario attenersi ad interventi di miglioramento anziché ad interventi di adeguamento, dove per miglioramento si intende l'esecuzione di opere in grado di far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni iniziali, con un livello di protezione sismica non necessariamente uguale a quello previsto per l'adeguamento. "Pur nella consapevolezza che non sempre si possono applicare ai beni culturali tutelati le prescrizioni di modellazione e verifica indicate per gli edifici ordinari, è comunque necessario calcolare i livelli delle azioni sismiche corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia

strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento. A tale fine dovranno essere impiegati i modelli ritenuti più affidabili". Alla luce di quanto presentato e in vista di interventi di miglioramento; il modello "ritenuto più affidabile" sono i modelli numero 6 e 7.

CAPITOLO 8:

INTERVENTI PER LA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA



8. INTERVENTI PER LA RIDUZIONE DELLA VULNERABILITÀ SISMICA

Gli interventi per la riduzione della vulnerabilità sismica sono da valutarsi nel quadro generale delle costruzioni. Attraverso lo studio della struttura sia da un punto di vista locale che globale, si propongono delle modalità e delle tecniche di intervento che rispettino i criteri di conservazione e durabilità. Si sono privilegiati tutti quegli interventi che non modificano in modo permanente la struttura, e richiamando non solo il concetto di reversibilità ma anche quanto prescritto dalla normativa vigente: “Gli interventi di consolidamento vanno applicati, per quanto possibile, in modo regolare ed uniforme alle strutture.[...] Particolare attenzione deve essere posta anche alla fase esecutiva degli interventi, onde assicurare l’efficacia degli stessi, in quanto l’eventuale cattiva esecuzione può comportare il peggioramento delle caratteristiche della muratura o del comportamento globale dell’edificio”. I risultati delle analisi svolte nel precedente capitolo sottolineano che a livello globale la struttura non rispetta le condizioni di sicurezza previste da normativa. Essendo, però, l’edificio un bene culturale tutelato non è necessario che la struttura risponda completamente all’azione del sisma di progetto, anzi, secondo l’indicazione delle linee guida sono ammessi valori di vita nominali superiori a 20 anni, con l’obbligo che entro tale termine si provveda ad una nuova verifica. Nel caso di Palazzo Levi Cases si è riscontrato un valore della vita nominale di circa 35 anni, quindi accettabile secondo quanto prescritto dalle Linee Guida.

A scala globale i problemi più rilevanti dall’analisi dei vari modelli si riscontrano in direzione X del sisma. Si verifica infatti in questa direzione la rottura a flessione delle fasce di piano al primo livello del blocco nord e la rottura a flessione dei setti murari centrali del blocco ovest. Bisogna tenere in considerazione per tale analisi della presenza di un vano scala in c.a. appartenente al Museo della Storia della Medicina costruito nella ultima ristrutturazione dell’edificio. Tale struttura in c.a., non considerata nelle analisi globali, apporta un irrobustimento notevole della porzione di edificio in cui è inserita, limitando ulteriormente gli spostamenti in quel

punto. Per tali motivi, prima di prevedere possibili interventi strutturali, è necessario approfondire il livello di conoscenza dell'edificio e delle strutture dell'aggregato, prestando particolare attenzione alla zona del vano scala del Museo della Storia della Medicina (zona più critica).

Tali risultati non portano ad ipotizzare nessun tipo di intervento specifico. Con queste premesse si afferma che a scala globale Palazzo Levi Cases non sembra necessitare di interventi significativi.

A livello locale, come evidenziano i risultati dell'analisi sui macroelementi, è necessario intervenire al fine di impedire l'attivazione di meccanismi di secondo tipo che interessano particolari setti murari o più ampie porzioni della muratura. I meccanismi fuori piano sono molto pericolosi, sono caratterizzati da coefficienti di attivazione inferiori rispetto a quelli nel piano e danno luogo a rotture fragili e pressoché istantanee. Come afferma la normativa gli interventi puntano ad "assicurare alla costruzione un buon comportamento d'assieme, mediante la realizzazione di un buon ammorsamento tra le pareti e di efficaci collegamenti dei solai alle pareti; inoltre, deve essere verificato che le eventuali spinte prodotte da strutture voltate siano efficacemente contrastate e deve essere corretto il mal funzionamento di tetti spingenti. La realizzazione di questi interventi è un prerequisito essenziale per l'applicazione dei metodi di analisi sismica globale dell'edificio, che si basano sul comportamento delle pareti murarie nel proprio piano, presupponendone la stabilità nei riguardi di azioni sismiche fuori piano". In aggiunta si deve prestare attenzione anche alla fase esecutiva degli interventi, al fine di assicurare l'efficacia degli stessi, in quanto l'eventuale cattiva esecuzione può comportare il peggioramento del comportamento locale e globale dell'edificio.

8.1. Progetto dell'intervento

Gli interventi di miglioramento atti a scongiurare i meccanismi fuori dal piano e nello specifico ribaltamenti si ottengono attraverso l'impiego di tiranti metallici. Questa tecnica prevede l'inserimento a vista di elementi resistenti a trazione (tiranti) bloccati alle estremità con elementi di contrasto (capochiave). I principali vantaggi offerti da questa tecnica sono:

- contrasto dell'azione di ribaltamento di pareti fuori dal loro piano;

- riduzione ed eliminazione delle spinte non contrastate di coperture, archi e volte;
- conferimento di un elevato grado di connessione tra le murature ortogonali;
- conferimento all'edificio di un comportamento scatolare;
- miglioramento del comportamento nel piano di pareti forate per la formazione del meccanismo tirante-puntone nelle fasce murarie sopra porta e sotto finestre;
- trasformazione non permanente dell'edificio.

Si elencano in seguito le principali fasi per una corretta posa in opera:

- Preparazione delle pareti: al fine di creare un'area di appoggio del paletto di ancoraggio adeguata a contrastare le sollecitazioni agenti dopo la messa in tensione della catena, è importante intervenire sulle murature con la scrostatura dell'intonaco (ove necessario) e con eventuali operazioni di consolidamento mediante iniezioni nelle zone interessate dagli ancoraggi.
- Dimensionamento delle catene e tracciamento dei livelli e degli assi dei tiranti: per quanto riguarda il dimensionamento è stata presa in considerazione la resistenza a trazione del materiale metallico f_y e quella a taglio del muro f_v su cui agisce il capochiave:
 - catene - acciaio AISI 304, $f_y=210\text{MPa}$, $\Phi 18$, lunghezza $\leq 20\text{m}$; devono agire per tratti rettilinei
 - muratura: $f_m=0,889\text{MPa}$, $f_v=0,02\text{MPa}$.
- Per il tracciamento dei livelli vanno osservati alcuni importanti criteri di posizionamento:
 - le catene vanno inserite a livello degli orizzontamenti ed in caso di solai sfalsati a metà fra i due;
 - è bene mantenere eventuali simmetrie in pianta in modo da evitare l'insorgere di pericolosi effetti torsionali sulla struttura;

- Foratura delle pareti ed inserimento dei tiranti: la foratura è da effettuarsi a livello di ogni solaio e vanno utilizzate perforatrici che non producano scuotimenti e vibrazioni sulla muratura per evitare fenomeni fessurativi sulle zone di ancoraggio. Le catene devono quindi essere protette dall'azione degli agenti atmosferici con opportuni trattamenti o con guaine protettive. In genere sono da preferirsi catene inguainate in modo da poter effettuare operazioni di ritesaggio per compensare eventuali allentamenti.
- Messa in tensione dei tiranti: il tiro della catena deve essere calcolato in modo che sia in grado di assorbire la forza sismica orizzontale dovuta alla massa delle murature comprese tra i punti medi degli interassi di catene contigue, sia in orizzontale che in verticale, attraverso l'equazione di equilibrio tra i momenti ribaltante e stabilizzante.
- Allungamento a caldo: dopo la perfetta rappresa del letto di malta cementizia ad elevate proprietà antiritiro, interposto tra la muratura e la piastra di ancoraggio, si procede con il tiraggio delle catene. Una volta posta in opera la catena se ne riscalda il tratto centrale fino all'allentamento dei capochiave. A questo punto, bloccando nuovamente gli ancoraggi attraverso i dadi di testa la catena svilupperà il suo tiraggio raffreddandosi.

Il numero di tiranti posti in opera deriva dai calcoli effettuati al capitolo 6.

E' risultato necessario introdurre tiranti per impedire il meccanismo di ribaltamento globale, mai verificato tranne che per il macroelementi numero 2 e 4. Solo nel caso del macroelemento 6 è risultato necessario introdurre dei tiranti per impedire anche il ribaltamento parziale. Per ciascun piano, costituito da macro elementi che individuano pareti parallele, sono stati inseriti i tiranti derivanti dal cinematismo che ne richiedeva un numero maggiore. Le verifiche sono risultate sempre soddisfatte utilizzando diametri $\Phi 18$ con capochiave a piastra quadrata di dimensioni 30 x 30 x 250 mm.

Il posizionamento dei tiranti nel caso studiato è stato eseguito sempre all'intradosso in quanto reso possibile dalle altezze dei locali e in molti casi nascosto dalla controsoffittatura.

Bisogna prestare particolare attenzione nel posizionamento delle tirantature per il macroelemento 6 che vanno ad interessare l'edificio connesso, ossia il Museo di Storia della Medicina, quindi si dovranno studiare anche gli spazi e le strutture di

tale edificio in modo che l'intervento sia realizzabile secondo la disposizione di progetto.

MECCANISMO	CINEMATISMO	TIPO DI MECCANISMO	Tiranti Progettati		
			PT	P1	P2
1	1	Ribaltamento Globale	3	3	3
	2	Ribaltamento Locale	-	-	-
	3	Ribaltamento Locale	-	-	-
2	1	Ribaltamento Globale	2	2	2
	2	Ribaltamento Locale	-	-	-
	3	Ribaltamento Locale	-	-	-
3	1	Ribaltamento Globale	2	2	2
	2	Ribaltamento Locale	-	-	-
	3	Ribaltamento Locale	-	-	-
4	1	Ribaltamento Globale	-	-	-
	2	Ribaltamento Locale	-	-	-
	3	Ribaltamento Locale	-	-	-
5	1	Ribaltamento Globale	2	2	2
	2	Ribaltamento Locale Piano Terra	-	-	-
6	1	Ribaltamento Globale	2	2	2
	2	Ribaltamento Locale	-	-	-
7	1	Flessione Verticale	-	-	-
8	1	Flessione Verticale	-	-	-

Tab. 8.1. – Tabella che indica il numero di tiranti calcolati per ogni piano e ogni meccanismo, all'interno di un determinato macroelemento.

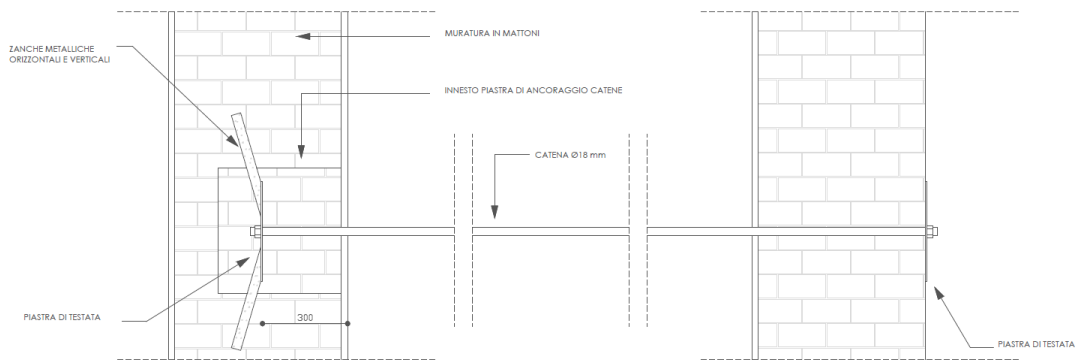


Fig. 8.1: Dettaglio costruttivo del tirante parzialmente e completamente passante il paramento in muratura

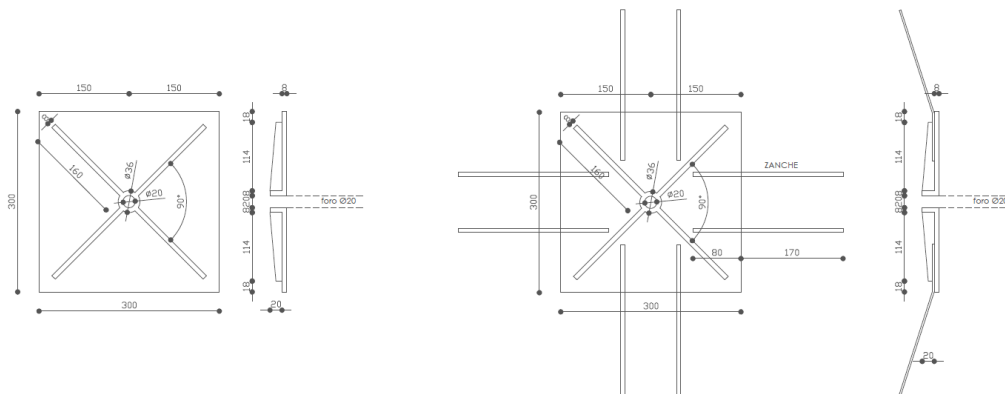


Fig. 8.2: Dettaglio costruttivo delle piastre di testata senza e con zanche metalliche per l'ancoraggio

Si riportano di seguito piante sezioni e prospetti con individuazione dei punti nei quali è stato ipotizzato il posizionamento dei tiranti metallici. Prima dello svolgimento dei lavori risulterà però opportuno compiere delle indagini dettagliate in situ volte a comprendere quale sia l'attuale grado di collegamento tra le murature tra loro ortogonali e tra murature e solai. In questo modo si potrà verificare se i modelli di calcolo utilizzati risultino appropriati. Qualora questi lo siano prima di eseguire gli interventi dovrà essere compiuta anche un'accurata analisi locale in modo da evitare qualsiasi tipo di interferenza con gli impianti od

altro tipo di presidio. Dovranno compiersi anche delle valutazioni per la corretta posa in opera di tiranti e piastre di testata per garantire l'efficacia degli stessi.

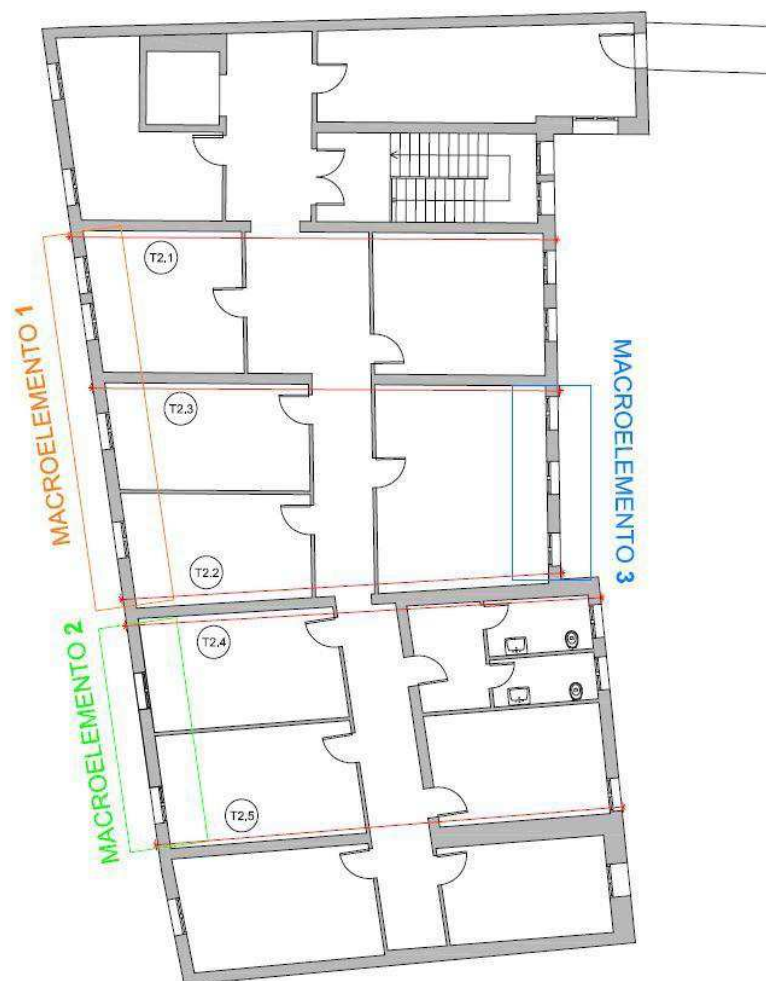


Fig.8.3. Localizzazione dei tiranti in pianta per i macroelementi 1,2,3

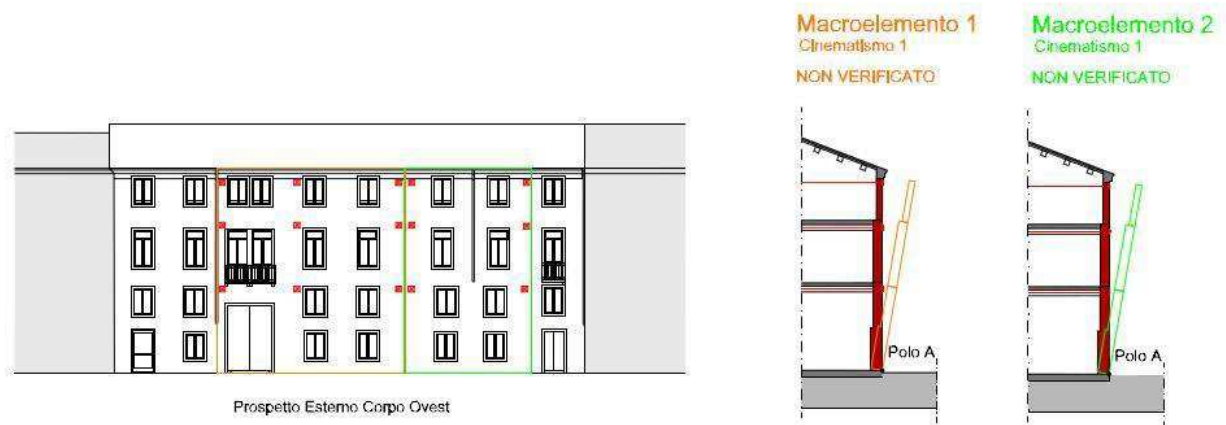


Fig.8.4. Prospetto e sezioni corpo Ovest (esterno) con inserimento dei tiranti. Macroelementi 1,2

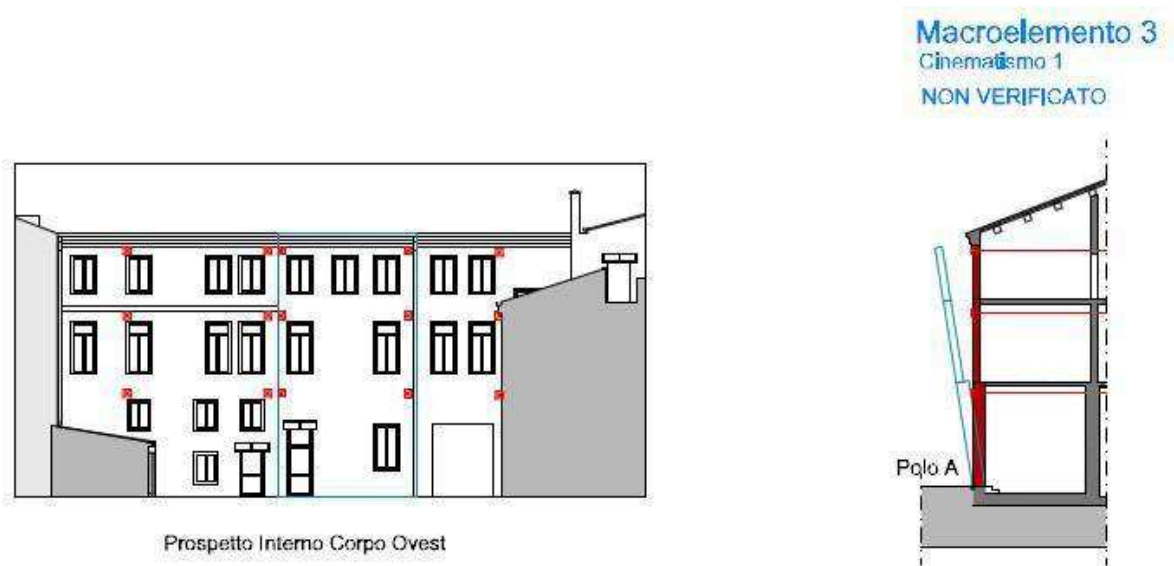


Fig.8.5. Prospetto e sezioni corpo Ovest (interno) con inserimento dei tiranti. Macroelemento 3

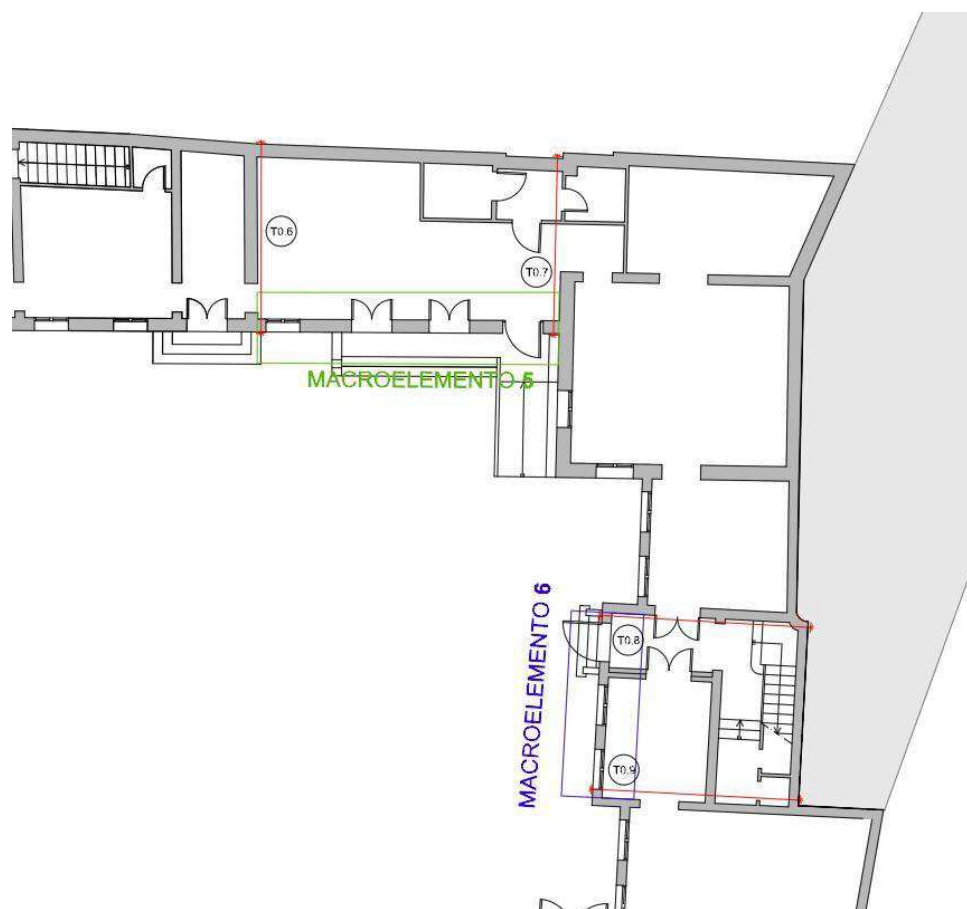


Fig.8.6. Localizzazione dei tiranti in pianta per i macroelementi 5,6

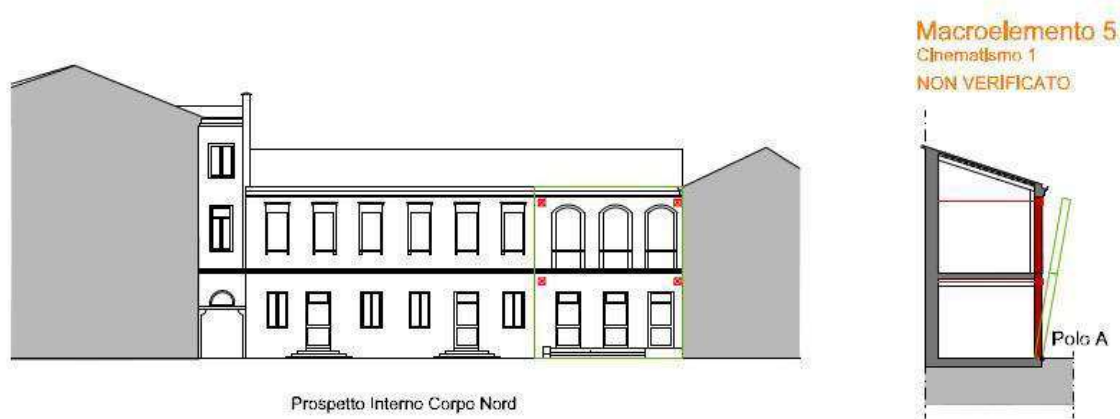
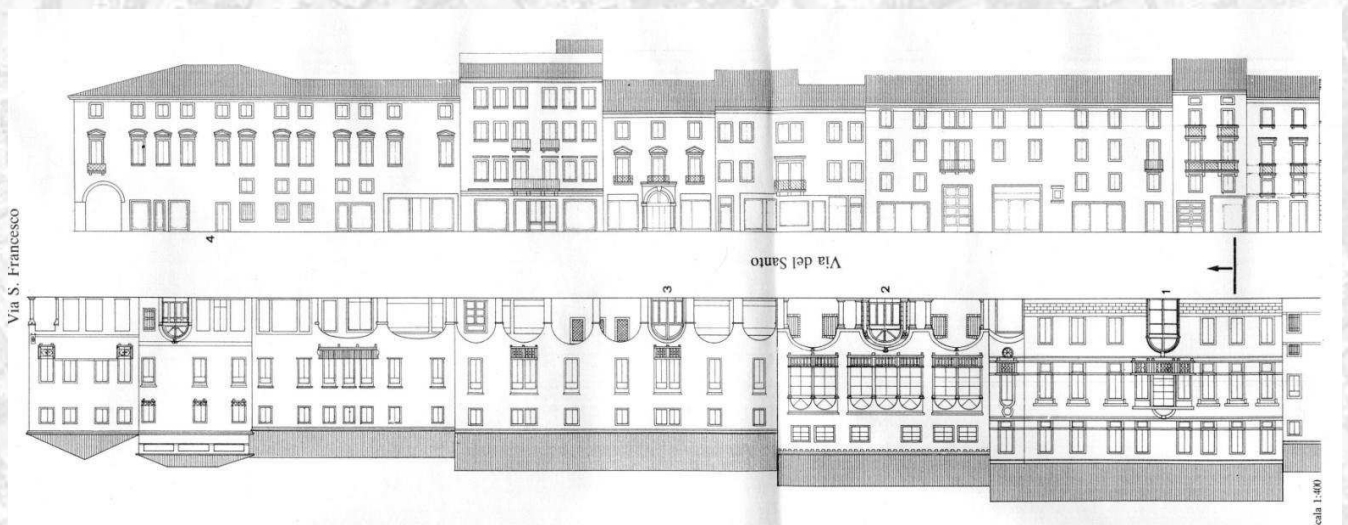


Fig.8.7. Prospetto e sezione corpo Nord con inserimento dei tiranti. Macroelemento 5



Fig. 8.8. Prospetto e sezione corpo Est con inserimento dei tiranti. Macroelemento 6

CAPITOLO 9: STIMA DEI COSTI



9. STIMA DEI COSTI

La stima dei costi per l'esecuzione degli interventi progettati, riportata in tabella 9.2., è stata redatta in relazione alla quantità di materiale (Tab.9.1.) ed al lavoro necessario per la realizzazione degli interventi.

Per le lavorazioni più comuni si è fatto riferimento al prezzario della regione Veneto del 2011, mentre per i lavori relativi ai presidi sismici è stato considerato il prezzario della regione Abruzzo 2012.

			PT	P1	P2	Totale
Tirante	Lunghezza	[m]	81,8	91,7	67,2	240,7
	Diametro	[mm]	18	18	18	-
	Peso	[Kg]	-	-	169,44	606,91
Capochiave	Volume	[m ³]	0,0324	0,0324	0,0324	-
	Densità	[Kg/m ³]	8030	8030	8030	-
	Peso	[Kg]	260,172	260,172	260,172	780,52

Totale [kg]	1387.43
-------------	---------

Tab. 9.1. Calcolo del materiale

Prezzario Codice	Descrizione	U.M.	Quantità	P.U.	Totale
11E.01.01.00	Impianto di cantiere adeguato alla portata del lavoro, compresi gli oneri per l'impianto e lo spianto delle attrezzature fisse e dei macchinari di normale uso, delle baracche per il personale e ricovero merci e delle attrezzature certificate e rispondenti alla vigente normativa. Compresi, inoltre, il carico, il trasporto, lo scarico e gli allacciamenti per acqua e telefono nonché gli oneri per l'occupazione di suolo pubblico per la durata necessaria all'esecuzione dei lavori e delle spese necessarie all'espletamento delle relative pratiche amministrative. Compenso calcolato sull'importo dei lavori	%	1,00	-	€ 5.000

Prezziario Codice	Descrizione	U.M.	Quantità	P.U.	Totale
11D.03.05.a	Ponteggi per la durata dei lavori	m ²	532	12,84	€ 6.838
E.04.08.00	Fornitura e posa in opera di tiranti per il rinforzo di strutture verticali realizzati con tondino di acciaio AISI 340 filettati alle estremità, di sezione come da calcoli statici che saranno redatti a cura e spese dell'Amm.ne appaltante, compresi eventuali manicotti, per una lunghezza minima di cm 10 fino a cm 20, bulloneria e piastre di ancoraggio di opportune dimensioni. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per la formazione dello scasso nella muratura, la filettatura, la saldatura dei bulloni dopo il serraggio, la posa delle piastre su letto di malta premiscelata anti ritiro, i ferri di ripartizione del carico, la copertura di tutte le parti metalliche con intonaco di malta cementizia e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte	Kg	1387,4	9,03	€ 12.528
D.03.06a	Altezza di lavoro minima m 17 Nolo di piattaforma aerea autocarrata a braccio telescopico con rotazione del braccio di 360° continui con navicella di dimensioni variabili ed un angolo di rotazione di almeno 100°, possibilità di effettuare le operazioni di comando sia da terra che direttamente dalla navicella, altezza di lavoro minima m 17, sbraccio minimo m 7,00 e portata della navicella di Kg. 200, il tutto completo di accessori d'uso e perfettamente funzionante compreso manovratore.	h	15	€39.84	€ 597
Abruzzo F/3-24	Ripresa di intonaci esterni eseguita con idonea malta rispondente, del caso, alle caratteristiche di quella originale e secondo le indicazioni della D.L. Sono compresi: l'eventuale esecuzione di fasce; le mostre di riquadratura; le cornici; i cornicioni e qualsiasi altro particolare di finimento; l'eventuale spicconatura e rimozione del vecchio intonaco; la raschiatura; la pulizia generale prima e dopo l'intervento. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare l'opera finita.	m ²	7,20	44,92	€ 323
Abruzzo F/3-22	Ripresa di intonaci civili interni, per pareti e soffitti, a più strati, eseguita con idonea malta rispondente, se del caso, alle caratteristiche di quella originale. Sono compresi: l'eventuale spicconatura e rimozione del vecchio intonaco; la raschiatura; la pulizia generale prima e dopo l'intervento; il lavaggio delle superfici da trattare. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare l'opera finita.	m ²	3,60	38,07	€ 137
					€ 25424

Tabella 9.2. Tabella che riporta l'elenco prezzi relativa alle lavorazioni necessarie per la realizzazione dei tiranti. Il prezziario di riferimento è relativo alla regione Veneto (2011) e Abruzzo (2012).

CONCLUSIONI

Il lavoro svolto in questa tesi concerne l'analisi della vulnerabilità sismica condotta per un edificio dell'Università degli Studi di Padova. L'edificio preso in considerazione per lo studio svolto in questa tesi è Palazzo Levi Cases, situato in via del Santo, sede degli uffici del Dipartimento di Scienze Economiche e della biblioteca Marco Fanno.

L'edificio, è stato costruito a seguito dello sviluppo della zona urbana a nord della Basilica, che in origine apparteneva quasi completamente alla diocesi. Come si vede dalle mappe catastali dell'800 in origine era caratterizzato solamente da un corpo di fabbrica verso la strada (blocco ovest) e due blocchi retrostanti uno dei quali non più esistente. Si è osservata inoltre l'evoluzione negli anni che ha portato l'edificio, intorno alla metà dell'800, ad assumere una conformazione a corte tuttora esistente. Questo risulta essere interessante dal punto di vista delle interazioni che questi corpi hanno tra loro. L'evoluzione ha quindi visto la costruzione prima del blocco ovest e infine dei restanti corpi di fabbrica est, nord e per ultimo quello sud. Successivamente sono state apportate modifiche di destinazione d'uso degli anni '70 in seguito all'acquisizione del palazzo da parte dell'Università di Padova. L'ultimo intervento subito dal palazzo è stata la ristrutturazione degli anni '90 che ha previsto una serie di interventi strutturali per una parziale modifica della destinazione d'uso, caratterizzata dalla necessità di un determinato numero di uffici, da una biblioteca e da un'aula conferenze, seguendo le allora vigenti norme sulla sicurezza per i luoghi pubblici. Le principali modifiche di questo intervento sono: la costruzione di un vano ascensore nel blocco ovest, la modifica dei solai della zona dell'ascensore e della sala conferenze con l'introduzione di un cordolo in c.a, la rimozione del piano ammezzato nel corpo ovest, il tamponamento o l'apertura di nuove forometrie.

Per lo svolgimento dell'elaborato sono state considerate numerose fonti: i rilievi geometrici svolti in loco, i documenti ed i progetti depositati presso l'Archivio Generale dell'Università di Padova, l'analisi geotecnica svolta nell'edificio adiacente (Museo della Storia della Medicina) ed i risultati della campagna di prove eseguite in situ (prove soniche e magnetometriche).

Quasi totalità del materiale utilizzato per lo studio dell'edificio deriva all'Archivio Generale dell'Università che riguarda il progetto di ristrutturazione degli anni '90

che comprende elaborati planimetrici di tutte le fasi di ristrutturazione e alcuni dettagli strutturali e della documentazione fotografica.

Sono state svolte prove in situ che hanno permesso di approfondire le conoscenze strutturali dell'edificio, quali le caratteristiche della muratura e la verifica del posizionamento delle armature nelle zone in c.a. Si sono effettuate prove soniche che hanno permesso di convalidare molte ipotesi di partenza. Sono state eseguite prove soniche che hanno permesso di ottenere un giudizio qualitativo e localizzato della qualità muraria. I risultati di queste prove evidenziano una disomogeneità dei valori di propagazione dell'onda che vede velocità sopra ai 2000m/s per il blocco nord, intorno ai 1000m/s per il blocco ovest e sotto ai 1000m/s per i restanti blocchi indicando una. Si evince quindi una situazione non omogenea della qualità muraria che è caratterizzata da presenza di vuoti nel caso peggiore, indicando la presenza di possibili vulnerabilità locali. Le prove pacometriche sono state eseguite nel pilastro della zona ascensore (blocco ovest) e nella sala riunioni (blocco sud), per verificare il posizionamento dell'armatura. E' stata ottenuta una buona lettura nel primo caso, che verifica l'effettivo posizionamenti dei ferri. La prova non è stata chiaramente leggibile nel secondo caso.

L'insieme di informazioni acquisite da prove in situ e da materiale d'archivio, hanno permesso di determinare il Livello conoscitivo e il conseguente Fattore di Confidenza. Si è calcolato quindi un livello di conoscenza pari a 1.35 a causa delle limitate informazioni in possesso. Si è quindi proceduto identificando dei macroelementi che costituiscono l'edificio per poi analizzarli attraverso meccanismi cinematici locali. Alcune delle verifiche condotte sui macroelementi evidenziano delle possibili vulnerabilità per quanto riguarda l'attivazione di ribaltamenti globale fuori piano di porzioni murarie individuando coefficienti di attivazione dei meccanismi di collasso, con un minimo di 0,028. A tal riguardo sono stati progettati e verificati dei presidi atti a ridurre tale vulnerabilità, valutando al contempo aspetti quali l'invasività, la compatibilità, l'efficacia, la reversibilità e l'economicità. Si sono scelti quindi dei tiranti metallici posizionati all'intradosso dei solai. L'effettiva necessità di tali presidi dovrà essere rivalutata sulla base di indagini più approfondite, non effettuate in questo lavoro.

Si è poi provveduto a completare l'analisi dell'edificio attraverso la modellazione e lo studio su scala globale con particolare attenzione alla schematizzazione

della struttura come elemento in aggregato. Per la modellazione e l'analisi globale è stato utilizzato il software 3Muri della S.T.A Data. L'analisi è stata svolta a step su più modelli, prima considerando l'edificio non vincolato, poi vincolato rigidamente ed infine con vincoli elastici calcolando la rigidezza K dei setti. Analizzando i risultati di ottenuti da tali modelli si sono riscontrati dei meccanismi diffusi non pienamente realistici. Si è quindi deciso di procedere suddividendo l'edificio a corte in due modelli, in base allo studio evolutivo e strutturale, che ha permesso di analizzare l'edificio inserendo i vincoli di tutti le strutture appartenenti all'aggregato. I risultati ottenuti hanno confermato un buon comportamento sismico della struttura con una PGA effettiva pari al 87% di quella di progetto. La vita nominale corrispondente è anch'essa inferiore ai limiti di normativa, pertanto sarà opportuno compiere un'ulteriore serie di verifiche sismiche entro il termine calcolato pari a 35 anni.

Concludendo si può affermare che, a causa della complessità dell'aggregato studiato, sia consigliato eseguire una campagna di indagini più approfondite così da definire in maniera più accurata sia le caratteristiche strutturali dell'edificio analizzato, che quelle dei fabbricati che vi sono annessi al fine di incrementare il livello di conoscenza (da LC1 a LC2).

Secondo quanto indicato dalle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale, si può tuttavia affermare che, in base alle informazioni in nostro possesso, il livello di sicurezza dell'edificio studiato risulta accettabile.

BIBLIOGRAFIA

- Dispense del corso “*Problemi Strutturali dei Monumenti e dell’Edilizia Storica*” – prof. Claudio Modena, Anno accademico: 2012/2013
- *Schede Illustrative dei principali meccanismi di collasso locale negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*, a cura di I. Milano, A. Manella, C. Morisi e A. Martinelli, in *Linee Guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e parizioni*
- *Catasto Napoleonico*
- *Catasto Austriaco*
- *Catasto Austro-Italiano*
- *Catasto Austro-Italiano, Intendenza delle finanze*
- G. Croce, *Padova, Rilievi del centro storico*
- C.S.G. Palladio, *Indagini diagnostiche di Palazzo ex Sede Ospedale San Francesco Grande*
- Gruppo Maffei geosondaggi s.r.l. , *Carotaggi geoarcheologici via San Francesco*
- Modena C., Bettiol G., Munari M., Vencato A. (2010) *Analisi di vulnerabilità sismica Museo Archeologico Nazionale La Civitella di Chieti*
- Munari M., Valluzzi M.R., Cardani G., Anzani A., Binda L., Modena C. (2010) *Seismic vulnerability analyses of masonry buildings in the historical center of Sulmona (Italy)*. 13th International Conference on Structural Faults and Repair. Edinburgh.
- Selvatico et al. (1842), *La guida di Padova*

- Mazzocato Matteo (laureando), Modena C., Valluzzi M.R. (relatori), Bettiol G., Munari M. (correlatori) *“Tesi di laurea, Indagini strutturali e modellazione numerica per l’analisi della vulnerabilità sismica dell’Archivio di Stato di Teramo sede centrale (Ex convento di S. Domenico) colpito dal terremoto del 6 aprile 2009”*, Università degli studi di Padova, Facoltà di Ingegneria, A.A. 2010/2011
- Pengo Mattia (laureando), Modena C. (relatore), Bettiol G., Munari M. (correlatori) *“Tesi di laurea, Analisi di vulnerabilità sismica finalizzata agli interventi di miglioramento strutturale di Palazzo Ca' Borin”* Università degli studi di Padova, Facoltà di Ingegneria, A.A. 2012/2013

SITOGRAFIA

- http://www.regione.veneto.it/Ambiente+e+Territorio/Ambiente/Geologia+e+georisorse/Geologia/Carto_online.htm
- <http://dati.veneto.it/?q=content/carta-dei-suoli-del-veneto>
- www.zonesismiche.mi.ingv.it
- www.emidius.mi.ingv.it
- <http://www.cab.unipd.it>
- <http://www.uni.com/>
- www.reluis.it
- <http://maps.google.i>
- <http://rischiosismico.regione.marche.it/web/>
- <http://www.stadata.com>