

UNIVERSITÀ DI PISA



Dipartimento di Ingegneria dell'Energia, dei Sistemi,  
del Territorio e delle Costruzioni

Corso di laurea magistrale in  
Ingegneria Edile - Architettura

Tesi di laurea

**STUDIO DELLA VULNERABILITÀ SISMICA DI  
PALAZZO FRANCHETTI A PISA:  
UN CONTRIBUTO PER IL RESTAURO**

Candidata:  
Ilaria Falchi

Relatori:  
Prof.ssa Ing. Anna De Falco  
Prof. Arch. Pietro Ruschi

a.a. 2014 - 2015

*A babbo*

*A mamma*

*A Marta*



# *INDICE*

<i>Sommario</i>	1
<b>1_ <i>Le costruzioni in muratura</i></b>	2
1.1. Introduzione	2
1.2. Le tipologie murarie	2
1.3. Le caratteristiche meccaniche della muratura	4
1.3.1. Comportamento a trazione - compressione	5
1.3.2. Comportamento a flessione e taglio	8
1.4. Le strutture in muratura soggette ad azione sismica	9
1.5. I danneggiamenti dovuti a sisma negli edifici esistenti in muratura	12
<b>2_ <i>Modellazione ed analisi delle strutture in muratura</i></b>	14
2.1. Modellazione della muratura	15
2.1.1. Metodo POR	15
2.1.2. Metodo SAM	16
2.1.3. Metodi “NO TENSION”	17
2.1.4. Caliò et al.	19
2.1.5. Lagomarsino et al.	21
2.2. Analisi	22
2.2.1. Analisi lineare statica	24
2.2.2. Analisi lineare dinamica	25
2.2.3. Analisi non lineare statica	26
SISTEMI SDOF	28
SISTEMI MDOF	28
CURVA DI CAPACITA’	29
PROFILI DI CARICO	30
VERIFICA DI SICUREZZA CON ANALISI PUSHOVER	31
2.2.4. Analisi non lineare dinamica	31
<b>3_ <i>Descrizione del caso studio</i></b>	32
3.1. Identificazione del fabbricato	32
3.2. Morfologia del palazzo	34
3.3. Descrizione degli spazi interni	45
SALONE AL PRIMO PIANO	52
SCALONE- PRIMA RAMPA	56

SCALONE- PIANEROTTOLO	58
SCALONE- SECONDA RAMPA	61
SALA DELLE NINFE AL PIANO TERRA	63
ULTERIORI ELEMENTI DI PREGIO	65
3.4. Analisi storico critica	65
3.4.1. Pisa: il quartiere di Chinzica	66
CASE TORRI A PISA	69
3.4.2. Fasi storiche	74
Prima fase: Medievale (XII-XIII secolo)	75
Seconda fase: Tardo rinascimentale (XVI-XVII secolo)	94
Terza fase: Ottocentesca (XIX secolo)	107
Quarta fase: le sorti del palazzo dal Novecento	108
<b>4_ <i>Il percorso della conoscenza</i></b>	113
4.1. Normativa italiana sugli edifici esistenti	114
4.1.1 Livello di conoscenza (LC) e fattore di confidenza (FC)	116
4.2. Rilievo	119
4.2.1. Rilievo geometrico	119
Rilievo della morfologia	119
Rilievo del quadro fessurativo	123
4.2.2. Rilievo strutturale	133
Rilievo degli elementi strutturali	133
ELEMENTI VERTICALI	133
ORIZZONTAMENTI	136
COLLEGAMENTI VERTICALI	142
ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI	142
Rilievo dei dettagli costruttivi	144
4.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali	146
4.3.1. Indagini condotte sul palazzo	148
4.3.2. Caratterizzazione del terreno	156
4.4. Conclusioni	157
TIPOLOGIA MURARIA	157
LIVELLO DI CONOSCENZA	158
CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI	158
<b>5_ <i>Azioni sulla costruzione</i></b>	159
5.1. Le azioni secondo le NTC08	159
5.1.1. Azioni permanenti	159

5.1.2. Azioni variabili	162
CARICHI D'ESERCIZIO	162
CARICO NEVE	162
AZIONE DEL VENTO	164
5.1.3. Azione sismica	168
Periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R$	168
Stati limite e relative probabilità di superamento	169
Periodo di ritorno del sistema $T_R$	170
Determinazione dei parametri spettrali	170
Spettro di risposta elastico in accelerazione	172
Spettro di risposta di progetto	177
L'azione sismica nel programma 3MURI	178
<b>6_ Modellazione della struttura</b>	179
6.1. La modellazione su 3MURI	180
6.1.1. Criteri di resistenza	182
Criteri di resistenza nei maschi murari	182
RESISTENZA A FLESSIONE	182
RESISTENZA A TAGLIO	183
Criterio di Mohr-Coulomb	183
Criterio di Turnšek Cacovic	186
INTERAZIONE FRA I CRITERI DI RESISTENZA	187
Criteri di resistenza nelle fasce	187
6.1.2. La modellazione tridimensionale	188
La modellazione della parete	188
La modellazione spaziale	190
6.2. La modellazione del caso studio	193
6.2.1. Definizione del modello	197
6.2.2. Generazione della mesh	202
6.3. I modelli semplificati	206
<b>7_ Verifica statica</b>	208
7.1. Le verifiche	208
7.2. I risultati	210
<b>8_ Verifica sismica</b>	223
8.1. Analisi con modelli meccanici semplificati (LV1)	224
8.2. Analisi dei meccanismi locali di collasso (LV2)	227

Ribaltamento della facciata principale	230
Ribaltamento della facciata ovest	231
Ribaltamento della parete del sottotetto	232
8.3. Analisi statica non lineare su modello globale (LV3)	233
8.3.1. Definizione delle distribuzioni di forze	234
8.3.2. Verifiche di sicurezza	235
8.4. Modellazione della risposta non lineare della muratura	238
8.5. Applicazione delle analisi pushover al caso in studio (livello LV3)	239
8.5.1. Modi di vibrare	242
8.6. Risultati delle analisi pushover	247
8.6.1. Corpo centrale	250
Confronto 3MURI – SAP2000	259
8.6.2. Edificio con ali	264
8.6.3. Aggregato	274
8.7. Comparazione dei modelli	286
8.7.1. Confronto corpo centrale – edificio con ali	286
Distribuzioni uniform x	286
Distribuzioni uniform y	287
Distribuzioni mode x	288
Distribuzioni mode y	288
8.7.2. Confronto edificio con ali – aggregato	289
Il modello semplificato	289
Distribuzioni uniform x	299
Distribuzioni uniform y	300
Distribuzioni mode x	301
Distribuzioni mode y	302
8.8. Influenza della categoria di sottosuolo	303
8.9. Conclusioni all’analisi sismica	306
 <i>Conclusioni</i>	 310
 <i>Bibliografia</i>	 315
 <b>Allegati</b>	
<b>ALLEGATO A</b>	
- Palazzo Lanfranchi, Moschino o Michelangelo?	
<b>ALLEGATO B</b>	
- Le famiglie che abitarono il palazzo	

### **ALLEGATO C**

- Alessandro Gherardesca
- 1837-1846: La vicenda tribunale di prima istanza- Accademia delle Belle Arti. Le occasioni perdute.

### **ALLEGATO D**

Elaborati grafici ridotti



## SOMMARIO

Questa tesi presenta lo studio multidisciplinare di un edificio storico in muratura a Pisa, Palazzo Franchetti, attuale sede del Consorzio di Bonifica Fiumi e Fossi. Obiettivo del lavoro è la valutazione della sicurezza statica e sismica dell'edificio, in vista del restauro.

Il fabbricato, inserito nella trama del centro storico di Pisa, costituisce l'unità intermedia di un aggregato edilizio compreso tra via San Martino e il Lungarno Galilei ed è frutto di numerose stratificazioni e modifiche che nel corso dei secoli lo hanno condotto alla configurazione attuale, a partire dalle Case Torri medievali. Come succede in casi di questo genere, la fase conoscitiva riveste un ruolo fondamentale, sia per la comprensione dei valori peculiari dell'edificio, sia per la valutazione della sua sicurezza statica.

La tesi si costituisce quindi due parti: nella prima si affrontano gli aspetti conoscitivi, mentre la seconda, strettamente legata alla precedente, prende in esame quelli statici. Lo studio si avvale in parte degli elaborati prodotti dagli studenti di Restauro Architettonico<sup>i</sup>, dei risultati dei sondaggi condotti alcuni anni fa a scopo diagnostico da parte dello stesso Consorzio di Bonifica e dei risultati di precedenti tesi di laurea sull'argomento<sup>ii</sup>, utilizzati a scopo di paragone.

Nell'ambito della prima parte, le informazioni di base sono state integrate e ampliate con ricerche di archivio e con nuovi rilievi geometrici volti all'individuazione e alla caratterizzazione delle strutture, oltre che alla mappatura del quadro fessurativo. L'elaborazione dei dati ottenuti ha permesso di ipotizzare le diverse configurazioni dell'edificio nei secoli, quindi di descrivere la sequenza delle vicende costruttive del fabbricato.

Sono inoltre stati raccolti gli elaborati grafici relativi alle unità abitative adiacenti ed è stato redatto un rilievo speditivo di tutta la schiera di cui l'edificio è parte, allo scopo di indagare il grado di vincolo che esercita sul fabbricato in esame.

Nell'ambito della seconda parte, sono state effettuate alcune valutazioni sul comportamento statico e sismico dell'edificio, utilizzando metodi di calcolo e modelli con grado di dettaglio crescente. In particolare, l'edificio è stato analizzato in diverse configurazioni, sia isolato, in relazione alle possibili definizioni delle unità strutturali, sia come facente parte dell'aggregato a schiera. Il caso studio ha dunque offerto l'occasione di affrontare un problema cruciale nell'ambito della ricerca sul comportamento sismico degli edifici in aggregato e ha fornito un piccolo contributo attraverso una semplice indagine parametrica.

La valutazione della sismoresistenza del complesso, insieme alle considerazioni dedotte sulle fasi costruttive, costituiscono il punto di partenza per il progetto di restauro del palazzo.

---

<sup>i</sup> M. Di russo, G. Guidi, I. Falchi, M. Mazzi, F. Nardi, A. Romanazzi, N. Straniero, nel corso di Restauro Architettonico del prof. Arch. P. Ruschi, c.d.l.m. Ingegneria Edile – Architettura.

<sup>ii</sup> Tesi di Laurea Specialistica in Ingegneria delle Costruzioni Civili di Maurizio Sguazzino "Vulnerabilità sismica di edifici storici: il caso di Palazzo Franchetti a Pisa".

# **1 \_ LE COSTRUZIONI IN MURATURA**

## **1.1. Introduzione**

La muratura è un materiale composito ottenuto mediante la sovrapposizione di elementi resistenti, pietre naturali o blocchi artificiali, eventualmente regolarizzando le superfici di contatto tra gli elementi con del legante.

Tra i materiali da costruzione, la muratura è senza dubbi uno dei più antichi. Nonostante questo, i principi dell'ingegneria strutturale a questo materiale, sono di recente applicazione, comportando in tempi più antichi il sovradimensionamento degli elementi murari ed in tempi più recenti all'abbandono di tale tecnica costruttiva a favore di strutture intelaiate in cemento armato.

Le costruzioni in muratura di mattoni risultano comunque essere tuttora competitive in molti casi grazie alla capacità delle pareti murarie di svolgere funzioni che in una struttura intelaiata vengono svolte separatamente. Le pareti murarie infatti, oltre alla funzione di portanza statica sia sotto le azioni verticali che orizzontali, garantiscono al tempo stesso la separazione degli ambienti interni e la forma dell'edificio oltre all'isolamento termico e acustico e alla protezione dagli agenti atmosferici esterni. Le costruzioni in muratura presentano un'elevata durabilità, una buona resistenza al fuoco e per la loro realizzazione necessitano di una manodopera non specializzata.

Dal punto di vista statico, gli edifici in muratura risultano essere molto razionali. In caso, per esempio, di azioni dovute ad un evento sismico, nelle pareti è localizzata la maggior parte della massa e quindi delle forze d'inerzia ma anche la sua rigidezza e resistenza. La distribuzione delle azioni quindi segue quella delle rigidezze e delle resistenze. Questa caratteristica intrinseca ha permesso a molte costruzioni in muratura di far fronte, durante i secoli, a sollecitazioni molto severe.

Le principali caratteristiche meccaniche che contraddistinguono una muratura sono la buona resistenza a compressione e la scarsa o trascurabile resistenza a trazione. E' quindi necessario, per un corretto funzionamento del sistema murario, ridurre al massimo tutte le tensioni di trazione e far in modo che tutti gli elementi murari risultino compressi così da poter far fronte alle azioni flettenti e taglianti presenti nella struttura.

## **1.2. Le tipologie murarie**

Con il termine "muratura" si raggruppano molte tecniche diverse che si differenziano tra di loro sia per la qualità dei materiali utilizzati, per la tessitura, per la dimensione dei conci e per le caratteristiche di comportamento. Tutte queste variabili rendono la muratura un materiale estremamente complesso, tanto che il comportamento di murature realizzate con gli stessi

materiali può differire profondamente a causa della tessitura utilizzata o alla dimensione degli stessi.

Tale disamina non vale soltanto per le murature storiche ma riguarda anche le murature moderne nelle quali, anche se si riesce ad avere una maggiore standardizzazione dei materiali costituenti, ci possiamo avvalere di tecniche costruttive diverse quali la muratura semplice, la muratura armata e quella intelaiata.

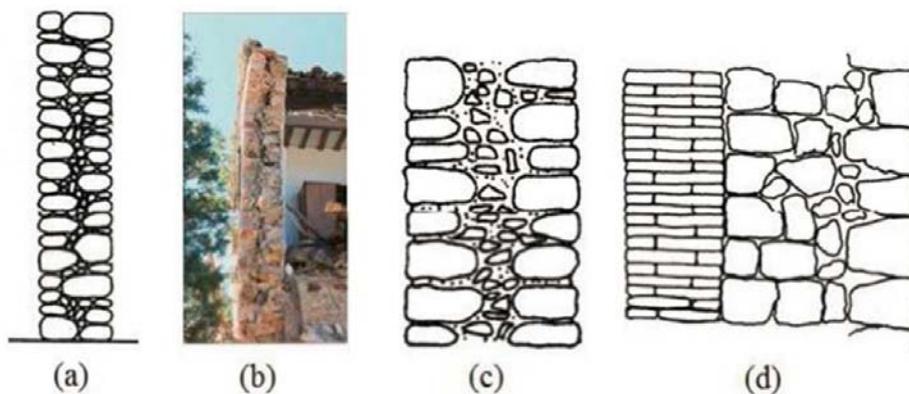
Nelle seguenti immagini si presenta in rassegna alcune delle diverse tipologie murarie sia del passato che moderne.



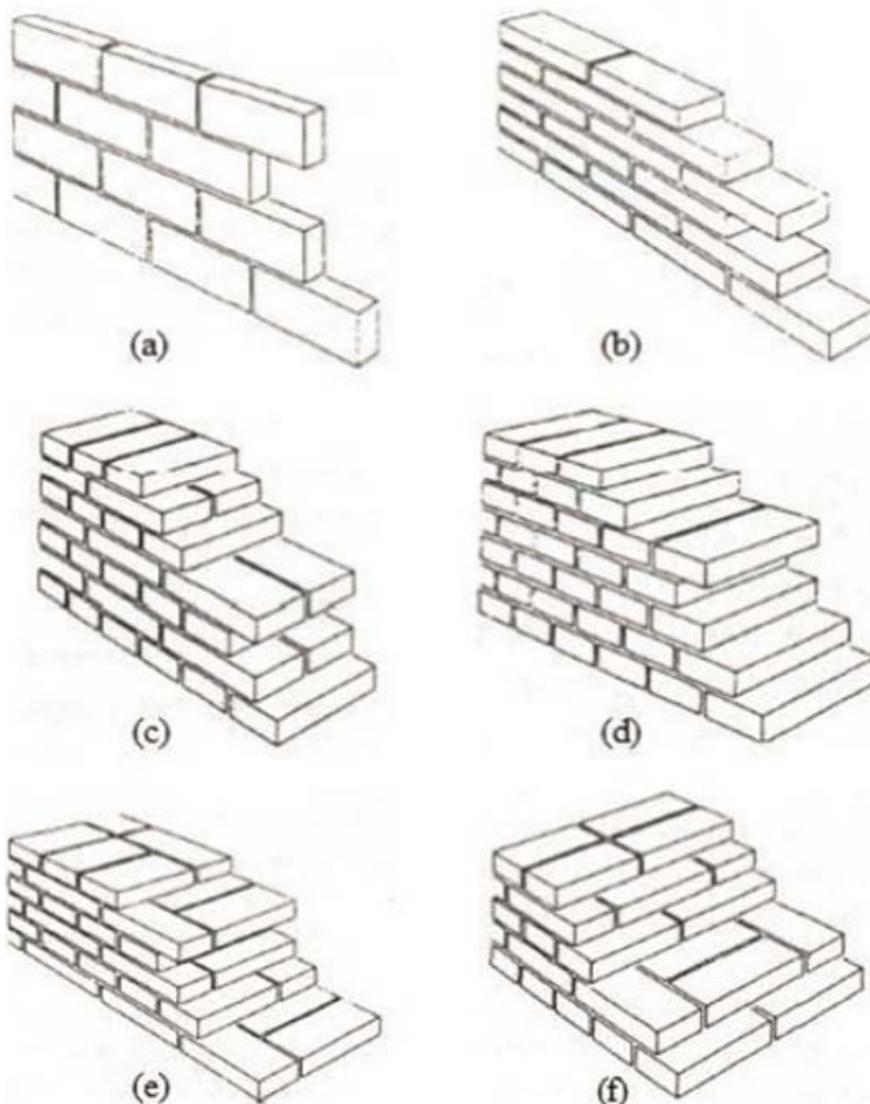
**Figura 1.1** – Muratura a secco in elementi lapidei.



**Figura 1.2** – Muratura di blocchi di pietra con connessioni in malta.



**Figura 1.3** – Murature a più strati: (a) e (b) con due paramenti aderenti debolmente interconnessi, (c) muratura a sacco, (d) con paramenti in materiale diverso.



**Figura 1.4** – Murature in mattoni: (a) a una testa in folio o di costa, (b) a una testa, (c) e(d) a due teste, (e) a tre teste, (f) a quattro teste.

### 1.3. Le caratteristiche meccaniche della muratura

Una buona conoscenza del materiale è importante per poter estrapolare le caratteristiche meccaniche necessarie per poter effettuare analisi e considerazioni sul comportamento della muratura stessa. Per ottenere i dati necessari però non basta conoscere i materiali utilizzati per la realizzazione della muratura ma, specialmente nell’analisi delle murature storiche, molti altri sono i fattori che li influenzano quali la dimensione e la forma degli elementi, la loro disposizione, le tecniche costruttive e l’abilità di chi opera nella costruzione. Tutti questi fattori rendono le caratteristiche della muratura estremamente variabili.

Le principali caratteristiche che qualificano il materiale muratura sono:

- disomogeneità;
- anisotropia;
- asimmetria;
- non linearità.

La disomogeneità è dovuta al fatto che la muratura è realizzata con materiali diversi che esibiscono quindi diversi comportamenti. Inoltre va considerato il comportamento che si ha comportamenti qualitativi dei due materiali.

Tali caratteristiche, anche se di difficile quantificazione vista la grande varietà di laterizi e malte, qualitativamente evidenziano:

- entrambi i materiali esibiscono una resistenza a compressione maggiore di quella a trazione;
- il laterizio ha il modulo elastico e la resistenza maggiore di quella della malta;
- il laterizio ha una rottura di tipo fragile mentre la malta presenta una maggiore duttilità in fase di rottura caratterizzata da grandi deformazioni.

Inoltre va considerato il comportamento che si ha all'interfaccia tra i vari materiali. L'anisotropia, ovvero il diverso comportamento nelle varie direzioni, è una caratteristica intrinseca delle murature dovuta alla disposizione degli elementi. L'asimmetria è legata al diverso comportamento che si ha per la compressione e la trazione sia per quanto riguarda i singoli componenti che per quanto riguarda il comportamento d'insieme. La non linearità si riferisce al legame sforzi-deformazioni per i vari stati di sollecitazione.

### 1.3.1. Comportamento a trazione-compressione

Ci si riferisce per il momento ad una muratura con elementi in laterizio e giunti regolarizzati con malta. Questi due materiali, se sottoposti ad una prova assiale di trazione-compressione, presentano comportamenti sensibilmente diversi. Nel diagramma di Figura 1.5 sono riportati i comportamenti qualitativi dei due materiali.

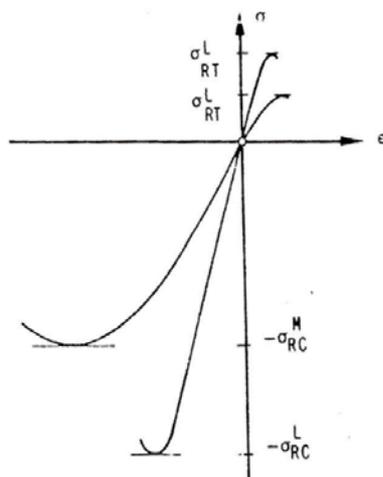
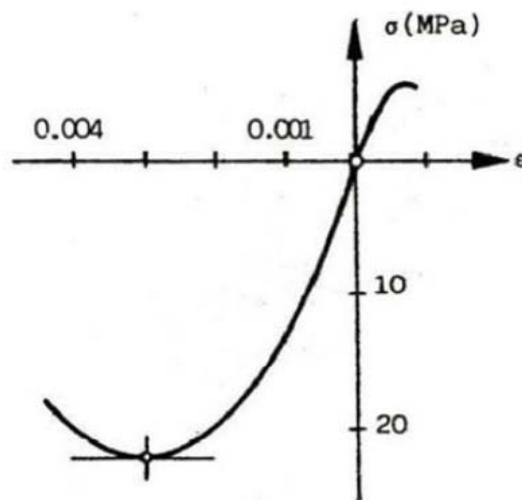


Figura 1.5 –Comportamento dei componenti in una prova trazione-compressione.

Tali caratteristiche, anche se di difficile quantificazione vista la grande varietà di laterizi e malte, qualitativamente evidenziano:

- entrambi i materiali esibiscono una resistenza a compressione maggiore di quella a trazione;
- il laterizio ha il modulo elastico e la resistenza maggiore di quella della malta;
- il laterizio ha una rottura di tipo fragile mentre la malta presenta una maggiore duttilità in fase di rottura caratterizzata da grandi deformazioni.

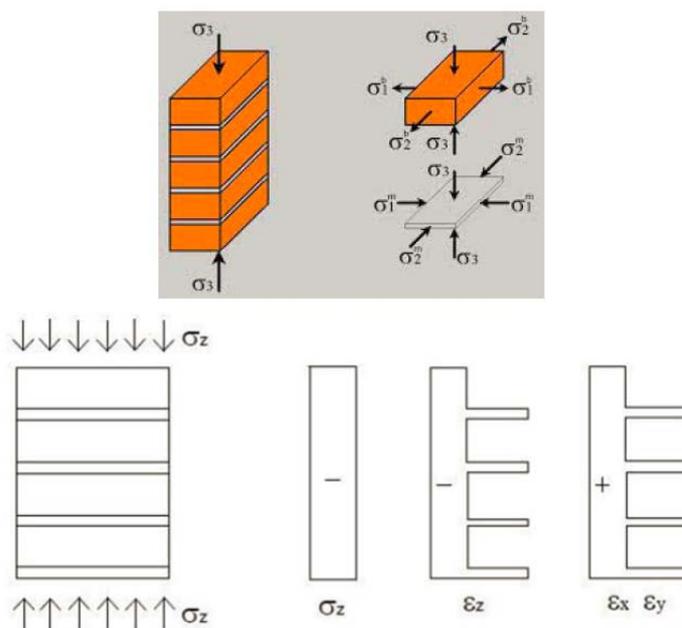
Il comportamento qualitativo di una muratura (Figura 1.6) non si distacca da quello dei suoi componenti. La stessa cosa non si può dire per le caratteristiche meccaniche che sono influenzate non solo da quelle dei componenti ma anche da altri fattori.



**Figura 1.6** –Comportamento della muratura in una prova trazione-compressione.

In funzione delle qualità dei suoi componenti, la resistenza di una muratura varia, anche se non in maniera proporzionale. Se siamo in presenza di una malta di buona qualità, la resistenza della muratura aumenta molto velocemente all'aumentare della resistenza degli elementi; più lentamente se la malta è scadente. All'aumentare della resistenza della malta, la resistenza della muratura aumenta molto più lentamente. Infine la resistenza della muratura diminuisce all'aumentare dello spessore dei giunti di malta.

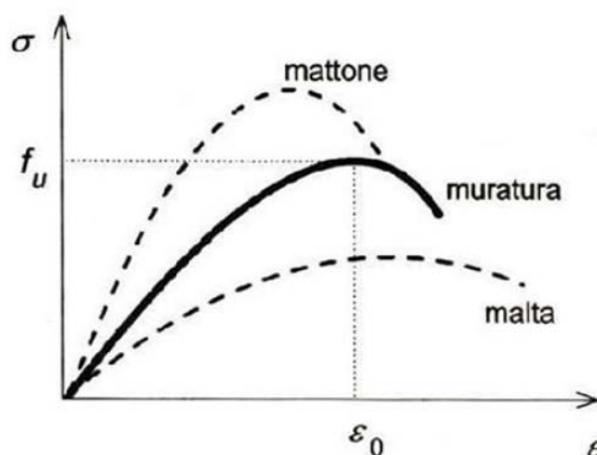
Il diverso comportamento deformativo dei due componenti genera nella muratura uno stato di autotensioni che ne migliorano il comportamento globale. In questo modo le caratteristiche della muratura non coincidono con quelle della sua componente più debole, la malta. E' opportuno comunque limitare lo spessore dei giunti che sarà comunque funzione del tipo di elementi utilizzati per la muratura.



**Figura 1.7** –Stato tensionale di una muratura soggetta a compressione uniforme.

Sottoponendo la muratura ad una compressione uniforme tutti gli elementi, malta e laterizio, sono soggetti alla stessa tensione verticale. La malta, avendo un modulo elastico minore di quello del laterizio, è soggetta ad una deformazione maggiore sia in direzione verticale che trasversale. La congruenza delle deformazioni all'interfaccia tra laterizio e malta fa sì che in quest'ultima nasca uno stato di compressione triassiale favorevole. Al contrario nel laterizio le autotensioni che si generano inducono una trazione trasversale.

Questo spiega il motivo per cui la crisi di una muratura soggetta ad una compressione uniforme avvenga con fessure da trazione in direzione parallela all'asse di carico. La crisi avviene quindi per valori di carico inferiori a quelli di rottura del singolo elemento in laterizio mentre avviene per valori maggiori dei limiti di resistenza a compressione monoassiale della malta.



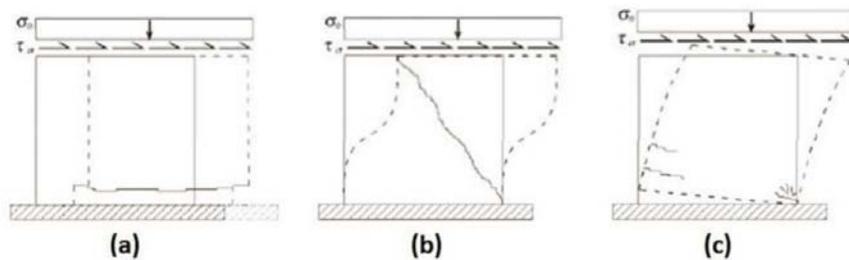
**Figura 1.8** –Comportamento a compressione monoassiale di una muratura di mattoni.

### 1.3.2. Comportamento a flessione e taglio

Quando la compressione è accompagnata da azioni taglianti nel piano della muratura, studi sperimentali hanno evidenziato tre diversi meccanismi di rottura. Il verificarsi di una crisi piuttosto che un'altra dipende dal rapporto che c'è tra le azioni verticali e quelle orizzontali.

Riferendosi ancora a muratura di mattoni con giunti di malta, i tre meccanismi di collasso che possono verificarsi sono:

- rottura per taglio con scorrimento a livello dei giunti di malta;
- rottura per taglio-trazione con fessurazione diagonale;
- rottura per schiacciamento della muratura.



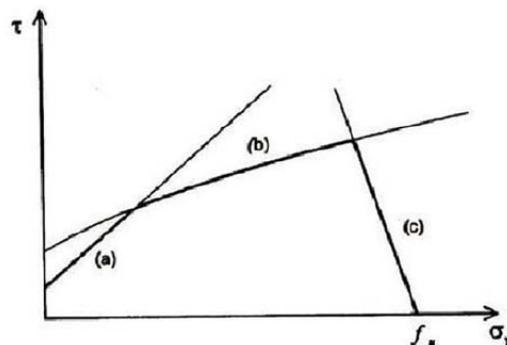
**Figura 1.9** –Modalità di rottura per azioni orizzontali: (a) scorrimento, (b) fessurazione diagonale, (c) schiacciamento.

Il primo meccanismo di rottura si ha in genere per bassi valori di sforzo normale. La rottura avviene per cedimento a taglio dei giunti (Figura 1.9 a).

La rottura per fessurazione diagonale avviene perché la tensione principale di trazione supera la resistenza della muratura. Questa rottura avviene in genere per valori intermedi di sforzo normale (Figura 1.9 b). Le fessure possono seguire l'andamento dei giunti di malta o coinvolgere gli elementi in laterizio a seconda delle caratteristiche dei materiali e dalla tessitura.

Il terzo meccanismo di rottura avviene quando la massima tensione di compressione verticale alla base del muro raggiunge la resistenza a compressione della muratura (Figura 1.9 c). Questo tipo di crisi si ha per uno sforzo normale di elevata entità.

In Figura 1.10 è qualitativamente rappresentato il dominio di resistenza nel piano  $\sigma - \tau$  delimitato dalle curve che rappresentano i tre meccanismi di rottura appena descritti.



**Figura 1.10** – Dominio di rottura per la muratura.

#### 1.4. Le strutture in muratura soggette ad azione sismica

Anche se, come già detto, le strutture in muratura hanno un'ottima capacità di far fronte ad azioni verticali, derivanti dai pesi propri e dai carichi variabili, la stessa cosa non si può dire per quanto riguarda le azioni orizzontali.

L'entità delle forze di inerzia che sorgono su una struttura per effetto di un'azione sismica sono funzione, tra le altre cose, anche del periodo di oscillazione proprio della struttura. Gli edifici in muratura risultano essere per la loro natura molto rigidi, sia per le caratteristiche proprie degli elementi murari, sia perché tali strutture hanno in genere un ridotto numero di piani e quindi una modesta altezza. All'elevata rigidità si associa un basso periodo di oscillazione della struttura a cui consegue una grande amplificazione dell'azione sismica.

C'è da osservare però che la muratura non si comporta in modo elastico in maniera indefinita ma, al crescere delle azioni a cui è soggetta, si comporta in modo elasto-plastico. Ne consegue che sotto l'azione sismica si instaurano dei fenomeni di plasticizzazione caratterizzati dalla formazione di fessure tali da abbattere la rigidità dei vari elementi strutturali e quindi complessivamente dell'intera struttura. Questa riduzione di rigidità fa assumere alla struttura un più elevato periodo di oscillazione a cui consegue una riduzione dell'amplificazione dell'azione sismica. I fenomeni di plasticizzazione riescono inoltre a dissipare un'elevata quantità di energia smorzando così l'azione sismica.

Alla base di un adeguato comportamento delle strutture in muratura durante un evento sismico, come del resto per tutte le tipologie costruttive, c'è un attento studio della concezione strutturale e dei dettagli costruttivi.

Gli elementi che compongono gli edifici in muratura, possono essere suddivisi in tre categorie, ognuna con una precisa funzione statica:

- i muri portanti, che svolgono la funzione di portare i carichi verticali;
- i muri di controvento, che devono far fronte alle azioni orizzontali;
- i solai, che trasmettono le azioni alle murature sottostanti.

E' chiaro che i muri portanti sono anche muri di controvento nel caso in cui le azioni orizzontali agiscano parallelamente ad essi. La loro resistenza nei confronti dei carichi orizzontali è influenzata positivamente dalla presenza del carico verticale. Considerando una parete muraria isolata, essa ha una buona capacità di far fronte ad azioni orizzontali agenti nel proprio piano e quindi idonea a esplicare la funzione di parete di controvento.

Tutt'altro si può dire per il comportamento di una parete in cui le azioni orizzontali sono dirette ortogonalmente al proprio piano, nei confronti delle quali le pareti risultano essere molto deboli.

Da questo è facilmente intuibile che per un corretto funzionamento di una struttura in muratura durante un evento sismico, gli elementi che la compongono (muri portanti, di controvento e solai) devono essere ben collegati tra di loro in modo da precludere i possibili

meccanismi di crisi fuori piano degli elementi murari, facendo così in modo che le pareti che compongono la struttura facciano fronte alle azioni sismiche solo grazie al loro funzionamento nel piano. Gli elementi verticali resistenti e i solai devono quindi dar luogo ad un comportamento detto scatolare.

Garantendo quindi un buon grado di ammorsamento tra le pareti, la singola parete investita dall'azione sismica, nella risposta chiama in collaborazione i muri ad essa ortogonali, trasferendo loro un'azione nel proprio piano e attivando quindi il meccanismo resistente nel quale essi esplicano la loro naturale resistenza a taglio.

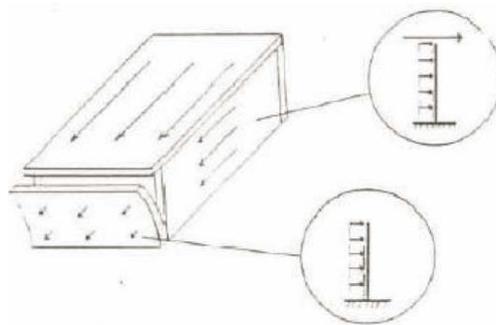
L'ammorsamento garantisce inoltre una maggiore redistribuzione dei carichi verticali tra le pareti disposte nelle due direzioni anche in caso di solai orditi prevalentemente in una.

La funzione di collegamento tra gli orizzontamenti e le pareti può essere garantita dalla presenza di un cordolo continuo in cemento armato realizzato in corrispondenza dei solai di piano e della copertura.

La funzione del cordolo è quella di offrire alla parete un vincolo al possibile ribaltamento fuori piano. Contribuisce inoltre ad irrigidire il solaio. Negli edifici storici, la funzione del cordolo è solitamente svolta da catene in acciaio realizzate sempre a livello dei solai. Al contrario dei cordoli, che sono continui su tutta la parete e hanno una rigidezza sia assiale che flessionale, le catene offrono un collegamento puntuale e hanno solo rigidezza estensionale.

Dall'esame di edifici esistenti si possono individuare diverse situazioni in funzione del grado di collegamento che c'è tra le pareti ortogonali e tra il solaio e le pareti. Per le varie situazioni si possono assumere diverse schematizzazioni dei singoli pannelli murari da cui dipendono le azioni a cui il pannello deve far fronte.

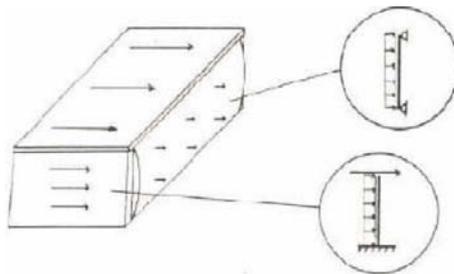
Considerando una cella muraria elementare, se le pareti ortogonali non sono collegate tra di loro e il solaio è semplicemente appoggiato, la condizione di vincolo che si può assumere per i singoli pannelli murari è quella riportata in Figura 1.11.



**Figura 1.11** – Schematizzazione di una cella muraria con pareti non ben ammorsate.

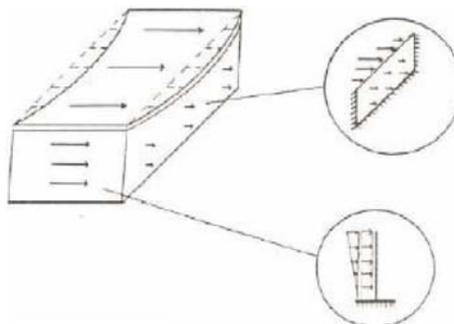
Per la parete investita ortogonalmente dal sisma, lo schema statico è quello di una mensola caricata con carico uniformemente distribuito su tutta l'altezza. Per questa parete il collasso fuori piano avverrà anche per valori bassi di azione orizzontale. I maschi in direzione parallela al sisma avranno lo stesso schema statico ma data la diversità di comportamento riesce a far fronte senza problemi alle sollecitazioni di flessione e taglio che nasceranno.

Una situazione migliore si avrebbe, anche con pareti ortogonali non ben ammassate tra loro, se il solaio fosse infinitamente rigido e efficacemente collegato a tutte le pareti murarie:



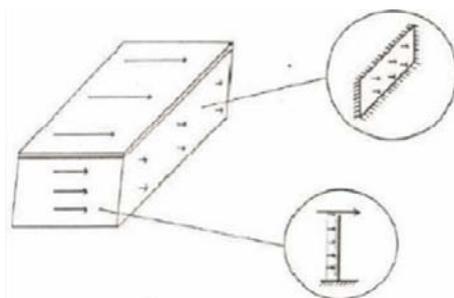
**Figura 1.12** – Schematizzazione di una cella muraria con pareti non collegate e solaio rigido collegato a tutte le pareti.

In questo caso l'azione sismica viene trasferita prevalentemente ai muri paralleli mentre, per le pareti ortogonali all'azione sismica, si può adottare uno schema a doppio appoggio, con una conseguente diminuzione delle sollecitazioni. e le pareti ortogonali sono efficacemente collegati, anche in presenza di solaio deformabile, la parete investita ortogonalmente dal sisma trasferisce parte di tale azione ai muri ad essa ortogonale (Figura 1.13). In questo caso la schematizzazione può essere quella di una piastra vincolata su tre lati. Anche se la situazione è migliorata rispetto allo schema a mensola di Figura 1.11, il rischio di collasso rimane elevato.



**Figura 1.13** – Schematizzazione di una cella muraria con pareti efficacemente collegate e solaio deformabile.

E' ovvio che la condizione più favorevole si ha nel caso di pareti ben ammassate tra loro e con i solai (Figura 1.14). In questo caso abbiamo trasferimento dell'azione sismica alle pareti parallele attraverso il solaio e le pareti ortogonali possono essere schematizzate come piastre incastrate su tutti i lati.



**Figura 1.14** – Schematizzazione di una cella muraria con pareti efficacemente collegate tra loro e col solaio.

Un ruolo importante per quel che riguarda la risposta sismica di un edificio in muratura è svolto dalla regolarità strutturale, sia in pianta che in altezza. Un edificio compatto ha rigidzze paragonabili nelle due direzioni con un miglior comportamento d'insieme.

E' opportuno che la pianta sia il più possibile simmetrica per limitare gli effetti torsionali dovuti all'eccentricità tra il centro di massa e quello di rigidezza. L'utilizzo di forme in pianta non semplici (a "L" o a "C") e con rientranze generano porta al generarsi di pericolose concentrazioni di sforzi negli angoli.

Gli edifici irregolari in altezza presentano gli stessi problemi di concentrazione degli sforzi nella zona di connessione tra due parti dell'edificio aventi altezza diversa.

Da evitare sono le configurazioni che portino ad un aumento della massa verso l'alto e la disposizione irregolare delle aperture all'interno di una stessa parete.

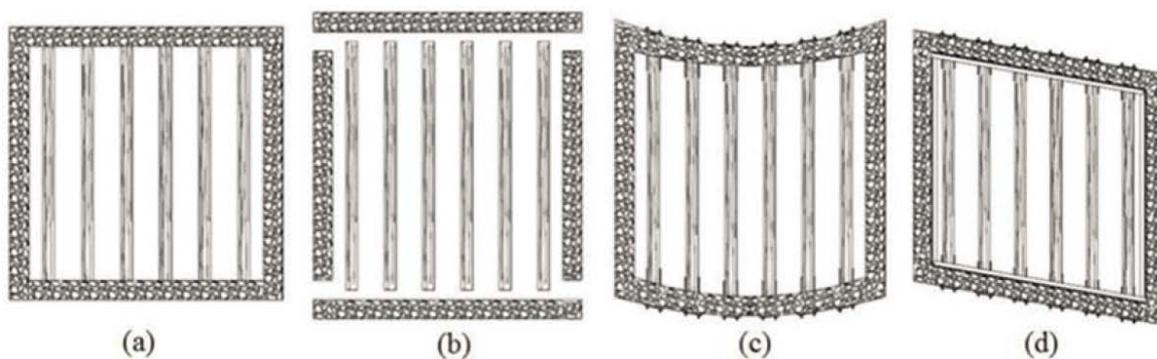
### 1.5. I danneggiamenti dovuti a sisma negli edifici esistenti in muratura

Dall'osservazione dei danni avvenuti su edifici in muratura durante un evento sismico, per le varie tipologie costruttive, si possono definire tre principali categorie di danneggiamento:

- disgregazione della tessitura muraria;
- meccanismo di collasso della parete al di fuori del proprio piano (meccanismi di 1° modo);
- meccanismo di collasso della parete nel proprio piano (meccanismi di 2° modo).

La disgregazione della tessitura muraria si manifesta sulle murature quando siamo in presenza di un legante di scarsa ovvero quando i paramenti che formano il pannello murario non sono ben ammorzati tra di loro. Tale danneggiamento comporta lo sganciamento del paramento esterno seguito dall'espulsione dello stesso.

I danneggiamenti dovuti a meccanismi che coinvolgono i pannelli murari al di fuori del loro piano si distinguono in base al tipo di deformazione che coinvolge il complesso strutturale il quale può esser soggetto a fenomeni di estensione, flessione e scorrimento (Figura 1.15).



**Figura 1.15** – Deformazioni di una cella muraria elementare: (a) cella muraria in deformata, (b) estensione, (c) flessione, (d) scorrimento.

I fenomeni di estensione della cella muraria si presentano quando le pareti non sono efficacemente collegate tra loro o grazie alle travi o per mezzo di altri dispositivi quali catene.

Questo tipo di deformazione comporta il distacco e il ribaltamento delle pareti di facciata e lo sfilamento delle travi ortogonali alla facciata stessa.

La presenza di coperture di tipo spingente favorisce tale meccanismo di crisi.

Il ribaltamento può interessare l'intera facciata o solo una parte di essa e, in funzione del grado di ammorsamento delle facciata stessa con le pareti ad essa ortogonali, il ribaltamento può coinvolgere anche porzioni di quest'ultime.

Nel caso in cui il collegamento tra le pareti sia efficace si potranno instaurare fenomeni di flessione o scorrimento della cella muraria. I meccanismi di collasso di una parete nel proprio piano sono dovute a crisi per taglio o a crisi per pressoflessione. I meccanismi dovuti al raggiungimento del taglio massimo prevedono l'instaurarsi di un quadro fessurativo degli elementi murari che varia a seconda che l'azione tagliante provochi nei pannelli murari delle lesioni inclinate diagonalmente, che nel caso di azioni cicliche assumono una configurazione ad X, o che, per lo scorrimento di un setto murario sull'altro, si ha la formazione di fessure orizzontali solitamente nei letti di malta. Le fessure diagonali possono anch'esse interessare prevalentemente i letti di malta, assumendo la tipica configurazione a "scaletta" oppure possono coinvolgere i blocchi che costituiscono la muratura. Esse possono interessare sia i maschi murari che le fasce. La rottura per pressoflessione provoca lo schiacciamento della muratura nella zona compressa delle sezioni. Nel caso in cui lo sforzo di compressione assiale sia elevato, la zona compressa risulta ampia mentre, nel caso di sforzo normale modesto, l'estensione della zona compressa alla base si riduce e si formano ampie fessure di tipo flessionale fino all'instaurarsi di un cinematismo simile a quello di un blocco rigido, (meccanismo di ribaltamento).

Le vari tipologie di danneggiamento elencati possono instaurarsi sia per gli effetti del sisma sui singoli elementi danneggiati, che per interazione tra diversi elementi strutturali dello stesso edificio o per interazione tra edifici adiacenti.

I meccanismi di collasso della parete per azioni nel piano e fuori piano verranno compiutamente descritti analiticamente nei capitoli successivi.

## 2 \_ MODELLAZIONE ED ANALISI DELLE STRUTTURE IN MURATURA

### 2.1. Modellazione della muratura

In un edificio in muratura, la capacità di resistere ad azioni sismiche è fornita, oltre che dalla resistenza degli elementi strutturali, anche dalla possibilità degli stessi di subire danneggiamenti senza portare al collasso la struttura.

La progettazione di edifici con comportamento scatolare, in genere porta ad avere, in caso di sollecitazioni sismiche, dissipazioni di energia abbastanza elevate dovute al danneggiamento diffuso, legato alla crisi della muratura nel proprio piano. I meccanismi di primo modo portano invece a danneggiamenti locali che sono associati ad una dissipazione di energia piuttosto modesta.

Il comportamento più o meno duttile di un edificio è quindi legato al modo di collasso, che risulta a sua volta associato alla tipologia di muratura, alla presenza di cordoli, architravi, ammorsamenti, strutture spingenti e altri fattori. È importante una corretta definizione della distribuzione di masse e rigidzze (tenendo in considerazione l'effetto di elementi non strutturali), anche per evitare di sottostimare eventuali effetti torsionali.

Tutte queste variabili sono di difficile determinazione, soprattutto negli edifici esistenti, dove l'estrema variabilità degli elementi costituenti la muratura, i deterioramenti, le tipologie di posa (murature irregolari, a sacco, ...), rende complessa la definizione delle caratteristiche meccaniche degli elementi resistenti.

È di fondamentale rilevanza una fase preliminare di analisi che, oltre a fornire informazioni sulle caratteristiche dei materiali, possa chiarire quali siano gli elementi resistenti (sia per le azioni verticali, sia per le azioni del terremoto).

A partire dagli anni '70 sono nati diversi metodi di calcolo basati, da un lato, sull'analisi limite, dall'altro sull'analisi elastica e post-elastica. I secondi sono presi in considerazione in questa sede e, tra loro, si distinguono i modelli a macroelementi e quelli agli elementi finiti (FEM, finite elements method).

I metodi a macroelementi, di per sé più o meno semplificati, si distinguono da quelli agli elementi finiti per un minore onere di calcolo e, prescindendo da valutazioni puntuali, forniscono una migliore previsione del comportamento globale delle strutture, cercando di mantenere comunque un sufficiente grado di accuratezza e precisione.

La struttura viene ottenuta attraverso l'assemblaggio di macro-elementi che rappresentano intere parti di muratura come maschi, fasce, nodi. In questo modo i gradi di libertà dell'intero modello sono molto più limitati rispetto ad un equivalente modello FEM. I legami costituiti dagli elementi sono generalmente definiti in ambito mono-dimensionale. Tutti i parametri che caratterizzano un macro-elemento sono da intendersi come grandezze medie, e le informazioni relative a ciò che avviene localmente nella porzione di struttura sono grandezze generalizzate.

L'utilizzo di questi modelli presuppone una taratura dei parametri che spesso avviene tramite modelli FEM più evoluti, in quanto alcuni parametri che governano il loro funzionamento non hanno un significato fisico immediato.

I metodi semplificati a macroelementi si avvalgono di macromodelli fenomenologici o meccanici. A partire dall'esperienza, i primi colgono il comportamento di un pannello attraverso parametri di resistenza e rigidezza globali, i secondi attraverso i parametri meccanici attribuiti agli elementi costituenti.

Nel corso degli anni molti autori hanno sviluppato macro-modelli a geometria fissa o variabile, capaci di rappresentare una porzione di muratura, raggruppabili in due categorie principali:

- Modelli a elementi monodimensionali: costituiti dall'assemblaggio di elementi monodimensionali in cui ogni parete è quindi schematizzata attraverso una serie di aste con legame costitutivo non lineare, connesse attraverso elementi rigidi (vedi metodi POR e SAM).
- Modelli a elementi piani: considerano invece una rappresentazione piana dell'elemento murario che viene modellato attraverso uno schema discreto equivalente, oppure mediante elementi piani suscettibili di una variazione geometrica per tener conto della non linearità del materiale; essi risultano in genere computazionalmente più onerosi rispetto ai modelli a telaio, tuttavia consentono una descrizione del comportamento d'insieme di un intero edificio con un costo computazionale sensibilmente ridotto rispetto ad una modellazione agli elementi finiti non lineari (vedi metodi "NO TENSION", Calio e Lagomarsino).

Di seguito si riportano alcuni dei principali metodi proposti in letteratura.

### **2.1.1. Metodo POR**

Questo metodo è sostanzialmente il primo dei modelli ad elementi monodimensionali. Il metodo, teorizzato da Turnsek e Cacovic negli anni '70, ha l'obiettivo di rendere possibile l'applicazione dell'analisi incrementale a collasso, anche attraverso procedimenti di calcolo manuale, schematizzando la struttura in maniera estremamente semplificata. Il metodo tiene conto del contributo resistente dei soli elementi murari disposti verticalmente. Questo rende il metodo inapplicabile a edifici con impalcati in legno o in tipologia "deformabile", tanto meno a edifici senza impalcati. Con gli impalcati infinitamente rigidi, le pareti di ogni piano si comportano come un sistema di molle elasto-plastiche in parallelo che collegano due impalcati contigui. La rigidezza assiale dei setti viene trascurata, pertanto il sistema presenta complessivamente tre gradi di libertà per ogni impalcato. La rigidezza fuori piano delle pareti viene trascurata. Il legame costitutivo dei maschi murari è elastico-perfettamente plastico con limitata duttilità. Tale metodo non considera la variazione di sforzo assiale dovuto al momento flettente globale del fabbricato.

Le analisi in campo inelastico vengono condotte applicando le forze orizzontali nel centro di massa di ogni impalcato. Tali forze si distribuiranno inizialmente a seconda delle rigidezze elastiche delle molle. L'analisi procede fino al raggiungimento del valore ultimo dello spostamento della prima parete.

Il metodo risulta opportuno per edifici con due massimo tre piani con muri poco snelli, tali che possano esplicitare il comportamento in prevalenza a taglio e con fasce di piano infinitamente rigide e resistenti.

La rigidezza elastica del singolo maschio è calcolata come la somma tra il contributo tagliante e quello flessionale:

$$k = \frac{GA}{1.2h} \frac{1}{1 + \frac{1}{1.2} \frac{G}{E} \left(\frac{h}{b}\right)^2}$$

dove:

A: è l'area della sezione del pannello;

b: è la lunghezza del pannello;

h: è l'altezza del pannello;

G è il modulo di elasticità tangenziale;

E: è il modulo di elasticità normale.

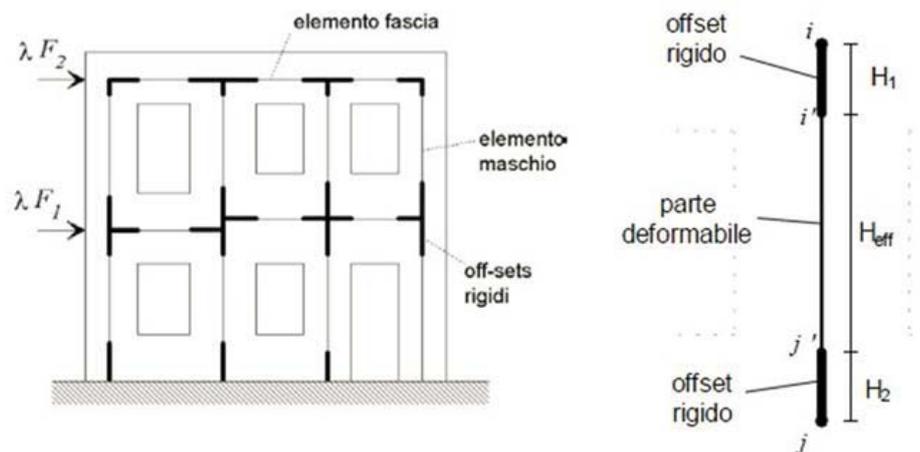
Il metodo originale prevedeva l'esclusiva rottura a taglio diagonale del maschio, come teorizzato proprio da Turnsek e Cacovic. Successivamente è stata implementata anche la possibile rottura a pressoflessione ed il metodo è stato allora chiamato POR-flex.

### 2.1.2. Metodo SAM

Questo metodo è stato introdotto da Magenes e Calvi nel 1996 ed elaborato nel corso degli anni. La parete muraria è schematizzata tramite un telaio equivalente, composto da macroelementi di tipo beam con differenti caratteristiche secondo la funzione che devono svolgere. Le tre categorie di macroelementi sono:

- elementi deformabili ad asse verticale: maschi murari;
- elementi deformabili ad asse orizzontale: fasce di piano e cordoli;
- elementi nodo.

I maschi e le fasce sono gli elementi deputati alla concentrazione delle deformazioni e dei danneggiamenti, mentre gli elementi nodo sono considerati infinitamente rigidi e resistenti, e sono modellati con opportuni bracci rigidi agli estremi dei maschi e delle fasce.



**Figura 2.1** – Schema di una parte modellata a telaio equivalente e l'elemento maschio.

Ciascun elemento verticale o orizzontale viene rappresentato come un elemento monodimensionale coincidente con l'asse baricentrico dello stesso, delimitato da nodi posizionati alle intersezioni del segmento con gli assi baricentrici degli elementi a cui è collegato. Ogni elemento deformabile del telaio equivalente è caratterizzato da un comportamento elastoplastico-fragile con resistenza definita in funzione della risposta flessionale ed a taglio. L'adozione di bracci infinitamente rigidi per modellare le zone di nodo consentono di riprodurre la ridotta deformabilità di tali elementi. Escludendo il comportamento fuori piano delle pareti, il modello prende in esame tutti i meccanismi di rottura nel piano della muratura.

### 2.1.3. Metodi “NO TENSION”

Il metodo, appartiene alla categoria di quelli a macroelementi bidimensionali. Contempla l'ipotesi fondamentale di comportamento monilatero del materiale. Poiché si considera che il materiale non sia resistente a trazione, allora gli elementi sono caratterizzati da una rigidità variabile in funzione dello stato di sollecitazione. Un metodo è quello di utilizzare elementi a geometria variabile, che escludono dal calcolo le porzioni di elemento che sono soggette a trazione (D'Asdia e Viskovic).

Per tener conto di eventuali meccanismi di rottura, quali ad esempio quelli legati allo schiacciamento della muratura compressa, è necessario introdurre delle verifiche sui valori massimi delle tensioni di compressione. Anche i meccanismi di rottura per taglio richiedono dei controlli sulle tensioni, in quanto l'ipotesi di comportamento no-tension non è necessariamente cautelativa nei confronti di tali meccanismi. Si utilizzano quindi dei criteri di verifica della resistenza nei confronti di alcuni possibili meccanismi di rottura delle parti reagenti, e l'analisi viene interrotta se uno dei criteri risulta violato. In alternativa si ricerca una opportuna formulazione del campo di sforzi all'interno del pannello (Braga e Liberatore).

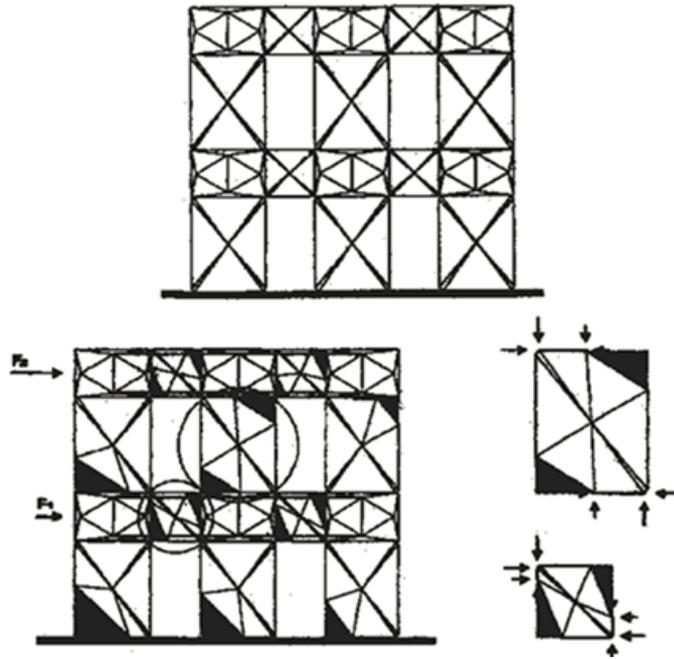


Figura 2.2 – Modello con elementi a geometria variabile

Nelle zone compresse, ovvero "reagenti" degli elementi, vengono mantenute relazioni costitutive di tipo elastico lineare. L'elemento pannello è costituito da un insieme di ventagli compressi che soddisfano le seguenti ipotesi di base: le facce terminali sono rigide ed è assente qualsiasi interazione tra i lati dei ventagli elementari.

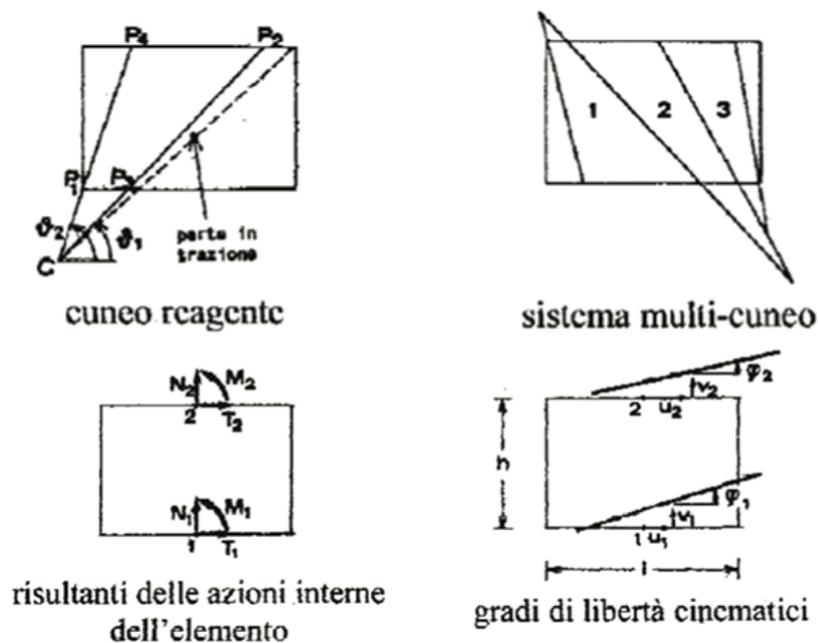


Figura 2.3 – Modello con elementi a geometria variabile

Lo stato tensionale del pannello è pertanto individuato dalle tensioni radiali all'interno di ogni ventaglio, mentre sono nulle le tensioni tangenziale e circonferenziale. Sotto tali ipotesi vengono

soddisfatte le equazioni di equilibrio, le relazioni costitutive e quelle cinematiche in direzione radiale; non si possono però, generalmente, soddisfare le equazioni cinematiche in direzione tangenziale. Nonostante l'elemento sia basato su una formulazione tensionale, vengono assunte come incognite gli spostamenti nodali, che definiscono gli spostamenti e le rotazioni delle facce di estremità. Tale elemento finito permette di calcolare facilmente l'energia, le forze e la matrice di rigidità.

#### 2.1.4. Caliò et al.

Il macroelemento presentato da Caliò et al. è costituito da un quadrilatero articolato i cui lati sono infinitamente rigidi e i cui vertici, incernierati, sono collegati da molle diagonali e da un insieme discreto di molle distribuite lungo il perimetro del quadrilatero. Queste ultime stabiliscono il legame non lineare con altri macroelementi adiacenti o supporti e vengono definite come interfaccia.

La flessibilità di questo macroelemento è data dal fatto che è interagente lungo ciascuno dei suoi lati e può quindi essere utilizzato per modellare pareti di muratura attraverso una mesh di macroelementi. Il collasso di un elemento murario caricato verticalmente e sollecitato nel proprio piano mediante azioni orizzontali crescenti si manifesta secondo tre possibili meccanismi come rappresentato nella figura sottostante.

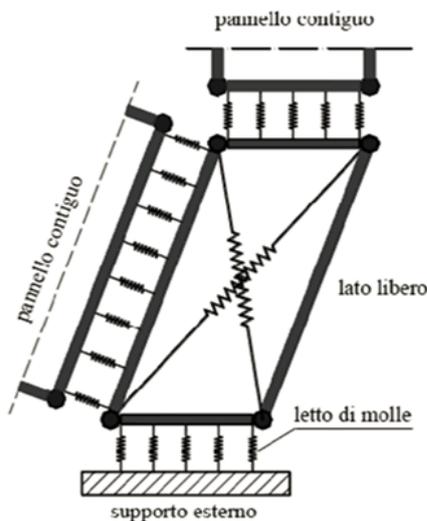


Figura 2.4 – Macroelemento

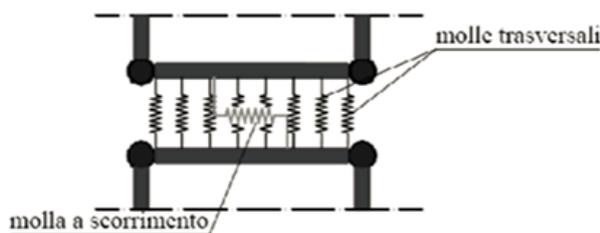
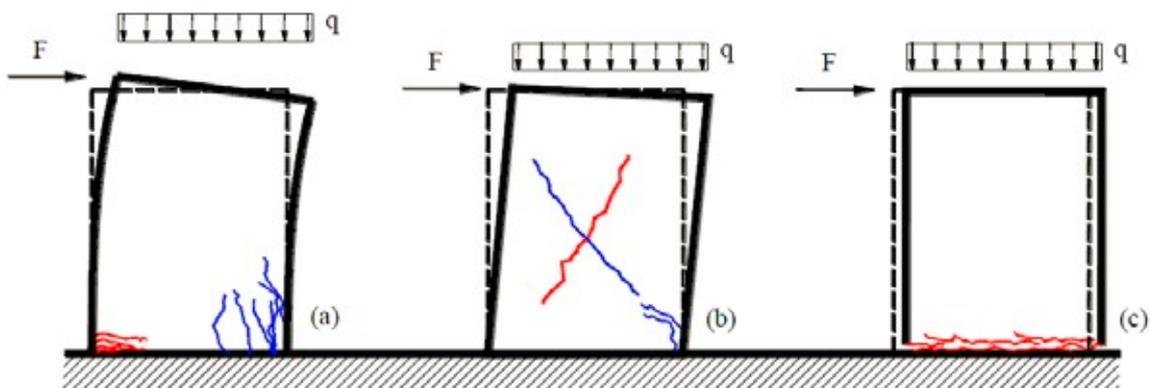


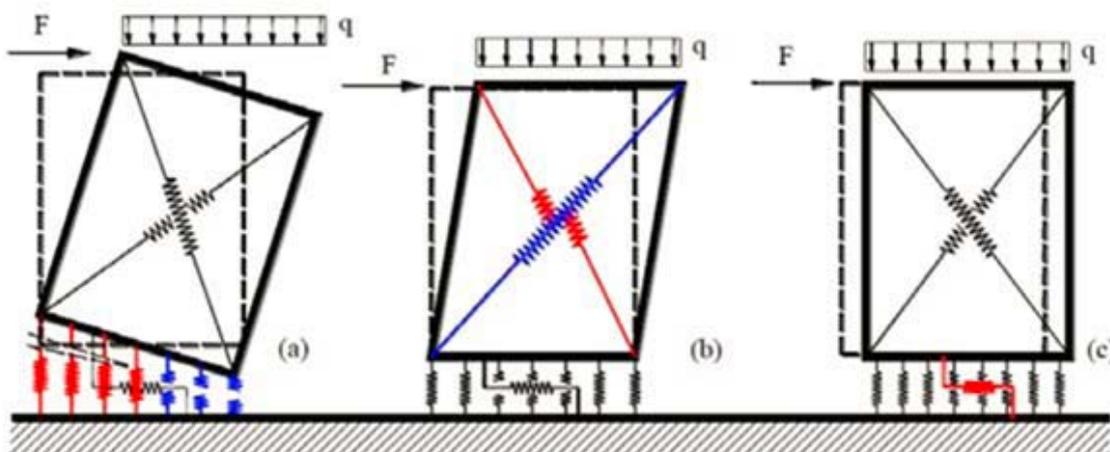
Figura 2.5 – Interfaccia tra Macroelementi



**Figura 2.6** – Meccanismi di rottura nel piano di un pannello murario

Il meccanismo indicato in figura a è di natura prevalentemente flessionale: in esso la rottura è associata alla fessurazione in corrispondenza delle fibre tese e/o allo schiacciamento in corrispondenza delle fibre compresse. Gli altri due meccanismi di collasso rappresentati nelle figure b e c, sono meccanismi di rottura a taglio associati rispettivamente alla fessurazione diagonale e allo scorrimento.

Di seguito si vede come la composizione del macroelemento approssimi le tre possibili rotture.



**Figura 2.7** – Simulazione dei meccanismi di rottura nel piano di un pannello murario

Il modello è in grado di riprodurre il collasso secondo i vari meccanismi o combinazioni di essi mediante la rottura delle molle di interfaccia o/e diagonali.

Cinematicamente il macroelemento è caratterizzato dai tre gradi di libertà associati ai moti rigidi, a cui si aggiunge il grado di libertà che lo rende articolato, per un totale di quattro.

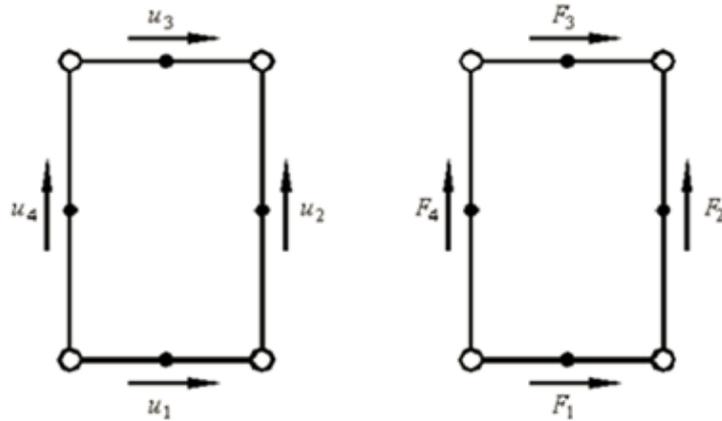


Figura 2.8 – Gradi di libertà e forze duali nel piano

I parametri lagrangiani scelti sono stati scelti le quattro traslazioni nel piano dei lati rigidi lungo la propria direzione, ai quali è inoltre possibile associare le relative forze duali nel piano.

### 2.1.5. Lagomarsino et al.

Il macroelemento fenomenologico proposto dal Prof. Lagomarsino et al. permette di cogliere i meccanismi di collasso tipici dell'elemento murario, con una formulazione non lineare, danneggiamento del legame costitutivo, degrado di resistenza softening e degrado di rigidità.

Considerato un pannello di larghezza  $b$ , spessore  $s$  ed altezza  $h$ , si identificano tre parti: le parti ① e ③, di larghezza  $b$ , spessore  $s$  ed altezza infinitesima  $\Delta$  sono poste alle estremità e sono caratterizzate da deformabilità assiale e infinita rigidità rispetto alle azioni taglianti; nella parte centrale, la ②, è concentrata la deformabilità tangenziale mentre la rigidità assiale è infinita. La larghezza e lo spessore della parte 2 sono uguali a quelli delle parti ① e ③, mentre l'altezza è  $h$ .

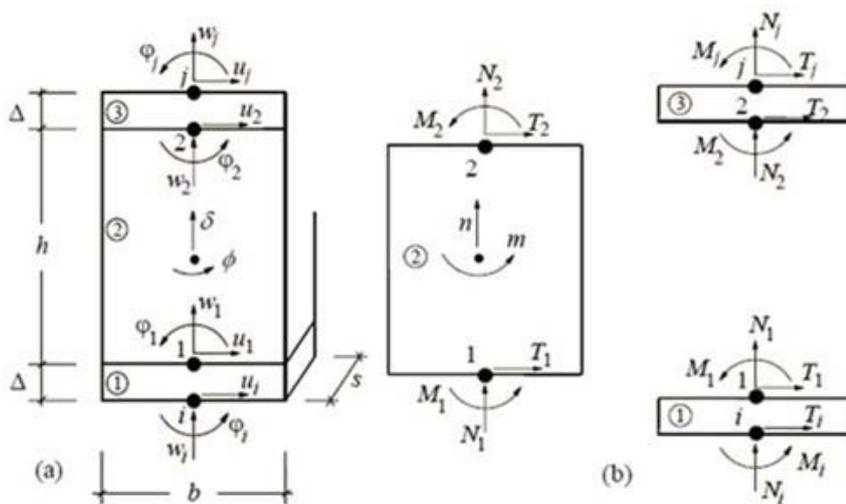


Figura 2.9 – Modello cinematico del macroelemento

Cinematicamente il macroelemento consente i tre gradi di libertà dei nodi  $i$  e  $j$  e quelli per i nodi di interfaccia 1 e 2. Però i gradi di libertà non sono la somma di quelli elencati in precedenza a causa delle relazioni di congruenza all'interno delle singole parti ①②③.

## 2.2. Analisi

Numerose procedure di calcolo e verifica, adottate in svariati paesi nella moderna legislazione progettuale antisismica, propongono una descrizione della risposta strutturale in termini di spostamenti piuttosto che di forze, tenuto conto della maggiore sensibilità del danneggiamento agli spostamenti imposti. Anche la normativa italiana propone un metodo che utilizza l'analisi statica non lineare.

In questo contesto giocano un ruolo centrale le procedure statiche non lineari fra le quali si ricorda quella del metodo dello spettro di capacità (Capacity Spectrum Method, originariamente proposto da Freeman et al. 1975) e l'N2 Method (Fajfar 1999, 2000). Queste metodologie sono procedure semplificate in cui il problema della valutazione della massima risposta attesa, conseguente all'accadimento di un determinato evento sismico, è ricondotto allo studio di un sistema non lineare ad un unico grado di libertà equivalente al modello dotato di  $n$  gradi di libertà, che rappresenta la struttura reale ("Substitutive Structure Approach" di Shibata e Sozen, 1976).

La caratteristica comune di queste procedure è quella di basarsi sull'uso di analisi statiche non lineari (pushover) per caratterizzare poi il sistema sismico resistente tramite curve di capacità: analisi "statiche" in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineari" a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura. Tali curve intendono rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura .

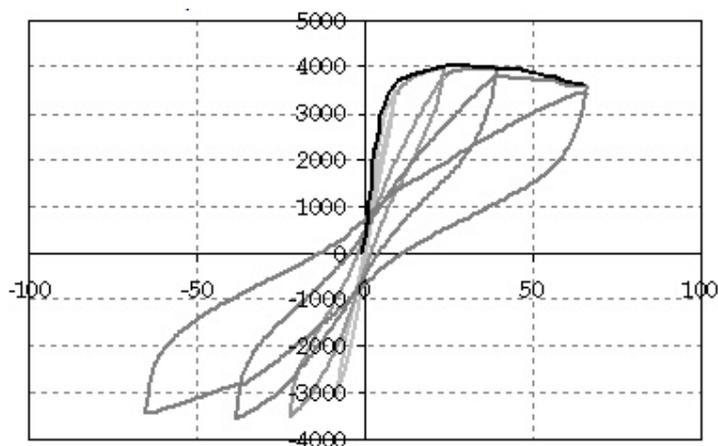


Figura 2.10 – Grafico rappresentativo di più cicli isteretici.

Così mentre nei metodi di analisi elastici il comportamento non lineare è tenuto in conto introducendo il fattore di struttura  $q$  (il calcolo del valore  $q$  dipende da vari parametri quali il livello di duttilità attesa, la tipologia strutturale, il rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ , dalla regolarità in pianta e da quella in altezza), l'analisi statica non lineare permette di cogliere l'evoluzione della risposta strutturale mano a mano che i singoli elementi evolvono in campo non lineare, fornendo informazioni sulla distribuzione della domanda di anelasticità.

La curva ottenuta dalle analisi pushover (che sarà poi trasformata in curva di capacità, tenendo conto delle caratteristiche del sistema equivalente ad un grado di libertà) riporta convenzionalmente l'andamento del taglio risultante alla base rispetto allo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura. Ad ogni punto della curva può essere associato uno specifico stato di danno dell'intero sistema, ed è possibile pertanto associare a determinati livelli di spostamento il grado di funzionalità atteso e il danno corrispondente.

La curva è ottenuta implementando l'analisi pushover, che prevede l'assegnazione di una prefissata distribuzione di forze (o spostamenti, ma in genere si utilizzano le forze) incrementate in maniera statica e monotona. La distribuzione viene mantenuta inalterata anche oltre il punto limite di rottura. Le analisi possono essere condotte in controllo di forze o tramite un controllo misto forze-spostamenti.

La distribuzione di carico applicata ha lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotta dall'evento sismico. I profili proposti dalle NTC08 (7.3.4.1) sono quelli di distribuzione proporzionale alle forze statiche (di primo modo), e quelli proporzionali alle masse. In particolare nel caso di strutture regolari la prima distribuzione è adottata con l'intento di cogliere al meglio la risposta della struttura in campo elastico e la seconda quella in campo non lineare.

La "capacità" offerta dalla struttura deve essere poi confrontata, nell'ottica di una verifica sismica, con la "domanda" richiesta dalla forzante esterna, cioè da un determinato evento sismico.

Gli effetti della dissipazione di energia, che offrono un ulteriore margine di resistenza non spiegabile ricorrendo alla sola teoria elastica lineare, sono rilevanti soprattutto nel campo della risposta non lineare della struttura: per tenerne conto si effettua una riduzione della domanda.

La risposta attesa per l'edificio, in funzione di una determinata azione, è così ottenuta attraverso l'identificazione del performance point (la cui coordinata in termini di spostamenti spettrali corrisponde a  $d_{max}^*$  definito in seguito).

Il valore massimo dello spostamento esibito dall'edificio al sisma, si ottiene in corrispondenza del valore del taglio a seguito di un decadimento del 20% dal valore di picco. In base alla curva di capacità del sistema reale così definita, si deve passare alla bilatera associata al sistema equivalente; nota questa, si identifica il periodo del sistema equivalente a un grado di libertà, il cui comportamento permette di individuare la richiesta in spostamento del sisma.

Di seguito una breve descrizione delle varie tipologie di analisi.

### 2.2.1. Analisi lineare statica

L'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_C$  o  $T_D$  e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

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

dove  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum z_j \cdot W_j$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g$$

$F_i$  : è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;

$W_i$  e  $W_j$  : sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;

$z_i$  e  $z_j$  : sono le quote, rispetto al piano di fondazione delle masse  $i$  e  $j$ ;

$S_d(T_1)$  : è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto;

$W$  : è il peso complessivo della costruzione;

$\lambda$  : è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2 \cdot T_C$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  : è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, se le rigidzze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, attraverso il fattore ( $\delta$ ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6x/L_e$$

dove:

$x$  : è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

$L_c$ : è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

Gli spostamenti  $d_e$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV si ottengono moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  i valori  $d_E$  ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

$$\mu_d = q \quad \text{se } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_d = 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 \quad \text{se } T_1 < T_C$$

In ogni caso  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

### 2.2.2. Analisi lineare dinamica

L'analisi lineare dinamica, così come presentata nelle NTC, è condotta secondo tre passaggi fondamentali:

- determinazione dei modi di vibrare "naturali" della costruzione (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della costruzione, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di alcuna forzante, e sono caratterizzate da un periodo proprio di oscillazione  $T$ , da uno smorzamento convenzionale, caratteristiche proprie degli oscillatori elementari (sistemi dinamici ad un grado di libertà), nonché da una forma. Tranne che per casi particolari, quali quelli per esempio di costruzioni dotate di sistemi di isolamento e di dissipazione, si assume che i modi di vibrare abbiano tutti lo stesso valore dello smorzamento convenzionale  $\xi$  pari al 5%.

Qualunque configurazione deformata di una costruzione, e quindi anche il suo stato di sollecitazione, può essere ottenuta come combinazione di deformate elementari, ciascuna con la forma di un modo di vibrare. Ovviamente, in funzione dell'azione che agisce sulla costruzione, alcuni modi di vibrare avranno parte più significativa di altri nella descrizione della conseguente configurazione deformata. La massa partecipante di un modo di vibrare esprime la

quota parte delle forze sismiche di trascinamento, e quindi dei relativi effetti, che il singolo modo è in grado di descrivere. Per poter cogliere con sufficiente approssimazione gli effetti dell'azione sismica sulla costruzione, è opportuno considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%, trascurando solo i modi di vibrare meno significativi in termini di massa partecipante.

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Poiché durante il terremoto, tuttavia, gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano generalmente nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra di loro mediante una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono conto di questo sfasamento temporale.

Se il periodo di vibrazione di ciascun modo differisce di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi può essere effettuata valutando la combinazione come radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS) degli effetti relativi a ciascun modo, secondo l'espressione:

$$E = \left( \sum_i E_i^2 \right)^{1/2}$$

con E valore combinato dell'effetto ed  $E_i$  valore dell'effetto relativo al modo i.

Tale regola deriva dall'ipotesi che i contributi massimi dei singoli modi non siano correlati e non si verifichino contemporaneamente. La possibilità che i massimi contributi modali siano correlati può essere tenuta in conto attraverso la combinazione quadratica completa (CQC):

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con  $E_j$  valore dell'effetto relativo al modo j e  $\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j calcolato secondo la seguente espressione:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} (\xi_i + \beta_{ij} \cdot \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

con  $\xi_i, \xi_j$  smorzamento viscoso convenzionale rispettivamente del modo i e del modo j, e  $\beta_{ij}$  il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i-j di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

### 2.2.3. Analisi non lineare statica

L'analisi statica non lineare, detta anche analisi di spinta o pushover, è stata formulata originariamente negli anni '70 per i sistemi a singolo grado di libertà. La procedura consiste

nell'applicare al sistema una forza o spostamento (o un sistema di forze o spostamenti) in modo incrementale monotono, fino al raggiungimento del collasso dello stesso. Generalmente si predilige l'applicazione di un sistema di forze che verrà in seguito definito come profilo di carico. In questo modo si trova un legame forza-spostamento, che indica i punti di equilibrio del sistema. È una tecnica di soluzione incrementale-iterativa delle equazioni di equilibrio statico della struttura in cui la forzante è rappresentata dal sistema di forze applicato.

Questo tipo di analisi può essere utilizzato soltanto se ricorrono le condizioni di applicabilità dettate dai limiti sulla partecipazione di massa del modo fondamentale (ovvero solo per costruzioni il cui comportamento sotto la componente del terremoto considerata è governato da un modo di vibrare naturale principale, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa); in tal caso esso si utilizza per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovra resistenza  $\alpha_u/\alpha_1$ ;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura  $q$ ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2), secondo quanto definito dalle NTC.

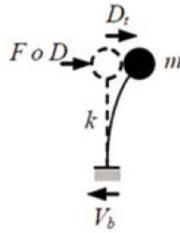
L'analisi richiede che al sistema strutturale (MDOF) reale venga associato un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (SDOF).

L'applicazione dell'analisi non lineare statica ad una struttura a molti gradi di libertà MDOF deve seguire i seguenti passi:

- definizione di uno spettro di risposta compatibile con l'azione sismica attesa nel sito;
- definizione del modello matematico MDOF della struttura e delle relative non linearità;
- esecuzione dell'analisi pushover;
- definizione del sistema ad un singolo grado di libertà SDOF equivalente;
- definizione del criterio per considerare gli effetti del comportamento ciclico della struttura;
- determinazione della risposta del sistema SDOF equivalente;
- conversione della risposta del sistema SDOF in quella del sistema MDOF;
- definizione dell'obiettivo prestazionale: stati limite corrispondenti ad un evento sismico di data intensità;
- verifica dell'accettabilità della risposta globale e locale.

## SISTEMI SDOF

L'idealizzazione comune di un sistema a singolo grado di libertà è quella di una massa  $m$  sostenuta da un elemento con rigidità  $k$  e privo di massa, che è collegato al suolo. L'unico parametro identificativo della configurazione del sistema è quindi lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo.



**Figura 2.11** – Schematizzazione di un sistema SDOF.

L'analisi consiste nell'applicare un sistema di spostamento  $D$  oppure di forze  $F$ , con intensità monotona crescente tramite i coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  che variano da 0 ad un valore variabile finale.

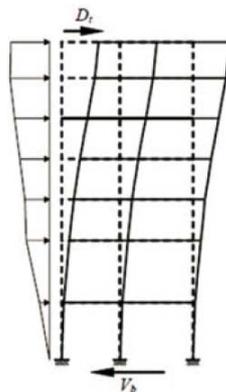
$$\begin{aligned} D &= \alpha \cdot d \\ F &= \beta \cdot f \end{aligned}$$

con  $d$  e  $f$  fissati arbitrariamente.

Se la forzante applicata è  $D$ , ad ogni valore di  $\alpha$  corrisponde un valore di taglio alla base  $V_b$ ; se invece la forzante applicata è  $F$ , ad ogni valore di  $\beta$  corrisponde un valore di spostamento della massa  $D_t$ . Comunque in ambedue i casi è possibile disegnare la curva di capacità del sistema,  $V_b$ - $D$ , oppure  $F$ - $D_t$ .

## SISTEMI MDOF

L'idealizzazione di questo tipo di sistemi a più gradi libertà è quella di un sistema complesso costituito da vari sistemi SDOF sovrapposti l'uno sull'altro. Con questa schematizzazione è possibile modellare edifici multipiano come quello della figura successiva assegnando una massa  $m_i$  per ogni piano, e definendo le rigidità  $k_j$  equivalenti che caratterizzeranno i tratti di collegamento tra le varie masse.



**Figura 2.12** – Esempio di applicazione ad un telaio.

I parametri utilizzati solitamente per la realizzazione della curva di capacità sono il taglio alla base  $V_b$ , e lo spostamento della massa di sommità, rappresentante lo spostamento del piano a quota più elevata  $D_t$  (non in tutti i casi però è il parametro caratteristico del sistema).

A differenza del caso di SDOF, la forzante è costituita da un profilo di spostamenti o forze:

$$D=(D_1 \ D_2 \ \dots \ D_i \ \dots \ D_n)^T \quad F=(F_1 \ F_2 \ \dots \ F_i \ \dots \ F_n)^T$$

che possono essere definite da un vettore di forma  $d$  o  $f$  moltiplicato per un fattore di scala:

$$D = \alpha \cdot d$$

$$F = \beta \cdot f$$

dove:

$d=(d_1 \ d_2 \ \dots \ d_i \ \dots \ d_n)$  e  $D_i=\alpha \cdot d_i$  è lo spostamento della massa  $i$ -esima;

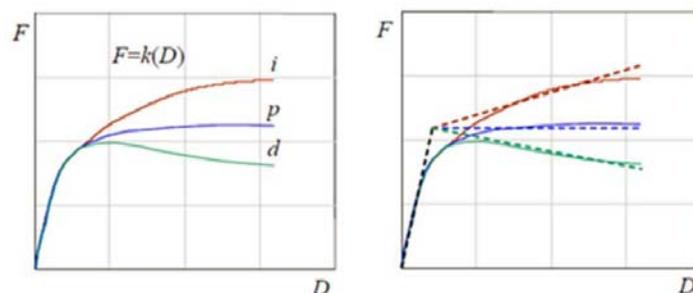
$f=(f_1 \ f_2 \ \dots \ f_i \ \dots \ f_n)$  e  $F_i=\beta \cdot f_i$  è la forza applicata alla massa  $i$ -esima.

Se la struttura avesse un comportamento elastico, scegliere una forzante o l'altra porterebbe agli stessi risultati, ma la presenza di effetti anelastici porta a sensibili differenze tra i due casi. La scelta di uno o dell'altro approccio non è mai esente da errori quali l'incapacità di cogliere eventuali comportamenti softening del sistema (se si utilizza un sistema di forze come forzante), oppure vincolare la struttura a deformarsi in un determinato modo che può portare a campi di forze completamente errati rispetto a quelli attesi in una struttura libera di deformarsi (se si utilizza un sistema di spostamenti).

In ogni caso l'approccio maggiormente utilizzato è quello basato sulle forze.

### CURVA DI CAPACITA'

Il risultato immediato di un'analisi pushover è la definizione della curva di capacità della struttura, ossia della relazione che lega il taglio alla base  $V_b$  e lo spostamento del punto di controllo (di solito in sommità). Essa rappresenta la capacità del sistema di fronteggiare una certa azione esterna. Di solito tutte le curve hanno in comune un tratto iniziale elastico, e quindi rettilineo, con inclinazione che varia a seconda della rigidità iniziale del sistema. Al raggiungimento della soglia di snervamento del sistema i comportamenti principali non lineari possibili sono sostanzialmente tre: non lineare incedente (i), non lineare perfettamente plastico (p) e non lineare degradante (d).



**Figura 2.13** – Possibili curve di capacità di un sistema reale – linearizzazione bilineare.

Questo vale sia nel caso di SDOF che di MDOF.

La capacità della struttura dipende dalle caratteristiche di resistenza e deformazione dei singoli componenti resistenti di cui è composta, ed è indipendente da qualsiasi richiesta sismica, infatti non si fa riferimento alcuno all'azione sismica.

Nei casi reali, per semplificare ulteriormente il problema, la curva di capacità viene linearizzata in una bilatera equivalente.

## PROFILI DI CARICO

I profili di carico hanno lo scopo di rappresentare la distribuzione delle forze inerziali indotte da un'azione esterna, di solito sismica nei casi che ci competono. Questa distribuzione varia con il tempo e con l'intensità dell'azione sollecitante, quindi l'accuratezza della soluzione è influenzata dal tipo di profilo di carico scelto.

Le due categorie principali di profili di carico sono: fissi o invarianti e adattativi. Quelli fissi non modificano la propria distribuzione durante il corso dell'analisi, al contrario di quelli adattativi.

Per strutture basse o medio-alte la cui deformata è governata principalmente dal primo modo di vibrare e gli effetti dei modi superiori sono minimi, l'uso di profili fissi porta ad una soluzione approssimata ma ancora comunque accettabile.

Il generico profilo di carico fisso può essere descritto con la seguente relazione:

$$F = \Psi \lambda(t)$$

dove:

$\psi$ : è un vettore di forma costante che definisce l'andamento in altezza delle forze inerziali ;

$\lambda$ : è un fattore moltiplicativo che definisce l'ampiezza delle forze applicate in funzione del passo  $t$  dell'analisi.

Nei casi più comuni di edifici bassi, abbastanza regolari e caratterizzati principalmente dal primo modo di vibrare è necessario eseguire l'analisi utilizzando due profili di carico fissi: il profilo di carico uniforme e il profilo di carico unimodale di primo modo.

Il profilo di carico uniforme è caratterizzato da forze di piano proporzionali alle masse di piano, esalta le richieste nei piani più bassi rispetto a quelle nei piani alti e l'importanza delle forze di taglio di piano rispetto ai momenti ribaltanti:

$$\Psi = \text{diag}(M) \quad \text{ossia} \quad \Psi_i = m_i$$

dove:

$M$ : è la matrice diagonale delle masse sismiche di piani;

$m_i$ : è la massa sismica del piano  $i$ -esimo;

$\psi_1$ : è la prima forma modale;

$\psi_{1i}$ : è il componente di  $\psi_1$  al piano  $i$ -esimo.

Questa distribuzione corrisponde alle forze inerziali che si sviluppano nella struttura in campo elastico. Il profilo di carico unimodale di primo modo è invece più rappresentativo del comportamento della struttura in campo post elastico.

#### VERIFICA DI SICUREZZA CON ANALISI PUSHOVER

Per le strutture in muratura, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento.

Lo Stato Limite Ultimo in spostamento del sistema è definito nel paragrafo della Circolare applicativa C.8.1.5.4 come “spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo”.

La domanda di spostamento si trova seguendo il metodo illustrato in normativa al paragrafo 7.3.4.1 e si basa sull'ipotesi che la risposta trovata per il sistema MDOF possa essere correlata a quella di un sistema SDOF equivalente. Attraverso questa semplificazione è possibile ricavare lo spostamento massimo che il SDOF deve sopportare a fronte di uno spettro di risposta elastico, e quindi calcolato questo risalire allo spostamento massimo del sistema reale.

#### **2.2.4. Analisi non lineare dinamica**

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e gli accelerogrammi definiti al § 3.2.3.6 delle NTC2008. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi dinamica non lineare deve essere confrontata con una analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base delle strutture.

Nel caso delle costruzioni con isolamento alla base l'analisi dinamica non lineare è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente.

### 3 \_ DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

#### 3.1. Identificazione del fabbricato

Oggetto della presente tesi è il palazzo sede del Consorzio di Bonifica Fiumi e Fossi di Pisa, attualmente ente proprietario dello stesso, comunemente noto col nome di Palazzo Franchetti o dei Consoli del Mare.

L'edificio diventa sede dell'istituto nel 1889; lo stesso ente, dopo alcuni anni di trattativa, ne acquista a tutti gli effetti la piena proprietà nel 1914.

Il palazzo rientra tra gli edifici tutelati dal Ministero per i Beni Culturali e Ambientali, grazie a vari elementi di pregio analizzati nelle pagine seguenti.

Il Palazzo è ubicato nel Comune di Pisa, ai numeri 58-60 su via San Martino a 19 su Lungarno Galilei. Si trova sulla riva sinistra dell'Arno, a circa 50 m dal fiume, e abbraccia la profondità di tutto l'isolato del Lungarno Galilei, estendendosi da questo fino alla parallela via San Martino, inserendosi nel quartiere a sud del fiume Arno, storicamente noto come Chinzica. Catastalmente è censito al Fg. 125 Mapp. 244 e 585.



**Figura 3.1** – Vista aerea del quartiere di Chinzica e individuazione del palazzo.



Figura 3.2 - Estratto catastale

Il fabbricato è accessibile sia da Via San Martino che da Lungarno; da quest'ultimo lato è possibile anche l'accesso con mezzi ad un piccolo parcheggio all'interno della corte. Il giardino è racchiuso da alti muri di confine a est e ovest al termine delle ali e da una cancellata a nord sul Lungarno.

La destinazione attuale vede affiancata a quella direzionale e di servizio pubblico quella residenziale, trovando infatti ubicazione all'interno del complesso due unità abitative.

Secondo le attuali volontà dell'ente amministrativo si prevede che una porzione del complesso possa essere adibita a biblioteca storica, esposizioni o comunque ospitare mostre temporanee ed eventi, allargando pertanto il ventaglio delle destinazioni d'uso del palazzo (vedi paragrafo 3.3. per le destinazioni d'uso specifiche di ogni ambiente).

Nelle pagine seguenti compaiono alcuni estratti degli elaborati grafici della restituzione del palazzo (piante, prospetti, sezioni e dettagli) allegati poi in scala come tavole alla presente tesi, e fuori scala nell'Allegato D.

La descrizione dei dettagli costruttivi (elementi verticali, orizzontamenti) verrà trattata compiutamente, nel capitolo concernente il livello di conoscenza dell'edificio.

### **3.2. Morfologia del palazzo**

Il periodo di realizzazione del palazzo nella sua consistenza attuale è databile attorno agli anni 1833-36 su progetto dell'architetto Alessandro Gherardesca e commissionato dalla famiglia Franchetti, allora proprietari.

È il frutto di una riunificazione dei cinquecenteschi palazzo Lanfranchi, palazzo del Torto e casa Mannaioni, a loro volta costruiti su case fondaco, tipiche della tradizione medievale pisana. Le fasi costruttive saranno trattate in seguito in maniera più approfondita insieme all'analisi storica (paragrafo 3.4.).

Allo stato attuale l'edificio si presenta con un impianto planimetrico ad U, con i bracci lunghi che si estendono verso il fiume a racchiudere il giardino e il braccio corto tangente a via San Martino:

- superficie coperta dal complesso architettonico: 1115 m<sup>2</sup>;
- quota dell'altezza di gronda: 19 m su via S. Martino; 17 m sul cortile interno; 12 m sulle ali;
- quota della linea di colmo: per il corpo principale la linea media di colmo si attesta all'incirca sui 21 m, mentre si ferma a circa 14 m per le due ali;
- numero piani entroterra: 1 non utilizzabile nella porzione principale su via San Martino;
- numero piani fuori terra: 4 nella porzione ex-Del Torto, 3 nella porzione ex-Lanfranchi, 2 nelle ali; in tutte le porzioni sono inoltre presenti piani ammezzati.



**Figura 3.3** – Vista aerea in cui è ben visibile l'impianto a U del palazzo col giardino sul Lungarno.

Come spesso accade nei nostri centri storici, il complesso architettonico non è completamente isolato: lungo Via San Martino infatti è in continuità con gli edifici limitrofi; in particolare verso est è presente il Vicolo del Torti e la continuità con il palazzo a fianco è data dalla porzione sopra il vicolo per un lunghezza di circa 10 m e una altezza di circa 5,50 m; sull'altro lato invece l'aderenza con il fabbricato vicino si spinge per circa 22 m ma con una altezza limitata a due piani.



**Figura 3.4** – Vista aerea del palazzo dal lato di Via San Martino.

Dunque, mentre i prospetti nord e sud sono interamente liberi, gli altri due, ortogonali a via san Martino, presentano delle porzioni in adiacenza ad altre proprietà: il lato ovest per circa i primi due piani fuori terra confina da prima con una unità privata, in seguito con il giardino di San Sepolcro; l'altro, prospiciente vicolo del Torti, è in diretto contatto con Palazzo Kinsky-dal Borgo.



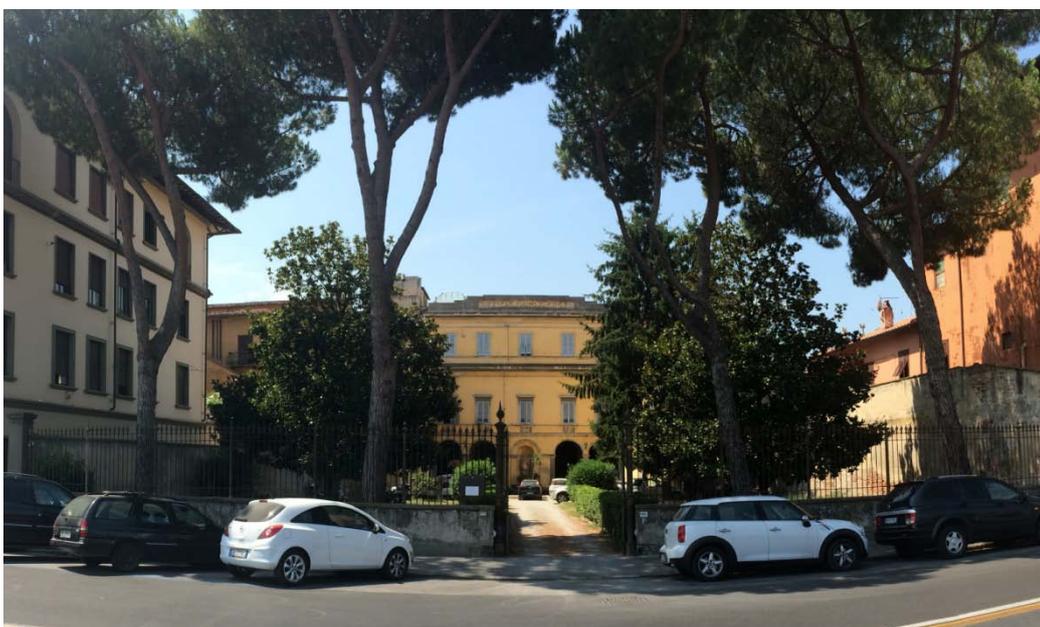
**Figura 3.5** – Scorcio del prospetto sud del palazzo su Via San Martino



**Figura 3.6** – Scorcio del palazzo Kinsky-dal Borgo a est su Via San Martino.



**Figura 3.7** – Vista aerea del palazzo dal lato Lungarno.



**Figura 3.8** – Prospetto nord col giardino dal Lungarno.

Storicamente il prospetto principale dell'edificio è quello su via San Martino, anche se formalmente è conosciuto come tale quello sul lungarno, privilegiato dall'uniformità conferitagli con gli interventi di restauro.



**Figura 3.9** – Restituzione con foto inserimenti del prospetto-sezione nord sul Lungarno (vedi tavole allegate).

L'altro prospetto è infatti dichiaratamente suddiviso in due parti, appartenenti a palazzi che sono stati concepiti distintamente (appunto dai due casati differenti, i Lanfranchi e i del Torto) e poi unificati in seconda istanza.

Tale separazione originaria si evince chiaramente nel punto di giunzione tra i due edifici: la differenza di quota tra le imposte delle aperture, tra le dimensioni e la sagoma delle stesse a sinistra e a destra non lascia adito a dubbi. I due edifici, hanno posseduto, a seconda dei momenti, numeri identificativi catastali coincidenti o distinti. Ad esempio, nel momento in cui è stato imposto il vincolo, nel 1947, la particella catastale risultava unica su tutta l'estensione dell'edificio, mentre poco prima e poco dopo le due unità immobiliari risultano distinte da numeri diversi. Come detto precedentemente è attualmente censito al Fg. 125 Mapp. 244 e 585. Il fronte principale del palazzo Lanfranchi (parte sinistra del prospetto) di via San Martino mette in evidenza i tre imponenti ordini contraddistinti da marcapiani (di cui quello tra il primo e il secondo piano a doppia fascia) e delineati da modanature in pietra serena grigia su intonaco colorato. Al contrario le finiste del prospetto nord nella corte hanno cornici in intonaco dipinte in grigio.



**Figura 3.10** – Restituzione con foto inserimenti del prospetto sud in Via San Martino (vedi tavole allegate).

Al primo piano si aprono sette alte finestre concluse da timpani triangolari sorretti da mensole doriche che in modo desueto e raffinato compenetrano nell'architrave per formare un unico organismo, richiamando tratti caratteristici dell'Ammannati. L'attribuzione del prospetto è però oggetto di alcune controversie, approfondite nell'Allegato A.



**Figura 3.11** – Aperture al primo piano di palazzo Lanfranchi.

Le aperture del piano superiore hanno medesime cornici modanate sul perimetro e si concludono con un'aggettante modanatura lineare. Una fascia in pietra serena segna lo stacco dell'edificio dal piano stradale e una cornice posta in gronda termina l'alzato del prospetto.



**Figura 3.12** – Aperture al secondo piano di palazzo Lanfranchi.

Sull'asse del fronte è disposto il portale d'ingresso rialzato su tre gradini, ai lati del quale, si alternano semplici aperture rettangolari alle finestre inginocchiate con timpani spezzati corredati da anfore. Piccole finestre dei mezzanini, infine, fanno da cornice all'intera composizione.



**Figura 3.13** – Portale d'ingresso a palazzo Lanfranchi

La ricchezza decorativa del prospetto risiede negli ornamenti del portone d'ingresso sul quale troneggia lo stemma dei Lanfranchi e delle finestre inginocchiate a piano terra, con timpano arrotondato e spezzato, al cui centro è posta un'anfora e lo stemma della famiglia.

Accanto all'ex-Palazzo Lanfranchi è possibile distinguere il prospetto dell'ex-Palazzo Del Torto, caratterizzato da una diversa scansione delle aperture, uno stile differente e materiali diversi: il portone d'ingresso è caratterizzato da strette bugne che da piedistallo diventano ghiera dell'arco, così come accade nelle finestre al piano primo e secondo. Anche in questa porzione del prospetto è presente un mezzanino le cui aperture, più piccole rispetto alle altre, sono arricchite da decorazioni in arenaria.



**Figura 3.14** – Portale d'ingresso a palazzo Del Torto.



**Figura 3.15** – Finestre con cornici in arenaria del primo mezzanino della ex porzione Del Torto.

La facciata sul Lungarno Galilei assume un aspetto classico borghese, con la sua scansione in tre ordini, ed è il risultato della integrale riconfigurazione ottocentesca del palazzo operata dai Franchetti (nell'Allegato B si riporta una breve descrizione della storia delle famiglie Lanfranchi, Del Torto e Franchetti).



**Figura 3.16** – Prospetto nord dal giardino.

Il piano terra si apre sul giardino grazie alla presenza di un portico. Quest'ultimo svolge la funzione di elemento unificatore tra i due palazzi e i rispettivi ingressi con una soluzione architettonica che vede quattro aperture ad arco interrotte da una nicchia centrale, di maggiore dimensione, nella quale è collocata una statua in terracotta che rappresenta l'Abbondanza (raffigurante una giovane donna con un abito ricco di drappeggi che regge una cornucopia ricca di fiori e frutti).



**Figura 3.17** – Statua in terracotta raffigurante l'Abbondanza, collocata nella nicchia centrale al piano terra del prospetto nord .

Al primo piano le finestre sono arricchite da semplici cornici in intonaco, che vuole emulare la pietra serena del prospetto sud, e una doppia striscia marcapiano sottolinea il livello del bancale delle aperture.

Al di sotto di queste si trovano delle decorazioni ad affresco rientranti rispetto al livello attuale dell'intonaco.



**Figura 3.18** – Affreschi sotto le finestre del primo piano.

Le finestre al secondo piano appaiono invece di aspetto comune senza alcun ornamento.

Anche su questo prospetto si ritrova un piano ammezzato sul lato sinistro denunciato dalla presenza di una piccola apertura.

L'impianto è conformato ad "U", con i bracci laterali che si protendono verso il lungarno accogliendo il giardino all'italiana e, sul lato sinistro (venendo dalla direzione del lungarno) contiguamente all'ala Est, una ex-limonaia (in cui gli unici elementi di pregio sono la pavimentazione in graniglia di marmo, riportante le iniziali CL, riconducibili a Curtio Lanfranchi, e le piccole statue a coronamento della copertura).

I prospetti delle ali sulla corte riprendono gli stilemi del prospetto nord, oltre che la stessa cromia per la tinteggiatura.



**Figura 3.19** – Restituzione con foto inserimenti del prospetto sul cortile dell’ala est con la limonaia (vedi tavole allegate).

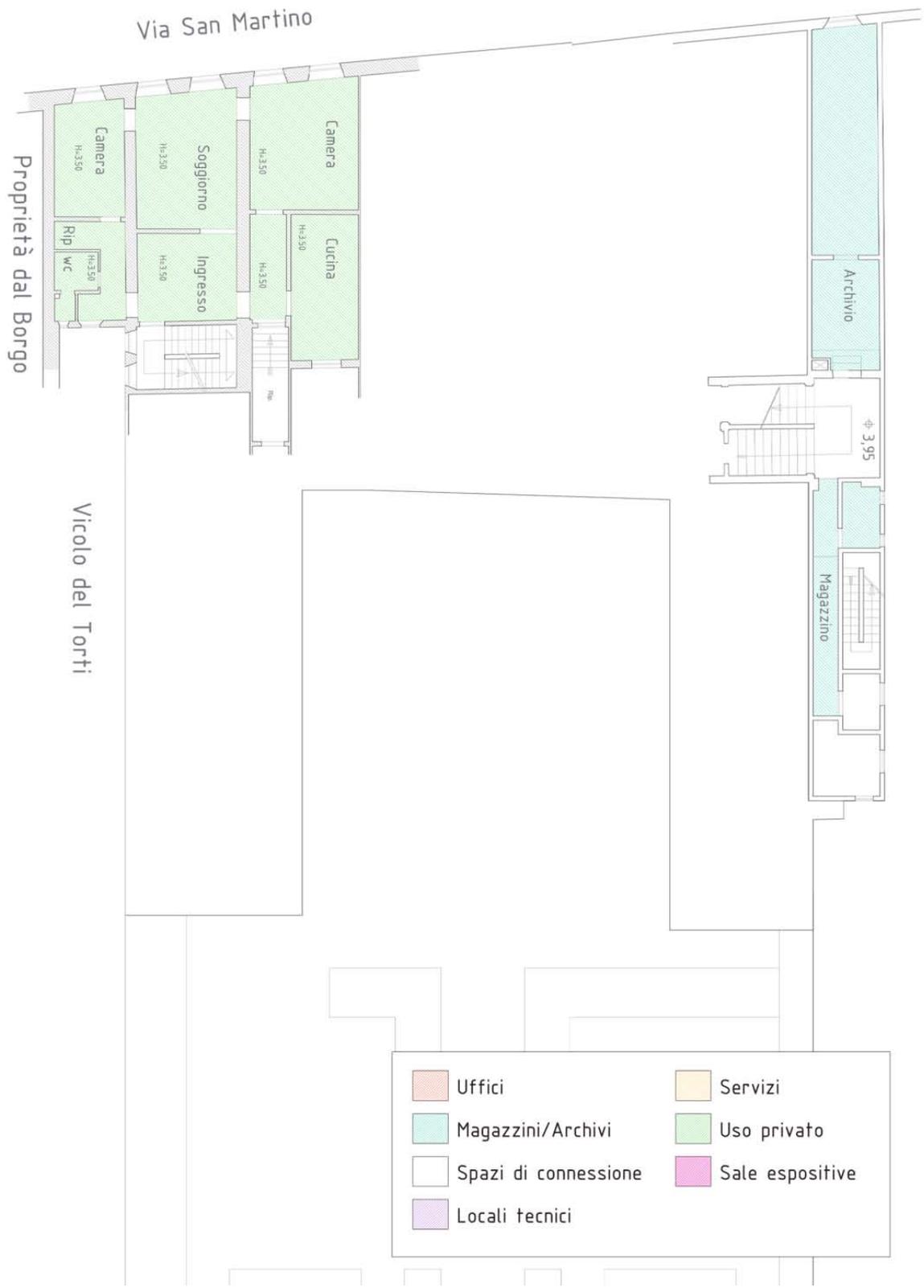


**Figura 3.20** – Restituzione con foto inserimenti del prospetto sul cortile dell’ala ovest (vedi tavole allegate).

### 3.3. Descrizione degli spazi interni

Come detto precedentemente, la destinazione attuale vede affiancata a quella direzionale e di servizio pubblico quella residenziale; trovano infatti ubicazione all’interno del complesso due unità abitative. Il Palazzo viene spesso adibito ad ospitare esposizioni, mostre temporanee ed eventi, allargando di fatto così il ventaglio delle proprie destinazioni d’uso. Di seguito si riportano le planimetrie corrispondenti ai vari piani con le indicazioni del nome degli ambienti e delle relative destinazioni d’uso.





**Figura 3.22** – Destinazioni d'uso primo mezzanino.

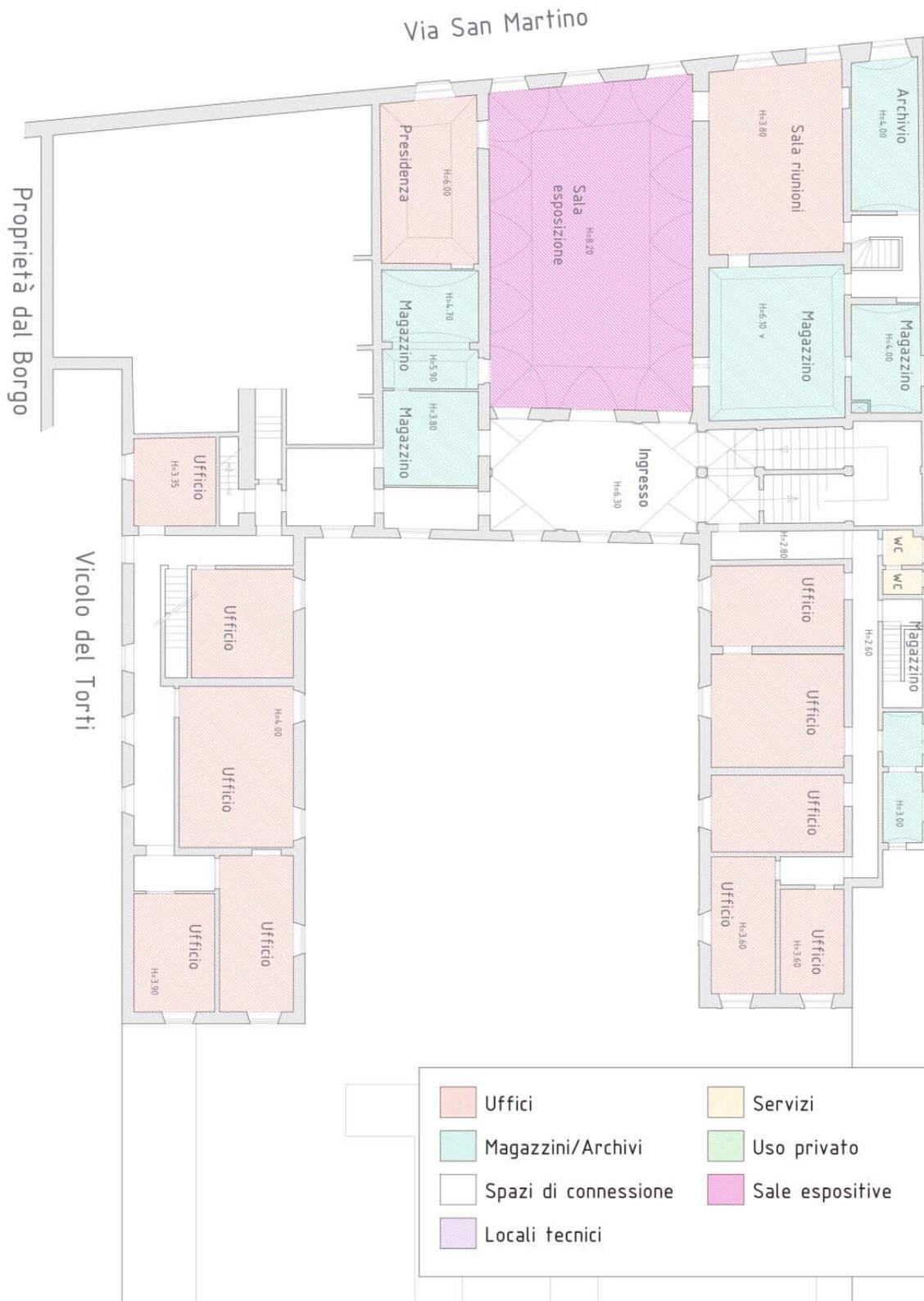
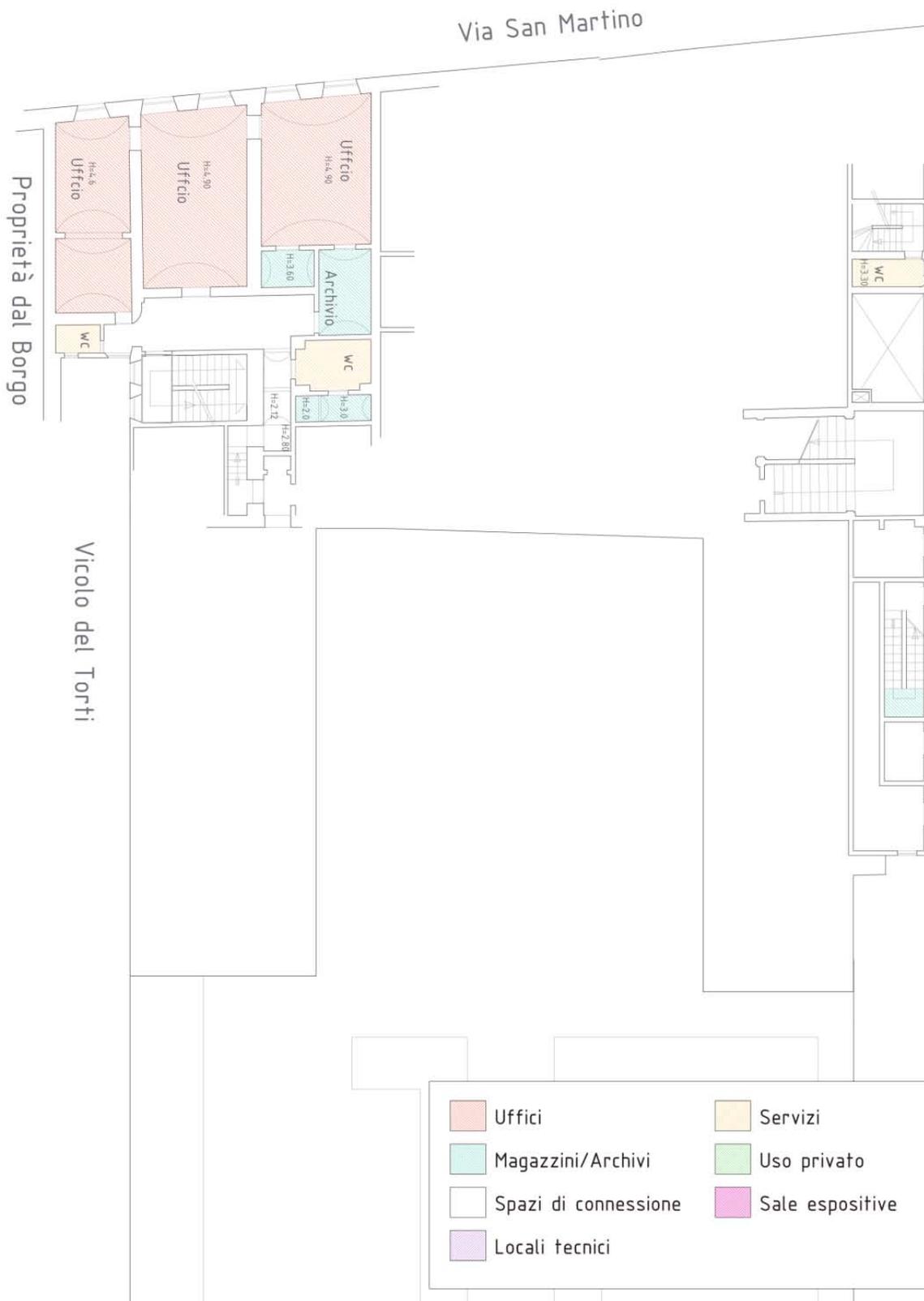
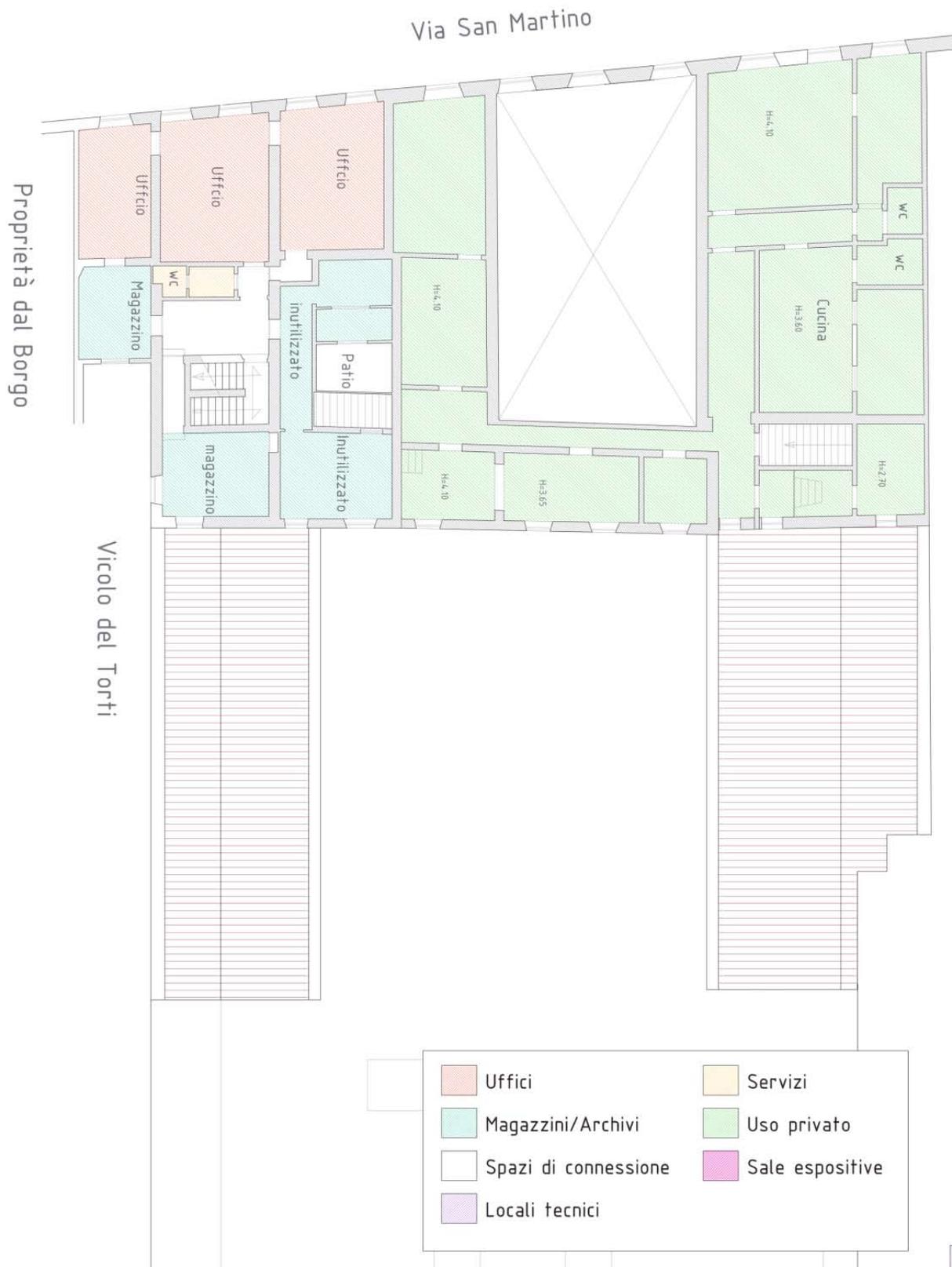


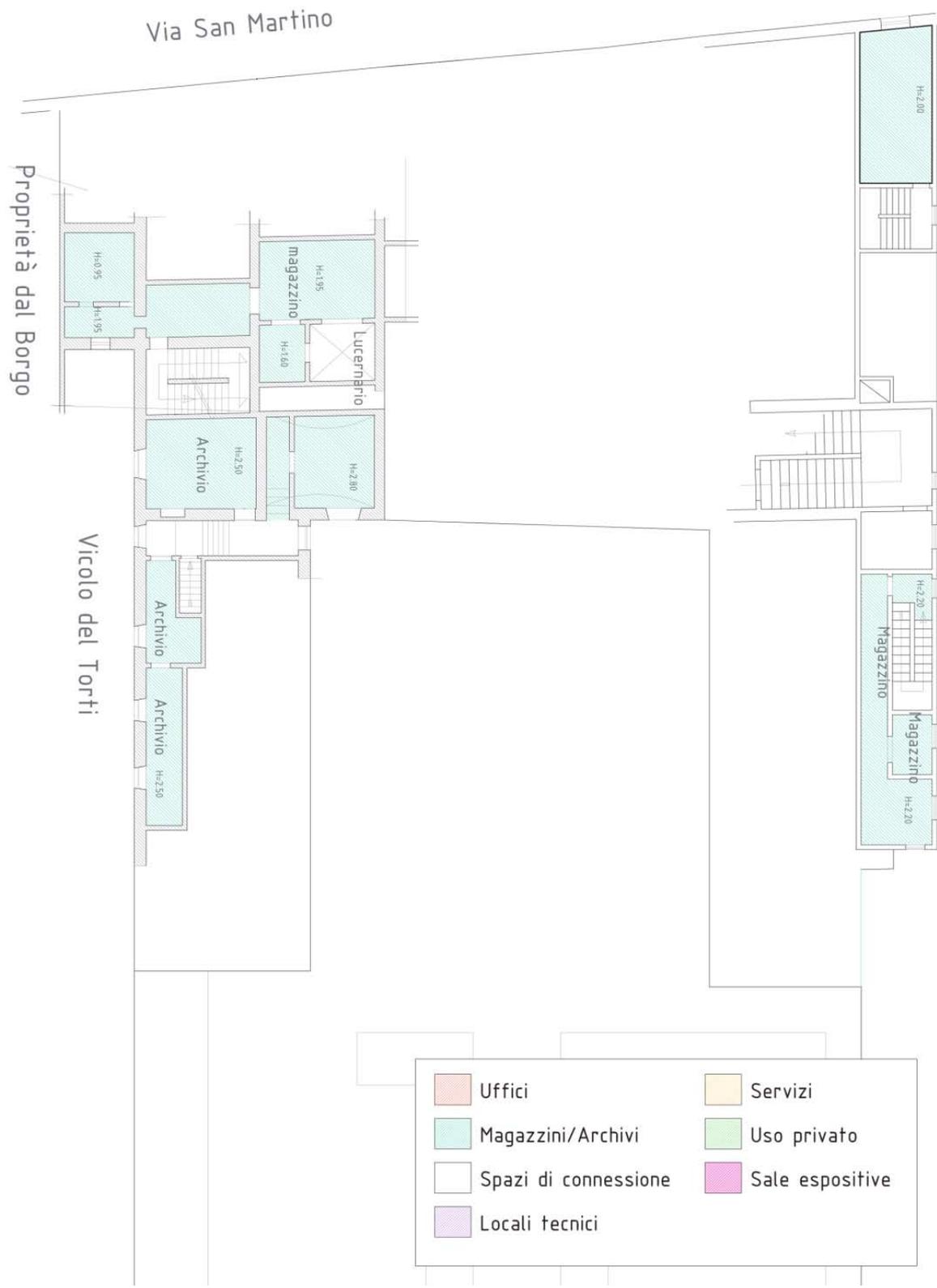
Figura 3.23 – Destinazioni d'uso primo piano.



**Figura 3.24** – Destinazioni d'uso secondo mezzanino.



**Figura 3.25** – Destinazioni d'uso secondo piano.



**Figura 3.26** – Destinazioni d'uso ambienti sottotetto utilizzati.

Le tavole allegate riportano una restituzione più fedele dell'edificio in termini di piante, sezioni e prospetti, ognuno dei quali viene analizzato:

- con inserimenti fotografici che restituiscano lo stato di fatto delle superfici;
- con un rilievo misurato che evidenzi le dimensioni degli ambienti;
- con un'analisi dei materiali.

L'allegato D riporta una riduzione degli elaborati grafici delle tavole.

Relativamente al corpo centrale del palazzo, l'impostazione plano-altimetrica dell'impianto edilizio conserva in gran parte l'organizzazione tipica che questi ambienti avevano già nel '500; infatti, l'intervento di Alessandro Gherardesca ha interessato principalmente il prospetto sul Lungarno lasciando di fatto inalterata la facciata su via san Martino e la scansione degli spazi interni.

La porzione che maggiormente risalta, per la configurazione e l'eleganza tipica degli ambienti nobiliari, è quella appartenuta alla famiglia Lanfranchi; dalla pianta del primo e secondo piano è immediato riconoscere come gran parte degli ambienti direzionali e residenziali gravitano intorno al grande salone centrale, a doppia altezza, con volta a padiglione lunettata affrescata.

All'interno del palazzo sono conservati maestosi e affascinanti affreschi che risalgono ai secoli XVI e XVII, attribuiti ad A. Ghirlanda, S. Marucelli e B. Poccetti. Per questi ambienti affrescati è possibile distinguere tre collocazioni distinte e, tutte nella parte ex- Lanfranchi: il salone principale (sopracitato) al primo piano, la Sala delle Ninfe al piano terra e le rampe delle scale. Nelle tavole allegate si riporta una restituzione dettagliata delle parti affrescate che verranno descritte in seguito.

### SALONE AL PRIMO PIANO

Il salone al primo piano interessa un'area in pianta di 118 mq ed ospita una volta di circa 180 mq.

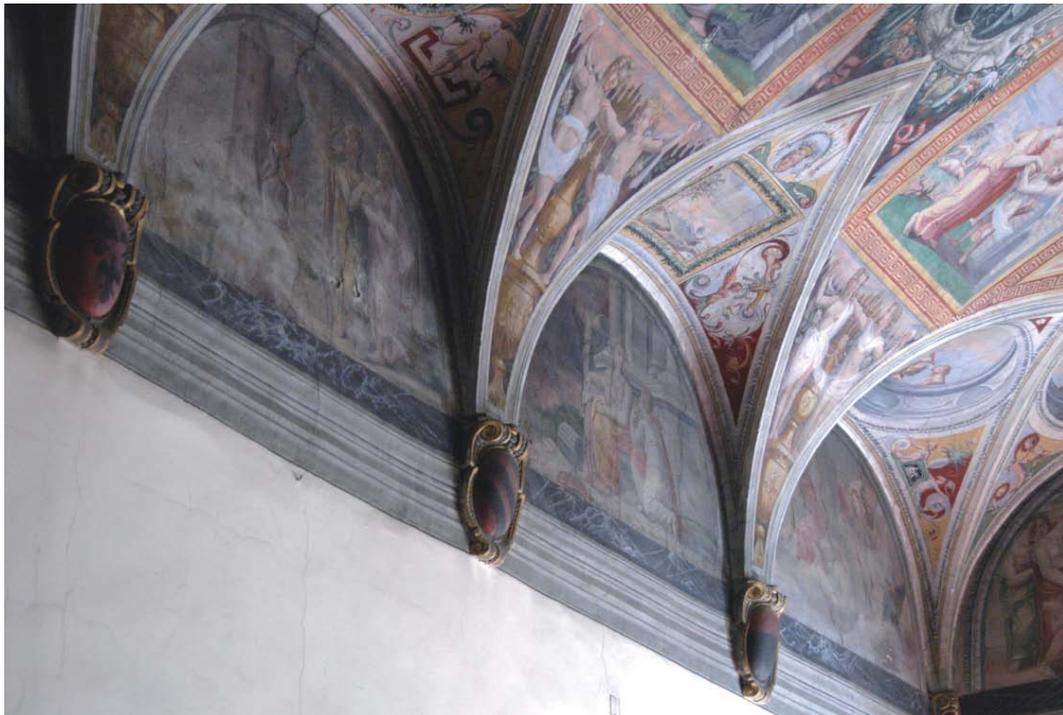
La decorazione del salone principale è unica nel suo genere nella città di Pisa. Risale al tardo '500, o ai primi decenni del secolo successivo, forse per volontà dello stesso Curzio Lanfranchi. Il tema affrontato è a sfondo mitologico (l'Olimpo con gli Dei ed il mito di Amore e Psiche) e viene svolto sia nel grande riquadro centrale che in ogni lunetta e unghia della volta, senza soluzione di continuità tematica e cromatica. La volta di notevole ampiezza ha unghie e lunette e in corrispondenza si trovano peducci che non sono come spesso accade in pietra serena, ma in legno dipinto anche con oro e rappresentano stemmi di famiglie nobili. Pochi sono rintracciabili, ma sicuramente quello dei Lanfranchi è riconoscibile sia per la posizione di prestigio (e non per dimensione) sia per la semplicità dell'arma della famiglia.



**Figura 3.27** – Gli affreschi della volta della Sala dell'Olimpo



**Figura 3.28** – Vista degli affreschi della volta della Sala dell'Olimpo



**Figura 3.29** – Particolari delle lunette della volta.

Piccole lesioni e cattiva cura della pellicola pittorica hanno fatto sì che si sia persa completamente la cromia originaria di alcune parti del disegno, ma ha reso possibile vedere il disegno preparatorio che è stato realizzato prima della pittura ad affresco.



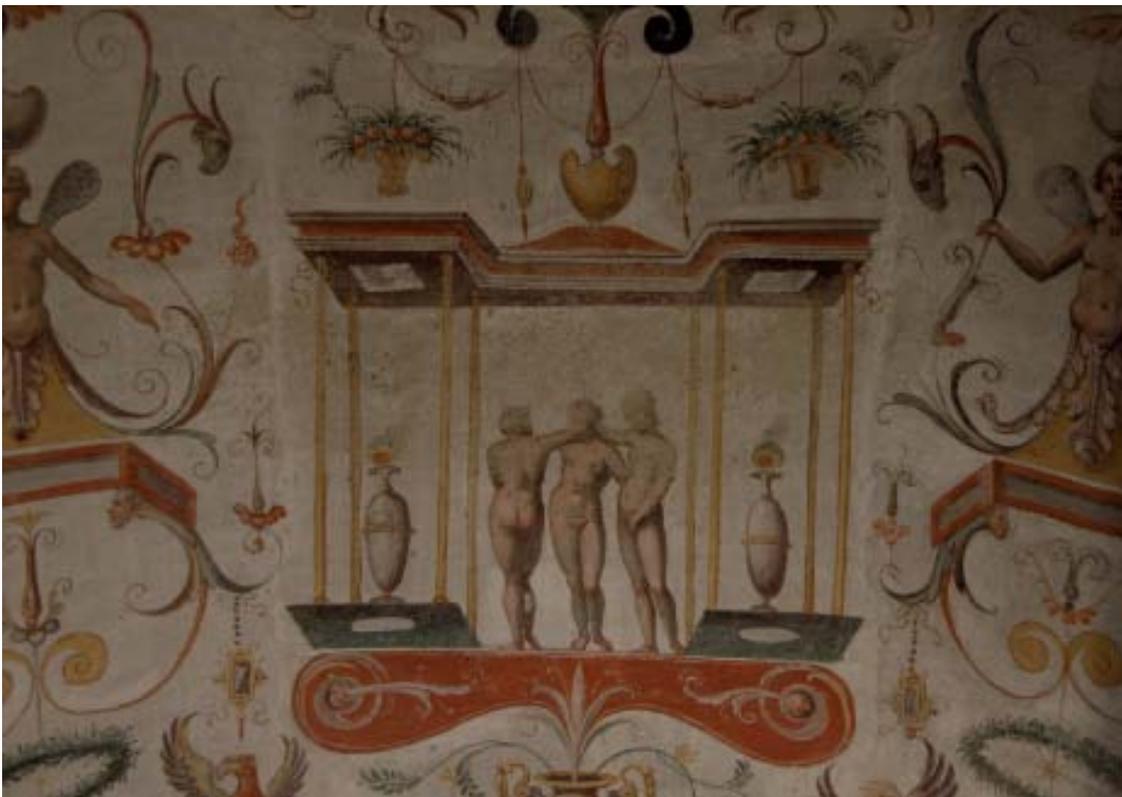
**Figura 3.30** – Particolari delle lunette della volta in cui si vedono i disegni preparatori.

### SCALONE- PRIMA RAMPA

Le decorazioni della volta del vano scale raffigurano elementi di fantasia uniti a scene classiche, elementi di architettura stilizzati e addobbi floreali, tutto su sfondo chiaro.

In particolare sono messi in rilievo tre elementi: il primo sono le tre grazie sotto un piccolo tempio a forma di “U”, con semplici colonne molto affusolate; in mezzeria è invece rappresentata una scena con paesaggio più verosimile, con alberi, acqua e cielo e fuoco, e una figura umana; e ancora una figura dalle fattezze da donna con numerosi seni, inserita in una edicola con colonne con capitelli ionici molto stilizzati.

Lo stato conservativo è assai buono, non ci sono lacune di notevole entità o tracce di umidità. Intervento necessario sarebbe quello di una pulitura della superficie che risulta comunque essere estera, non chiusa da infissi.



**Figura 3.31** – Particolare degli affreschi della volta raffigurante le tre grazie.



**Figura 3.32** – Vista della volta dal primo pianerottolo.

### SCALONE- PIANEROTTOLO

La prima volta a crociera del pianerottolo ha decorazioni a grottesche in cui i personaggi di fantasia sono orientati verso la chiave della volta, messa in risalto da una particolare decorazione circolare. Anche i costoloni sono messi in risalto con l'uso di colori diversi. E' a questo punto che si trova una bussola in legno e vetro che chiude la parte aperta da inizio alla parte interna al palazzo.

Lo stato conservativo è buono, fatta eccezione di un angolo in cui le decorazioni sono completamente perse a causa del distacco dell'intonaco. Sono inoltre presenti cavi elettrici fissati alla volta con piccoli chiodi.



**Figura 3.33** –Prima volta a crociera del pianerottolo dello scalone.

La seconda volta a crociera del pianerottolo ha ancora una volta decorazioni a grottesche in cui il pregio risulta essere maggiore. Sono messi in risalto i costoloni della volta con motivi a greca gialli su fondo verde; anche la chiave di volta spicca per il grande cerchio che vi è dipinto in corrispondenza.



**Figura 3.34** – Seconda volta a crociera del pianerottolo dello scalone.

Anche le scene rappresentate assumono maggior importanza, e sono di tipo paesaggistico, anche se risulta di difficile interpretazione il tema specifico trattato.



**Figura 3.35** – Lunetta affrescata della seconda volta del pianerottolo.

La conservazione delle pitture è assai peggiore rispetto alle altre. Molte parti risultano completamente compromesse e in un caso il distacco di intonaco è totale, arrivando a far scorgere la muratura della volta. Anche i costoloni hanno subito notevoli cedimenti dell'intonaco.



**Figura 3.36** – Particolari della seconda volta a crociera in cui si evidenzia il degrado delle superfici.

### SCALONE- SECONDA RAMPA

Anche l'ultima volta a botte delle scale principali è decorata a grottesche, in cui, finte quanto improbabili strutture architettoniche, inquadrano baldacchini con lambrecchini per busti di donne, felini e centauri. Tutto in fine quanto elegante commistione di linee spezzate e sinuoso su messe in risalto dai giochi cromatici e dallo sfondo bianco. L'accesso al ricetto del primo piano è mediato da portone con rostra metallica a cui segue una ulteriore bussola in legno e vetro.



**Figura 3.37** – Particolari degli affreschi sopra la seconda rampa.



Figura 3.38 – Vista della volta affrescata sopra la seconda rampa dello scalone.

### SALA DELLE NINFE AL PIANO TERRA

La Sala delle Ninfe si colloca al piano terreno, copre di un'area di 83 mq con volta di circa 108 mq. La sala in questione si compone di due distinti spazi, ambedue dotati di soffitti voltati, separati da un arco; dei due, è solo l'ambiente più prossimo a via S. Martino ad essere affrescato. Sul prospetto ovest della sala, indagini termografiche hanno rilevato la presenza di una canna fumaria tamponata. In prossimità della prima porta, la pavimentazione in graniglia di marmo riporta la scritta "SALVE".



**Figura 3.39** – Vista della sala dall'ambiente non affrescato.

Il soffitto della sala in esame, presenta una volta “a specchio” o “a schifo”, con lunette su tutto il perimetro. Le decorazioni ad affresco sono presenti su tutta la superficie della volta, inquadrata da cornici in stucco, e nella strombatura delle finestre.



**Figura 3.40** – Particolare del sottofinestra affrescato.

Il tema raffigurato è il mito di Diana e Atteone. La parte centrale della volta nella Sala delle Ninfe racconta di Atteone, cacciatore allevato dal centauro Chirone che, durante una battuta di caccia, provoca l'ira di Diana quando la sorprende mentre fa il bagno insieme alle sue compagne, all'ombra della selva, dopo aver interrotto la caccia, per il caldo estivo. La dea, per impedire di proferire parola su quel che aveva visto, getta dell'acqua sul viso del giovane trasformandolo in cervo. È proprio questo il momento raccontato dal Ghirlanda, che inserisce la scena in un contesto diverso da quello del mito, introducendo sullo sfondo architetture romane in rovina quasi rimpiazzate da elementi tipici dell'architettura tardo rinascimentale e manierista. Atteone si accorge della sua trasformazione quando si specchia in una fonte, dopo essere scappato. Viene intanto raggiunto dai suoi 50 cani inferociti da Diana, che, non riconoscendolo, lo sbranano.



**Figura 3.41** – Restituzione con foto inserimenti della parte centrale della volta.



**Figura 3.42** – Dettaglio di due lunette della volta.

## ULTERIORI ELEMENTI DI PREGIO

Da segnalare è inoltre la presenza di:

- affreschi nascosti sotto la tinteggiatura, emersi da alcuni saggi sulle pareti e sulle volte, soprattutto nelle due ali, ma anche su alcune pareti del corpo centrale;
- androne di accesso al primo piano porzione ex-Lanfranchi con pilastri in pietra della loggia, lapide in marmo, decorazioni della volta con rosoni.
- pilastri e lesene di ordine Tuscanico e sormontate da piedritti Dorici e cornici in pietra serena attorno a finestre e porte al piano terra e al primo piano;
- un ex-alcova al secondo piano sopra il vicolo del Tort con pavimentazione in cotto, affrescata con ovale centrale e cornice in stucco bianco e oro;
- camini in marmo in vari ambienti del palazzo;
- monofore e merlature nel sottotetto, a coronamento della parete trasversale della sala principale entrambe inglobate in una muratura successiva, sulla cui datazione approfondiremo nel paragrafo dell'analisi delle fasi costruttive (paragrafo 3.4.).

### **3.4. Analisi storico-critica**

Uno studio condotto su un edificio esistente non può prescindere dalla ricostruzione del processo di realizzazione e delle successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché dagli eventi che lo hanno interessato; ciò principalmente al fine della corretta individuazione del sistema strutturale e del suo funzionamento.

Sulla base dei dati raccolti nella fase di ricerca storica, si possono trarre conclusioni di tipo operativo per la modellazione meccanica globale e locale del manufatto. La ricostruzione della storia edificatoria dell'edificio, o della costruzione più in generale, potrà aiutare ad identificare gli eventuali terremoti a cui è stato soggetto in passato.

Quello che ne risulta è una sorta di “valutazione sperimentale della vulnerabilità sismica” dell'edificio rispetto ai terremoti passati, di notevole utilità, perché consente di valutarne il funzionamento, a patto che la sua configurazione strutturale e le caratteristiche dei materiali costruttivi non siano stati, nel frattempo, modificati in maniera significativa.

Generalmente, quando si trattano costruzioni esistenti, può essere difficile disporre dei disegni originali di progetto necessari a ricostruirne la storia progettuale e costruttiva. In ogni caso, soprattutto nel caso di edifici in muratura, prima di procedere alle indispensabili operazioni di

rilievo geometrico, è opportuno svolgere delle considerazioni sullo sviluppo storico del quartiere in cui l'edificio è situato, basandosi su testi specialistici, cercando di acquisire informazioni sugli aspetti urbanistici ma soprattutto storici che ne hanno condizionato e guidato lo sviluppo, con particolare riferimento agli aspetti d'interesse per l'edificio in esame.

Palazzo Franchetti, come molti dei palazzi pisani, vanta una lunga storia di successioni e mutamenti della propria morfologia. Risulta quindi indispensabile ripercorrere sia brevemente le vicende storiche che hanno interessato la città ed il quartiere in cui lo stabile si inserisce, sia poi trattare in maniera dettagliata ed organica, l'evoluzione storica del costruito.

### **3.4.1. Pisa: il quartiere di Chinzica**

In origine, il centro abitativo di Pisa si sviluppava nella zona a nord dell'Arno, nello spazio delimitato dall'Arno stesso a sud e a nord dal fiume Auser. Una consistente espansione urbana sulla sponda sinistra, rimasta a lungo impaludata, sembra essere iniziata solo dopo la fine dell'impero romano, in epoca altomedioevale; quest'area inizialmente prese il nome "di là d'Arno" ma nell'VIII secolo verrà rinominata Kinzica, termine che la tradizione associa all'eroina Chinzica de Sismondi<sup>1</sup>, ma che sembrerebbe derivare, secondo recenti studi linguistici, dal longobardo Kinzig, termine che fa riferimento ad un livello più basso di questa sponda del fiume rispetto all'altra.

Nella zona a sud dell'Arno non mancavano comunque edifici ed opere di età antica: per esempio, è da qui che passava alla fine del II sec. a. C. la via Aemilia Scauri, importante strada di collegamento di Roma con la Liguria e la Gallia. Prima che si formasse il nuovo insediamento abitativo di Kinzica, infatti, questa zona era attraversata da quattro arterie stradali: una andava al porto, una verso Firenze, passando per l'attuale Riglione (attuale via Fiorentina) mentre le due rimanenti si dirigevano verso sud<sup>2</sup>. L'insediamento sulla sponda sinistra fu talmente rapido ed intenso che per esso, già agli inizi del secolo XI, compare una designazione autonoma: dapprima ubi dicitur Chintigha, in loco et finibus Chintica, oppure villa que dicitur Chintica ed infine semplicemente Chinzica.

Inizialmente il toponimo designa una zona sulla sinistra dell'Arno, localizzabile intorno alla chiesa di Santa Cristina, la cui consacrazione risale a prima del Mille. Chinzica indica poi una zona progressivamente più ampia detta talvolta villa (cioè villaggio), a designare tutto l'oltrarno meridionale della città, nei confronti della quale mantenne tuttavia sempre una sua

---

<sup>1</sup> *Kinzica de' Sismondi, eroina pisana, che secondo la tradizione salvò la città dall'invasione dei saraceni, accorgendosi, di notte, del pericolo che incombeva sulla città. La fanciulla pisana chiamò a raccolta, suonando la campana della torre del Palazzo degli Anziani, donne, vecchi ed adolescenti, poiché in quel periodo gli uomini, di età matura per l'uso delle armi, si trovavano impegnati con le galee ad assediare Reggio Calabria. Rapidamente i cittadini, allarmati, si armarono ed ingaggiarono una lotta accanita contro Musetto ed i suoi uomini.*

<sup>2</sup> *M.G. Arcamone, Chinzica: toponimo pisano di origine longobarda, in "Bollettino Storico Pisano", 1978, XLVII, pp. 205-246.*

individualità. Nel XIV secolo Boccaccio in due diverse novelle menziona Chinzica ancora come fosse un nucleo a sè in Pisa<sup>3</sup>.

Forse per la sua posizione intermedia tra l'Arno e il Portus Pisanus, oltre che per la sua disponibilità di terre ora in parte bonificate, Chinzica fu preferita come residenza dagli immigrati del contado, dai fuggiaschi provenienti dai territori vicini e dai mercanti anche stranieri: essa divenne quindi tanto popolosa quanto ricca, che la vecchia città di Pisa sull'altra sponda pensò bene di annetterla.

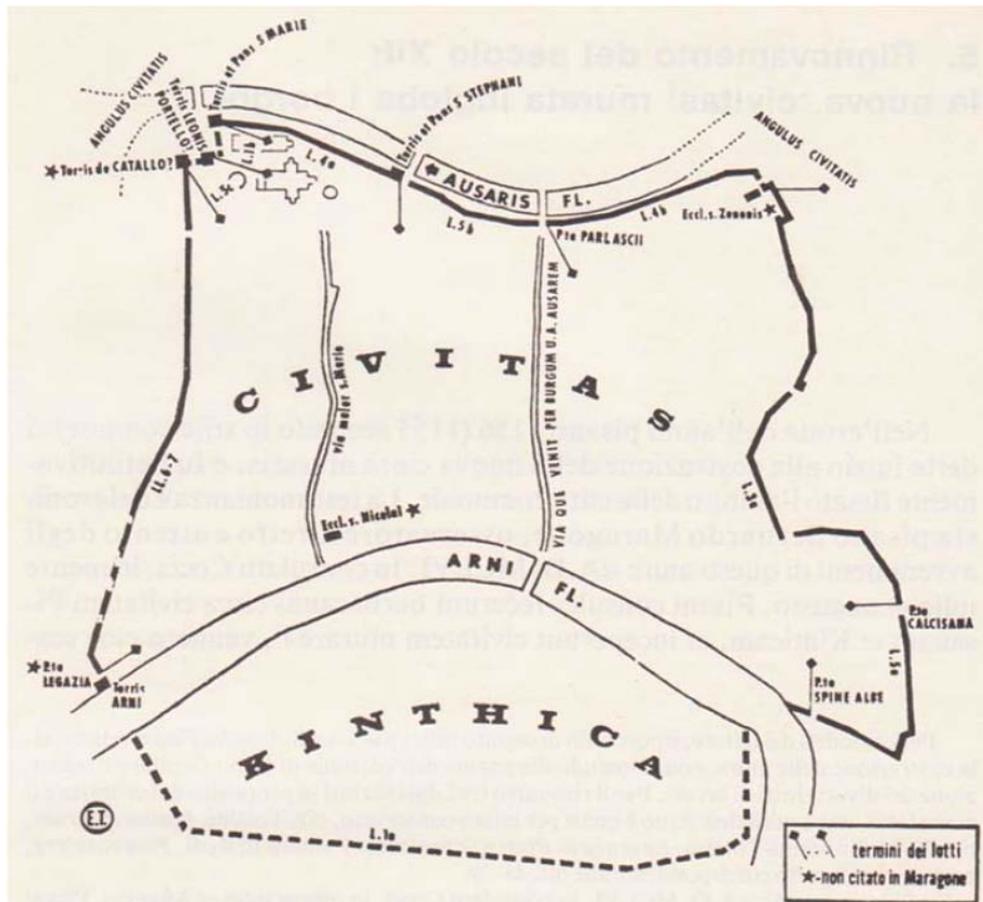


Figura 3.43 – Pianta schematica della città e delle mura del 1155-1161.

L'abitato, che inizialmente raccoglieva una popolazione cosmopolita formata principalmente da mercanti stranieri, venne inserito quindi entro una cerchia. Prima dell'edificazione delle mura però, intorno a tutta la città, sia a nord, nella "Civitas", sia a sud dell'Arno, in "Kinzica" appunto, erano stati scavati dei fossati che avevano principalmente lo scopo di fissare i confini della città stessa. Questi fossati furono anche utilizzati per il trasporto sui navicelli dei blocchi di pietra tufacea provenienti dalle cave situate nel territorio livornese. Le stesse vie d'acqua in seguito garantirono anche l'arrivo in città delle pietre provenienti dalla zona dei monti pisani. Così, quando nel 1155 si dette avvio con opere preparatorie alla costruzione della cinta muraria

<sup>3</sup> G. Boccaccio, *Decameron*, X novella della seconda giornata e X novella della quarta giornata.

detta di Cocco Griffi<sup>4</sup>, fu previsto anche l'inglobamento della zona abitata sulla sponda meridionale dell'Arno, e quando poi Pisa fu divisa in quartieri, Chinzica ne designò quello commerciale ed il più ampio.

Lo sviluppo di questo quartiere ebbe ritmi sostenuti soprattutto nel XII secolo, documentato dalla comparsa di chiese mai attestate prima. Nei documenti della prima metà del XII secolo ne vengono scandite le tappe: S. Sebastiano nel 1117, S. Lorenzo nel 1127 con annesso cimitero, S. Sepolcro nel 1138 e S. Cassiano nel 1147<sup>5</sup>.

Nel contempo gli enti ecclesiastici già esistenti si attrezzarono per dare nuovi servizi ad una popolazione che si andava facendo sempre più numerosa: nelle documentazioni compaiono infatti gli ospedali annessi alle chiese di S. Martino e di S. Sepolcro (immediatamente a sud della Loggia dei Banchi) ed al monastero di S. Paolo a Ripa d'Arno, mentre un quarto ospedale fu fondato da laici in località "Casamvidia"<sup>6</sup> (attuale Giardino Scotto), non lontano da S. Andrea, che fu donato nel 1133 alla chiesa arcivescovile pisana e ai suoi canonici.

Delle Chiese appena ricordate, S. Sebastiano, S. Lorenzo, S. Sepolcro e San Martino sorgevano in prossimità della "Carraia Maggiore", asse primario della viabilità di tutto il territorio a sud dell'Arno, così come tre dei quattro ospedali (S. Martino, 'Casamvidia', S. Sepolcro) che conosciamo in questo arco di tempo<sup>7</sup>.

Tra le aree lungo l'Arno privilegiate per l'insediamento, la più ambita in questo periodo fu senza dubbio quella gravitante intorno all'unico ponte che per molto tempo aveva collegato la 'civitas' con l'Oltrarno: Pisa ebbe infatti un solo ponte in legno sino alla metà del secolo XII dove, ai giorni nostri, si trova il Ponte di Mezzo (dopo il 1182 denominato Ponte Vecchio); in seguito, nei pressi della Spina, nel 1182, fu costruito un secondo ponte in legno, che prese il nome di Ponte Nuovo.

Nel Giugno del 1262 iniziò la costruzione di un terzo ponte nel quartiere della Spina, che fu terminato nel 1268; il quarto ponte fu fondato nel 1328<sup>8</sup>.

Le testimonianze dei primi decenni del secolo XII rivelano, nel tratto in prossimità del Ponte di Mezzo, un grado di urbanizzazione elevatissimo, con notevole densità di costruzioni sviluppate in altezza e talvolta accorpate tra loro, con suoli non edificati quasi inesistenti ed un fitto e tortuoso reticolo di vie. Il fervore edilizio incise profondamente sull'assetto della città, che in questo periodo acquisì la sua inconfondibile fisionomia abitativa, legata alla presenza delle case

---

<sup>4</sup> Cocco Griffi fu console di Pisa nella metà del XII secolo.

<sup>5</sup> Garzella G., "Pisa com'era: topografia e insediamento dall'impianto tardoantico alla città murata del secolo XII", 1990.

<sup>6</sup> Toponimo di origine oscura con altre varianti "Casavilia", "Casainvilia" che nel XII secolo indicò il luogo in cui sorgeva il monastero di S. Andrea

<sup>7</sup> Garzella G., "Pisa com'era: topografia e insediamento dall'impianto tardoantico alla città murata del secolo XII" 1990.

<sup>8</sup> Sac. Don Spartaco Mugnai, "S. Giovanni al Gaetano in Porta a mare nelle vicende storiche di Pisa", Pisa, 1965.

torri, le caratteristiche strutture in pietra a pilastro ed arco ogivale di raccordo ancora oggi ampiamente conservate<sup>9</sup> (vedi capitolo di approfondimento “Case torri a Pisa”).

Durante il corso e fino alla fine del secolo XV nella repubblica marinara di Pisa, che dal 1406 aveva perso l'indipendenza, divenuta parte dello stato fiorentino, ai quartieri furono sostituiti i terzi, così che l'area di Chinzica fu denominata San Martino, dal nome dell'importante chiesa che qui ancora sorge. Fu questo provvedimento amministrativo, insieme alla successiva rapida decadenza economica di Pisa e di tutto il suo territorio, a determinare la lenta scomparsa di Chinzica dagli atti ufficiali, anche se esso rimane ancora a lungo vivo, nelle seppur sporadiche menzioni, accanto a quello di terziere di San Martino. È stato comunque usato in maniera continuativa fino ad oggi limitatamente alla titolatura delle chiese<sup>10</sup>.

L'area di San Martino continuava a rivestire notevole importanza, poiché proprio in questa zona confluivano la via Emilia e la via Fiorentina, ed è per questo motivo che, nel XIII secolo, qui erano concentrate le più svariate attività commerciali; vi si potevano infatti trovare artigiani di vario genere, broccai, tiratori di lana, carratori ed in particolare nei vicoli dell'area dell'attuale piazza Chiara Gambacorti erano situati i venditori di fieno. Chinzica era infatti, un quartiere nato per ospitare i mercanti stranieri con le loro esigenze di scarico e carico merci e di conservazione e stoccaggio nei magazzini; la struttura viaria di questa zona si era quindi sviluppata in modo tale da mettere in comunicazione gli scali sulla riva dell'Arno con i magazzini di raccolta situati più all'interno del quartiere, assumendo così la sua caratteristica struttura “a pettine”.

Nel quattrocento si è avuto il progressivo allontanamento delle attività mercantili dal lungarno, e la costruzione di grandi palazzi a carattere signorile.

Si è costituito inoltre il polo amministrativo cittadino intorno all'asse viario di Ponte Vecchio (oggi Ponte di Mezzo), con le due logge, quella della Mercanzia e quella dei Catalani, con la conseguente destinazione agli uffici dei commissari fiorentini dei consoli del Mare e della Dogana nei Palazzi Pretorio e Gambacorti.

## CASE TORRI A PISA

Ci dicono le antiche testimonianze, come i "viaggi di Beniamino da Tudela", che Pisa aveva nel suo territorio un numero enorme di torri. Beniamino ne riporta 10.000 adatte e predisposte per la battaglia, se si presenta un contrasto o la necessità di uno scontro militare.

Anche se il numero è verosimilmente gonfiato per dare l'idea della grandezza della città, il numero delle sue torri doveva essere ragguardevole come ci mostrano queste due immagini, la prima del XIV sec, la seconda degli inizi del XV, subito dopo la seconda conquista fiorentina, difatti le torri appaiono mozzate.

---

<sup>9</sup> Redi F., *Pisa com'era: archeologia, urbanistica e strutture materiali (secoli V-XVI)*, Napoli, 1990.

<sup>10</sup> M.G. Arcamone, *Chinzica: toponimo pisano di origine longobarda*, in "Bollettino Storico Pisano", 1978, XLVII, pp. 205-246.



Figura 3.44 – Rappresentazione della città di Pisa del XiV secolo con le torri ancora integre.

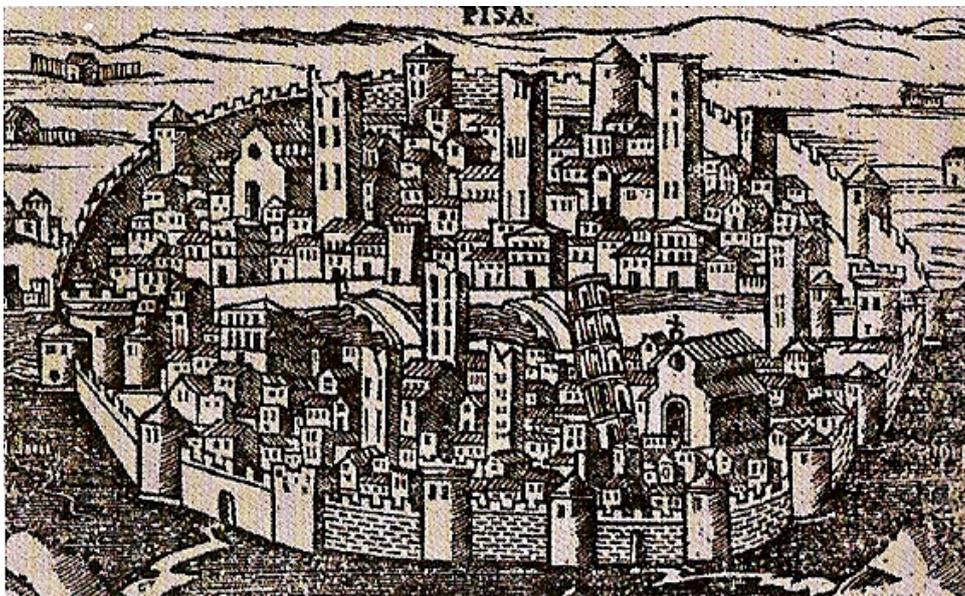


Figura 3.45 – Rappresentazione della città di Pisa del XV secolo.  
Dopo la conquista fiorentina i vedono le torri mozzate.

L'alto numero di torri doveva essere visto con stupore da un viaggiatore di quel periodo, ma ancor più quel che doveva stupire era l'uso che se ne faceva, unico per tipologia in occidente, forse confrontabile con quello di alcune culture orientali. Mentre in occidente l'uso era puramente militare o di rappresentanza, a Pisa le torri avevano una funzione più abitativa, essendo le dimore dei ricchi mercanti pisani che al tempo detenevano il primato dei commerci nel Mediterraneo (esser ricco come un pisano era un modo di dire del medioevo) le cui famiglie spesso le adottavano per farsi battaglia le une con le altre in una corsa al prestigio e alla supremazia cittadine.

E' importante definire l'accezione corretta del termine "casatorre", con il quale si tende oggi convenzionalmente a comprendere tutta l'edilizia civile abitativa del periodo, che era peraltro assai più varia e diversificata. Infatti nella documentazione archivistica non esiste la parola "casa-torre", bensì compaiono edifici chiamati con nomi più specifici, quali "turris", cioè la torre vera e propria, "domus", un'abitazione più ampia e meno sviluppata in verticale, e comunque signorile, "casa", una dimora più semplice, con un numero limitato di solai.

Questa corsa all'altezza ebbe un tentativo di regolamentazione col "Lodo delle torri" dell'arcivescovo Daiberto, redatto alla fine dell'XI sec. che vietava di spingersi oltre i ventuno metri in altezza, ben presto le esigenze abitative e di potere ebbero la meglio e la corsa all'altezza riprese con più slancio.

Le dimore signorili più antiche, costruite tra la metà dell'XI e i primi anni del secolo successivo, erano torri alte e strette, a pianta quadrata o rettangolare, a muratura piena generalmente in pietra.

La pietra maggiormente utilizzata era quella verrucana, pietra metamorfica compatta e resistente cavata nelle vicinanze di Pisa, dal Monte Verruca. La muratura piena era caratterizzata dall'uso di blocchi ben squadri negli angoli e nei fianchi delle aperture, mentre per il resto si usava pietrame di pezzatura ridotta e appena sbizzato.

I pilastri erano come pali conficcati nell'instabile terreno sabbioso e melmoso di Pisa e questa antichissima tecnica di per se semplice, era talmente efficace che rese possibile raggiungere altezze elevate e ancor oggi viene utilizzata per rendere stabili alcune innovative piattaforme petrolifere nei mari del nord. Queste torri potevano arrivare ad avere anche cinque o sei piani di altezza pari a circa 3,5 m ciascuno.

Le aperture si differenziavano a seconda dell'uso: a piano terra, di solito c'era una grande apertura archivolata (spesso a forma ogivale, sistema costruttivo appreso dai Pisani nei paesi islamici), definita da bozze regolari e ben squadrate, oppure era presente un loggiato su pilastri; ai piani superiori si aprivano piccole finestre con arco a tutto sesto o con architravi di tipo rettangolare, triangolare o trapezoidale.

Una terza tipologia di aperture era rappresentata dai portalini, aperture che davano accesso ai ballatoi lignei. I ballatoi, aggettanti rispetto al perimetro della torre, erano costruiti in legno, non avevano grandi dimensioni e potevano correre su uno o più lati dell'edificio; costituirono la

prima forma di annesso all'esterno dell'abitazione. L'esistenza di queste sovrastrutture lignee è ad oggi testimoniata dalla presenza delle buche pontaiere che ancora si hanno nei prospetti delle facciate di alcuni palazzi pisani. Queste erano sia l'alloggiamento per le impalcature al momento della costruzione della torre, sia la sede per le travature a sostegno dei ballatoi. In molti edifici, inoltre, restano ben visibili le mensole aggettanti (semplici o modanate), situate poco al di sotto degli architravi, che fungevano da appoggio alle travi lignee. Nella sommità delle torri stavano le armi di offesa chiamate "bertesche" come riportano i documenti antichi.



**Figura 3.46** – Antiche case torri inglobate nel tessuto urbano pisano.

La parte inferiore delle casetorri spesso veniva adibita a fondachi, soprattutto per quelle abitazioni che si affacciavano sull' Arno o sui tanti corsi d'acqua del territorio pisano, è probabile che avessero la possibilità di ospitare e rimessare le imbarcazioni e quindi fossero aperte o al più chiuse da pannellature mobili in legno permettendo inoltre alle frequenti piene dell' Arno di far defluire le acque senza apportare problemi alla stabilità dell'edificio che come detto si reggeva su pilastri ben piantati e quindi ai piani superiori si poteva trovare sicurezza e mettersi in salvo.

L'arrivo dei Medici cambia radicalmente il volto della città, soprattutto sui ricchi palazzi che si affacciavano sui Lungarni e su quelli del potere politico ed ecclesiastico.



**Figura 3.47** – Antiche case torri inglobate nel tessuto urbano pisano.

Ben presto l'evoluzione architettonica porta ad unire da archi ogivali quattro o sei o più pilastri a formare un unico fronte di facciata quindi più un palazzo turrato che una singola torre, vengono progressivamente tolte le strutture lignee, poco sicure perché facilmente incendiabili e tali vuoti vengono riempiti con pietra e laterizio, formando facciate dove si installeranno polifore di varia forma e dimensione.

Spesso le polifore accoglievano deliziose colonnine in marmo ed era di moda decorare gli edifici con antiche sculture classiche che potevano rappresentare teste d'uomo o animali o elaborate decorazioni (molte decorazioni ben conservate soprattutto in laterizio, si possono vedere in via san Martino e nelle zone limitrofe).



**Figura 3.48** – Palazzo Mosca, uno dei tanti sul Lungarno in cui ancora emergono le strutture medievali.

Nonostante tutto i recenti restauri delle facciate dei palazzi sui lungarni, spesso hanno portato alla luce almeno la struttura originale con i suoi pilastri e archi in pietra verrucana rendendo almeno una piccola immagine della Pisa medievale.

### 3.4.2. Fasi storiche

La sede del Consorzio dei Fiumi e Fossi, sita tra Lungarno Galilei e via San Martino, vanta un'illustre storia che ha condotto l'edificio alla forma attuale quando, diventata proprietà dell'autorevole casata ebraica livornese dei Franchetti, ne fu affidata la ristrutturazione all'architetto Alessandro Gherardesca.

Il palazzo, prima di divenire dei Franchetti, e assumere l'attuale veste ottocentesca, aveva subito una serie di trasformazioni nei secoli. Era, infatti, il prodotto dell'aggregazione di due palazzi cinquecenteschi, appartenuti rispettivamente ai Lanfranchi<sup>11</sup> per la porzione ovest e ai del Torto per la est, sorti a loro volta come unione di più case torri.



Figura 3.49 – Individuazione del palazzo su Pianta della città di Pisa, incisione del 1640 di Matthaeus Merian.

La genesi evolutiva dello stabile di via S. Martino è testimoniata anche dalle denominazioni che nel corso del tempo lo stabile ha assunto: prima Palazzo Lanfranchi - del Torto, poi Palazzo Franchetti e oggi Palazzo del Consorzio di Bonifica Fiumi e Fossi.

Possiamo parlare di quattro fasi principali in cui suddividere la storia costruttiva del palazzo:

- Medievale;
- Tardo rinascimentale;
- Ottocentesca;
- Le sorti del palazzo nel Novecento;

<sup>11</sup> G. Rossetti, *Un palazzo, una città: il Palazzo Lanfranchi in Pisa*, Pisa 1980.

### **Prima fase: Medievale (XII-XIII secolo)**

E' la fase di più incerta descrizione ed è possibile ipotizzare verosimili ricostruzioni per lo più sulla base delle evidenze preesistenti e della storia che ha delineato lo sviluppo urbano del quartiere.

Questa fase presenta molto probabilmente l'accostamento di varie cellule abitative, di dimensioni ristrette, le torri, tipiche del periodo repubblicano, in cui le attività commerciali si collocano al pian terreno mentre ai piani alti è presente lo spazio abitativo. Le loro dimensioni ne limiterebbero l'estensione alla parte del lotto che costeggia Via San Martino, per cui le ulteriori parti edificate (che comunque non arrivano a ricoprire interamente il lotto fino al Lungarno, come invece accade per quasi tutti gli edifici dei Lungarni) sarebbero sicuramente di epoca successiva.

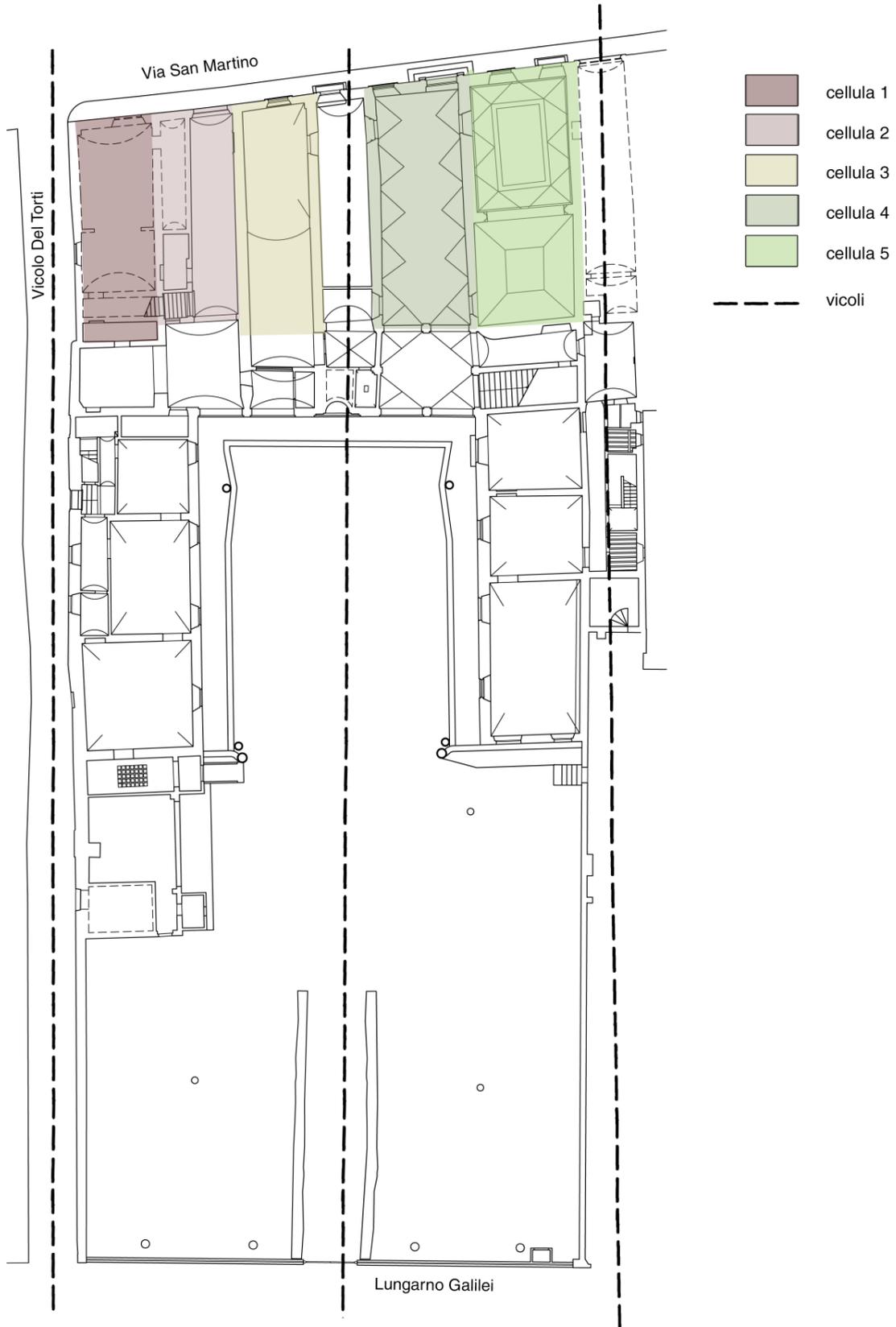
Una delle principali peculiarità dell'edificio, è infatti il suo arretramento rispetto al resto dei palazzi che si affacciano su Lungarno Galilei e la presenza di un giardino alberato. Questa particolarità lega il palazzo ad una leggenda con fondamento storico: si narra infatti che sul terreno che accoglie il giardino sorgesse un tempo il palazzo del Conte Ugolino della Gherardesca. Dopo la sua condanna per tradimento nel 1288, fu ordinato di radere al suolo tutti i suoi palazzi e di cospargere sale sul terreno, affinché non vi sorgessero più nessun edificio né pianta. L'atto notarile che, nel 1833, sanciva il passaggio di proprietà del palazzo dalla famiglia Sbrana ai fratelli Franchetti, ricordava quell'evento, precisando che la zona dove sorgeva il "piaggione", posto sul lato nord del palazzo e confinante con il Lungarno, era rimasta da secoli non edificata in quanto era l'area dove sorgeva la dimora del conte e secondo la leggenda sarebbe stata demolita "con l'apposizione solita del sale"<sup>12</sup>.

Per identificare la posizione esatta dei nuclei medievali possiamo avvalerci della partizione offerta dai vicoli che attraversavano il lotto da nord a sud (unendo quindi via San Martino al Lungarno). Come accennato precedentemente, Kinzica era infatti un quartiere nato per ospitare i mercanti stranieri con le loro esigenze di scarico e carico merci e di conservazione e stoccaggio nei magazzini: la struttura viaria di questa zona si era quindi sviluppata in modo tale da mettere in comunicazione gli scali sulla riva dell'Arno con i magazzini di raccolta situati più all'interno del quartiere, assumendo così la caratteristica struttura "a pettine".

Per quanto riguarda il caso del palazzo di Fiumi e Fossi si evidenziano: due vicoli ai lati dell'area che attualmente delimita il palazzo (quello a ovest attualmente chiuso perché inglobato all'interno del palazzo, mentre quello a est coincidente con l'attuale Vicolo del Torti); un vicolo centrale, la cui posizione è determinabile con un buon grado di sicurezza, sulla base di indagini svolte sull'edificio e documentazioni raccolte che hanno condotto a formulare l'ipotesi più accreditata, riportata nella figura 3.49 seguente.

---

<sup>12</sup> *Archivio di Stato di Firenze (d'ora in poi ASF), Notarile moderno, notaio Giovan Battista Lombardini, prot. 31525, n. 26.*



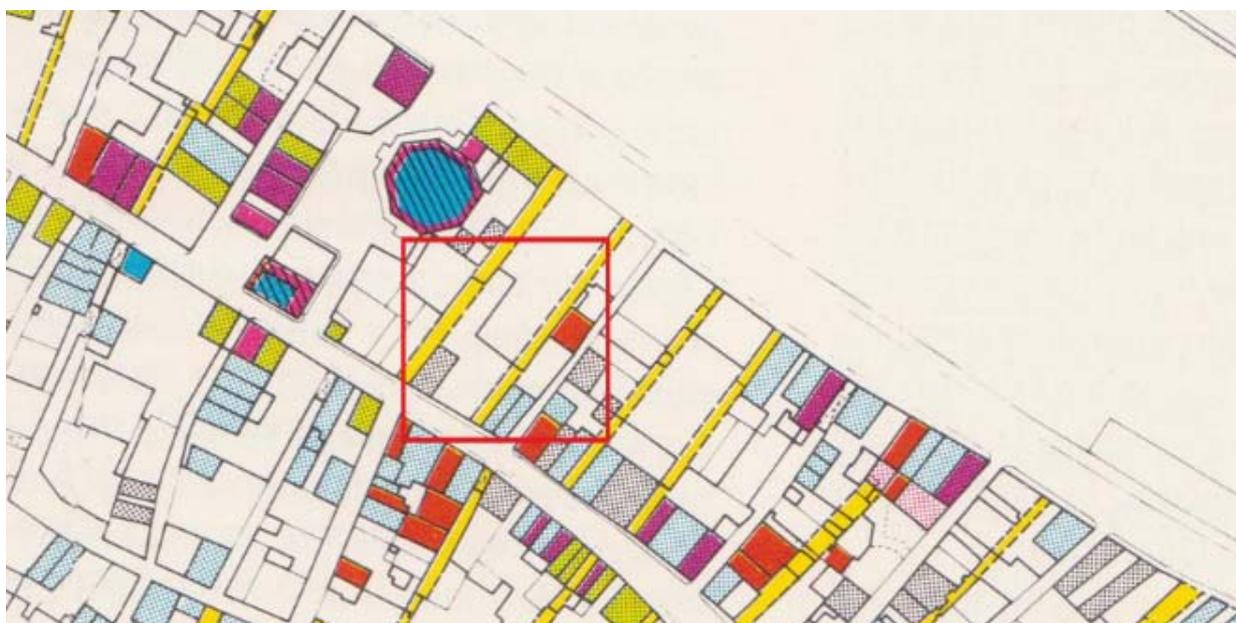
**Figura 3.50** –Ipotesi di suddivisione, su pianta attuale del piano terra , in cellule abitative medievali, in cui si evidenzia la posizione più probabile del vicolo centrale e dei due vicoli laterali.

Gli elementi analizzati per formulare tale ipotesi sono:

1. la posizione che il vicolo assume in alcune planimetrie storiche;
2. i risultati di indagini termografiche su alcune porzioni del palazzo, il quadro fessurativo e le caratteristiche di alcune pareti dell'edificio;
3. gli interventi di stonacatura sulle parti basse della facciata su via San Martino;

### Punto 1

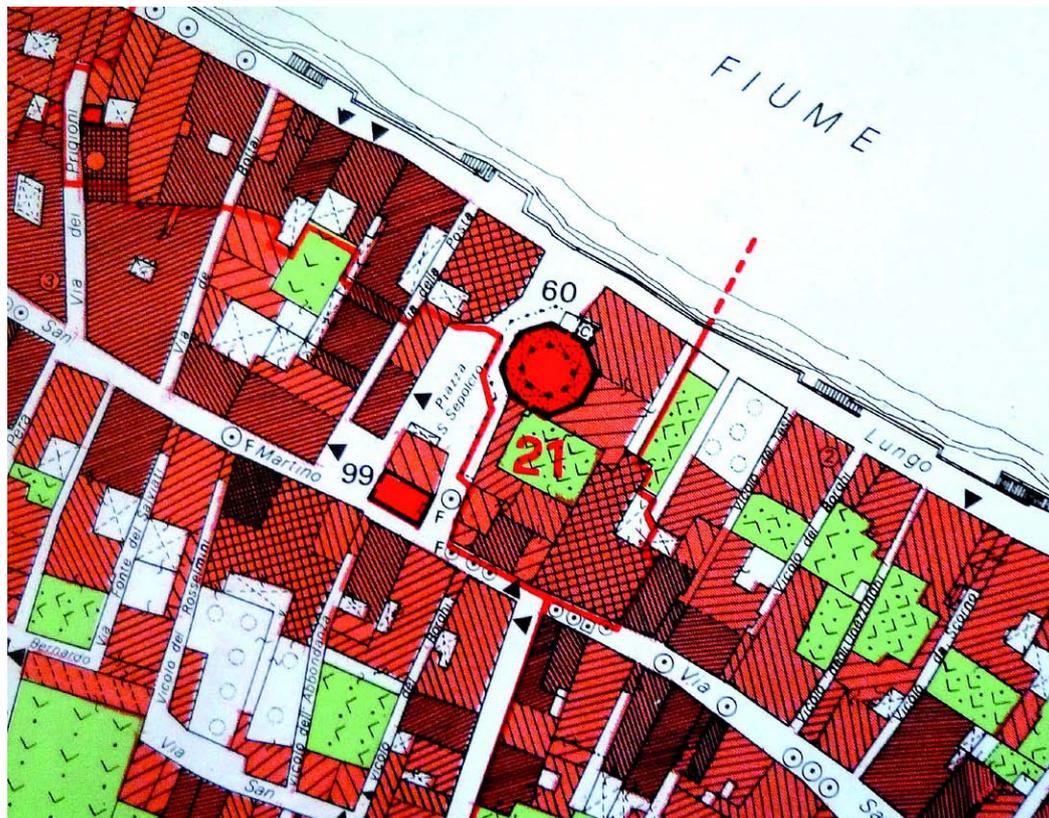
La figura seguente riporta uno stralcio della planimetria del quartiere di Chinzica come appare fino al XIV secolo; gli edifici sono distinti in base al periodo di edificazione e sono evidenziati in giallo i vicoli, le strade e i ponti che nei secoli sono stati eliminati o modificati, per giungere all'assetto attuale della città. In questo caso il vicolo intermedio si colloca in una posizione piuttosto traslata verso l'ex-porzione del Torto, costeggiando l'attuale ala est del palazzo.



	edifici degli inizi del sec. XI-fine del sec. X		edifici della 2° metà del sec. XIII-inizi del sec. XIV
	edifici della 2° metà del sec. XI-1° del sec. XII		edifici del sec. XIV
	edifici attorno alla metà del sec. XII-3° quarto del		edifici del sec. XV
	edifici a cavallo fra il sec. XII e il sec. XIII		edifici frammentari non databili ma medioevali
	edifici degli inizi del sec. XIII		N.B: a tratteggio gli edifici religiosi, in giallo le ipotesi ricostruttive dei ponti
	edifici attorno alla metà del sec. XIII		

**Figura 3.51** – Chinzica fino al XIV secolo (estratto da AA.VV, Un Palazzo, una città: Il palazzo Lanfranchi in Pisa)

Ciò risulta, tuttavia, in contraddizione con la posizione perfettamente centrale nel lotto che questo vicolo, diventato nel frattempo mozzo a seguito dell'unificazione delle proprietà, viene invece ad assumere nella pianta del quartiere relativa all'anno 1783 e riportata di seguito:



CASA, FABBRICATO O CASAMENTO	EDIFICI PUBBLICI O RELIGIOSI
 SOLO PIANO TERRENO	 SOLO PIANO TERRENO
 AD UN PIANO	 AD UN PIANO
 A DUE PIANI	 A DUE PIANI
 A TRE O PIU' PIANI	 A TRE O PIU' PIANI

**Figura 3.52** – Pianta fino al 1783 (estratto da Pisa città e architetture del settecento, Costantino Caciagli)

Ad avvalorare quest'ultima tesi concorre inoltre una planimetria ottocentesca (figura 3.53) del Gherardesca allegata alla richiesta di chiusura dello stesso vicolo<sup>13</sup>, al momento in cui la famiglia Franchetti acquista tutti i palazzi ricadenti nel lotto per creare un'unica proprietà (la vicenda è trattata in seguito).

Sovrapponendo la planimetria alla pianta attuale dell'edificio si vede come la posizione del vicolo sia univocamente identificata come centrale nel lotto.

<sup>13</sup> ASPi, Comune F, 15, c. 164; F 90, Adunanza n° 17 del 27 Agosto 1833. Alla richiesta è allegata la planimetria timbrata dal Gherardesca.

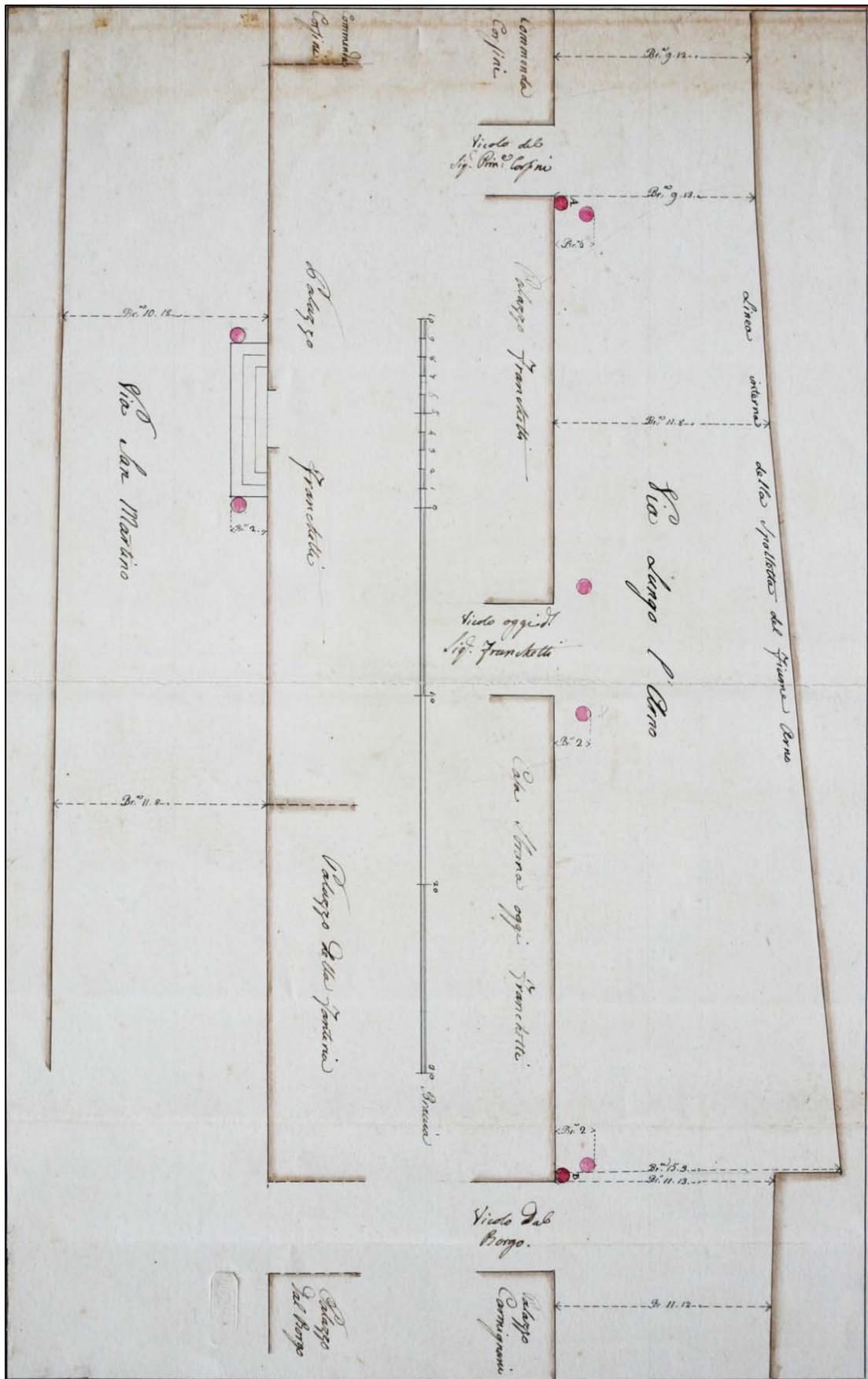
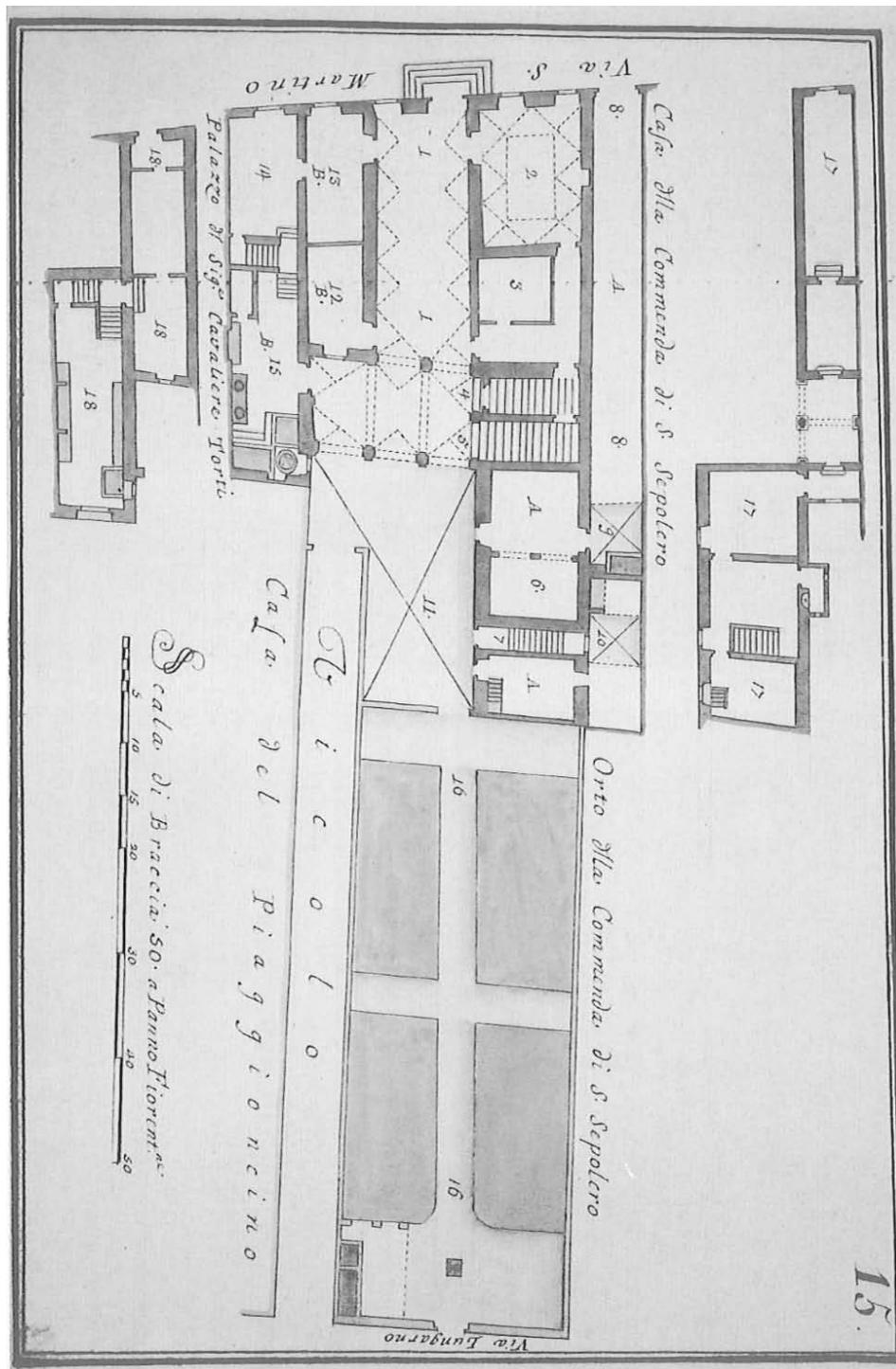


Figura 3.53 – Planimetria ottocentesca con lo stato di fatto antecedente all'unificazione del palazzo sotto i Franchetti, in cui si evidenzia la posizione del vicolo centrale.

Di seguito riportiamo inoltre la pianta ottocentesca, sempre redatta dal Gherardesca, con la configurazione del piano terra del solo palazzo Lanfranchi, che, come andremo a descrivere in seguito, occupava la parte ovest del complesso in esame, prima dell'unificazione sotto i Franchetti. Univoca appare di nuovo l'identificazione della posizione del vicolo centrale sulla base di questa testimonianza, se andiamo a sovrapporla alla pianta attuale.

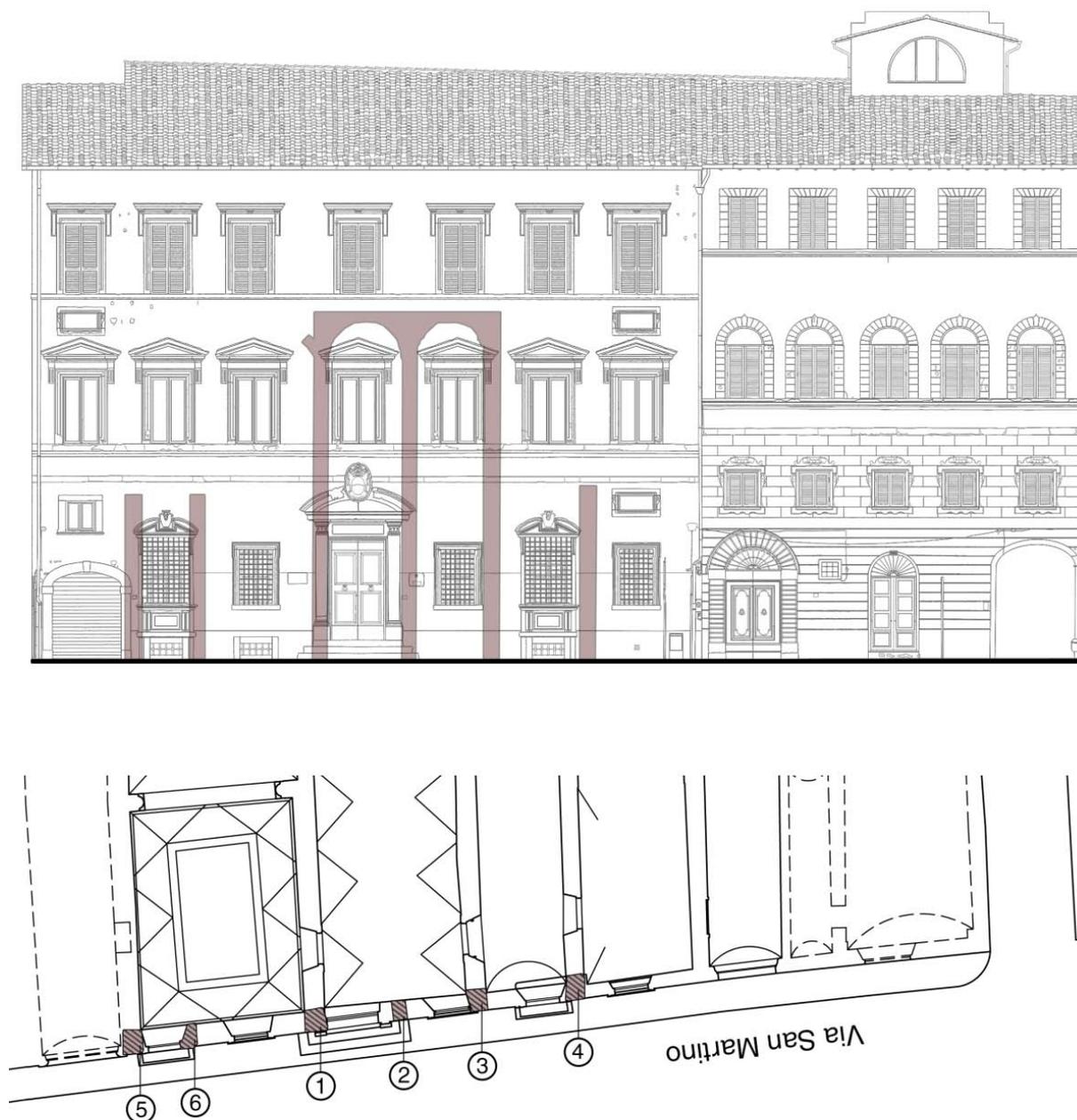


**Figura 3.54** – Configurazione tardo cinquecentesca del piano terra di palazzo Lanfranchi (estratto da Architettura a Pisa nel primo periodo mediceo, E. Karwacka).

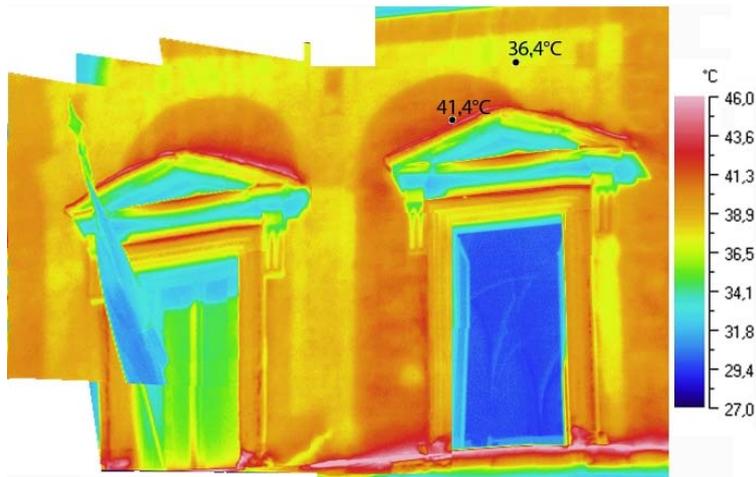
## Punto 2

Importanti evidenze sono emerse dalle analisi termografiche effettuate dallo studio TermoTech di Tiziana Santini nel 2012.

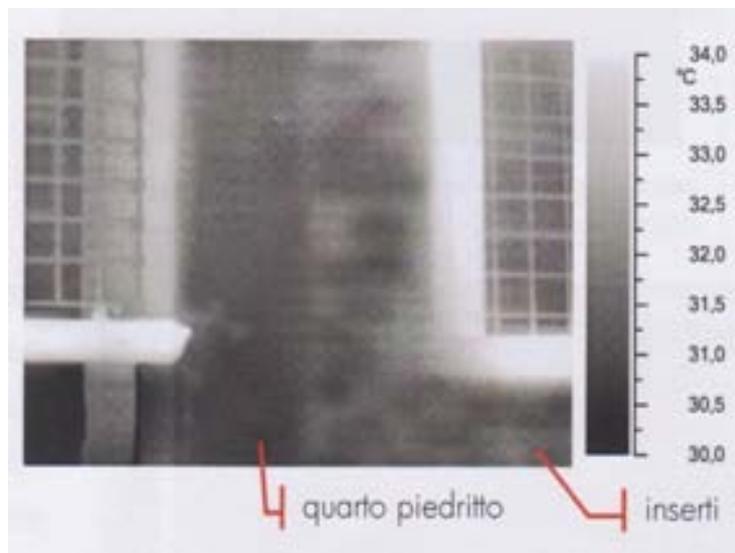
Dalle riprese, eseguite sulla facciata di via S. Martino, è affiorata la presenza dei piedritti delle torri medievali sotto intonaco. Le differenze di temperatura lasciano pensare che si tratti di elementi in pietra.



**Figura 3.55** - Individuazione piedritti sulla facciata di via S. Martino e sulla pianta del piano terra.



**Figura 3.56** - Rilievo delle arcate sopra il primo, secondo e terzo piedritto.



**Figura 3.57** - Rilievo del 4° piedritto.



**Figura 3.58** - Rilievo del 5° e 6° piedritto.

Le riprese termografiche effettuate su via S. Martino non sono state semplici, per la limitata ampiezza della via che ha impedito di eseguire riprese ortogonali alla facciata.

Sono però stati individuati sotto intonaco i sei piedritti di figura 3.55, quattro dei quali corrispondenti ad alcune delle pareti trasversali dell'edificio:

- 1, 2, e 3 proseguono fino al piano primo, dove si chiudono con due archi a tutto sesto di egual ampiezza.

La conformazione di questi piedritti ricalca la stessa architettura riscontrabile, a faccia vista, nel palazzo antistante palazzo Franchetti, tipica delle antiche case torri.

- 4, 5 e 6 si fermano al solo piano terra e potrebbero essere stati oggetto di rimpiego date le loro distanze reciproche e non assumere quindi la loro posizione originaria (in seguito approfondiremo tale affermazione).



**Figura 3.59** – Palazzo antistante lo stabile in studio.

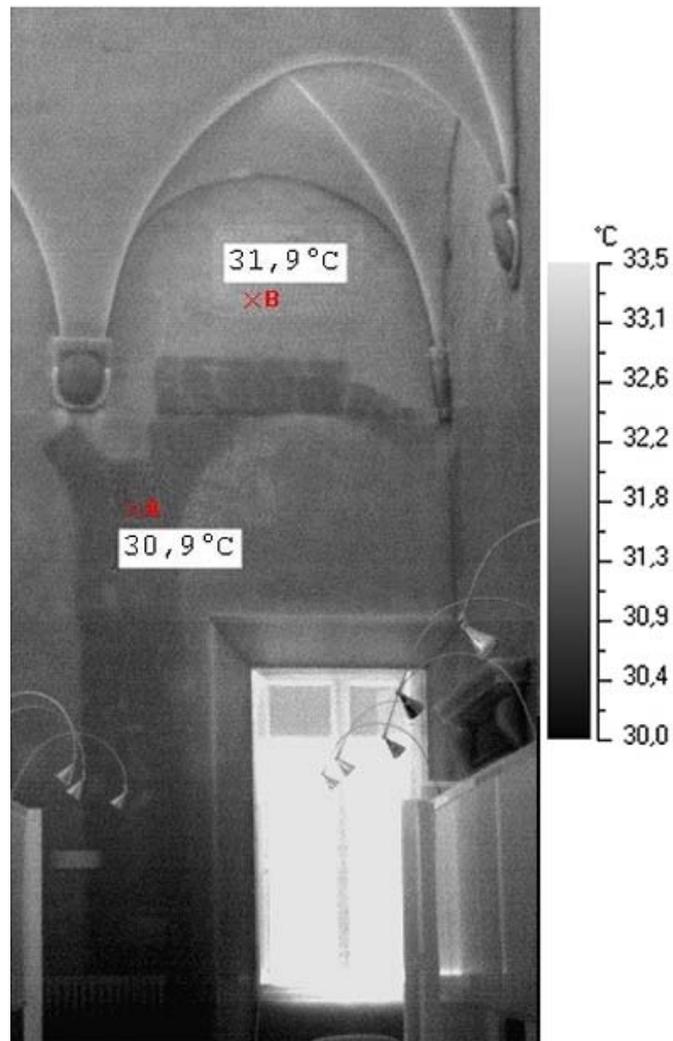
Concentrandoci sulla conformazione delle strutture arcuate dei piedritti 1, 2 e 3, troviamo conferma dell'ipotesi distributiva delle cellule medievali e della posizione del vicolo.

Come emerge dalle immagini termografiche il piedritto 3 costituiva molto probabilmente un cantonale dalla cui destra non dipartiva nessuna ulteriore struttura arcuata, il che potrebbe confermare la presenza nella fascia a destra del piedritto 3 del vicolo centrale; oltre ovviamente ad identificare una cellula medievale (cellula 4) tra i piedritti 1 e 3: sono infatti ben visibili i fori delle antiche buche pontaiè per le strutture in legno dei balconi, al piano primo e al piano terra.

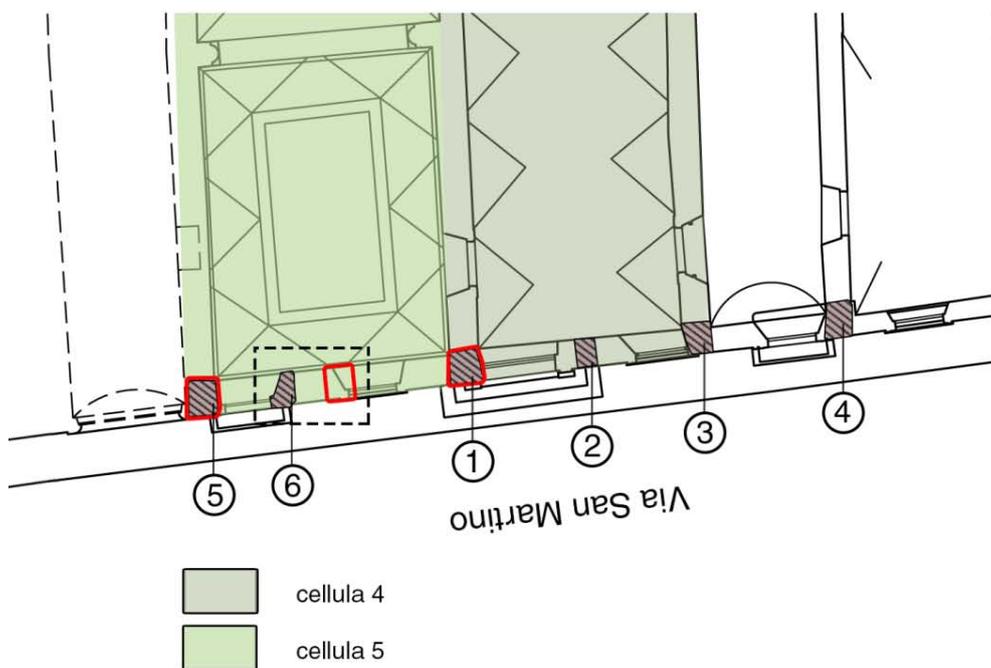
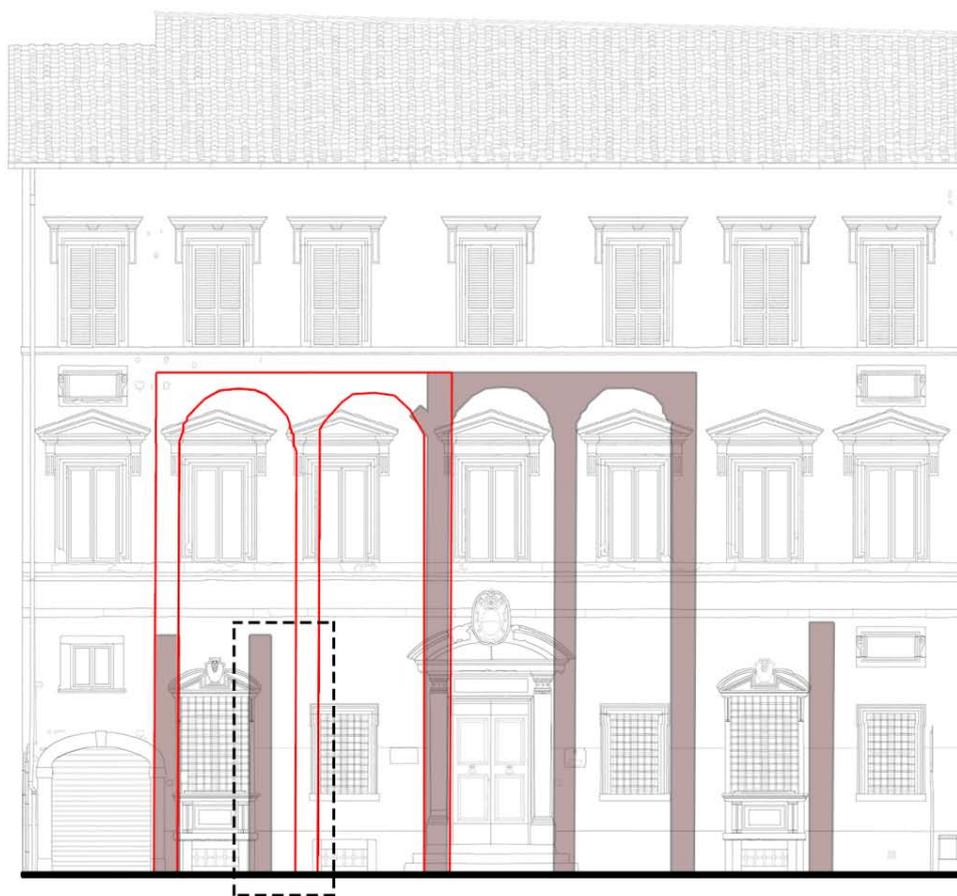
Sulla sinistra del piedritto 1 si evidenzia invece l'imposta di un arco mozzato, che confermerebbe la presenza di quella che è stata definita come cellula 5, le cui strutture arcuate avrebbero dovuto sfruttare i piedritti 1, 5 e 6. Il differente interasse che intercorre tra questi ultimi però, può far pensare che il 6 sia stato reimpiegato in un'epoca successiva (molto probabilmente rinascimentale) per andare a inquadrare la finestra tutt'oggi presente e reggerne così l'architrave (motivo per il quale i blocchi del piedritto sarebbero inoltre stati risagomati con lo sgancio della finestra nel lato interno, come si può vedere in pianta), dal momento che le strutture sovrastanti non esistevano più o comunque venivano demolite.

Nella pagina seguente si riporta una possibile ricostruzione della configurazione medievale dei piedritti in questione (fig. 3.62).

Le riprese termografiche dall'interno dell'edificio, come la seguente (fig. 3.61) in cui si riporta l'inizio dell'arco in questione a sinistra del piedritto 1, confermano la presenza di tali strutture nell'intero spessore del muro.



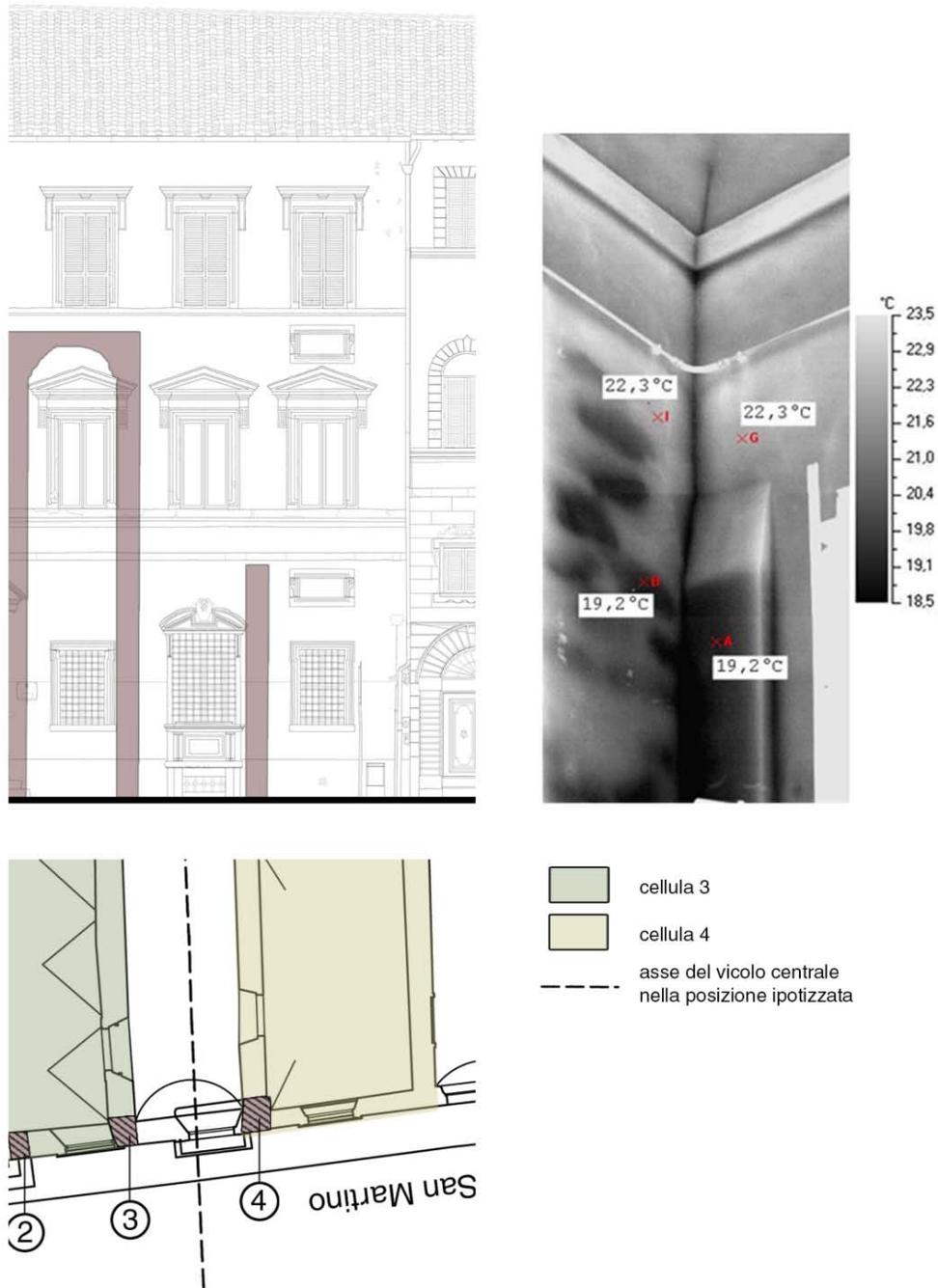
**Figura 3.60** – Immagine termografica che inquadra il piedritto 1 dall'interno dell'edificio.



**Figura 3.61** – Ricostruzione della possibile configurazione medievale dei piedritti delle cellule 4 e 5.

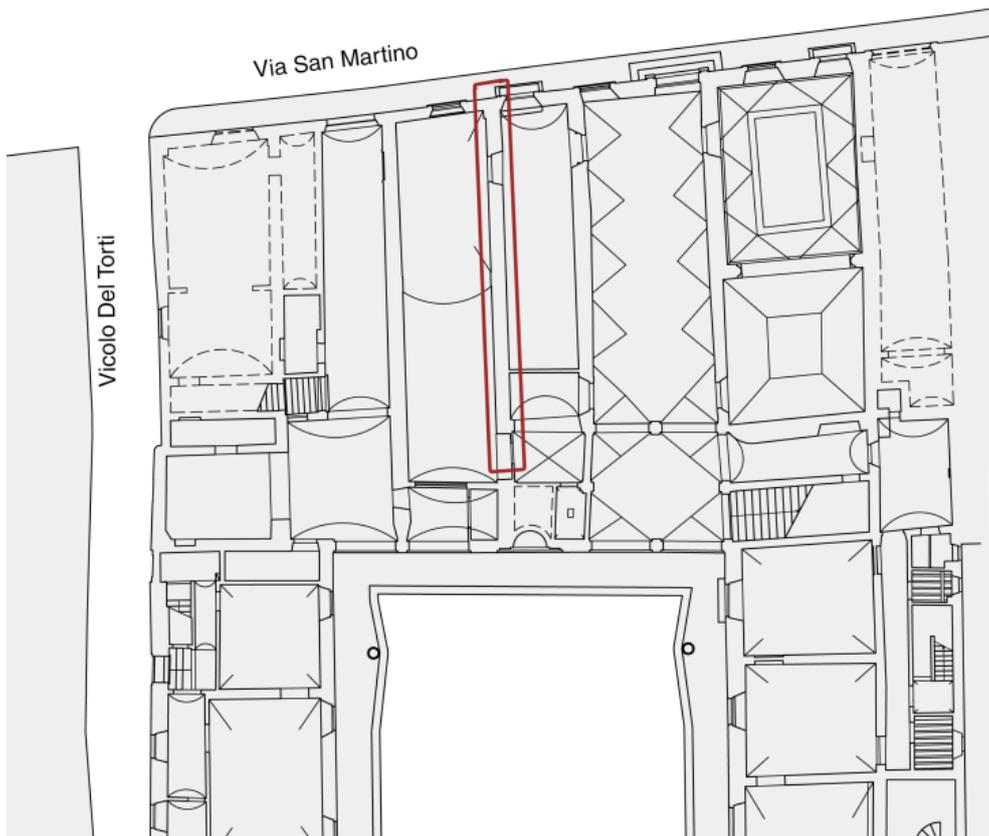
Una trattazione a parte merita il piedritto 4, che secondo la ricostruzione ipotizzata sarebbe appartenuto alle cellule 3 oltre il vicolo.

La particolarità di tale piedritto è il suo evidente disallineamento con la parete trasversale che su di esso si imposta, come mostra la ripresa termografica operata dall'interno dell'edificio riportata di seguito (fig. 3.63).



**Figura 3.62** – Il piedritto 4 in pianta (piano terra) e in alzato: si evidenzia la posizione del vicolo e delle cellule medievali ipotizzate. Si riporta inoltre l'Immagine termografica che inquadra il piedritto 4 dall'interno dell'edificio in cui emerge il disallineamento rispetto alla parete trasversale.

Inoltre, la parete trasversale in questione, evidenziata nella piante seguenti, presenta nella sua porzione più alta sottotetto delle merlature, il cui profilo, pur essendo esse inglobate nella muratura più recente, risulta ben visibile.

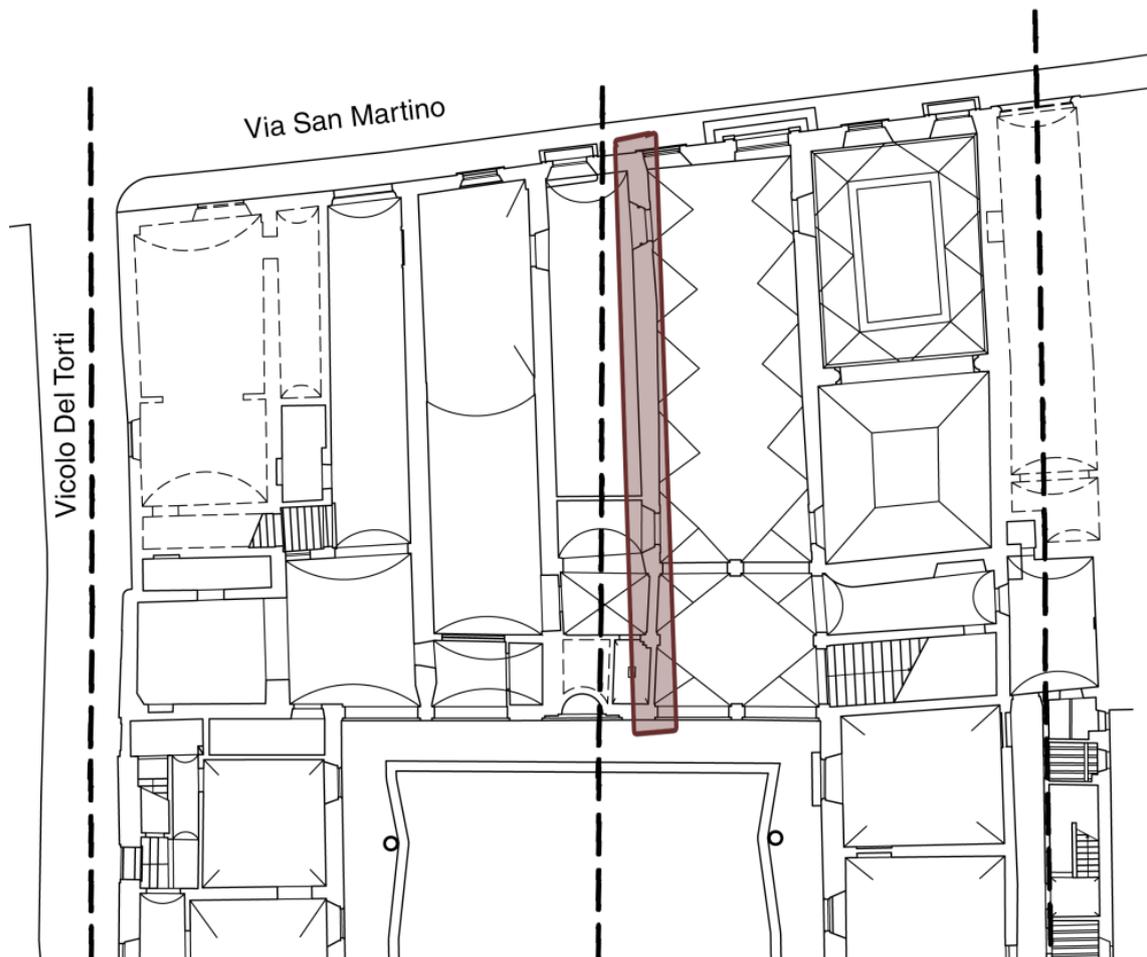


**Figura 3.63** – Individuazione sulla pianta del piano terra della parete con merlature nel sottotetto e foto delle stesse.

La datazione di tale merlature è però incerta: ad una prima osservazione verrebbe spontaneamente da pensare che siano un residuo della cellula 3 oltre il vicolo e quindi che la loro origine sia medievale; il disallineamento e la differenza di spessore rispetto al piedritto 4 fa però sorgere dubbi su tale datazione, soprattutto se uniamo ulteriori valutazioni che prendono in considerazione lo sviluppo del costruito nei secoli successivi.

La testimonianza ottocentesca che riporta la configurazione di palazzo Lanfranchi appena prima dell'unificazione (vedi fig.3.54), mostra come il palazzo avesse inglobato le cellule 3, 4 e 5, oltre ad aver mozzato il vicolo centrale.

La nascita del palazzo avrebbe inoltre fatto sì che la parete trasversale, di probabile origine medievale, che diparte dal piedritto 3, fosse stata demolita al piano superiore per far spazio al grande salone del primo piano.

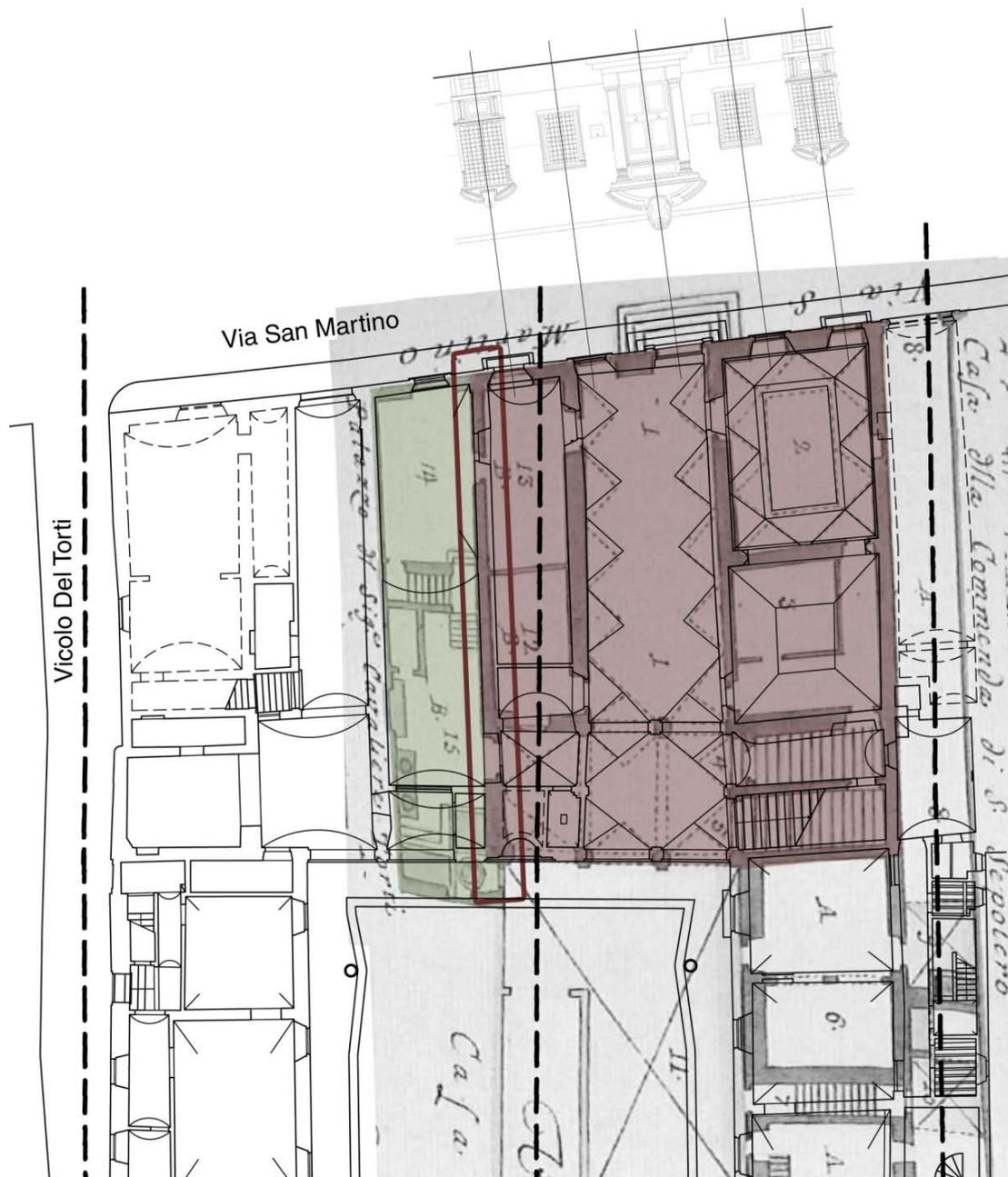


**Figura 3.64** – Individuazione della parete trasversale relativa al piedritto 3 al piano terra.



**Figura 3.65** – Al piano primo il muro non prosegue e abbiamo invece la presenza dell’ampio salone.

Come mostra però la fig. 3.67, la evidente simmetria che si imposta sul prospetto di via San Martino (data dalla sequenza di una finestra semplice e di una inginocchiata ai lati del portone centrale), se da tale impianto escludiamo la porzione relativa alla cellula 3 oltre il vicolo, fa pensare ad una annessione successiva di quest’ultima all’originario impianto di un “palazzetto Lanfranchi”, che doveva presentare un prospetto simmetrico tipicamente rinascimentale. In quest’ottica si può supporre che la merlatura sia di epoca cinquecentesca: essa potrebbe infatti essere stata costruita come coronamento di tale primo palazzetto che occupasse quindi le cellule 4 e 5, ricoprendo il vicolo. Nella creazione di tali volumi, la parete che ospita la merlatura potrebbe essere stata ricostruita totalmente nonostante eventuali preesistenze medievali; il che spiegherebbe il disallineamento della parete col piedritto 4.



- Ipotetica configurazione iniziale del palazzo Lanfranchi che ricondurrebbe la merlatura (evidenziata in pianta) all'epoca rinascimentale; Da notare la simmetria che la facciata assume in questa prima fase rispetto al portale centrale.
  
- Nell'ipotesi di una datazione cinquecentesca della merlatura, questa porzione sarebbe stata annessa in un secondo momento alla proprietà Lanfranchi.
  
- Posizione dei vicoli secondo l'ipotesi 1; il vicolo centrale viene ad essere inglobato nel palazzo Lanfranchi al momento della formazione del salone al primo piano e da quel momento prende la denominazione di vicolo Mozzo.
  
- Parete in cui è presente la merlatura

**Figura 3.66** – Sovrapposizione della pianta del Gherardesca con la configurazione rinascimentale del palazzo Lanfranchi al piano terra attuale, con il ribaltamento della porzione simmetrica del prospetto.

In seguito, a tale blocco iniziale, sarebbe stata unita la cellula 3, che avrebbe tuttavia potuto mantenere un'altezza inferiore, come aggregato successivo, lasciando la merlatura come parete esterna.

Quest'ultima ipotesi è supportata anche dal quadro fessurativo della volta al primo piano, emerso dagli studi strutturali sulla stessa. Evidente è il cedimento della porzione della volta prossima alla parete della merlatura, molto più accentuato che nelle altre zone, che potrebbe essere spiegato con una mancanza di contrasto al momento in cui la parete della merlatura costituiva una parete esterna.

Altro elemento che può confermare l'ipotetica conformazione medievale è la presenza di un'apertura dall'aspetto imponente, parzialmente tamponata, alla base del muro sul quale sono state riscontrate le merlature nel sottotetto; come a testimoniare un accesso alla cellula 3 quando ancora era presente il vicolo, ma più probabilmente una possibile entrata secondaria laterale al "palazzetto Lanfranchi", nel momento in cui non vi era stata unita la cellula 3. Le fattezze di tale apertura sembrano infatti essere poi state riproposte nel portale cinquecentesco creato al momento della chiusura del vicolo a ovest (riportato in fig. 3.68), con lo stesso arco ribassato, come se fossero stati così definiti gli stilemi degli accessi secondari.



**Figura 3.67** - Apertura alla base della parete con la merlatura e portale cinquecentesco creato alla chiusura del vicolo a ovest. Da notare la somiglianza tra gli stilemi delle due aperture.

### Punto 3

La presenza dei piedritti è stata anche evidenziata operando la rimozione dell'intonaco a piano terra della facciata di via S. Martino.

Questo intervento di stonacatura ha permesso di mettere in evidenza, inoltre, anche una differenza di tessitura muraria riscontrabile nella tamponatura a cavallo dei piedritti stessi.



**Figura 3.68** – Muratura a cavallo del 2° e del 3° piedritto.

Mentre la compagine muraria compresa tra i piedritti 3° e 4° appare esclusivamente in mattoni di laterizio disposti ordinatamente, a filari regolari e senza alcun ammorsamento con i piedritti stessi, quella posta a confine con la ex-porzione Del Torto assume, invece, una tessitura piuttosto irregolare, costituita da mattoni in laterizio con interposti inserti in materiale lapideo. Si può notare inoltre come lo spessore di tale tamponamento sia notevolmente inferiore sia rispetto a quello delle pareti dell'ex palazzetto Lanfranchi su via San Martino, sia rispetto al piedritto 4. Queste osservazioni confermerebbero l'ipotesi di un'annessione successiva della cellula 3 al palazzo o comunque di un tamponamento avvenuto in epoca successiva.



**Figura 3.69** – Muratura a cavallo del 4° piedritto e la ex-porzione Del Torto.



**Figura 3.70** – Particolare del 3° piedritto e delle murature adiacenti.

### **Seconda fase: Tardo rinascimentale (XVI-XVII secolo)**

Non si hanno documenti riportanti notizie sullo sviluppo del costruito fino al XVI secolo, periodo in cui il patriziato pisano per manifestare la propria ricchezza, potenza e cultura, dava nuova forma decorosa e anche più preziosa alle proprie abitazioni<sup>14</sup>; a differenza delle “fabbriche” precedenti, risultato di aggregazioni poco uniformi, le dimore si caratterizzavano ora per una chiara individualità e per un modello omogeneo che veniva sempre seguito.

Era, però, necessario anche tener presente del forte vincolo costituito dalle preesistenti strutture medievali, e la scarsa disponibilità di risorse dei committenti pisani, che quindi optavano per interventi parziali e per lo più “volti all’abbellimento”. È questo il caso delle famiglie del Torto e Lanfranchi<sup>15</sup>.

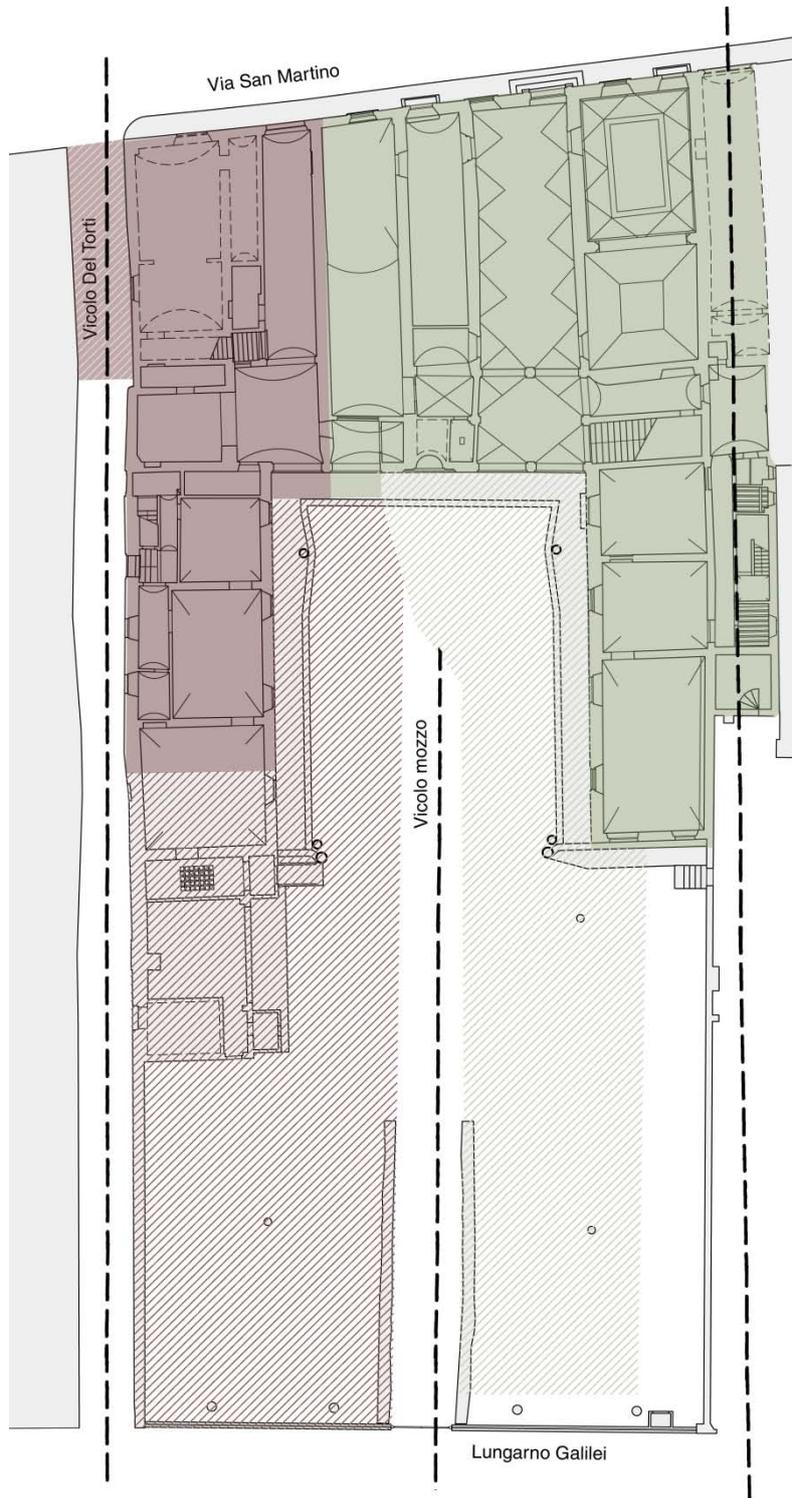
La prima attestazione dell’esistenza di due residenze nobiliari risale al 1589, da un atto notarile in cui Nanna di Michelangelo da Forcoli, vedova di Ranieri del Torto, acquista una «casa solarziata a tre solai con chiostro, due terrazzi e altre sue pertinenze» posta tra via San Martino e vicolo del Torti, confinante con la dimora di Curtio Lanfranchi<sup>16</sup>.

---

<sup>14</sup> M.T. Lazzaroni - R. Lorenzi, *Il palazzo signorile a Pisa tra '500 e '600*, in *Pisa e Livorno: due città nella politica dei Medici*, Pisa 1980, pp. 260-275.

<sup>15</sup> Vedi allegato B, *Le famiglie dei Lanfranchi e del Torto*

<sup>16</sup> Archivio di Stato di Pisa (d’ora in poi ASPI), Archivi privati, *Del Torto*, fas.1, ins.3. Contratto d’acquisto 2 ottobre 1589. M. Luzzati, *Momenti di un processo di aristocratizzazione*, Pisa, pp. 125-126.



- vicoli
- palazzo Del Torti
- palazzo Lanfranchi
- ▨ giardino/ proprieta' non edificata Del Torti
- ▨ giardino/ proprieta' non edificata Lanfranchi
- cavalcavia sopra il vicolo Del Torti per collegarsi a palazzo Dal Borgo

**Figura 3.71** – Proprietà della famiglia Lanfranchi e della famiglia del Torto.

A Nanna vedova del Torto, proprietaria del palazzo si deve la costruzione nel 1591 del cavalcavia sopra il chiasso del Torti, che serviva per collegare la sua dimora a quella del Pontolmo. Tale cavalcavia, caratterizzato da un arco a volterranea, è tutt’oggi esistente, e rappresenta il limite tra la proprietà dei Fiumi e Fossi e quella dei dal Borgo, oltre il vicolo.



**Figura 3.72** – Cavalcavia fatto costruire nel 1591 da Nanna del Torto.

Nelle note delle spese, risalenti al 25 marzo 1595, la vedova annotava di aver terminato la facciata del suo palazzo su via San Martino e di aver fatto realizzare ad uno scalpellino cinque finestre al terzo piano, tre al centro, quattro mezzanini e altre quattro finestre al primo piano, per una spesa complessiva di circa seicento scudi<sup>17</sup>.

La facciata, come veniva descritta nel 1595, differiva da quella attuale in cui solo le aperture del terzo piano si sono conservate nel numero, nella forma e nella cornice di rifinitura in pietra serena. La pietra serena era l’elemento caratterizzante dell’architettura pisana nel XVI secolo che, non ancora sensibile alla moda delle facciate decorate a graffito, si distingueva per la raffinata sobrietà del rapporto tra i pochi elementi decorativi in pietra o in marmo e l’uniformità dell’intonaco.

---

<sup>17</sup> ASPi, Archivi privati, Del Torto, fas. 1, ins.3. Memorie riguardanti la casa di Via San Martino.



**Figura 3.73** – Prospetto di palazzo del Torto su via San Martino.

L'assenza, sulla facciata, di una perfetta simmetria, speculare rispetto all'asse verticale centrale, confermava la presenza di vincoli di strutture preesistenti.

Il palazzo rimase di proprietà della famiglia del Torto fino al 1818, a tale data risultava composto da «tre piani con mezzanini, un terrazzo sopra al tetto, la stalla, la rimessa e il chiostro con fonte, pozzo e pila». Un braccio di fabbrica univa, all'altezza del primo piano, il palazzo del Torto con quello della famiglia dal Borgo, separati dal vicolo del Torti con una volta a botte, che sosteneva la struttura.

A causa di gravi problemi economici e ingenti ipoteche l'ultima erede del Torto, Anna del Torto del Mosca, alienava il palazzo alla famiglia della Fanteria<sup>18</sup>.

---

<sup>18</sup> *ASPi, Catasto Leopoldino, n. 508. Nella descrizione della casa con piaggioncino, fatta nel 1817 da Stefano Piazzini, i nuovi confinanti risultano già essere i della Fanteria. Atto notarile 18 luglio 1818.*

Il palazzo di Curtio Lanfranchi, invece, testimoniava in pieno la volontà del proprietario di trasformare la sua antica residenza, come già detto probabilmente frutto dell'unione di più case-torri, in una dimora di rappresentanza.

I Lanfranchi unificano di fatto le cellule medievali 3, 4 e 5, individuate nella prima fase e si ampliano inglobando i vicoli che segnano il limite della loro proprietà: il vicolo mozzo ed il vicolo a confine sul lato destro. La richiesta per i lavori di chiusura di quest'ultimo vicolo fu avviata a partire dall'anno 1601, ma ebbe esito solo cinque anni dopo, come risulta da un documento ufficiale dell'epoca conservato nell'Archivio di Stato di Pisa<sup>19</sup>. Alla chiusura di questo vicolo è collegabile la realizzazione del portale arcuato ricavato sul prospetto dell'attuale ex-palazzo Lanfranchi in via S. Martino.

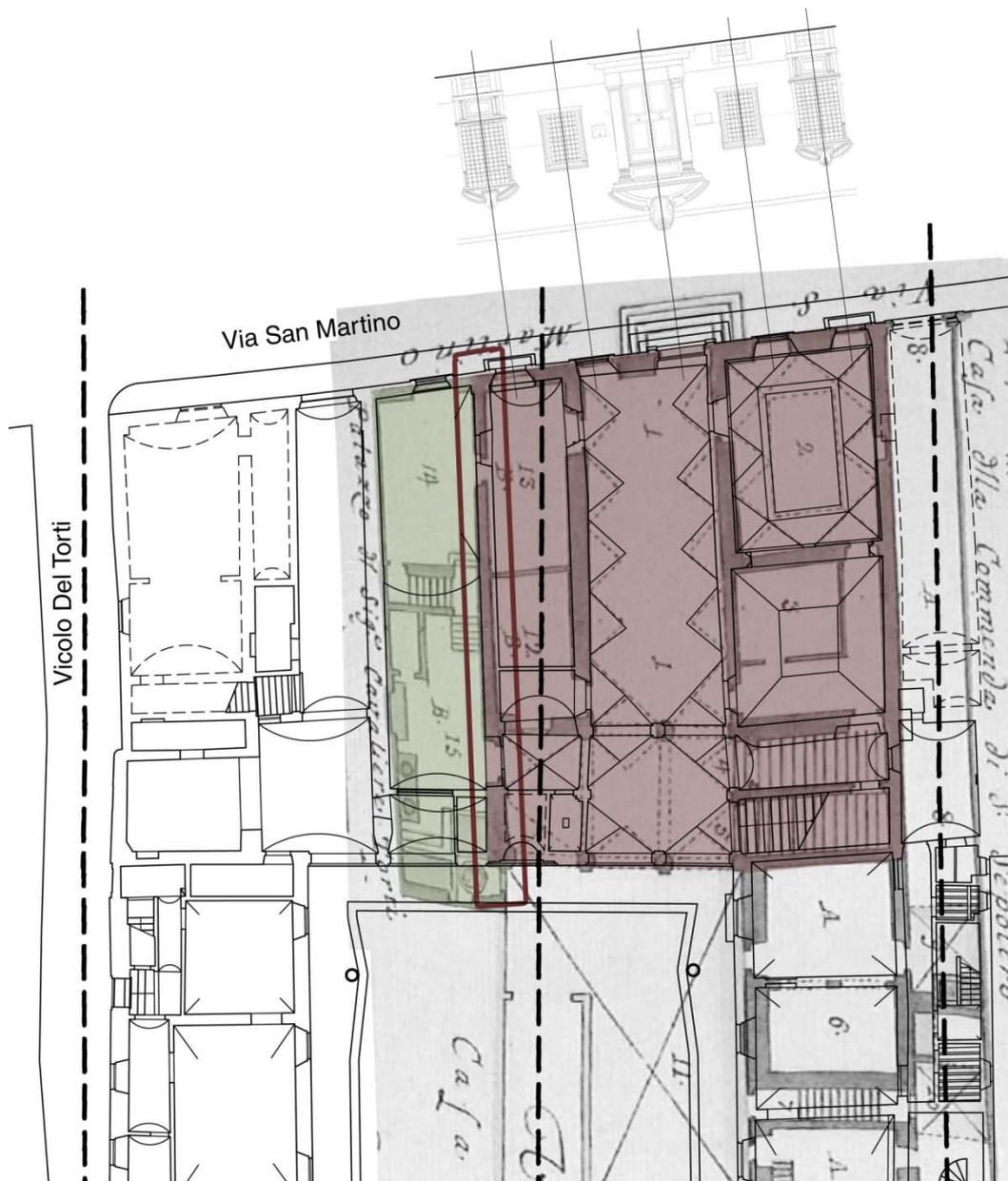


**Figura 3.74** – Portale arcuato ricavato alla chiusura del vicolo a ovest.

Come descritto nella prima fase, è possibile ipotizzare la presenza di un primo palazzetto Lanfranchi dal prospetto simmetrico (richiamo di seguito i documenti descritti precedentemente). Esso sarebbe stato costituito dall'unione delle sole cellule 4 e 5 assieme al vicolo, a cui poi sarebbero state unite le restanti porzioni, fino a giungere alla configurazione testimoniata dalle piante del Gherardesca (piante inedite del XVIII secolo, conservate nell'archivio Nazionale di Praga - Archivio familiare Asburgo-Lorena - , nelle quali si rende possibile la lettura della configurazione tardo cinquecentesca del palazzo).

---

<sup>19</sup> *ASPi, Comune F, fas.1, ins.3.*



- Ipotetica configurazione iniziale del palazzo Lanfranchi che ricondurrebbe la merlatura (evidenziata in pianta) all'epoca rinascimentale; Da notare la simmetria che la facciata assume in questa prima fase rispetto al portale centrale.
  
- Nell'ipotesi di una datazione cinquecentesca della merlatura, questa porzione sarebbe stata annessa in un secondo momento alla proprietà Lanfranchi.
  
- Posizione dei vicoli secondo l'ipotesi 1; il vicolo centrale viene ad essere inglobato nel palazzo Lanfranchi al momento della formazione del salone al primo piano e da quel momento prende la denominazione di vicolo Mozzo.
  
- Parete in cui è presente la merlatura

**Figura 3.75** – Sovrapposizione della pianta del Gherardesca con la configurazione rinascimentale del palazzo Lanfranchi al piano terra attuale, con il ribaltamento della porzione simmetrica del prospetto.

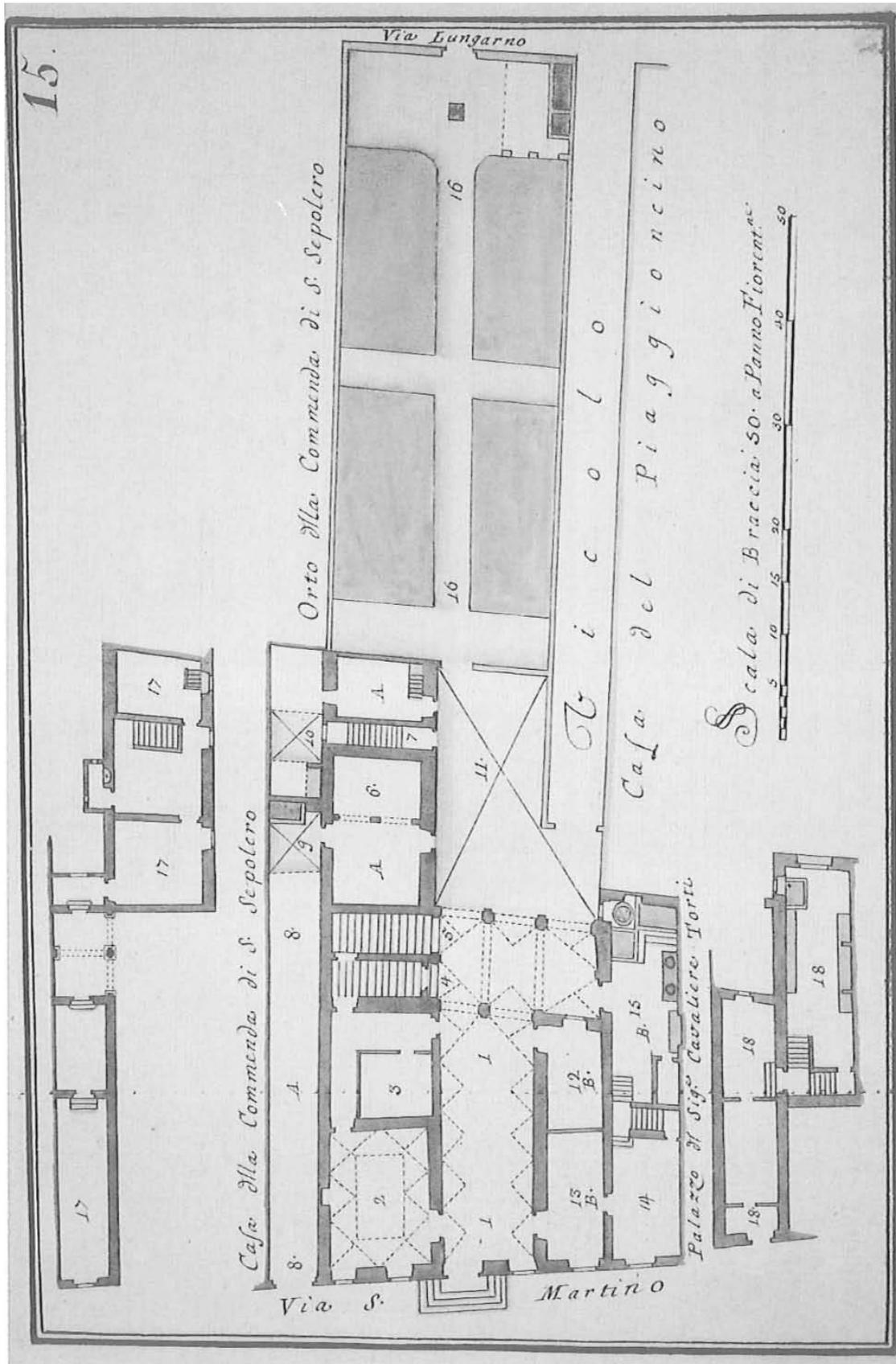


Figura 3.76 – Piano Terreno: configurazione tardo cinquecentesca secondo la testimonianza del Gherardesca.

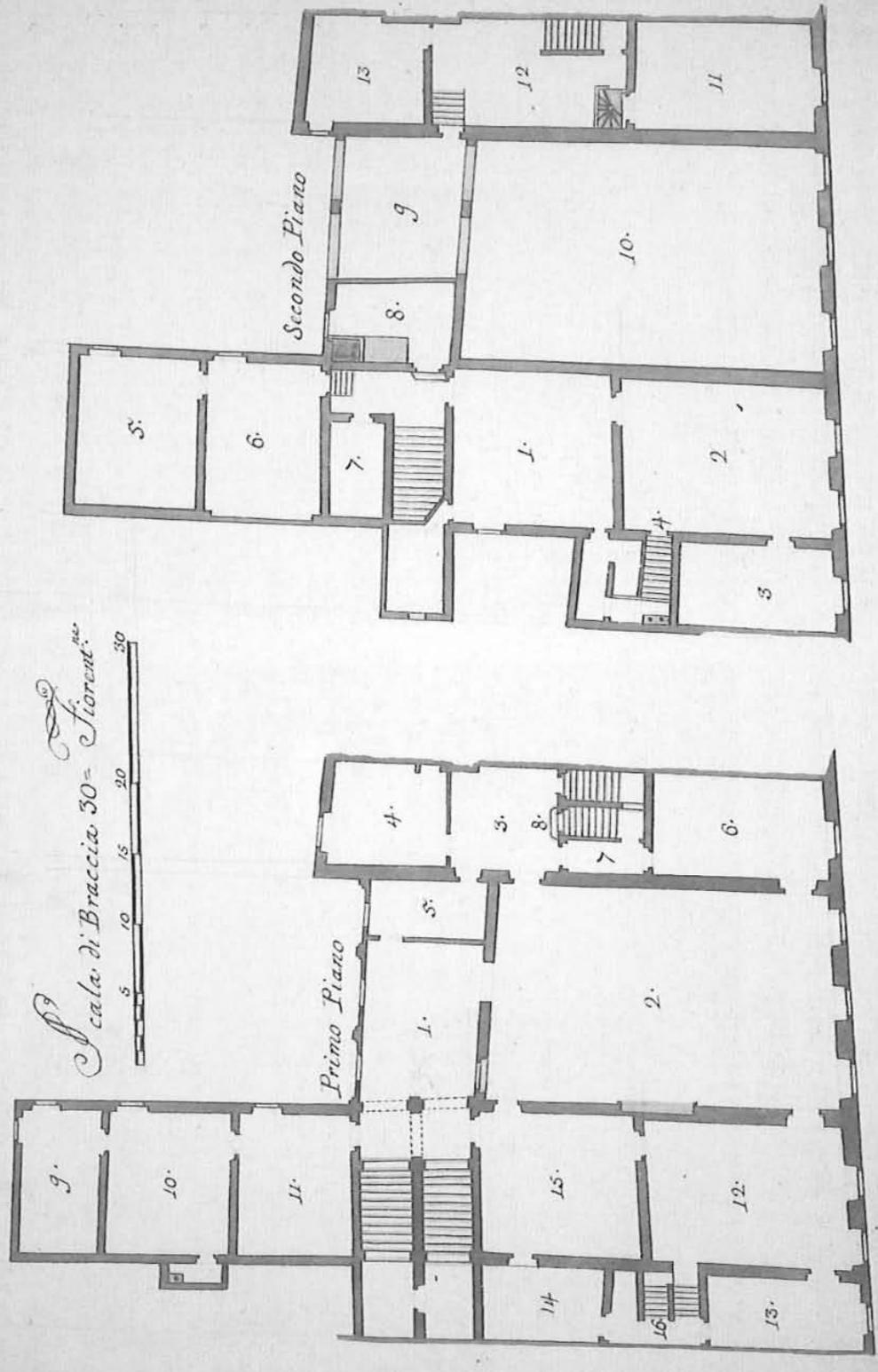


Figura 3.77 – Primo e Secondo Piano: configurazione tardo cinquecentesca secondo la testimonianza del Gherardesca.

Il risultato fu un edificio a tre piani fuori terra, con due mezzanini, e un seminterrato, costituito da una serie di ambienti coperti con volte a mattoni. Perfetto era l'equilibrio tra i pieni e i vuoti, con sette aperture che si ripetevano in tutti e tre i piani, e le ornamentazioni della pietra serena fiorentina, che scandivano i contorni delle aperture in modo da alleggerirne i profili fino alla sommità dell'edificio. Timpani semicircolari spezzati riquadravano in alto le aperture, accogliendo sopra la porta lo stemma de Lanfranchi, e sulle finestre due anfore.

La famiglia Lanfranchi commissionò ad Agostino Ghirlanda<sup>20</sup> le decorazioni interne della volta della sala al pian terreno e di quella al piano nobile, raffiguranti rispettivamente il Bagno delle Ninfe e l'Olimpo con gli Dei. Anche le grottesche che decoravano le volte delle scale principali erano di pregevole fattura, testimonianza di come le famiglie pisane, nel XVI secolo, intendevano adeguarsi, pure negli interni, alla magnificenza e al decoro dei più prestigiosi palazzi fiorentini<sup>21</sup>.

L'edificio, confinante da un lato con la casa e orto della Commenda di S. Sepolcro e dell'altro con il palazzo Del Torto e il vicolo mozzo dei Consoli del Mare, si sviluppava originariamente su una pianta a L con un loggiato a tre archi su retro con affaccio sul cortile e sul grande giardino esteso fino al Lungarno. Sull'asse compositivo segnato da due ingressi (quello principale sulla via di S. Martino e quello secondario sul Lungarno), trovavano posto al piano terreno il vestibolo, il cortile ed il giardino. Il vestibolo con volta a botte lunettata occupa l'intera profondità di fabbrica e va a terminare nella loggia. Accanto al vestibolo, sulla sinistra, c'è un ampio salone con volta a specchio lunettata: la Sala delle Ninfe, che confina con la rimessa delle carrozze. Alla destra del vestibolo centrale, invece, si trovano ambienti di servizio. L'ala posteriore, con affaccio sul cortile, è utilizzata come rimessa e stalla, mentre al primo piano è riservata alla servitù.

La medesima struttura ad archi e volte è riproposta nell'atrio del piano superiore; da questo atrio, che nell'impianto originale doveva costituire una loggia aperta verso il giardino come quella terrena, si accede al grande salone a doppia altezza attorno al quale gravitano tutti gli altri ambienti dell'abitazione nobiliare. Al secondo piano vi erano gli ambienti di servizio e sul tergo si apriva un terrazzo corrispondente alle sottostanti logge. Anche i vari mezzanini, a cui si accedeva tramite le scale secondarie, sono ad uso di servizio e dei domestici.

Attraverso le termografie relative al prospetto Nord si possono riscontrare ancora le evidenze preesistenti del loggiato sopra riportato. Sulle riprese termografiche è possibile infatti notare la presenza, sotto intonaco, di tre archi a tutto sesto che si impostano su pilastri allineati con quelli inferiori a piano terra. Questi elementi risultano caratterizzati da valori di temperatura nettamente inferiori rispetto alle zone limitrofe, per questo si può affermare che si tratti di elementi in pietra. Sono elementi presenti esclusivamente nella porzione destra del prospetto, relativa alla ex-porzione Lanfranchi.

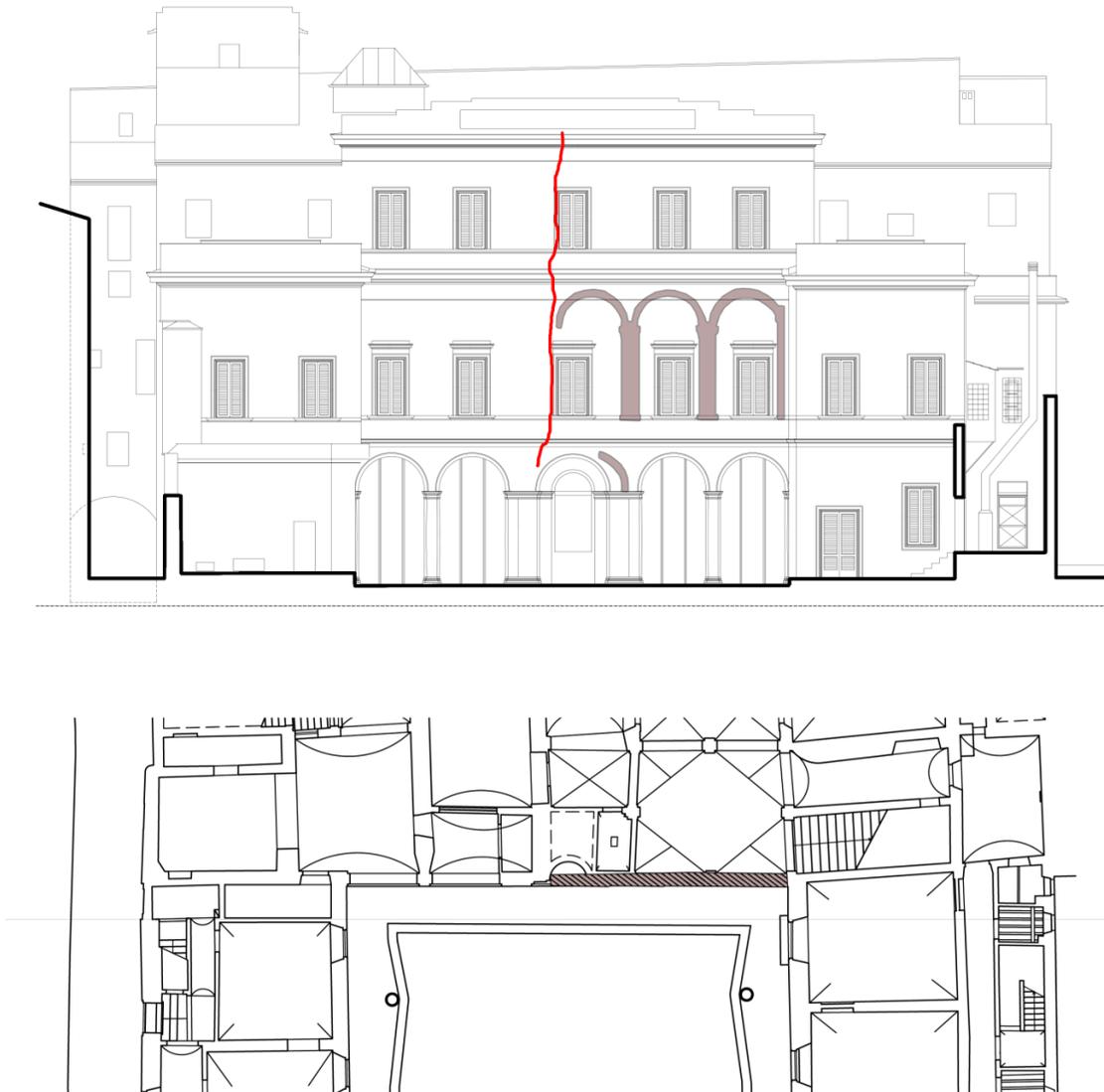
---

<sup>20</sup> Vedi approfondimento su Agostino Ghirlanda, Allegato D

<sup>21</sup> M.T. Lazzaroni - R. Lorenzi, *Il palazzo signorile a Pisa tra '500 e '600*, Pisa, 1980.



**Figura 3.78** – Termografia sul prospetto Nord e zoom del loggiato al piano primo.



**Figura 3.79** – Individuazione loggiato nel prospetto Nord. Si evidenzia inoltre in rosso la lesione che attraversa la facciata, molto probabilmente causata dalla difformità di materiali e epoche costruttive.

Infatti oltre a questa porzione, anticamente, la fabbrica aveva una porzione in sporto dal prospetto (prolungamento ambiente 15); con i successivi lavori di ristrutturazione, che ne hanno sancito l'attuale configurazione, tale sporgenza è stata eliminata decretando di fatto l'interruzione del loggiato che dalle evidenze termografiche appare mozzo in un piedritto.

Sulla pianta che riporta la configurazione tardo cinquecentesca relativa al piano terra è inoltre immediato notare la collocazione del vicolo mozzo intermedio; in questo periodo assume una posizione perfettamente centrale delimitato a destra e a sinistra rispettivamente dal giardino e dalla Casa del Piaggioncino.

Relativamente alla porzione ex-Lanfranchi si può concludere notando, di fatto, che l'impianto attuale conserva quasi del tutto la sua morfologia cinquecentesca; gli interventi compiuti sullo stabile fino a questo periodo hanno riguardato, oltre che gli ambienti interni, anche le facciate.

Curtio Lanfranchi non risiedeva nel palazzo, ma ne deteneva solo la proprietà in quanto nel 1589 imponeva il pagamento di un affitto di scudi centoventi ai residenti della sua dimora<sup>22</sup>. Alla sua morte avvenuta nel 1632, il palazzo viene amministrato da Agostino di Fabio Agostini, tutore di Albizio di Curzio Lanfranchi.

Nel XVII secolo il palazzo veniva alienato più volte e, addirittura, contemporaneamente ad Antonio Pallavicino di Genova e a Valerio e Camillo Campiglia<sup>23</sup>, per passare poi nel 1629 ai Pucciardi, ma il fallimento di quest'ultimi decretava l'alienazione del palazzo al pubblico incanto. Se ne aggiudicò l'acquisto Antonio Campiglia, che iniziò una lunga controversia con il "proprietario" genovese.

Agli inizi del XVIII secolo il palazzo diventava sede della magistratura dei Consoli del Mare. In una descrizione dell'epoca risultava costituito da «due piani con mezzanini intermedi, cortile, orto, fonte, pozzo, pila, stalla e rimessa, e duplice ingresso da via San Martino e da Lungarno», confinante a levante con vicolo mozzo detto dei Consoli<sup>24</sup> e con il palazzo di Battista e Antonio del Torto, e a ponente con la Prioria di San Sepolcro<sup>25</sup>, alienato nel 1784 prima alla famiglia Balbiani, e successivamente a Giovanni e Felice Galli<sup>26</sup>.

Il lotto nel quale sarebbe sorto il palazzo Franchetti, compreso tra Lungarno a nord, vicolo del Torto ad est, via San Martino a sud, le proprietà della Prioria di San Sepolcro ad ovest, risultava, nel 1783<sup>27</sup>, suddiviso in tre distinte proprietà: i Consoli del Mare, i del Torto ed Antonio Mannaioni.

---

<sup>22</sup> ASPi, Fondo Allata n. 725.

<sup>23</sup> Ibid., Antonio Pallavicino di Genova acquista il palazzo per duemila scudi, mentre Valerio e Camillo Campiglia lo acquistarono per quattromila scudi nel 1619.

<sup>24</sup> Il chiasso de' Consoli del Mare, divideva in due parti il lotto, poi unificato dai Franchetti, il palazzo dei Consoli del Mare dal Palazzo del Torto.

<sup>25</sup> ASPi, Fiumi e Fossi, n. 2793, c. 70. Il palazzo è intestato allo scrittoio delle Reali Fabbriche, e stimato scudi 2400, la particolarità è il fatto che viene indicato sotto il patronato di San Lorenzo in Kinzica.

<sup>26</sup> Ibid., c. 857.

<sup>27</sup> ASPi, Fiumi e Fossi, 2792-2793. A seguito del regolamento granducale, pubblicato per ordine della R. A. S., in data 6 aprile 1783, gli ingegneri Giuseppe Gaetano Niccolai, Giovanni Caluri e il dott. Stefano Piazzini, furono incaricati di inventariare tutte le proprietà, «case orti e altri stabili» esistenti all'interno delle mura urbane di Pisa.

Antonio Mannaioni Inghirlani, nel 1783 possedeva due case in cura di San Martino in Kinzica, confinanti con il Lungarno e con il vicolo del Torti. Una era a due piani, con pozzo e pila, e rimaneva sul retro di un piaggioncino in cui si trovavano trentacinque buche per il grano. L'intera proprietà, piaggione e casa, confinava a nord con il Lungarno, ad ovest con vicolo mozzo detto dei Consoli, a sud con il Cavalier Giovanni Battista ed Antonio del Torto, infine ad est con vicolo detto del Torti<sup>28</sup>. L'altra casa di sua proprietà a due piani con terrazzino, orto, fonte, pozzo, pila, rimessa e stalla, sempre sul Lungarno, era separata dalla precedente dal vicolo del Torti, e confinava con il palazzo dei dal Borgo, e col vicolo dal Borgo.

Ad Antonio Mannaioni Inghirlani, succedeva nel 1818 Ferdinando Sbrana, che stipulava un contratto con una duplice servitù «*altius non tollendi et nec prospectui nec luminibus officiat*» a favore di Flaminio dal Borgo, per la casa di propria abitazione posta su via San Martino e confinante con il vicolo del Torti. Tale "servitù" consisteva nella promessa da parte di Ferdinando Sbrana e dei suoi futuri eredi, di non innalzare i muri che cingevano il piaggioncino e di non edificare niente sullo stesso, inoltre questa sarebbe rimasta in vigore fino a quando fossero esistiti eredi dal Borgo, come confinanti con la di lui proprietà.

Intanto nei primi decenni del 1800 i Franchetti, negozianti ebrei residenti a Livorno<sup>29</sup>, acquistavano una serie di beni immobiliari, con l'obiettivo di dimostrare le loro disponibilità economiche e il livello di ricchezza da loro raggiunto, non solo a Livorno, ma anche nella vicina Pisa, dove in quegli anni era possibile acquistare signorili abitazioni nel centro storico a buon prezzo, dotate di giardini, corti, e fontane.

La pianta della città redatta dall'ingegnere Niccolao Stassi, con l'elenco delle fonti d'acqua pubbliche e private, mostrava che una di esse confluiva proprio nel giardino del palazzo già dei Consoli del Mare, allora dei Galli<sup>30</sup> acquistato poi dai Franchetti.

Abram e Isach del fu Raimondo Franchetti, animati dalla volontà di possedere uno dei più bei palazzi pisani, che era stato un tempo sede del potere economico e simbolo di rappresentanza della Dominante nel territorio toscano, trovarono in questa una dimora, avente un duplice affaccio, uno sul Lungarno e l'altro su via San Martino, proprio quello che cercavano. Agli inizi del XIX secolo quando i Franchetti proposero di realizzare il loro progetto di riunificazione, la proprietà<sup>31</sup> risultava frazionata tra:

- Galli, proprietari dell'ex palazzo dei Consoli del Mare, molto noto per gli affreschi del Ghirlanda;
- della Fanteria, che avevano su via San Martino il palazzo già della famiglia del Torto;

---

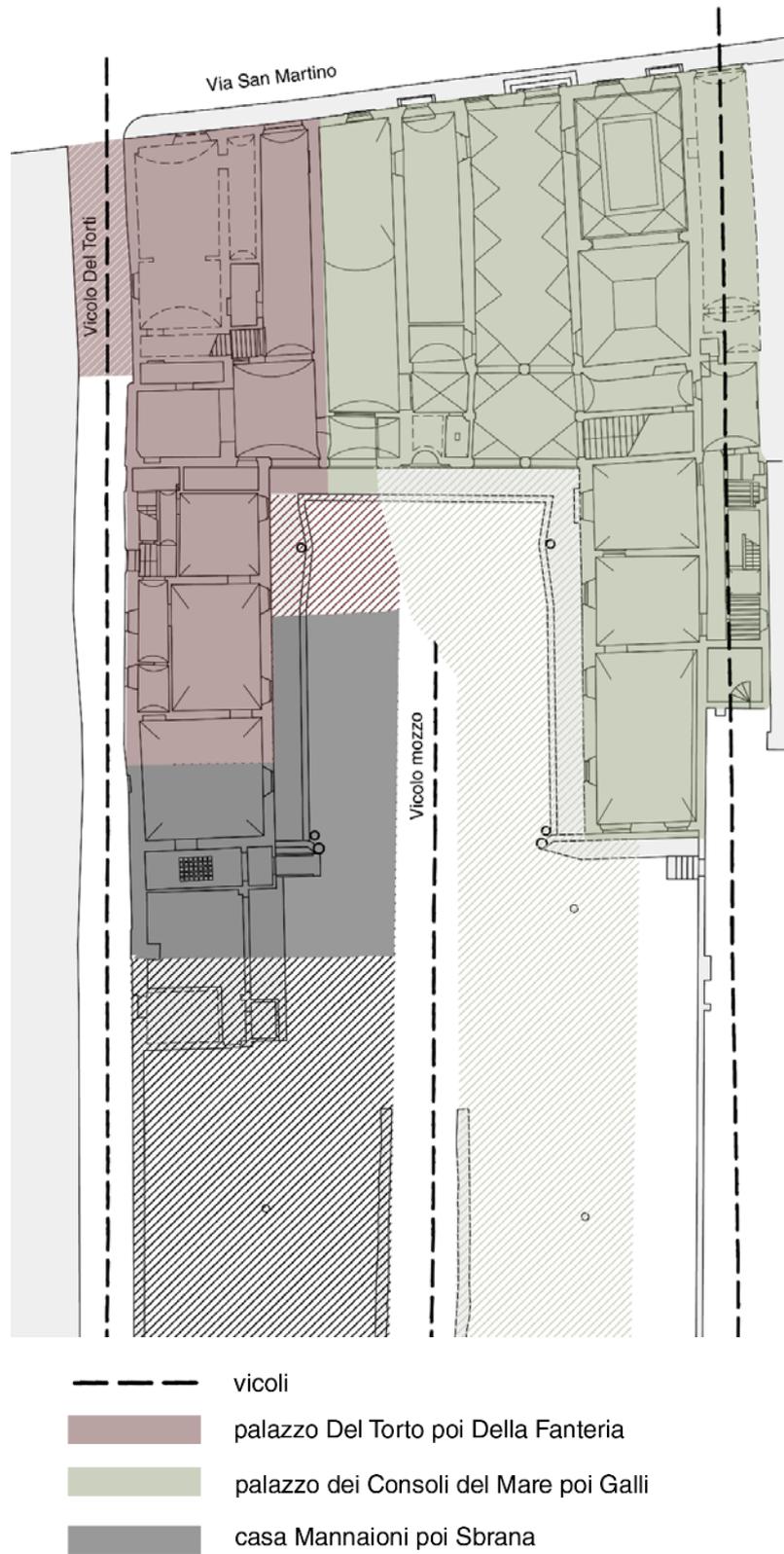
<sup>28</sup> ASPi, Fiumi e Fossi, n. 2793, c. 786.

<sup>29</sup> M. Scarrozzi, *Itinerari dell'integrazione: una grande famiglia tra la fine del settecento e il primo novecento*, in P. Pezzino - a. Tacchini, *Leopoldo e Alice Franchetti e il loro tempo*, Città di Castello 2002, pp. 271-320; M. Scarrozzi, *Una storia di famiglia: i Franchetti dalle coste del mediterraneo all'Italia liberale*, in «Quaderni storici», 114/3 (2003), pp. 697-740.

<sup>30</sup> ASFi, *Scrittoio delle Fortezze e Fabbriche*, Pianta n. 492, cart. VIII 6 F6.

<sup>31</sup> Lo stato di fatto al momento dell'acquisto da parte dei Franchetti è ben rappresentato nelle piante conservate nell'Archivio familiare degli Asburgo-Lorena a Praga. Vedi approfondimento morfologia e descrizione

- la casa d'abitazione e il piaggione di Sbrana,
- il vicolo mozzo detto dei Consoli che separava le proprietà Galli - Sbrana.



**Figura 3.80** – Stato di fatto prima dell'unificazione.

### Terza fase: Ottocentesca (XIX secolo)

I due fratelli Franchetti iniziavano il loro progetto nel 1833, acquistando per primo l'ex palazzo già dei Consoli del Mare. Questo era costituito da cantine sotterranee coperte con volte reali, dal piano terra, dal primo piano, da un mezzanino intermedio, e da un secondo piano con soffitti a palco e a volterrana. La porta d'ingresso del palazzo era sovrastata da un'arme con mascherone e due teste di montone, che a quanto si diceva era di «illustre scalpello»<sup>32</sup>.

Aveva inoltre un cortile con una fontana, il giardino chiuso tra due muri alti quaranta pertiche<sup>33</sup>, di grande significato sociale a quel tempo, e un capannone, con accesso da Lungarno, in cui erano conservati i vasi per gli aranci o i limoni.

Con l'atto del 13 febbraio 1833, Abramo e Isach Franchetti, acquistavano da Ferdinando Sbrana la casa d'abitazione con ingresso su vicolo del Torti e il piaggione posto sul lato nord confinante col Lungarno<sup>34</sup>. A tale data infatti, a partire dall'impianto del catasto leopoldino, gli intestatari risultano essere i fratelli Franchetti per l'edificio di sinistra e la famiglia Della Fanteria per quello di destra.

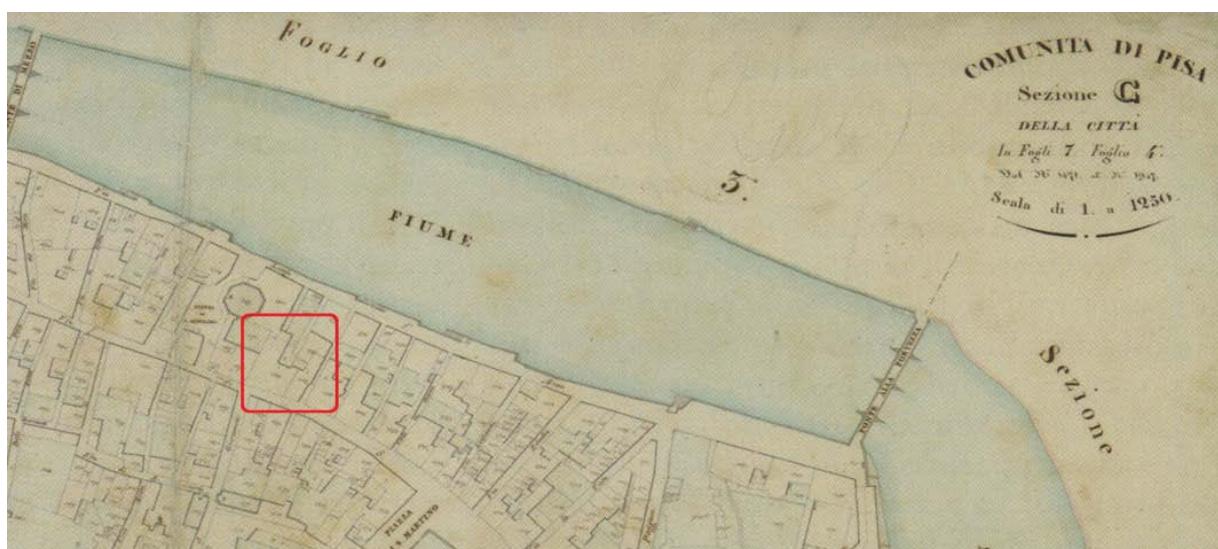


Figura 3.81 – Sezione C del Catasto Leopoldino; quartiere di Chinzica.

Qualche tempo dopo i due fratelli Franchetti completavano il loro progetto acquistando l'ex-palazzo del Torto dai della Fanteria a cui era passato nel 1833<sup>35</sup>, e il vicolo mozzo detto dei

<sup>32</sup> ASFi, Notarile moderno, notaio Giovan Battista Lombardini, prot. 31525, n. 26 e n. 19, 13 febbraio 1833, registrato a Pisa il 15 febbraio.

<sup>33</sup> Pertica superficiale pisana equivale a metri 1,4192.

<sup>34</sup> Bombicci Roberto, progetta il campanile della chiesa di San Vito, ricopre poi importanti cariche, dal 1814 al 1825 è "l'ingegnere" dell'Ufficio dei Fiumi e Fossi e, tra il 1826 e il 1832, è "Ingegnere sottoispettore" del compartimento di Pisa. Infine, insieme con Alessandro Gherardesca, entra a fa parte del corpo Accademico delle Belle Arti e redige il progetto per il restauro della chiesa di Santa Maria della Spina. A. Melis - G. Melis, Architettura pisana: dal Granducato lorenese all'unita d'Italia, Pisa 1996, p. 247.

<sup>35</sup> ASPi, Catasto terreni, sez. C, reg. n. 362, c. 1378. ASPi, Comune F, n. 492, foglio sciolto. Istanza 291 concernente i cippi in cui compare l'intestazione della casa in via Santa Maria, al canonico Luigi e Giuseppe della Fanteria, confinanti con Gaspero Lanfranchi. Ibid. istanza dei sig. Canonico Luigi e dott. Giuseppe Fanteria,

Consoli, dal comune. Il vicolo aveva avuto fino ad allora come unica funzione quella di dare accesso alle case d'abitazione Balbiani, Sbrana e della Fanteria, ma avendo i Franchetti riunite le suddette proprietà, non aveva più ragione di esistere<sup>36</sup>.

Tutti questi edifici di cui Abramo e Isach risultavano proprietari nel 1833 erano talmente dissimili tra loro che la realizzazione di un complesso unitario sarebbe stata possibile solo grazie a un progetto architettonico finalizzato a valorizzare e armonizzare le singole parti.

A questo scopo i Franchetti si avvalsero di uno dei più rinomati architetti pisani del tempo, Alessandro Gherardesca<sup>37</sup>, che con un progetto organico riunificò i due palazzi con fronte su via San Martino e inserì due ali sporgenti a forma di cavallo protese sul Lungarno. Eliminò così il piaggione, demolì la casa Sbrana, di scarso valore architettonico, così come la limonaia sita su Lungarno, e creò un grande giardino arricchito con piante di diverso genere.

Pochi anni dopo il palazzo venne proposto dallo stesso Gherardesca, in un progetto che non fu approvato, come sede per il Tribunale di Prima Istanza e Accademia delle Belle Arti. La vicenda viene descritta nell'approfondimento nell'allegato C: "1837-1846": la vicenda Tribunale di Prima Istanza –Accademia delle Belle Arti. Le occasioni perdute".

#### **Quarta fase: le sorti del palazzo dal Novecento**

I dal Borgo, con la stipulazione della «servitù altius non tollendi et nec prospectui nec luminibus officiat»<sup>38</sup>, dal 1818 erano riusciti a mantenere inalterata la visuale che godevano sul Lungarno, nonostante la presenza di Palazzo Carmignani<sup>39</sup> e la casa con piaggioncino di Sbrana. Flaminio dal Borgo e i suoi eredi avevano imposto il pagamento di lire diecimila, nel caso in cui i proprietari di dette dimore non avessero rispettato la "servitù di prospetto e di luce", rialzando i muri di confine o collocando alberi nel piaggioncino. Tale istanza ipotecaria veniva definita "continua e perpetua", fino a quando i dal Borgo avrebbero mantenuto in detto luogo la propria residenza<sup>40</sup>.

Nel 1888 Elisa figlia di Abramo Franchetti rinunciava a tutti i diritti sul palazzo in via San Martino, proprietà familiare dal 1833, e lo cedeva a Vincenzo Ciampolini<sup>41</sup>, ricco imprenditore fiorentino che affittava separatamente i diversi locali del grande palazzo, composto da una

---

possidenti domiciliati in Pisa del 30 giugno 1835 per edificare in via Santa Maria in Pisa informata nel rapp. 2 luglio 1839 n. 291.

<sup>36</sup> Ibid., n. 15, c. 164; Ibid., n. 492.

<sup>37</sup> Vedi approfondimento sul Gherardesca, allegato C

<sup>38</sup> Archivio Storico Fiumi e Fossi di Pisa (d'ora in poi ASFFPi), Lavori sede 1910-1916. Documento n. 212, Pisa 31 dicembre 1882.

<sup>39</sup> La casa confinante con Lungarno Galilei, vicolo del Torti e palazzo dal Borgo, era appartenuta ai Mannaioni nel 1783, passata a Domenico Benvenuti, ad Antonio Lorini e infine alienata da quest'ultimo il 28 aprile 1831 a Giovanni Carmignani.

<sup>40</sup> ASFFPi, Lavori sede 1910-1916, n. 214. Pisa 31 dicembre 1882. La servitù fu rinnovata con i fratelli Franchetti succeduti a Ferdinando Sbrana nel 1833, successivamente nel 1864, e ancora nel 1882 con Flaminio dal Borgo Netolyski figlio del Cav. Saladino dal Borgo nei confronti di Giuliano Carmignani.

<sup>41</sup> Ibid., Atto Bellacchi del 15 gennaio 1892, registrato a Firenze il 2 febbraio n. 2769.

stanza nel sotterraneo, quattordici vani al piano terreno, sette nel mezzanino, diciassette al primo piano, sedici al secondo, e due al terzo<sup>42</sup>.

Uno dei primi locatori del palazzo fu il dott. Felice Bocci, direttore del consorzio di Fiumi e Fossi, che già nel 1899 vi si era insediato<sup>43</sup>.

Agli inizi del XX secolo l'immobile era affittato a più inquilini, il tutto rendeva un'entrata annua di circa cinquemila lire, un affare non molto conveniente per un imprenditore del calibro di Ciampolini, che aveva spostato fuori Pisa le proprie mire espansionistiche. Nel 1908 il proprietario iniziava trattative di vendita dell'intero immobile col consorzio dei Fiumi e Fossi, ad eccezione degli affreschi che sarebbero stati asportati a spese e del venditore e che avrebbe altresì provveduto a far realizzare una nuova decorazione nel salone in base ai desideri dell'acquirente.

Nel 1910 l'imprenditore concludeva la vendita dell'immobile con il giardino come beni liberi da ipoteca<sup>44</sup>. Ciampolini aveva già da tempo mosso causa contro i precedenti proprietari Franchetti, e aveva stabilito che, qualora non fosse riuscito a trovare una soluzione con essi, avrebbe di persona estinto l'ipoteca che deprezzava l'immobile e che impediva al consorzio «di usufruire del terreno fabbricativo».

Rimaneva escluso dalla vendita il solo affresco che decorava la stanza a pian terreno, con l'accordo che, qualora il Ministero della Pubblica Istruzione avesse concesso il distacco, Ciampolini si impegnava a restaurare e colorire in modo decoroso la volta rimasta priva dell'affresco, in caso contrario il Consorzio l'avrebbe acquistato.

Vincenzo Ciampolini, già nel 1908 si rivolgeva alla ditta Stefanoni di Bergamo per esaminare gli affreschi che decoravano il suo palazzo, e per valutare la possibilità di distaccarli e venderli separatamente. Francesco Stefanoni definiva gli affreschi del salone «splendidi, come esecuzione artistica e come conservazione», mentre quelli della scala, a suo giudizio, si presentavano un «po' sciupati, non tanto però da abbandonare l'idea di trasporto, essendo per forma e dimensione collocabilissimi in vari luoghi».

Ciampolini era in trattative di vendita con il direttore del museo di Lipsia, Bulard Grant, per l'affresco al piano terra, raffigurante il Bagno di Diana, al prezzo di ottomila lire, ma il ministero ne vietava il distacco e la rimozione<sup>45</sup>.

Mentre il proprietario fiorentino affermava che gli affreschi al piano terra non avevano alcuna relazione artistica coi dipinti del salone<sup>46</sup>, Augusto Bellini Pietri, presidente dell'associazione

---

<sup>42</sup> ASPI, Catasto fabbricati, n. 1051.

<sup>43</sup> ASFFPi, Lavori sede 1910-1916, Atto affitto del 1 dicembre 1889 tra Ciampolini e direttore del consorzio di Fiumi e Fossi, Felice Bocci. Atto privato registrato a Pisa il 2 dicembre 1889 n. 1549 vol. 111.

<sup>44</sup> Ibid., Atto compra-vendita Ufficio dei Fiumi e Fossi di Pisa e Ciampolini Vincenzo, rogato da Giuseppe Barsali notaio, il 16 novembre 1910 e registrato a Lari il 26 novembre detto al vol. 56, n. 186.

<sup>45</sup> Archivio Storico Soprintendenza dei Beni Artistici e Architettonici di Pisa (d'ora in poi ASSBAAPi), Foglio 125, Mappa 244-585, codice immobile 86.1, fas. 458.

Il 7 giugno 1916 Peleo Bacci, soprintendente dei monumenti di Pisa, dichiarava che tale opera rientrava nella disposizione dell'art. 13 della legge del 20 giugno 1909 n. 364.

dell'Arte, dichiarava che gli affreschi «formavano un insieme di bellezza architettonica tale che la rimozione del soffitto dipinto ad affresco avrebbe causato un danno alla comunità pisana». Ciampolini pretendeva per gli affreschi settemila lire, ma nello stesso tempo era debitore al Consorzio di diecimila lire, a causa dell'ipoteca accesa per la prima volta nel 1818 a favore dei dal Borgo. Perciò concordava di estinguere i suoi debiti pagando al Consorzio la differenza di tremila lire, sicchè quest'ultimo diventò proprietario a tutti gli effetti dell'intero palazzo e delle decorazione nel 1914<sup>47</sup>.

Per primi i fratelli Franchetti, nel XIX secolo, avevano denunciato lo stato di degrado in cui versavano le decorazioni della volta delle scale e ne avevano commissionato i restauri a “maestri restauratori”<sup>48</sup>.

Il Consorzio nel 1910, proponeva di nuovo un intervento conservativo sui dipinti e si rivolgeva a Domenico Fiscati, che consigliava il distacco delle pitture, il consolidamento delle crociere e la successiva ricollocazione dei dipinti.



**Figura 3.82** – Vano secondo piano, decorazione celate sotto ridipinture novecentesche.

Il nuovo presidente del Consorzio, il Conte Giovanni Tadini Buoninsegni, resosi conto del cattivo stato di conservazione delle decorazioni del palazzo dapprima denunciò alla soprintendenza lo stato di degrado nel quale si presentavano gli affreschi, poi presentò un preventivo di spesa per il loro restauro stilato dal restauratore Walter Benelli nel 1973<sup>49</sup>.

---

<sup>46</sup> Ibid., c. i. 86.1, f. 458. Verbale giuramento 27 aprile 1912. Ciampolini affermava che si trattava di asportarli da «una stanza negletta e abbandonata che nessun rapporto di unità artistica monumentale aveva col palazzo in questione».

<sup>47</sup> ASFFPi, Lavori sede 1910-1916, 18 maggio 1914 atto rogato Barsali, registrato a Pisa il 20 n. 457. Nel 1910 il palazzo diveniva proprietà del Consorzio che risiedeva solo al primo piano, e cedeva in affitto altri locali promuovendo una serie di lavori di risistemazione dello stabile, a seguito di una perizia stilata dall'ingegnere Petri il 1 settembre 1910.

<sup>48</sup> Per la salvaguardia dei dipinti i “maestri” avevano deciso di distruggere l'intonaco originale pericolante, e stuccare le fenditure che dal centro della volta arrivavano fino alla base, riproponendo a “modo loro” le decorazioni sulla nuova calce.

<sup>49</sup> ASFFPi, Lavori sede 1967-1979, Fascicolo Affreschi sviluppo delle superfici da restaurare.



Figura 3.83 – Prospetto su lungarno anni '90 (ASSBAAPi).

Solo nel 1981 la soprintendenza intervenne sugli affreschi della volta della prima rampa di scale, raffiguranti scene di amore e caccia di Diana e Atteone. Recenti saggi effettuati sulle pareti dello stabile, hanno riportato alla luce decorazioni, celate da successive ridipinture<sup>50</sup>.

I diversi lavori che si sono susseguiti negli anni, per riparare gli ingenti danni causati dallo scoppio di mine nel 1944<sup>51</sup>, hanno prodotto una trasformazione radicale della sede, un cambiamento d'uso che ha visto una nobile residenza ottocentesca divenire sede di uffici e appartamenti.

Il palazzo Franchetti, sede attuale del consorzio dei Fiumi e Fossi, ha un alto valore rappresentativo dal punto di vista architettonico e decorativo, in quanto conserva le pitture del Ghirlanda, autorevole artista seicentesco, e le decorazioni a grottesche, raro esempio di ornamentazione cinquecentesca in Pisa.

<sup>50</sup> *Ibid.*, c. i. 86.2, f. 3203/98 20084. Nel 1998 lo Studio Restauri Srl di Gianni Caponi & C di Roma, effettuava saggi preliminari per riportare in luce le decorazioni celate. Nelle stanze dell'ala est emergevano tracce di decorazioni pittoriche eseguite a stampo, databili all'inizio del XX secolo, coperte da un sottile strato di intonaco a cemento e alcune patine di scialbo. La messa in luce della decorazione originale risultava assai difficoltosa, a causa della resistenza delle scialbature soprastanti e della delicatezza delle finiture eseguite a tempera, oltre ciò, la decorazione originale era assai danneggiata.

<sup>51</sup> ASFFPi, *Fascicolo danni della guerra al fabbricato*. 14 aprile 1945 perizia dell'Ing. capo del Genio Civile, Francesco Scalesse, che concerneva i lavori di consolidamento delle strutture murarie resi necessari dai danni causati dallo scoppio di mine. Il danno più ingente aveva riguardato il crollo del muro, perpendicolare a via San Martino lungo il vicolo del Torti, «in parte sfiancato alla base a causa delle esplosioni delle mine e con cretti profondi formati in tutta la sua lunghezza con relativa caduta di blocchi specialmente agli archi che continuano a cadere al solo passaggio di autoveicoli dalla strada e la ricostruzione del muro di appoggio alla volta, rimasta isolata e pericolante, sulla quale grava una parete di mattoni per piano, parete che arriva sino al piano terzo».

Allo stato odierno appare come riportato di seguito:

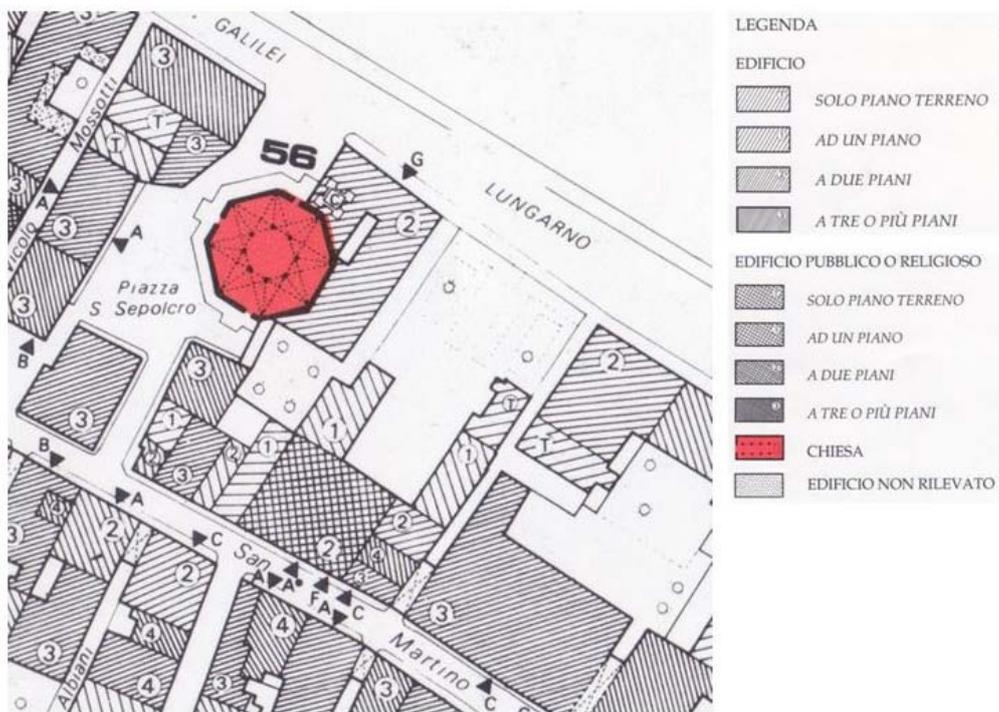


Figura 3.84 – Planimetria estratta da carta della pianta della città: anno 1990.

#### 4 \_ IL PERCORSO DELLA CONOSCENZA

Gli edifici esistenti, soprattutto quelli più antichi, sono il risultato di stratificazioni costruttive e modifiche subite nel corso della storia. Si presentano spesso con configurazioni geometriche e strutturali tutt'altro che semplici e regolari, richiedendo pertanto al progettista sforzi interpretativi e di schematizzazione.

La norma propone metodi di calcolo semplificati all'interno dei quali inquadrare i singoli casi, che hanno però spesso bisogno di notevoli semplificazioni e approssimazioni per essere categorizzati in modelli più generali, per cui l'applicazione ai casi reali delle procedure indicate dalle norme risulta spesso non semplice e immediata.

La conoscenza della costruzione storica in muratura è dunque un presupposto fondamentale sia ai fini di una attendibile valutazione della sicurezza sismica e sia per l'individuazione delle criticità rilevanti nei confronti della sicurezza strutturale e dei corrispondenti criteri d'intervento di miglioramento sismico efficaci e rispettosi delle esigenze della tutela del bene.

Le problematiche da affrontare sono quelle comuni a tutti gli edifici esistenti, anche se nel caso del patrimonio culturale tutelato, ancora più importante risulta la conoscenza delle caratteristiche originarie della fabbrica, le modifiche intercorse nel tempo dovute ai fenomeni di danneggiamento derivanti dalle trasformazioni antropiche, dall'invecchiamento dei materiali e dagli eventi calamitosi.

In relazione alla necessità di evitare danni al patrimonio culturale, l'esecuzione di una completa campagna di indagini risulta molto spesso troppo invasiva sulla fabbrica stessa. Tale condizione ha imposto la necessità di affinare le tecniche di analisi ed interpretazione del manufatto essendo la conoscenza conseguita da considerare in rapporto ai diversi livelli di approfondimento e quindi di attendibilità, funzione cioè dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, delle ricerche storiche e delle indagini sperimentali. Lo studio delle caratteristiche della fabbrica è finalizzato alla definizione del modello interpretativo che ha consentito sia un'interpretazione qualitativa del funzionamento strutturale, sia l'analisi strutturale per una valutazione quantitativa dello stato di sollecitazioni e di valutazione della sicurezza.

Il grado di attendibilità del modello è anch'esso strettamente legato al livello di approfondimento ed ai dati disponibili, tenuti in conto attraverso i fattori di confidenza più o meno cautelativi utilizzati nell'analisi.

Il percorso della conoscenza presuppone i seguenti obiettivi:

- identificazione dell'organismo e sua localizzazione sul territorio, al fine di individuare la sensibilità della fabbrica nei riguardi dei diversi rischi ed in particolare di quello sismico;
- rilievo geometrico della costruzione nello stato attuale, con la completa descrizione stereometrica della fabbrica e l'individuazione delle caratteristiche plano-altimetriche degli elementi costitutivi rilevando ad ogni livello, la geometria di tutti gli elementi in

- muratura, delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), la localizzazione delle eventuali nicchie, cavità, aperture richiuse (con quali modalità), canne fumarie, elementi estranei inclusi;
- rilievo dei fenomeni fessurativi e deformativi presenti, in modo tale da consentire l'individuazione delle cause e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'organismo;
  - individuazione della evoluzione della fabbrica, intesa come sequenza delle fasi di trasformazione edilizia, dall'ipotetica configurazione originaria all'attuale. La conoscenza dell'opera ha quindi previsto l'analisi, anche storica, dell'evoluzione funzionale dell'edificio e delle sue articolazioni, finalizzata a riconoscere quali utilizzazioni si siano succedute nel tempo ed in quali ambienti. Il risultato di questa analisi ha fornito notizie utili per capire anche le ragioni delle modifiche strutturali e geometriche intervenute nel tempo, per motivare eventuali segni o notizie di dissesti, per individuare interventi di riduzione della vulnerabilità sismica;
  - individuazione degli elementi costituenti l'organismo resistente, nell'accezione materica e costruttiva, con una particolare attenzione rivolta alle tecniche di realizzazione, ai dettagli costruttivi ed alla connessioni tra gli elementi. Il tutto finalizzato a definire la geometria del modello da utilizzare nel calcolo, i suoi vincoli ed i carichi agenti, con le loro caratteristiche ed gli elementi significativi per il modello di calcolo ivi comprese le masse degli elementi e i carichi gravanti su ogni elemento di parete;
  - identificazione dei materiali ed in particolare della muratura, del loro stato di degrado, dei parametri meccanici di deformabilità e resistenza;
  - conoscenza del tipo e della consistenza del sistema di fondazione, unitamente alla caratterizzazione geotecnica del terreno compreso nel volume significativo di sottosuolo finalizzata all'individuazione del modello geotecnico adatto all'analisi di risposta sismica locale e d'interazione statica e dinamica terreno-struttura.

#### **4.1. Normativa Italiana sugli edifici esistenti**

Il D.M. 14 gennaio 2008 recante le “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, al Cap. 8, definisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza, la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti.

Con valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure, viceversa, a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalla stessa norma, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Parlando di edifici esistenti, la Norma si riferisce a *“tutti quegli edifici che abbiano, alla data della redazione della valutazione della sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata”*.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi su costruzioni esistenti devono tenere conto dei seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono manifestare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dall'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti risultano definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Secondo le NTC gli interventi che si possono svolgere sugli edifici esistenti in muratura in zona sismica sono raggruppabili in tre categorie:

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

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.

La Norma stabilisce inoltre che si dovrà prevedere l'impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile e l'uso, nelle verifiche di sicurezza, di adeguati “fattori di confidenza”, che modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali.

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU nel rispetto della condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza, il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal Progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile della costruzione, tenendo conto delle indicazioni generali di seguito esposte.

Un'adeguata valutazione della sicurezza per un edificio esistente non può prescindere dall'individuazione ed approfondimento in successione dei seguenti passaggi:

- Analisi storico-critica;
- Rilievo geometrico - strutturale;
- Caratterizzazione meccanica dei materiali;
- Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.

La conoscenza è quindi essenziale per la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio in muratura. Essa dipende infatti principalmente dalla tipologia strutturale, ma anche dalla natura e dalla qualità dei materiali; allo stesso tempo dalla situazione di fatto in cui si trova la struttura, definita dalle eventuali condizioni di dissesto fisiologico e/o patologico che possono essere anche conseguenti ad un evento sismico già subito.

In particolare, una volta eseguita l'analisi storica, occorre definire (dal punto di vista strutturale):

- la geometria dell'edificio con gli eventuali quadri fessurativi e deformativi;
- i dettagli costruttivi (che sono strettamente correlati alla tipologia strutturale);
- le proprietà dei materiali, con particolare riferimento alla resistenza a compressione ed a taglio.

I punti sopraelencati verranno approfonditi nei paragrafi successivi, relativamente al caso di studio.

#### **4.1.1 Livello di conoscenza (LC) e fattore di confidenza (FC)**

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive, la Norma prescrive l'individuazione dei livelli di conoscenza dei diversi parametri coinvolti nel modello (geometria, dettagli costruttivi e materiali), ed ei relativi fattori di confidenza, da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengano conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

Nell'appendice CSA della Circolare applicativa troviamo le indicazioni per la stima dei livelli di conoscenza e dei fattori di confidenza.

La stima dei livelli di conoscenza è funzione di tre aspetti principali:

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

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni.

La rappresentazione dei risultati del rilievo viene effettuata attraverso piante, alzati, e sezioni, riportate nei precedenti paragrafi e capitoli e allegate negli elaborati grafici.

Deve essere inoltre rilevato e rappresentato l'eventuale quadro fessurativo, classificando possibilmente ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori del piano, etc.), e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, etc.).

La finalità è di consentire, nella successiva fase diagnostica, l'individuazione dell'origine e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'edificio.

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra della aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- tipologia della muratura (ad un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, etc.), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, etc.).

Nella definizione della proprietà dei materiali, particolare attenzione è riservata alla valutazione della qualità muraria, con riferimento agli aspetti legati al rispetto o meno della "regola dell'arte".

L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e/o dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto. Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversale (es. diafani), la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e

consistenza della malta. Di rilievo risulta anche la caratterizzazione di malte (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione), e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali.

La normativa prevede la possibilità di raggiungere tre diversi livelli di conoscenza in base al livello di approfondimento delle indagini effettuate sull'edificio, in funzione di questo fornisce i fattori di confidenza che influiscono poi sulla resistenza di calcolo da adottare in fase di verifica del fabbricato, oltre a valori resistenti e moduli elastici da assumere:

- Il livello di conoscenza LC1 (conoscenza limitata) si intende raggiunto quando siano stati effettuati:
  - il rilievo geometrico;
  - verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi;
  - indagini in situ limitate sulle proprietà di materiali.

Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,35$ ; si adottano i valori minimi della tabella C8A.2.1 della Circolare 617 (descritta poi al paragrafo 4.3.) sia per i moduli elastici che per le resistenze.

- Il livello di conoscenza LC2 (conoscenza adeguata) si intende raggiunto quando siano stati effettuati:
  - il rilievo geometrico;
  - verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi;
  - indagini in situ estese sulle proprietà di materiali.

Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,20$ ; si adottano i valori medi della tabella C8A.2.1 della Circolare 617 sia per i moduli elastici che per le resistenze.

- Il livello di conoscenza LC3 (conoscenza accurata) si intende raggiunto quando siano stati effettuati:
  - il rilievo geometrico;
  - verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi;
  - indagini in situ estese ed esaustive sulle proprietà di materiali.

Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,00$ ; si adottano i valori medi dei risultati delle prove effettuate sia per i moduli elastici che per le resistenze, ma per i moduli elastici la norma consente di utilizzare anche i valori medi della tabella C8A.2.1 della Circolare 617.

## **4.2. Rilievo**

Il rilievo si compone di un insieme di procedure relazionate e mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi. Questi ultimi possono essere occultati alla vista e possono richiedere quindi rilievi a campione e valutazioni estensive per analogia.

La Norma sottolinea che, mentre per gli altri due aspetti che determinano il livello di conoscenza (dettagli costruttivi e proprietà dei materiali) si accettano crescenti livelli di approfondimento, per la geometria esterna si richiede che il rilievo sia compiuto in maniera quanto più completa e dettagliata possibile, ai fini della definizione del modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame. Secondo quanto stabilito dalle NTC, il rilievo geometrico - strutturale, deve essere riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi.

Nel rilievo dovranno essere rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.

Il rilievo deve tenere presente anche la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Dovranno altresì essere rilevati i dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

### **4.2.1. Rilievo geometrico**

Il rilievo geometrico ha principalmente il compito di definire la morfologia e il quadro fessurativo del costruito in esame.

Le operazioni di rilievo geometrico sono quindi incentrate sulla conoscenza generale della costruzione, e riguardano quindi la definizione della geometria nel suo complesso nonché l'individuazione e l'acquisizione delle informazioni necessarie a definire lo "stato di fatto".

#### Rilievo della morfologia

Per quanto riguarda la struttura in esame è stato effettuato un accurato rilievo geometrico sia planimetrico che altimetrico.

Il rilievo architettonico è stato eseguito dagli studenti del corso di Restauro Architettonico tenuto dal Prof. P. Ruschi dell'Università di Pisa (Marco Di Russo, Ilaria Falchi, Gilberto Guidi, Marco Mazzi, Francesco Nardi, Antonio Romanazzi, Neda Straniero) sulla base del rilievo condotto dall'Arch. G. Puccini per conto degli Arch. M. Pasqualetti e F. Daole.

L'edificio presenta quattro piani fuori terra nella ex-porzione Del Torto, tre piani fuori terra ed un piano entro terra (non usufruibile per la presenza di acqua affiorante) nella ex-porzione Lanfranchi, due piani fuori terra nelle due ali. Sono inoltre presenti in più porzioni della fabbrica anche piani ammezzati.

È stato possibile individuare la presenza di nicchie, cavità e canne fumarie e tenerne conto in fase di modellazione della struttura.

La struttura si configura come un complesso non regolare in pianta ed in altezza in virtù delle seguenti evidenze:

- la configurazione in pianta non è compatta e risulta asimmetrica nelle due direzioni principali;
- tutti gli orizzontamenti non possono essere considerati infinitamente rigidi (rispetto gli elementi verticali) nel loro piano e sufficientemente resistenti;
- non tutti gli elementi resistenti si estendono per tutta l'altezza della costruzione.

Come specificato nel capitolo inerente alla presentazione del caso studio, l'edificio costituisce una porzione di un aggregato edilizio.

Gli elaborati architettonici, relativi a palazzo Franchetti, sono stati riportati nell'allegato D. Per quanto riguarda gli edifici adiacenti, si è cercato di individuare la porzione di aggregato collaborante con l'edificio, eliminando dall'analisi alcune parti che risultavano separate grazie a corti interne e vicoli. Di seguito si riporta la vista aerea in cui si evidenzia la porzione di aggregato analizzata e l'edificio in esame.



**Figura 4.1** – Vista aerea dell'aggregato edilizio considerato in cui si evidenzia il palazzo di Fiumi e Fossi.

Per quanto riguarda la porzione di aggregato si disponeva di elaborati grafici sommari forniti dal Comune di Pisa, sufficienti però ad individuare le strutture resistenti e gli impalcati.

Di seguito si riporta un fuori scala delle sezioni ambientali, indicate nella figura 4.2 e riportate in scala negli elaborati grafici allegati, che inquadrano i due prospetti dell'aggregato analizzato.



**Figura 4.2** – Indicazione delle sezioni ambientali riportate in seguito con i prospetti nord e sud delle porzioni di aggregato analizzate.



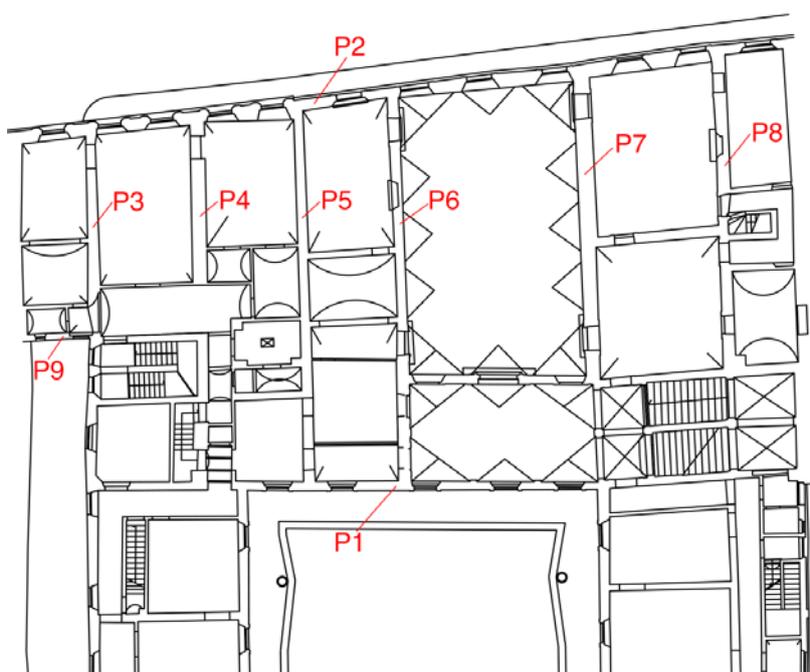
Figura 4.3 – Sezioni ambientali dell'aggregato edilizio analizzato.

### Rilievo del quadro fessurativo

La finalità della rappresentazione e dell'analisi del quadro fessurativo delle pareti dell'edificio è quella di individuare danni sismici e/o statici, subiti dalla struttura.

L'interpretazione delle condizioni di danno di un edificio può avvenire solo considerando il quadro fessurativo esteso nella sua globalità, soprattutto in elevazione. L'analisi della singola lesione presa a sé stante non è in genere sufficiente per esprimere un giudizio sulle cause che la hanno provocata e può spesso portare ad interpretazioni erranee sulle condizioni dell'edificio.

Per meglio comprendere la natura, l'estensione e l'ubicazione dei fenomeni fessurativi che interessano il corpo centrale del palazzo, si riportano di seguito le sezioni delle relative pareti (la cui numerazione è indicata in figura 4.4) corredate, dall'indicazione del quadro fessurativo rilevato, su ognuno dei due lati della stessa.



**Figura 4.4** – Numerazione, sulla pianta del piano primo, delle pareti del corpo centrale di cui si riporta il quadro fessurativo.

Il palazzo risulta interessato da differenti quadri fessurativi sia sulle strutture verticali che su quelle orizzontali. Le cause sono riconducibili a movimenti fondali, a fenomeni stagionali (la vicinanza con il fiume rende particolarmente sensibile il complesso alle escursioni delle acque sottostanti) e alle interruzioni delle continuità murarie derivanti dalla edificazione ed evoluzione storica del complesso.

Alcuni limitati fenomeni sono riconducibili alla formazione di cinematismi di rotazione delle pareti ortogonali al proprio piano specie sulla facciata lato via S. Martino, ciò è anche denunciato dalle lesioni sugli orizzontamenti di alcuni ambienti in prossimità del muro perimetrale con affaccio sulla sopradetta via. Tal tipo di lesioni si rilevano, per lo più, con

entità lieve a livello dell'orizzontamento del salone principale e con maggiore sviluppo nelle stanze dell'ex-Palazzo Del Torto.

Altro fenomeno di degrado che interessa il palazzo al piano terreno è quello generato dalla umidità di risalita. Una buona parte delle pareti portanti, specie quelle prospicienti via S. Martino e ad essa ortogonali, presentano disgregazione e distacchi degli intonaci completamente deteriorati fino ad una altezza di circa 1,50 m.

Sono inoltre presenti alcuni “fuori piombo” sulle pareti verticali, concentrati nell'ampio locale sottotetto sopra il salone: in questa porzione di fabbricato le pareti in laterizio, a vista, risultano avere una snellezza piuttosto marcata senza rilevanti elementi ortogonali di controventamento.

Altre manifestazioni, di forte degrado, presenti riguardano gli ambienti non utilizzati.



**Figura 4.5** – Quadro fessurativo parete 1, scala 1:200. Vista (prospetto) nord e vista sud.

PARETE 2



Figura 4.6 – Quadro fessurativo parete 2, scala 1:200, con indicazione dei piedritti medievali. Vista (prospetto) sud e vista nord.

PARETE 3

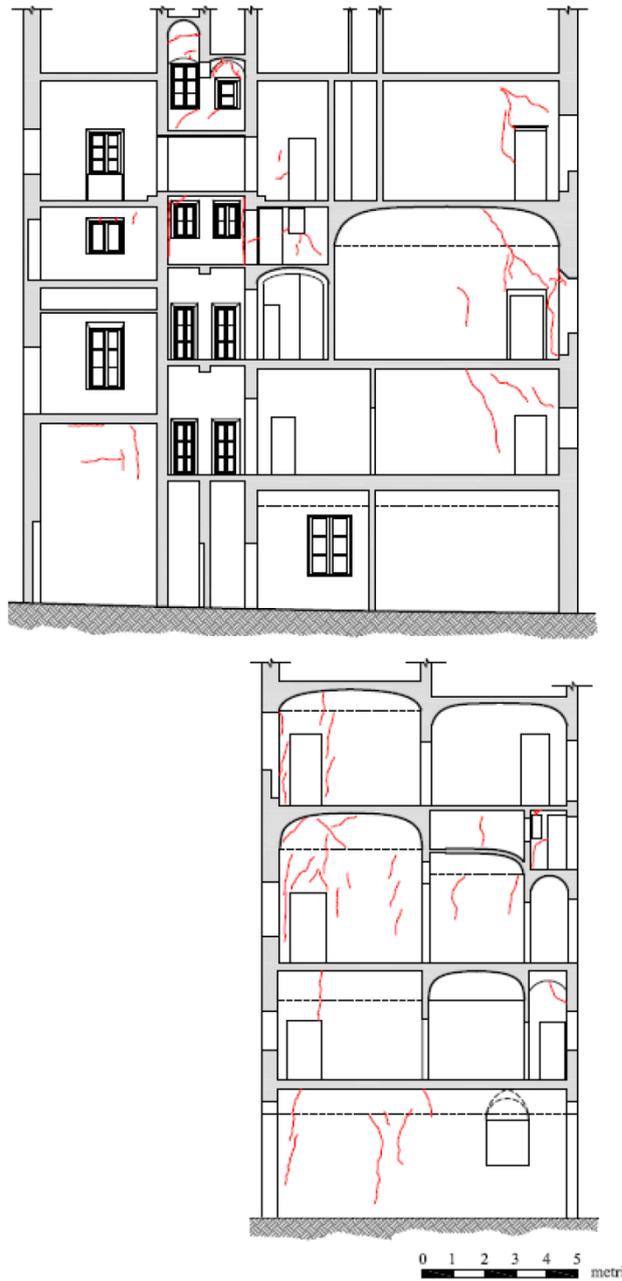


Figura 4.7 – Quadro fessurativo parete 3, scala 1:200. Vista ovest e vista est.

PARETE 4

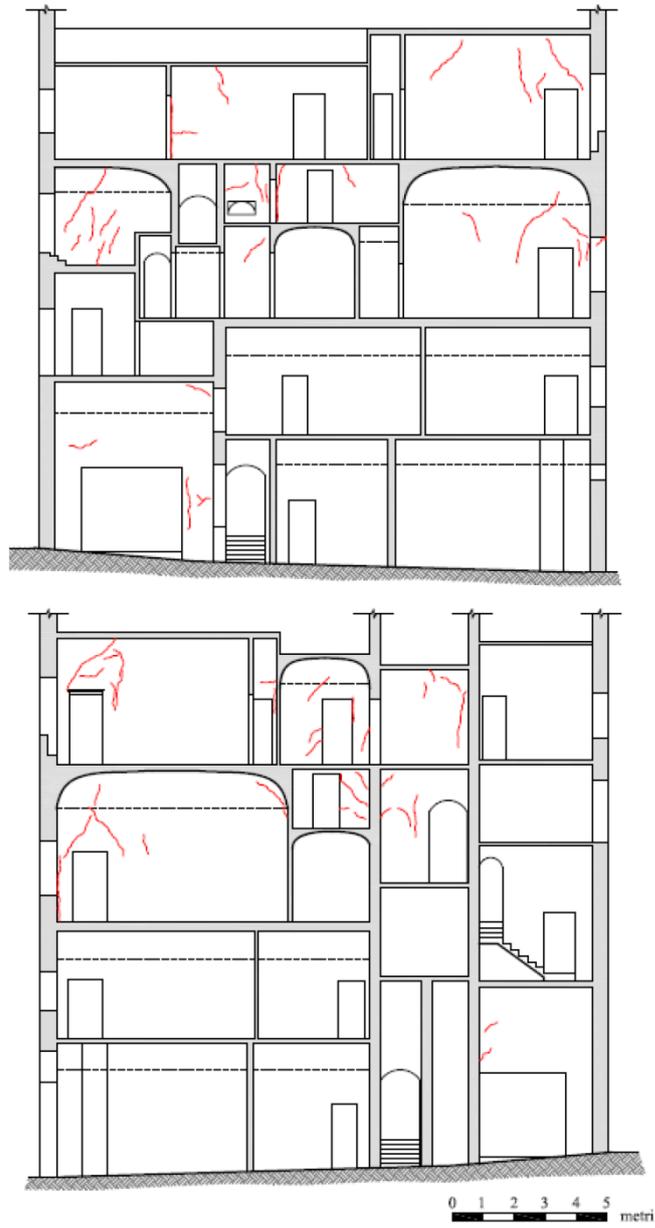
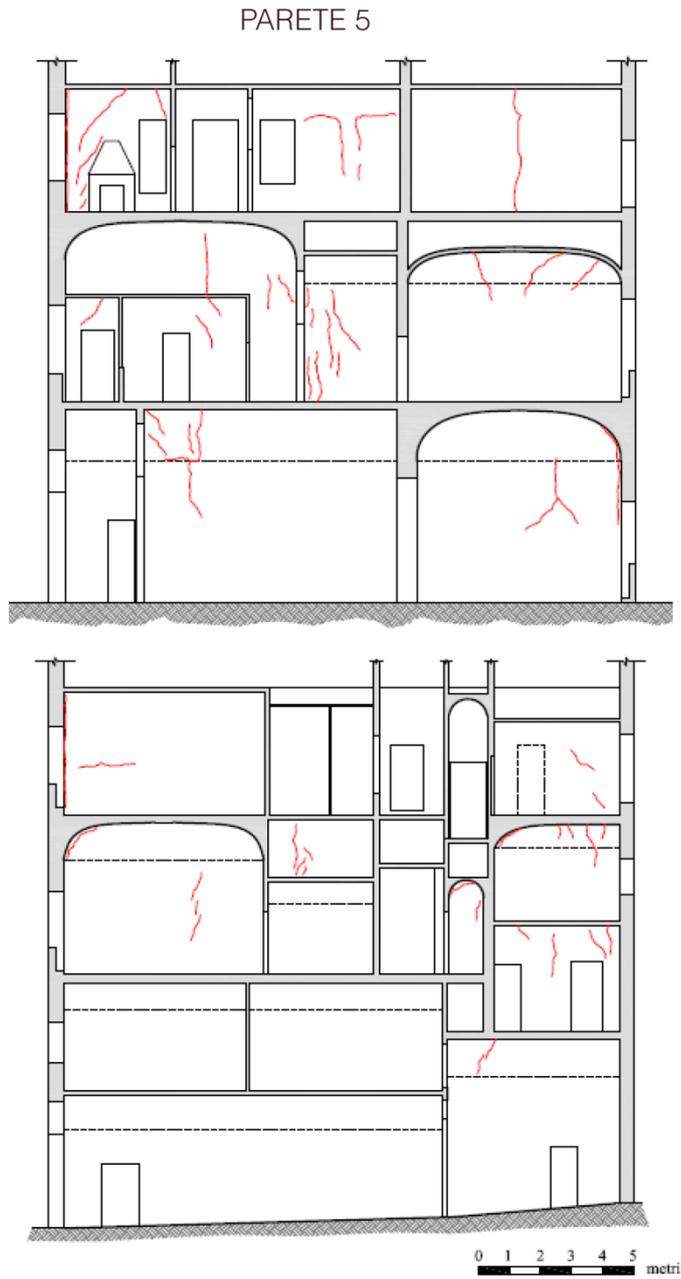


Figura 4.8 – Quadro fessurativo parete 4, scala 1:200. Vista ovest e vista est.



**Figura 4.9** – Quadro fessurativo parete 5, scala 1:200. Vista ovest e vista est.

PARETE 6



Figura 4.10 – Quadro fessurativo parete 6, scala 1:200. Vista ovest e vista est.

PARETE 7

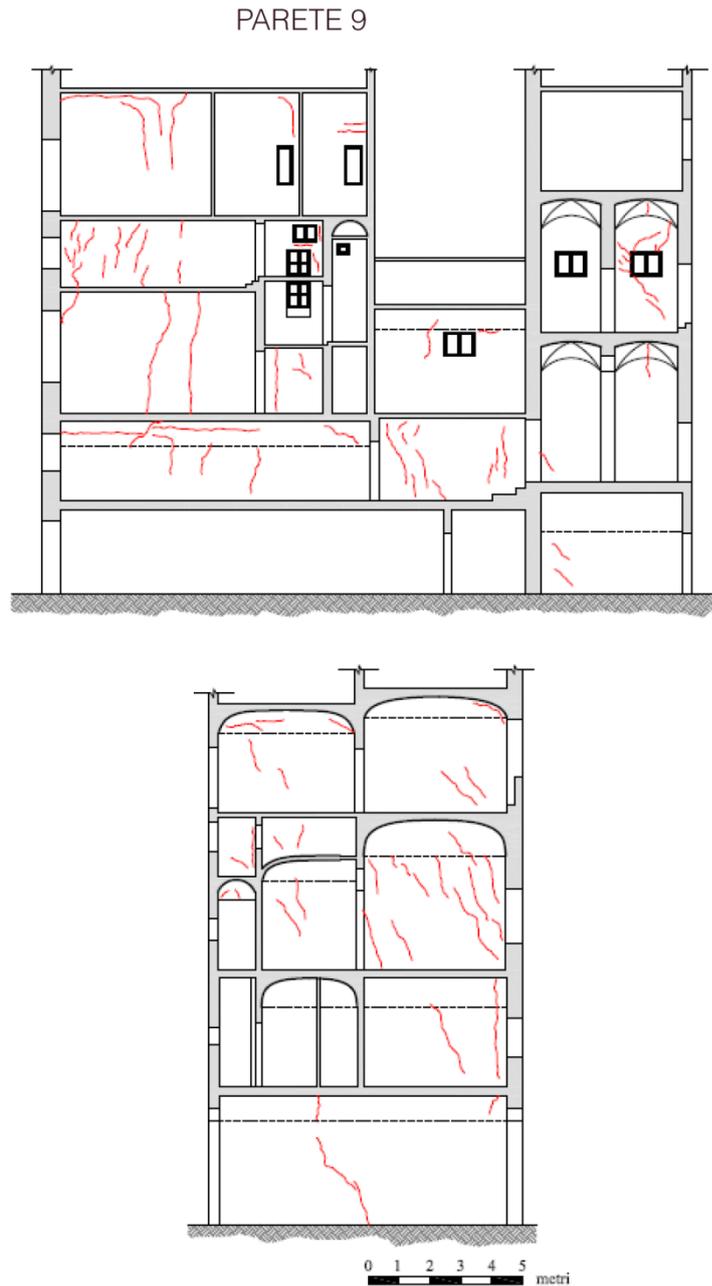


Figura 4.11 – Quadro fessurativo parete 7, scala 1:200. Vista ovest e vista est.

PARETE 8



Figura 4.12 – Quadro fessurativo parete 8, scala 1:200. Vista ovest e vista est.



**Figura 4.13** – Quadro fessurativo parete 9, scala 1:200. Vista ovest e vista est.

Come si nota il quadro fessurativo non permette di rilevare particolari evidenze di pericolosità. In dettaglio, dall'esame delle fessure sulla parte interna della parete 2, si può notare una tendenza "inclinata" del quadro fessurativo, come a testimoniare un possibile movimento imputabile ad un cedimento fondale dell'ex-porzione Del Torto; si tratta di fessure antiche. Si nota che, come già riportato in fase di analisi storica, questa porzione ha subito dei danneggiamenti conseguenti allo scoppio di mine. L'estesa fessura verticale sulla parete 1 si è prodotta invece molto probabilmente a causa degli assestamenti di fabbrica conseguenti ai

lavori eseguiti nel periodo ottocentesco; in prossimità di questa fessura infatti, la facciata, nel periodo cinquecentesco, presentava una sporgenza dovuta al prolungamento di alcuni ambienti. Le altre fessure rilevate, sembrano testimoniare il rimaneggiamento che le varie pareti hanno subito nel corso dei secoli; tali fessure si identificano spesso con i resti delle preesistenze medioevali inglobate nella struttura o con le porzioni murarie in cui si sono tamponati alcuni vani e/o le canne fumarie. Le strutture orizzontali appaiono anch'esse lesionate, specie in prossimità della parete 2 su via S. Martino.

#### **4.2.2. Rilievo strutturale**

Il rilievo strutturale riguarda più specificatamente il rilievo e la definizione degli elementi e dei dettagli costruttivi.

##### Rilievo degli elementi strutturali

Gli elementi strutturali nella fattispecie comprendono:

- gli elementi verticali (setti murari, pilastri, colonne);
- gli orizzontamenti (solai e coperture);
- i collegamenti verticali (scale e rampe);
- gli elementi portanti orizzontali (archi, architravi e piattabande).

#### **ELEMENTI VERTICALI**

Le strutture verticali appaiono realizzate prevalentemente in muratura di mattoni in laterizio pieno con presenza più o meno diffusa di elementi lapidei e blocchi di pietra.



**Figura 4.14** – Particolare tessitura in mattoni pieni della muratura esterna a piano terra della parete 2 su via San Martino.



**Figura 4.15** – Particolare tessitura in mattoni pieni e inserti lapidei della muratura esterna a piano terra della parete 2 su via San Martino.

Va inoltre segnalata la presenza di pilastri e cantonali in pietra verrucana all'interno della compagine muraria, tipici elementi portanti delle “case-torri” di epoca medievale pisana.

La loro presenza, come già riportato, è stata inoltre evidenziata in sede di indagine termografica.



**Figura 4.16** – Muratura a piano terra in mattoni pieni e piedritto in pietra, parete esterna Via San Martino.



**Figura 4.17** –Particolare tessitura muratura a piano terra in mattoni pieni: parete interna, ortogonale via S. Martino.

Relativamente al corpo centrale del palazzo la presenza degli elementi lapidei sembrerebbe presente solo in alcuni paramenti e limitata ai piani terra e primo; con inserti di dimensioni e frequenza maggiore al piano terra (dove sono presenti anche consistenti elementi isolati).

I paramenti murari risultano intonacati con malta di calce; l'elevato spessore dell'intonaco riscontrato su alcuni paramenti murari, specialmente al piano terra, rende inoltre difficilmente rilevabile l'esatta fattura dei paramenti stessi complicando, di fatto, anche la lettura delle immagini termografiche rilevate in sede di indagine.

Al piano terra le pareti portanti presentano spessori variabili dai 78-80 cm nel corpo centrale del palazzo ai circa 40 cm nelle ali. Ai piani superiori risultano delle riseghe di circa 10-15 cm, arrivando al sottotetto dove gli spessori oscillano fra i 48-50 cm fino ai 30 cm circa.



**Figura 4.18** – Particolare tessitura della muratura in mattoni pieni nel sottotetto: parete interna, ortogonale via S.Martino.

## ORIZZONTAMENTI

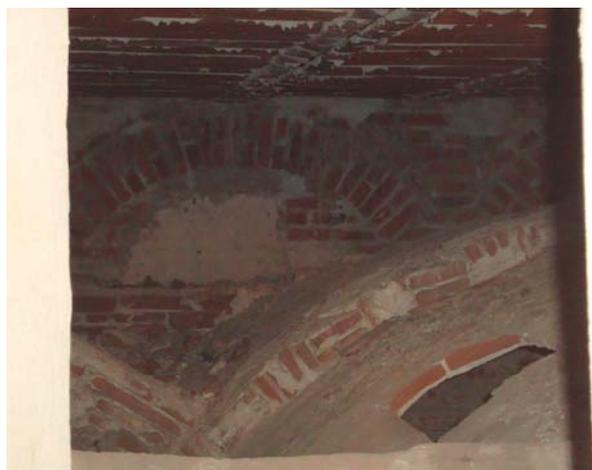
Gli orizzontamenti sono per la maggior parte realizzati con struttura a volta e in alcuni ambienti, specie nella porzione ex-Lanfranchi, ospitano pregevoli decorazioni. Le tipologie riscontrate sono:

- a botte;
- a padiglione unghiato;
- a ciel di carrozza o “a schifo”;
- a crociera.

Per la maggior parte esse risultano a padiglione o “a schifo”, realizzate in modi diversi; si ritrovano infatti volte con mattoni posizionati di coltello e volte in folio, in alcuni casi sono presenti anche costoloni di rinforzo, frenelli e contrafforti murari.



**Figura 4.19** – Volta a padiglione unghiata sopra al vestibolo al primo piano.



**Figura 4.20** – Estradosso di una volta in folio negli ambienti del sottotetto.

Altra tipologia di orizzontamenti presente è quella con struttura lignea ed in acciaio a semplice orditura. I solai lignei sono del tipo a travi, travicelli e mezzane; la loro presenza è limitata ai mezzanini e al secondo piano della porzione ex-Del Torto. La tessitura è per lo più ortogonale via S. Martino.



**Figura 4.21** – Intradosso di un solaio ligneo al secondo piano dell'ex porzione Del Torto.



**Figura 4.22** – Intradosso di un solaio ligneo al secondo piano dell'ex porzione Del Torto.



**Figura 4.23** – Intradosso di un solaio ligneo al secondo mezzanino dell'ex porzione Del Torto.

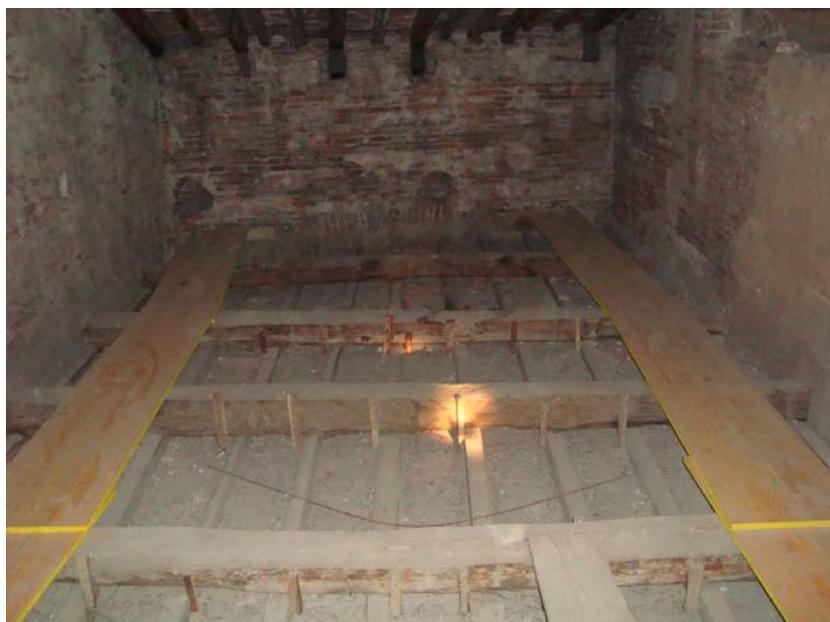
I solai in acciaio sono per lo più del tipo a travi e tavelloni; il loro impiego è stato adottato per la realizzazione dell'orizzontamento dell'abitazione privata al secondo piano della porzione ex-Lanfranchi e per quello di una stanza al primo piano.

Limitatamente ad un ambiente di passaggio è stata inoltre riscontrata anche la presenza della tipologia a putrelle e voltine, riconoscibile dal particolare profilo, curvo a tratti, assunto dall'intradosso dell'orizzontamento.



**Figura 4.24** – Intradosso di un solaio in acciaio al secondo piano dell'ex porzione Lanfranchi.

Altre sale sono controsoffittate nascondendo di fatto la vera conformazione dell'intradosso dell'orizzontamento che nella maggior parte dei casi è quella corrispondente alla tipologia voltata. I controsoffitti sono realizzati per lo più in acciaio e tavelloni; limitatamente alla copertura di alcuni ambienti, al secondo piano della porzione ex-Lanfranchi, si nota la presenza di antichi controsoffitti in legno.



**Figura 4.25** – Estradosso di un controsoffitto in legno negli ambienti del sottotetto dell'ex porzione Lanfranchi.

Le strutture di copertura sono generalmente lignee, con travi principali, travicelli secondari e mezzane.



**Figura 4.26** – Intradosso di una copertura lignea con travi, travetti e mezzane.

La copertura del corpo centrale è stata interessata per circa metà della sua estensione, da un importante intervento di ristrutturazione negli anni settanta e all'originaria struttura lignea con falda si è preferita quella con travi in calcestruzzo armato precompresso (tipo Varese) e tavelloni. La falda oggetto di rifacimento è quella lato lungarno, con aggetto sul giardino.



**Figura 4.27** – Intradosso della copertura nella zona del colmo in cui si evidenziano le due tipologie utilizzate.



**Figura 4.28** – Intradosso della copertura in laterrocemento nella nuova falda.

La copertura delle due ali è invece in struttura lignea.



**Figura 4.29** – Intradosso della copertura dell'ala ovest e vista dell'estradosso della volta sottostante.



**Figura 4.30** – Intradosso della copertura dell'ala est e vista dell'estradosso della volta sottostante.

## COLLEGAMENTI VERTICALI

I collegamenti verticali sono costituiti da:

- lo scalone principale nella porzione ex-Lanfranchi, realizzato in rampe in pietra serena su delle volte a botte rampante affrescata e di pregevole fattura (vedi cap. 3)
- un altro corpo scala, principale nella parte ex-Del Torto di dimensioni più contenute, materiali più modesti con scalini in graniglia prefabbricati e senza decorazioni.



**Figura 4.31** – Prima rampa dello scalone principale nella porzione ovest del corpo centrale, con copertura in volta rampante affrescata e gradini in pietra serena. Gradini prefabbricati della scala nella porzione est del corpo centrale.

Gli altri corpi scala, di minore consistenza, sono invece realizzati con gradini in pietra serena murata nella muratura laterale. I pianerottoli sono costituiti da struttura a volta, lignea e in acciaio, che scarica sulle murature circostanti.

## ELEMENTI PORTANTI ORIZZONTALI

Gli elementi portanti orizzontali non emergono visivamente, ma attraverso le indagini termografiche è stato possibile rilevarne la presenza e ipotizzarne la natura: si tratta, per lo più, di architravi in elementi di pietra, e di piattabande costituite da archi ribassati in mattoni pieni; talvolta nella parte sommitale di alcuni vani, le due strutture coesistono. Per alcune aperture si è inoltre riscontrata la presenza di cerchiature in acciaio. Si riportano di seguito le immagini termografiche più significative. Alcuni varchi sono inoltre realizzati con strutture ad arco.

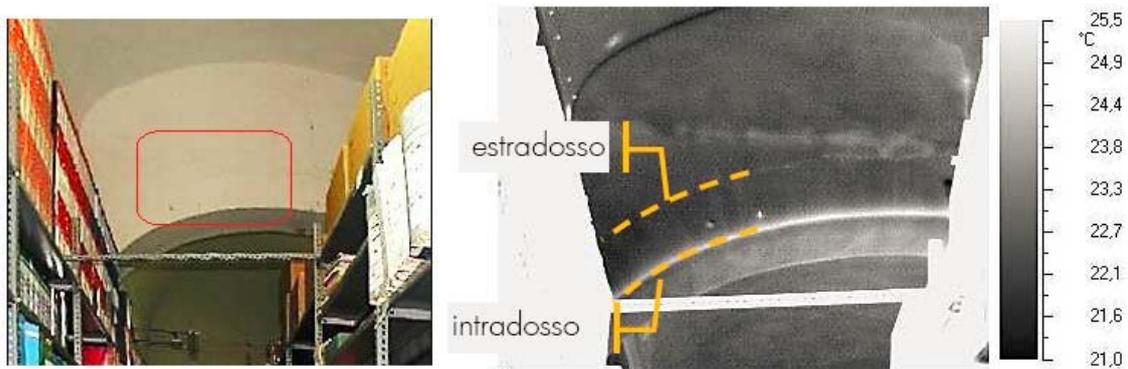


Figura 4.32 – Arco negli ambienti dell'archivio al piano terra.

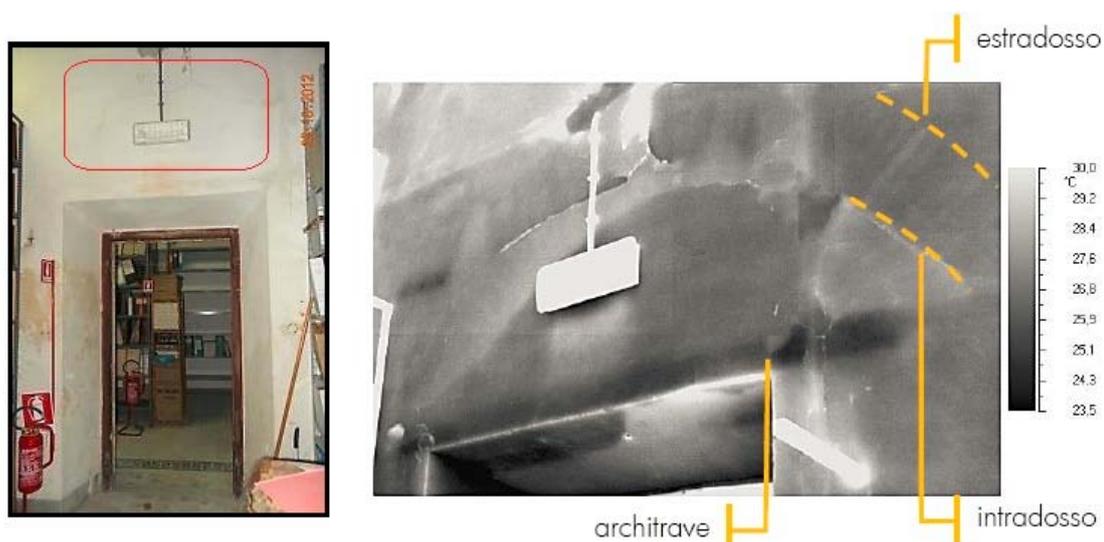


Figura 4.33 – L'immagine termografica mostra un arco e un'architrave in una parete del secondo piano.



Figura 4.34 – Particolare apertura del tipo ad arco presente nella Sala delle Ninfe (piano terra ex-porzione Lanfranchi).

### Rilievo dei dettagli costruttivi

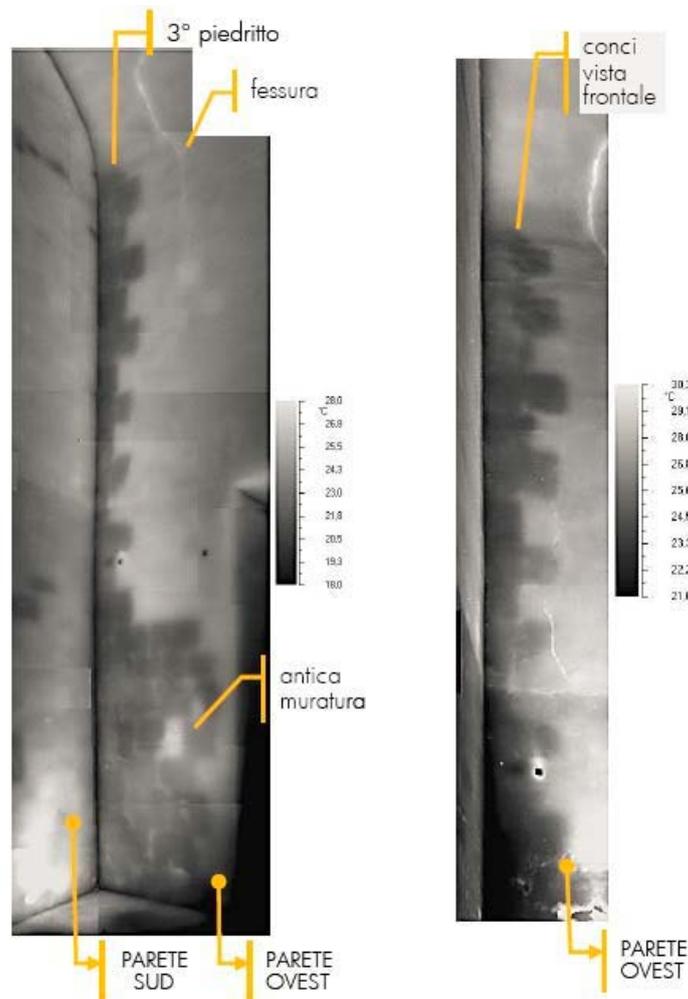
Il rilievo dei dettagli strutturali è stato compiuto con riferimento alla definizione della:

- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti.

La qualità del collegamento tra le pareti verticali è una delle caratteristiche che esprime il grado di funzionamento scatolare dell'organismo murario, a prescindere dalla qualità del sistema resistente si è valutata l'efficacia dei collegamenti fra pareti ortogonali.

Per compiere questa operazione di rilievo in modo rigoroso è opportuno effettuare dei saggi e indagare sulla qualità e sulla fattura dei cantonali, verificando, quindi, che le dimensioni degli elementi eventualmente presenti, siano tali da interessare l'intero spessore murario e non solo una sua parte.

Per il caso in esame, vista l'impossibilità di effettuare saggi sulle murature, nelle abitazioni private e per non ostacolare il normale svolgimento delle attività all'interno degli uffici, tale valutazione è stata effettuata solo tramite immagini visive delle parti non intonacate (negli ambienti del sottotetto) e attraverso le indagini termografiche negli altri ambienti intonacati.



**Figura 4.35** - Immagine termografica di un collegamento nell'ex porzione Lanfranchi.

E' emerso un apparente carente collegamento delle pareti negli ambienti del sottotetto e un collegamento, realizzato in maniera non sempre diffusa, a livello dei piani terra e primo. Il collegamento quando presente sembra realizzato, per lo più, ad opera degli elementi in pietra delle antiche preesistenze ed è difficile dire se interessi o meno l'intero spessore murario.

La qualità del collegamento tra gli orizzontamenti e le pareti verticali dipende dalla tecnica costruttiva, dal tipo di orizzontamento e dalla presenza di elementi quali cordoli di piano o altri dispositivi di collegamento.

Per il caso in esame, si immagina un efficiente collegamento tra orizzontamento e pareti relativamente alla tipologia voltata (che rappresenta la più diffusa tipologia di orizzontamento presente nel palazzo) ed un carente collegamento per le altre tipologie di solai, valutata anche l'assenza di cordonature. La presenza di catene è sporadica; esse risultano presenti nelle volte dell'antico loggiato e al più in maniera isolata in qualche ambiente. Talvolta ne è stata rilevata la presenza sotto intonaco. Un capo chiave è visibile nella parete ovest della ex-porzione Lanfranchi; molto probabilmente la relativa catena è stata inserita per inibire il ribaltamento della parte di parete posta a maggior altezza rispetto alla quota di gronda del fabbricato adiacente.



**Figura 4.36**– Capochiave che emerge dalla parete ovest dell'edificio.

### 4.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, la Norma suggerisce di basarsi su documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e indagini sperimentali.

Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro uso nelle verifiche. Il piano delle indagini fa comunque parte sia della fase diagnostica che del progetto vero e proprio, e dovrà essere predisposto nell'ambito di un quadro generale volto come già detto a mostrare le motivazioni e gli obiettivi delle indagini stesse.

Un aiuto, non esaustivo, ai fini della definizione delle resistenze dei materiali può ricavarsi dalle norme dell'epoca della costruzione.

Le indagini per la determinazione delle proprietà dei materiali sono suddivise, in base al grado di approfondimento, in tre categorie:

- indagini in situ limitate;
- indagini in situ estese;
- indagini in sito esaustive.

Nel caso delle strutture in muratura, le indagini in situ limitate ed estese, prevedono esami visivi della superficie muraria che, nel caso di indagini in situ estese, devono essere realizzate in maniera sistemica (almeno una per ogni tipologia di muratura presente) con l'aggiunta di saggi superficiali e interni per ogni tipo di muratura presente, di prove con martinetto piatto doppio e di caratterizzazione della malta.

Il fine di entrambe queste categorie di indagine consiste nell'individuazione della tipologia di muratura da considerare tra quelle proposte nella tabella C8A.2.1 contenuta nell'appendice della CIRCOLARE n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

In questa tabella (tabella 4.37 sottostante) sono raccolti, per ogni diversa tipologia muraria, i valori di riferimento minimi e massimi dei parametri meccanici, il valore medio del peso specifico e i valori dei moduli di rigidezza riferiti a condizioni non fessurate.

Questi dati sono riferiti alle seguenti condizioni:

- malta di caratteristiche scarse;
- assenza di ricorsi (listature);
- paramenti semplicemente accostati o mal collegati;
- muratura non consolidata;
- tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte.

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

**Figura 4.37** – Valori di riferimento medi dei parametri meccanici (minimi e massimi) e del peso specifico per diverse tipologie di muratura (Tabella CSA.2.1 della Circolare n° 617).

Nella tabella i termini presenti si riferiscono a:

- $f_m$  : resistenza media a compressione della muratura;
- $\tau_0$  : resistenza media a taglio della muratura;
- $E$  : valore medio del modulo di elasticità normale;
- $G$  : valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- $\gamma_m$  : peso specifico medio della muratura di una data tipologia.

Nel caso di murature storiche, i valori indicati nella tabella in questione (relativamente alle prime sei tipologie) sono da riferirsi a condizioni di murature con malta di scadenti caratteristiche, giunti non particolarmente sottili ed in assenza di ricorsi o listature che, regolarizzano la tessitura ed in particolare l'orizzontalità dei corsi. Inoltre si assume che, per le murature storiche, queste siano a paramenti scollegati, ovvero manchino sistematici elementi di connessione trasversale (o di ammorsamento per ingranamento tra i paramenti murari). I valori indicati per le murature regolari sono relativi a casi in cui la tessitura rispetta la regola dell'arte. Nei casi di tessitura scorretta (giunti verticali non adeguatamente sfalsati, orizzontalità dei filari non rispettata), i valori della tabella devono essere adeguatamente

ridotti. Nel caso in cui la muratura presenti caratteristiche migliori rispetto ai suddetti elementi di valutazione, le caratteristiche meccaniche saranno ottenute, a partire dai valori di Tabella C8A.2.1, applicando coefficienti migliorativi fino ai valori indicati nella Tabella C8A.2.2 (tabella 4.38 sottostante):

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

Figura 4.38 – Valori dei coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Tabella C8A.2.2, Circolare n° 617)

Questi coefficienti sono definiti, per ciascuna tipologia muraria, in funzione delle caratteristiche costruttive, dei materiali, e dei possibili interventi di consolidamento rilevati.

Si precisa che nel caso di murature consolidate i valori riportati in tabella, sono da considerare come riferimento, nel caso in cui non sia comprovata, con opportune indagini sperimentali la reale efficacia dell'intervento e siano quindi misurati, con adeguato numero di prove, i valori da adottarsi nel calcolo. I coefficienti correttivi indicati nella tabella 4.38 (Tabella C8A.2.2 della Circolare n° 617), come detto, sono da applicarsi ai valori riportati nella tabella 4.37 (Tabella C8A.1.2 della Circolare n° 617); in particolare, le correzioni devono applicarsi o alle sole resistenze (per esempio, in presenza di connessione trasversale tra paramenti), o alle resistenze e alle rigidezze (per esempio, per intervento di iniezioni di malta).

Le indagini in situ esaustive richiedono, in aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni e alle prove precedentemente elencate, l'effettuazione di una serie addizionale di prove, che, per numero e quantità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. In questo caso la determinazione dei valori medi dei parametri meccanici si basa sia sui valori sperimentali ottenuti, sia su quanto riportato in tabella 4.37 (Tabella C8A.1.2 della Circolare n° 617).

#### 4.3.1. Indagini condotte sul palazzo

Le indagini condotte sullo stabile, con riferimento alla definizione della geometria, della tipologia e dei dettagli strutturali, si sono limitate alle sole indagini visive, che si sono esplicitate attraverso:

- l'esecuzione di analisi termografiche;
- l'esecuzione di saggi murari effettuati in alcune pareti portanti verticali (carotaggi) e nella porzione estradossale dell'orizzontamento della volta della Sala delle Ninfe.

I saggi murari hanno interessato per lo più il corpo centrale del palazzo e sono stati condotti ai piani terra e primo.

Si riportano le relative piante con le indicazioni dei saggi effettuati.

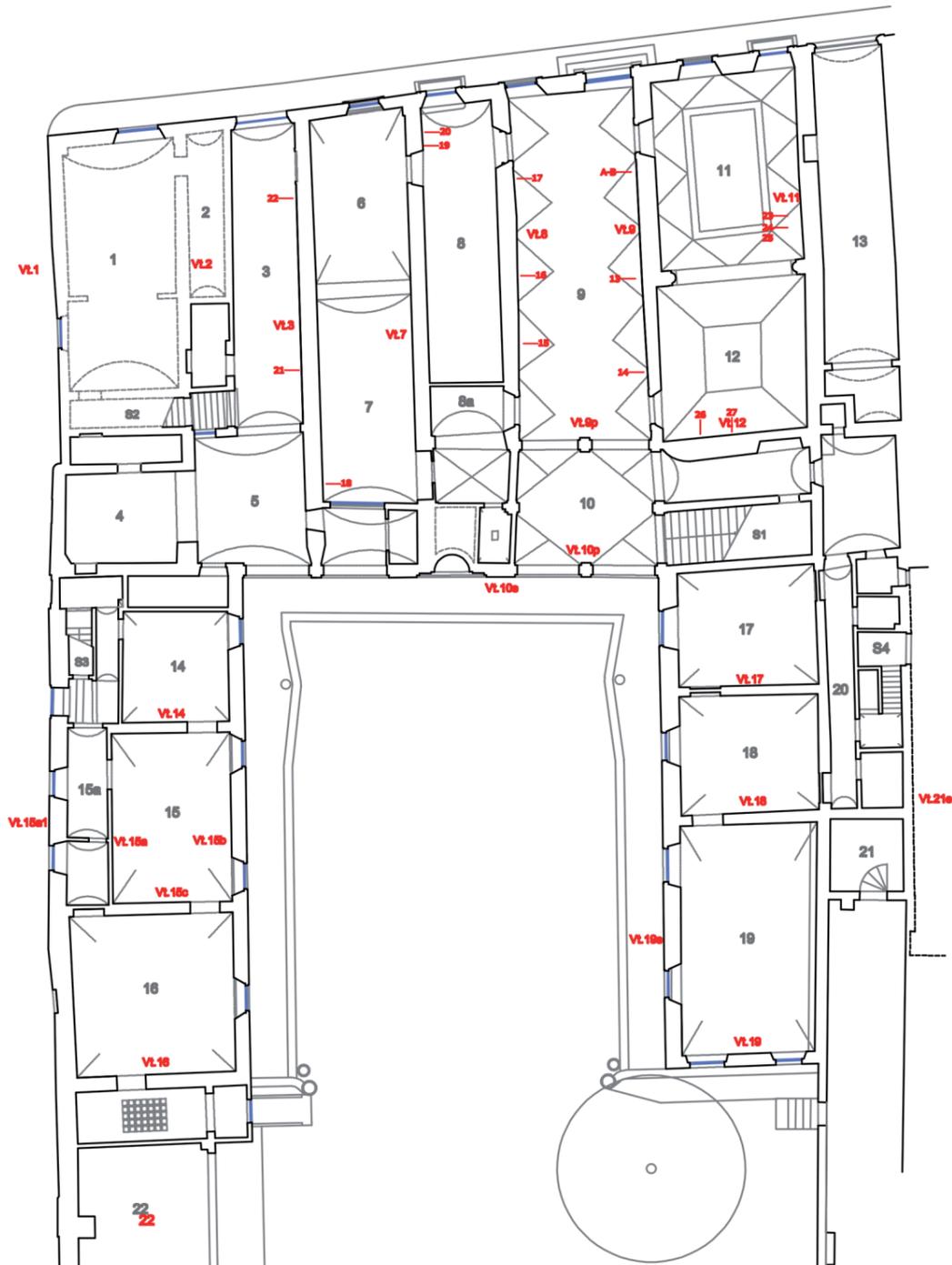


Figura 4.39 – Planimetria del piano terra con indicazione dei saggi murari.



**Figura 4.40** – Carotaggio n°13 realizzato in prossimità di un cantonale a piano terra: muratura piena in laterizio.



**Figura 4.41** – Planimetria del primo piano con indicazione dei saggi murari.

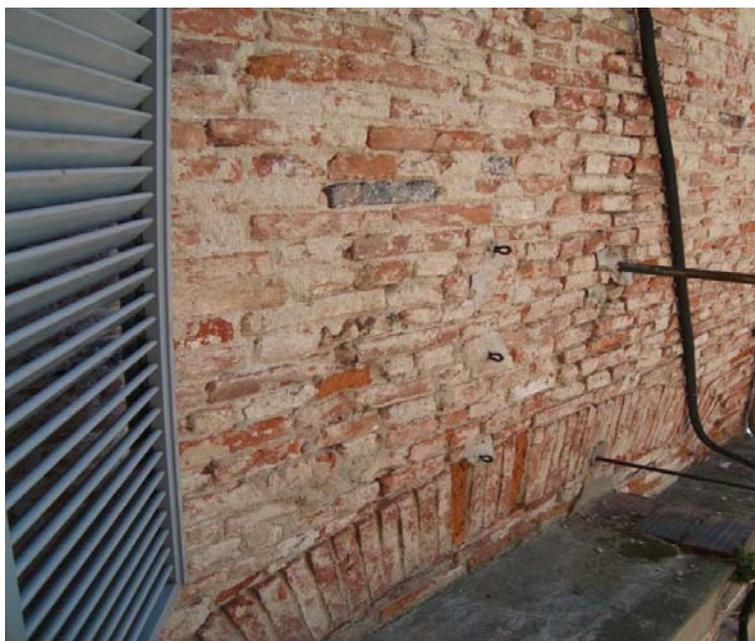


**Figura 4.42** – Catalogazione carotaggi.

Dall'esame visivo dei carotaggi effettuati è emerso che nel complesso l'edificio sembrerebbe costituito, piuttosto che da muratura a sacco, da prevalenti muri dello spessore di tre o più teste, principalmente in mattoni pieni con malte di consistenza discreta e con inserti lapidei più o meno diffusi. Impossibile accertare la presenza di diaconi o eventuali altri elementi di connessione trasversale. Dall'esame visivo dei paramenti stonacati è emersa inoltre una tessitura ed una tecnica costruttiva non omogenea.



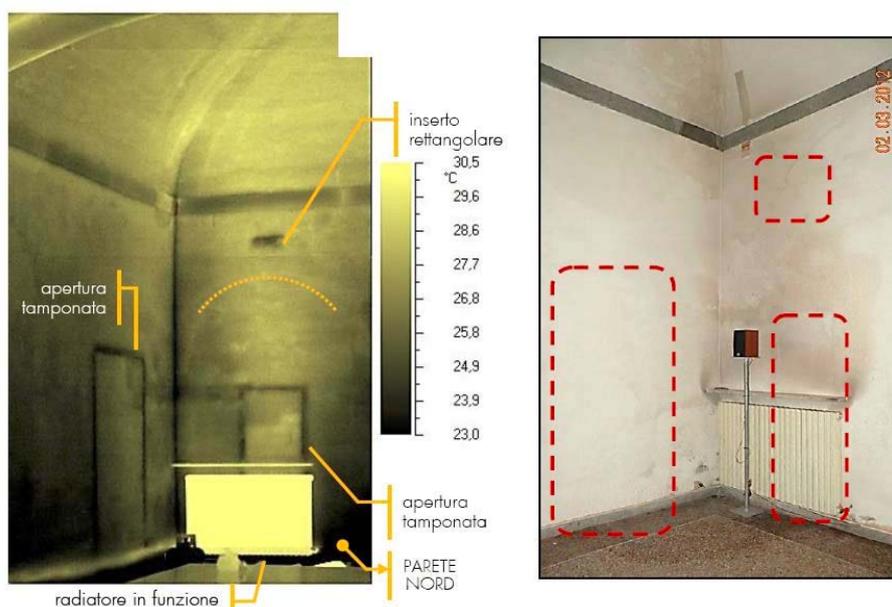
**Figura 4.43** – Paramento murario al piano terra della ex porzione Lanfranchi, in cui è ben leggibile la tessitura.



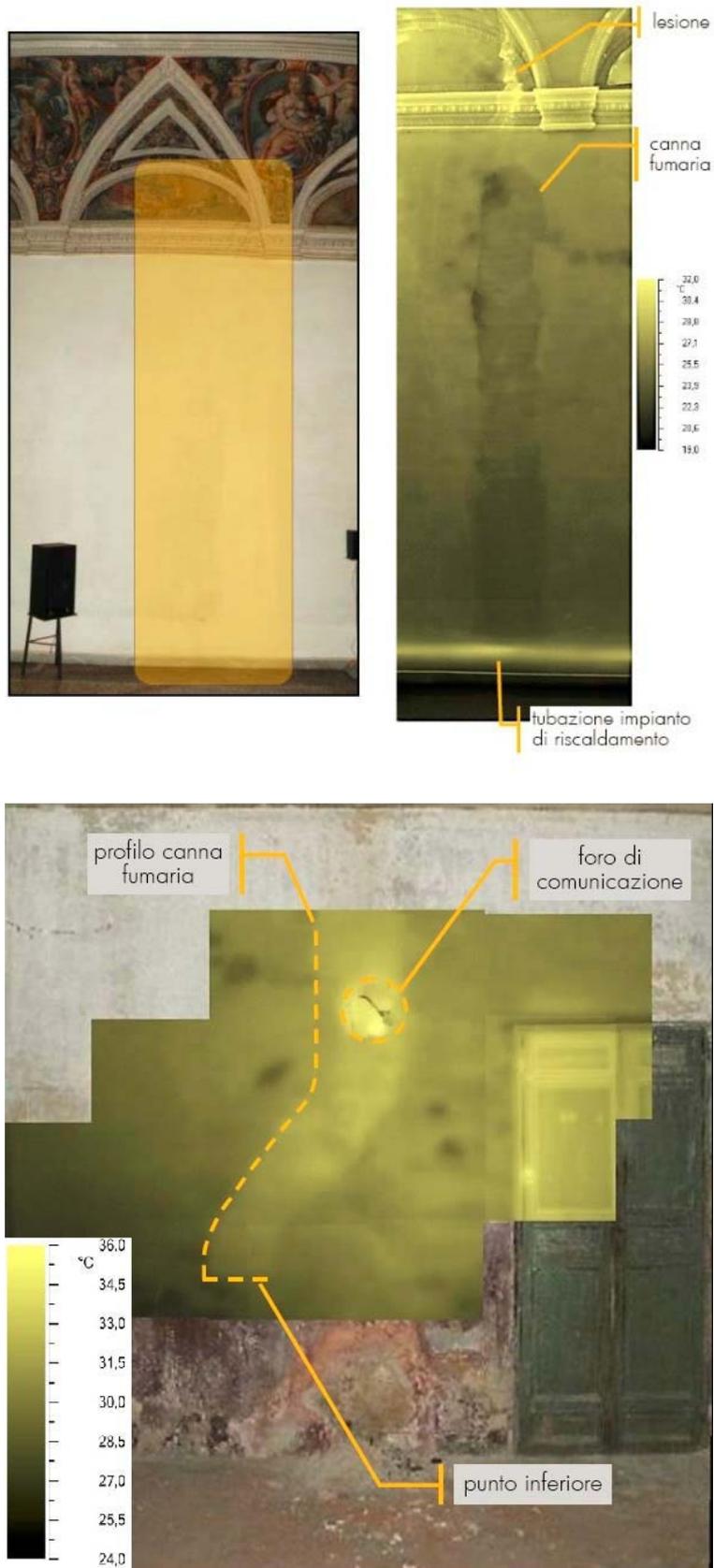
**Figura 4.44** – Paramento murario al piano secondo della ex porzione Lanfranchi, in cui è ben leggibile la tessitura muraria.

Ulteriori preziosi contributi, finalizzati all'ampliamento del livello di conoscenza sul palazzo, sono inoltre stati conseguiti attraverso le indagini termografiche.

La campagna di misura termografica svolta presso la sede dell'Ufficio dei Fiumi e Fossi, oltre a rappresentare un sussidio all'individuazione di particolari elementi quali nicchie, cavità, canne fumarie e antiche preesistenze tamponate, ha anche permesso di indagare ed ottenere maggiori informazioni circa i dettagli costruttivi, come la tessitura muraria nelle parti intonacate, e la presenza di elementi caratteristici quali architravi e piattabande.



**Figura 4.45** – Individuazione di elementi caratteristici nella muratura, grazie alle indagini termografiche.



**Figura 4.46** – Individuazione di canne fumarie nelle murature della Sala delle Ninfe e dell'ala ovest.



Figura 4.47 – Individuazione delle preesistenze medievali nella parete del salone al primo piano.

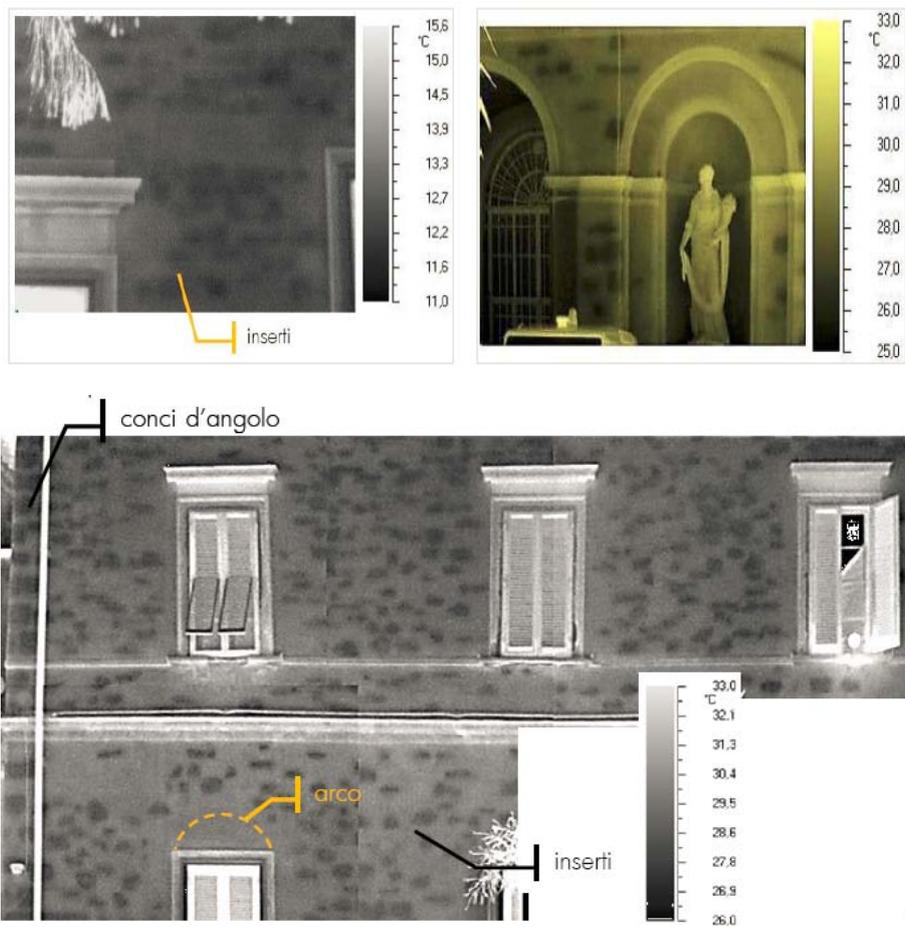
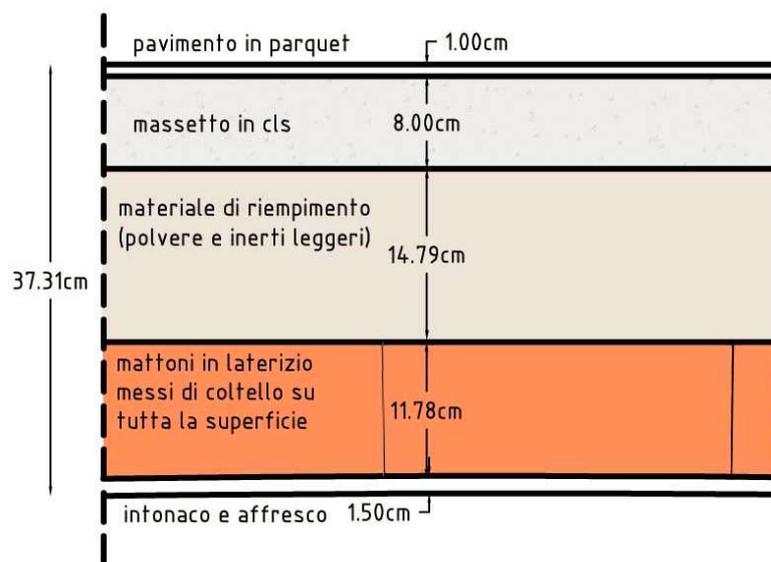


Figura 4.48 – Individuazione di inserti murari sulla pareti della corte interna a nord.

Al fine di migliorare il livello di conoscenza degli orizzontamenti della tipologia voltata, sono stati eseguiti dei saggi limitatamente alla porzione di solaio posto all'estradosso della volta della Sala delle Ninfe. E' stato così possibile definire con buona approssimazione un dettaglio costruttivo attinente a questa tipologia di orizzontamenti; la sezione, eseguita in corrispondenza della chiave di volta, viene riportata di seguito:



**Figura 4.49** – Planimetria con individuazione dei saggi 1 e 2, di cui si riporta l'immagine fotografica.



**Figura 4.50** – Sezione di dettaglio in corrispondenza della chiave di volta.

### 4.3.2. Caratterizzazione del terreno

Un'ultima categoria d'indagine condotta è quella inerente la caratterizzazione del sottosuolo dell'area in cui si ubica lo stabile in studio. Si dispone infatti di una relazione tecnica sulle indagini geofisiche, effettuate dalla GeoTirreno s.r.l. su commissione del Consorzio di Bonifica stesso.

Al fine della caratterizzazione dei terreni dal punto di vista sismico è stato eseguito un programma d'indagine del tipo MASW (Multichannel Analysis of Surface Wave). Tale indagine ha consentito di ottenere un modello verticale delle  $V_s$  a partire dalle modalità di propagazione delle onde di superficie, in particolare le onde di Rayleigh.

Si riporta di seguito il risultato di tale indagine:

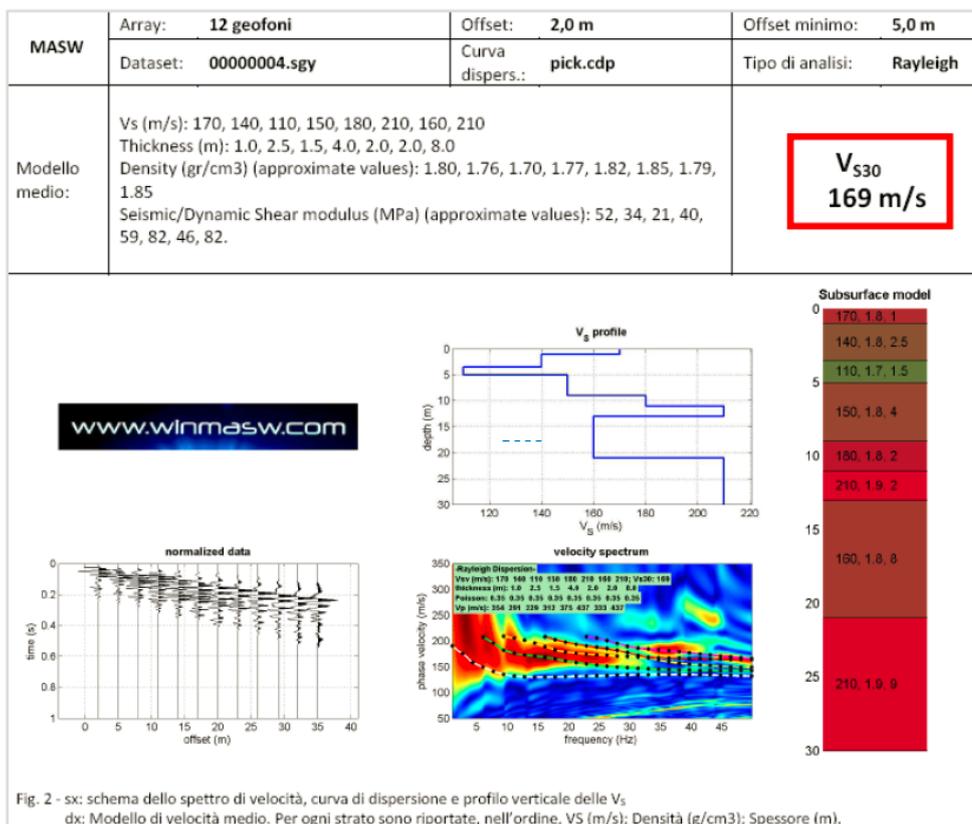


Figura 4.51 – Risultati dell'analisi MASW svolta sul terreno.

Il terreno risulterebbe quindi rientrare nella categoria D di normativa.

#### 4.4. Conclusioni

##### TIPOLOGIA MURARIA

Nel caso in esame, in merito alla realizzazione dell'edificio circa le tipologie e le caratteristiche dei materiali utilizzati si è detto che le pareti portanti verticali sono costituite per la maggior parte da mattoni pieni con presenza più o meno diffusa di inserti lapidei, probabilmente in pietra verrucana. Tuttavia la presenza di questi inserti non è costante, risultando più marcata in alcune porzioni di alcune pareti rispetto ad altre; fino a scomparire totalmente ai piani superiori dove i paramenti appaiono costituiti da soli mattoni pieni.

Dato che le caratteristiche meccaniche della pietra verrucana non troppo si discostano da quelle degli elementi in laterizio, considerata inoltre l'incertezza con la quale si opera circa la reale distribuzione di questi inserti, e poiché infine non è stato possibile effettuare prove sui materiali in situ (data la loro natura piuttosto invasiva non compatibile con il normale svolgimento delle attività di ufficio e residenziale), per determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali, si è fatto riferimento alla sola Tabella 4.37, riportata di seguito nella figura 4.52 (Tabella C8A.2.1 dell'appendice C8A delle NTC 2008).

Sulla base delle indagini visive, si ipotizza quindi che la tipologia di muratura di mattoni e malta di calce possa essere sufficientemente rappresentativa per il caso in studio.

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	300	24	3300	870	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	

Figura 4.52 – Determinazione della tipologia muraria rappresentativa per il caso studio sulla tabella C8A.2.1 dell'appendice C8A delle NTC 2008 .

## LIVELLO DI CONOSCENZA

Nel caso in esame, dopo un'analisi dei dati a nostra disposizione, possiamo dire che il livello di conoscenza del nostro fabbricato è pari a LC1, il che comporta un valore di FC pari a 1.35, e quindi un abbattimento del 35%, in sede di verifica, delle resistenze di calcolo dei materiali.

## CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI

Quindi per tener conto del grado di incertezza associato al livello di conoscenza raggiunto, si dovranno adottare i valori medi delle resistenze di tabella, che dovranno essere divisi per il fattore di confidenza (FC).

Nel caso della muratura la riduzione non coinvolge i moduli di elasticità, in quanto tale effetto, a differenza di quanto accade per i valori di resistenza, non può a priori essere sempre interpretato come cautelativo.

Si ha quindi:

$$f_d = \frac{f_m}{\gamma_m FC} \quad \tau_d = \frac{\tau_o}{\gamma_m FC}$$

dove:

- $f_d$  e  $\tau_d$ : resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a taglio della muratura;
- $f_m$  e  $\tau_o$ : resistenza media rispettivamente a compressione e a taglio della muratura;
- $\gamma_m$ : coefficiente parziale di sicurezza (per le strutture in muratura assume i valori: 3 per analisi statiche; 2 per analisi sismiche);
- $FC$ : fattore di confidenza.

$f_d$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_d$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$G$ (N/mm <sup>2</sup> )
177,78	4,44	1500	500

Figura 4.53 – Resistenze e moduli di elasticità per il caso in esame.

Come specificato al paragrafo precedente, il terreno risulterebbe di categoria D secondo normativa.

## 5 \_ AZIONI SULLA COSTRUZIONE

### 5.1. Le azioni secondo le NTC08

Per individuare l'intensità dei carichi sulla costruzione in esame si è fatto riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008 con annessa circolare applicativa.

Le azioni o carichi analizzati per tale struttura sono:

#### 1\_ Azioni permanenti ( $G$ ):

- Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ ):

In base alle NTC 2008, sono considerati carichi permanenti strutturali il peso proprio degli elementi strutturali. Nel caso in esame saranno analizzati i seguenti carichi:

- peso proprio delle murature portanti e delle scale;
- peso delle tipologie di orizzontamento a volte;
- peso delle tipologie dei solai in legno;
- peso delle tipologie dei solai in acciaio;
- peso delle tipologie della coperture in legno;
- peso della tipologia della copertura in latero-cemento.

- Carichi permanenti strutturali ( $G_2$ ):

In base alle NTC 2008, sono considerati carichi permanenti portati o non strutturali i carichi non removibili durante il normale esercizio della costruzione quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro. I carichi permanenti portati ed i carichi variabili si possono assumere per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti. Nel caso in esame saranno analizzati i seguenti carichi:

- pavimento più strato di allettamento;
- tramezzi;

#### 2\_ Azioni variabili ( $Q$ )

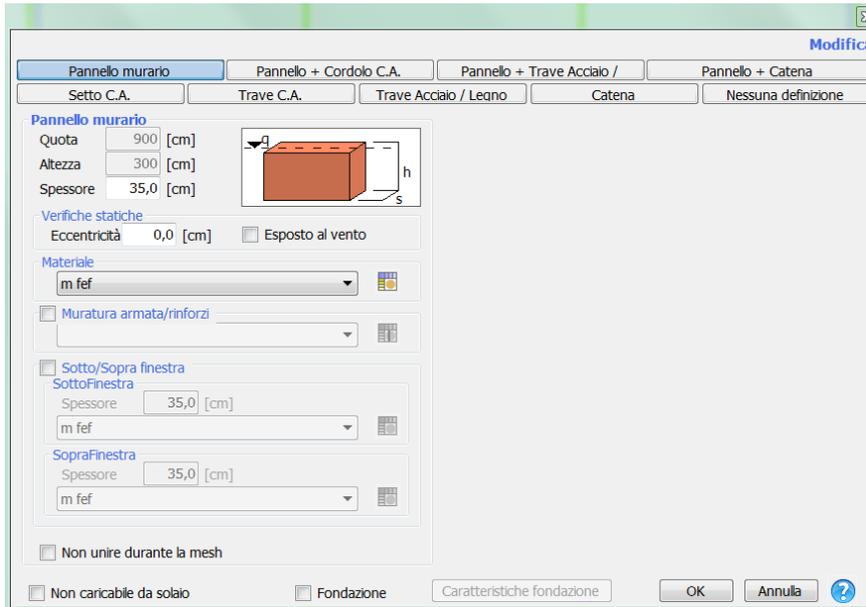
- carichi di esercizio ( $Q_k$ );
- carico neve ( $Q_s$ );
- azione del vento ( $Q_w$ ).

#### 3\_ Azione sismica ( $E$ )

##### 5.1.1 Azioni permanenti

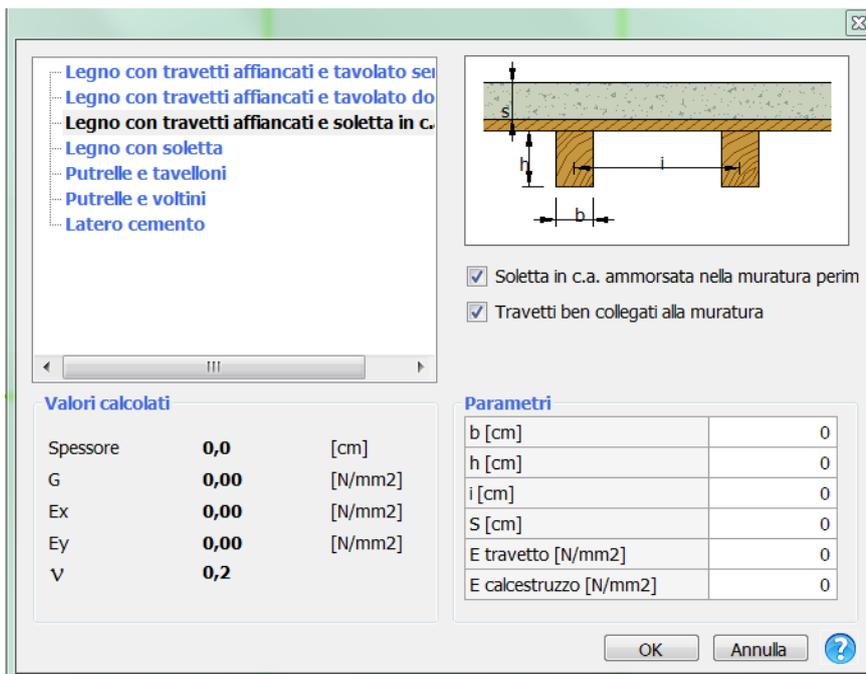
Il peso specifico della muratura  $w$  è stato ricavato dalla Tabella C8A.2.1 della Circolare n° 617 del 2 febbraio 2009, Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008 per la tipologia di muratura considerata, "Muratura in mattoni pieni e malta di calce", per cui risulta un valore del peso specifico pari a:  $w = 18 \text{ kN/m}^3$ . Inserendo tale valore all'interno del programma di calcolo 3MURI, il peso

proprio dei maschi murari e delle fasce di piano viene calcolato in automatico a partire dalle caratteristiche geometriche dei vari elementi murari.



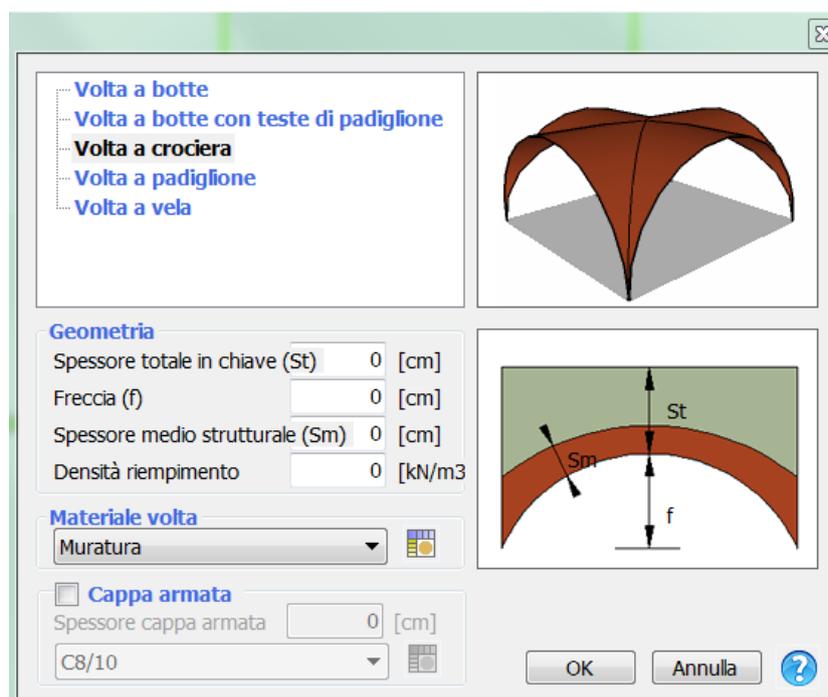
**Figura 5.1** – Interfaccia grafica del programma 3MURI per l’inserimento dei parametri dei pannelli murari.

Analogamente avviene per i solai, per i quali è il programma stesso a calcolare i pesi in gioco una volta fornita la tipologia, lo spessore degli elementi (peso medio dei solai  $3 \text{ kN/m}^2$ ) e l’orditura.



**Figura 5.2** – Interfaccia grafica del programma 3MURI per l’inserimento dei parametri dei solai.

Per quanto riguarda le volte, è di nuovo automatico il calcolo, ma i valori di input sono, oltre alla tipologia (botte, botte con teste di padiglione, vela, crociera, padiglione), lo spessore medio strutturale (15 cm), lo spessore in chiave, la freccia e il peso del riempimento (per il quale si è utilizzato un valore medio  $8 \text{ kN/m}^3$ ).



**Figura 5.3** – Interfaccia grafica del programma 3MURI per l’inserimento dei parametri delle volte.

Nella definizione degli impalcati, si fornisce anche l’orditura, e sarà quindi di nuovo il software a valutare come ogni orizzontamento scarica sulle pareti adiacenti. Anche la copertura è soggetta a un calcolo automatico da parte del programma, una volta definite tipologia e geometria. Il peso delle scale è stato dedotto tramite l’analisi dei carichi ed è stato applicato come carico linearmente distribuito sulle pareti su cui rampe e pianerottoli scaricano, in base alla tipologia con cui sono costruite.

La determinazione dei carichi richiede un’analisi accurata che tenga conto delle specificità dell’edificio in esame. Vale la pena precisare che mentre per la tipologia di orizzontamenti lignei l’intradosso risulta visibile e quindi è stato possibile dedurre i dettagli (elementi costituenti e dimensioni geometriche), per la tipologia voltata non è stato possibile eseguire un rilievo preciso della stratigrafia di ciascuna volta (spessori della muratura e dei riempimenti); tuttavia, un utile riferimento conseguito in tal senso è rappresentato dai saggi effettuati in corrispondenza della volta posta a copertura della Sala delle Ninfe. In ogni caso, lo spessore dei riempimenti delle altre volte presenti, è stato dedotto dalla quota dei pavimenti.

Per quanto riguarda il calcolo delle rigidezze degli elementi, rimandiamo la spiegazione al capitolo sulla modellazione.

### 5.1.2. Azioni variabili

#### CARICHI D'ESERCIZIO

I carichi d'esercizio comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  (kN/m<sup>2</sup>);
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  (kN);
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  (kN/m).

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$ ,  $H_k$ , sono riportati nella Tabella 3.1.II delle NTC 2008 di cui di seguito si riporta lo stralcio relativo ai carichi considerati per il caso studio.

Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari.

Categ.	Ambienti	$q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )	$Q_k$ (kN)	$H_k$ (kN/m)
B	<b>Uffici</b> Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C2 Balconi, scale	4,00	4,00	2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini</b> Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi	6,00	6,00	1,00

Figura 5.4 – Valori dei carichi di esercizio utilizzati, dalla tabella 3.1.II delle NTC08.

#### CARICO NEVE

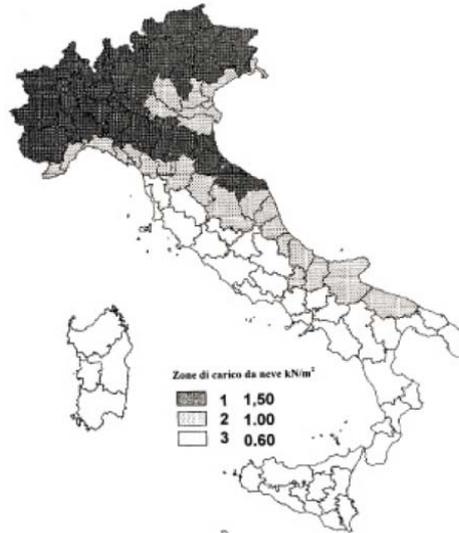
L'azione della neve esercita un carico variabile sulla copertura, secondo la normativa vigente esso

sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{ski} \cdot C_E \cdot C_T$$

- Carico neve al suolo  $q_{sk}$

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, la normativa riporta le espressioni per ottenere il carico di riferimento neve al suolo per località poste a quota inferiore a 1500 m s.l.m.



**Figura 5.5** – Zone di carico neve secondo le NTC08.

La Toscana ricade in zona 3 e la città di Pisa si trova ad una quota sul livello del mare inferiore a 200 m (circa 10 m.s.l.m), pertanto il carico neve al suolo è dato da:

$$q_{sk} = 0,6 \text{ kN/m}^2$$

- Coefficiente di esposizione  $C_E$

Il coefficiente di esposizione deve essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. La Tabella 3.4.I delle NTC 2008 suggerisce di porre  $C_E=1$  per la classe di topografia normale cui appartiene il sito di costruzione.

- Coefficiente termico  $C_T$

Il coefficiente termico  $C_T$  viene utilizzato per tener conto della riduzione del carico da neve a causa dello scioglimento della stessa causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura, e in assenza di studi specifici si assume  $C_T=1$ .

- Coefficiente di forma della copertura  $\mu_i$

Il coefficiente di forma tiene conto della geometria della copertura e in normativa viene riportato in funzione dell'angolo  $\alpha$  formato dalla falda con l'orizzontale. Si deve inoltre fare una distinzione fra il caso in cui è presente la sola neve e il caso in cui si ha neve in presenza di vento, poiché quest'ultimo genera fenomeni di accumulo.

Per il caso in esame in cui si hanno valori di inclinazioni della falda sull'orizzontale  $\alpha$  tale che  $0^\circ < \alpha < 30^\circ$ , risulta  $\mu_i = 0,80$ .

Relativamente a coperture a due falde, e con riferimento alla figura seguente, per il caso di carico con neve senza vento si considera la condizione denominata CASO I. Per il caso di carico neve con vento si considererà invece la peggiore tra le condizioni denominate CASO II e CASO III.

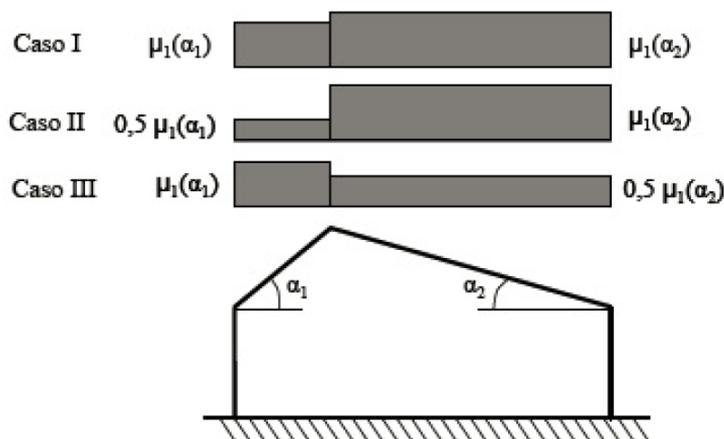


Figura 5.6 – Condizioni di carico per coperture a due falde.

Il caso neve, per l'applicazione al caso in studio, assume quindi il valore:

$$q_s = 0,48 \text{ kN/m}^2.$$

### AZIONE DEL VENTO

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni, azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento.

L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni esercitate sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi della pianta della costruzione.

La pressione cinetica di riferimento, secondo quanto riportato in normativa, è data dalla formula:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho (v_b)^2$$

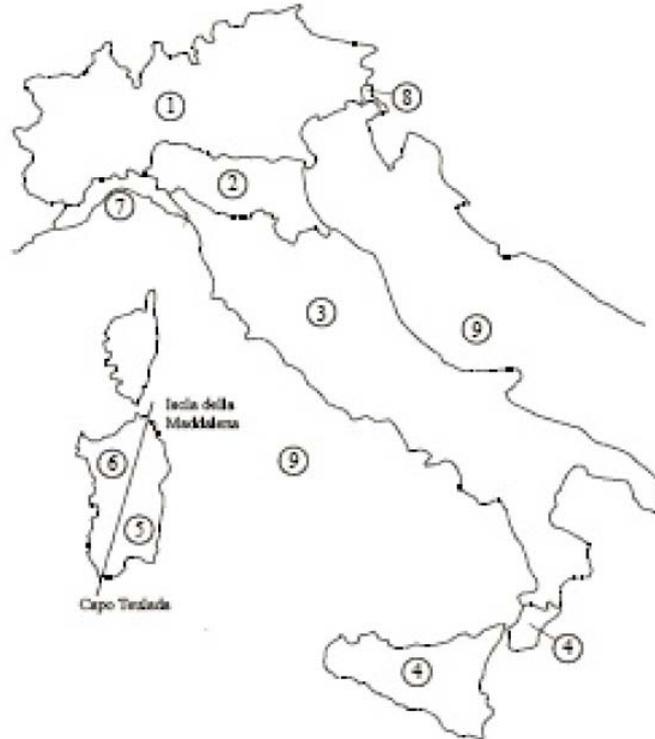
dove:

$\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$  è la densità dell'aria;

$v_b$  è la velocità di riferimento.

- Velocità di riferimento  $v_b$

La velocità di riferimento è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tabella 3.3.II delle NTC 2008), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. Questa velocità varia in funzione della zona geografica in cui si trova la costruzione.



Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_z$ [1/s]
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020

Figura 5.7 – Zone vento secondo le NTC08 e caratteristiche per la zona in cui ricade Pisa.

La Toscana si trova in zona 3. In questa zona relativamente ad altezze sul livello del mare minori di 500 m (Pisa, come già riportato, si trova a circa 10m.s.l.m.), la velocità di riferimento risulta:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

Nel caso in esame, quindi, la pressione cinetica di riferimento assume il seguente valore:

$$q_b = 0,5 \cdot 1,25 \cdot 27 = 455,63 \text{ N/m}^2$$

La pressione del vento è invece fornita dall'espressione riportata di seguito:

$$p = q_b \cdot C_e(z) \cdot C_d \cdot C_p$$

dove:

$C_e(z)$  : è il coefficiente di esposizione;

$C_d$  : è il coefficiente dinamico;

$C_p$  : è il coefficiente di forma o di pressione.

- Coefficiente d'esposizione  $C_e(z)$

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito dove sorge la

costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezza sul suolo non maggiori di 200 m, esso è dato dalle formule:

- per  $z < z_{min}$ :

$$C_e(z) = C_e(z_{min})$$

- □ per  $z \geq z_{min}$ :

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left(7 + C_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right)$$

Nell'ultima espressione  $C_T$  è il coefficiente di topografia che può essere assunto pari a 1.

La Toscana appartiene alla zona 3. La classe di rugosità da considerare è quella relativa alle aree urbane, classe A.

La costruzione sorge nel territorio della regione Toscana, all'interno del comune di Pisa, in una zona distante circa 20 km dalla costa e al di sotto di 500 m di altitudine.

I parametri di riferimento in questa condizione sono riportati di seguito:

Categoria d'esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
IV	0,22	0,30	8

Figura 5.8 – Valori dei parametri  $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{min}$  per le località all'interno della IV categoria d'esposizione.

La  $z$  massima da considerare è la quota della linea di gronda corrispondente al punto più alto dello schema strutturale, pari a circa 19 m. Si otterrà, quindi, un andamento del coefficiente di esposizione costante fino a 8 m di altezza, e al di sopra di questo valore, un andamento crescente all'aumentare dell'altezza stessa.

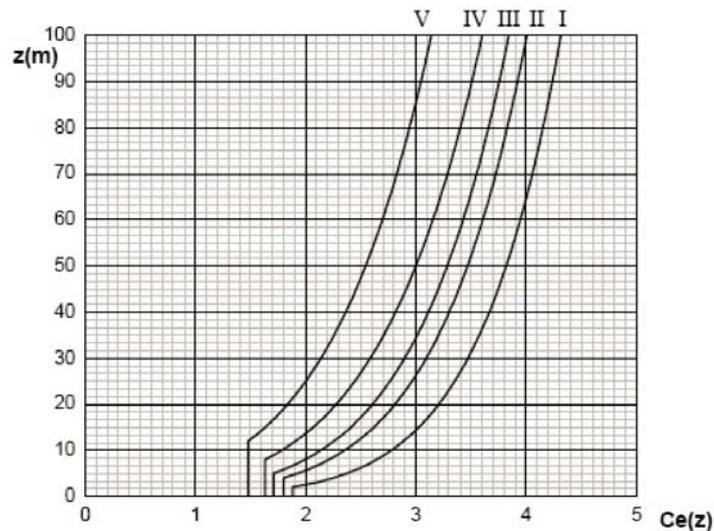


Figura 5.9 – Andamento di  $C_e$  con la quota per le diverse categorie di esposizione del sito.

- *Coefficiente dinamico  $C_d$*

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari a 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata validità.

Nel caso in esame si assume quindi:  $C_d = 1$ .

- *Coefficiente di forma o di pressione  $C_p$*

Il coefficiente di forma è funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Nel calcolo del coefficiente di forma è necessario considerare la combinazione più gravosa in merito alla situazione di pressione (o depressione) sia interna che esterna alla superficie dell'elemento della struttura considerato. Pertanto si ha:

$$C_p = C_{pe} + C_{pi}$$

dove:

$C_{pe}$  è il coefficiente di forma per la pressione esterna;

$C_{pi}$  è il coefficiente di forma per la pressione interna.

Per quanto riguarda la pressione esterna, in riferimento al caso in esame, si assumono i seguenti valori di  $C_{pe}$ :

- per elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale  $\alpha \geq 60^\circ$ :  $C_{pe} = +0,8$
- per elementi sopravento con inclinazione sull'orizzontale  $0^\circ < \alpha < 20^\circ$ , e per elementi sottovento:  $C_{pe} = -0,4$

Per quanto riguarda la pressione interna risulta:

- per ostruzioni che hanno una parete con apertura di superficie minore di 1/3 di quella totale, come nel caso in esame, il coefficiente di forma risulterà pari a:  $C_{pi} = \pm 0,2$

Nel caso in esame risulta:

- per le pareti esterne sopravento con  $\alpha = 90^\circ$ :  
 $C_{pe} = +0,8$ ;
- per le superfici di copertura esterne sopravento e per le pareti sottovento con  $\alpha = 17^\circ$ :  
 $C_{pe} = -0,4$ ;
- per le pareti sottovento con  $\alpha = 90^\circ$ :  
 $C_{pe} = -0,4$

Tenendo conto delle combinazioni più sfavorevoli, i coefficienti da assumere nel caso in esame risultano:

$$C_p = + 0,80 + 0,20 = 1,00 \text{ per le pareti sovrappressione;}$$

$$C_p = - 0,40 - 0,20 = -0,60 \text{ per le pareti in depressione;}$$

$$C_p = - 0,40 - 0,20 = -0,60 \text{ per la copertura in aspirazione.}$$

### 5.1.3. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un fissato intervallo di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$ , in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria di sottosuolo A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate di probabilità di eccedenza PVR, nel periodo di riferimento  $V_R$ .

In base alle NTC 08 le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

#### Periodo di riferimento per l’azione sismica $V_R$

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d’uso  $C_U$ .

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale di un’opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale della struttura oggetto di studio risulta essere  $\geq 50$  anni, così come stabilito dalla Tabella 3.4.I NTC 2008 per costruzioni di tipo ordinario.

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva <sup>1</sup>	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	$\geq 100$

Figura 5.10 – Valori della vita nominale  $V_N$ .

Il coefficiente d'uso  $C_U$  dipende dalla classe d'uso in cui ricade la struttura. Nel caso studio la struttura si può pensare appartenere alla classe III, ossia Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

La tabella 2.4.II NTC 2008 associa alla classe d'uso III un coefficiente d'uso  $C_U = 1,5$ .

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 5.11 – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$ .

Pertanto risulta, per la costruzione in esame, una vita di riferimento pari a:

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

#### Stati limite e relative probabilità di superamento

La normativa individua 4 stati limite per i quali si deve verificare la conformità della costruzione, due dei quali si riferiscono alle condizioni di esercizio, due alle condizioni ultime.

Stati limite di esercizio:

- Stato Limite di Operatività (SLO)
- Stato Limite di Danno (SLD)

Stati limite ultimi:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV)
- Stato Limite di Collasso (SLC)

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R}$ , a cui riferirsi per individuare l'azione sismica è funzione dello stato limite considerato come mostra la seguente tabella estrapolata dalle NTC 08:

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

Figura 5.12 – Probabilità di superamento  $P_{V_R}$  al variare dello stato limite considerato - Tabella 3.2.1 NTC 08.

Le stesse NTC 2008 al Capitolo 8.3, stabiliscono che nel caso di edifici esistenti in muratura, le verifiche possono essere effettuate unicamente nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita, definito dalla Norma come segue: “a seguito del terremoto la costruzione subisce

rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali”.

Da quanto si apprende dalla figura 5.12, per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, la probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento  $V_R$  risulta essere pari al 10%.

#### Periodo di ritorno del sisma $T_R$

Il periodo di ritorno del sisma è dato dalla seguente espressione:

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

Nel caso in esame risulta  $T_R = 712$  anni.

#### Determinazione dei parametri spettrali

La determinazione dei parametri spettrali  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  avviene in funzione del sito di costruzione e del  $T_R$  dell'azione sismica.

Questi tre indici si riferiscono ad un suolo rigido (categoria A) e orizzontale ( $T_1$ ), quindi lo spettro deve essere opportunamente modificato in base alle caratteristiche del sito. Tali parametri, necessari alla definizione dell'azione sismica, vengono forniti nell'Allegato B delle Norme Tecniche per le Costruzioni per 10751 punti di un reticolo di riferimento relativamente a 9 valori prefissati del periodo di ritorno  $T_R$  (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni). I punti in questione rappresentano i nodi di detto reticolo e distano tra loro non più di 10 km. I punti del reticolo sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti.

Per un qualunque punto del territorio non ricadente nei nodi del reticolo di riferimento, i valori dei parametri  $p$  ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ) di interesse per la definizione dell'azione sismica, possono essere calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione:

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

dove:

$p$  è il valore del parametro di interesse nel punto in esame;

$p_i$  è il valore del parametro di interesse nell' $i$ -esimo nodo della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame;

$d_i$  è la distanza del punto in esame dall' $i$ -esimo punto del reticolo della maglia suddetta.

Questa distanza di viene calcolata a partire dai valori di longitudine e latitudine corrispondenti ai due estremi del segmento di cui si cerca la lunghezza. La formula utilizzata per determinare la distanza più breve tra due punti terrestri (geodetica), approssima il geoide a una sfera di raggio  $R = 6372,795 \text{ Km}$  (raggio quadrico medio), quindi il calcolo della distanza potrebbe avere un errore dello 0.3%.

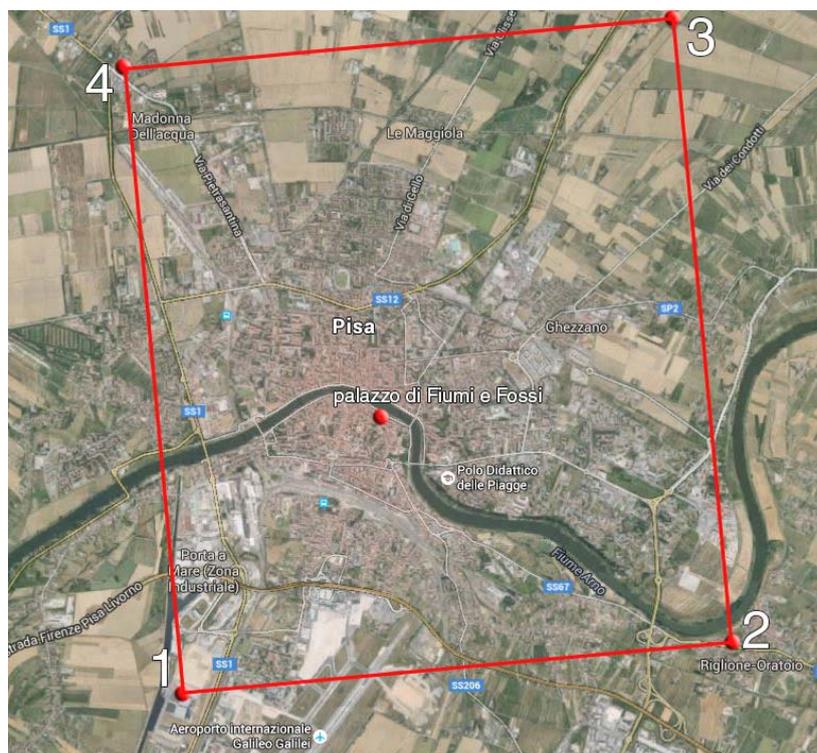
Dati due punti A e B sulla sfera espressi con la latitudine (lat) e longitudine (lon) si avrà:

$$\text{distanza}(A, B) = R \cdot \arccos(\sin(\text{lat}A) \cdot \sin(\text{lat}B) + \cos(\text{lat}A) \cdot \cos(\text{lat}B) \cdot \cos(\text{lon}A - \text{lon}B))$$

Gli angoli utilizzati sono espressi in radianti, la conversione tra gradi e radianti si ottiene moltiplicando l'angolo per  $\pi$  e dividendo per 180.

Il punto di interesse, corrispondente alla posizione geografica dello stabile in studio, assume coordinate:  $Long = 10,4035$  e  $Lat = 43,7140$  ed è contenuto, all'interno di una maglia elementare del reticolo di riferimento individuata nella figura 5.13 di seguito, assieme ai punti del reticolo.

Punto Reticolo 1 : ID 20268	Long = 10,378	Lat = 43,694
Punto Reticolo 2 : ID 20269	Long = 10,447	Lat = 43,695
Punto Reticolo 3 : ID 20047	Long = 10,445	Lat = 43,745
Punto Reticolo 4 : ID 20046	Long = 10,376	Lat = 43,744



**Figura 5.13** – Localizzazione del punto di interesse e della maglia di riferimento.

Determinati i parametri  $p$  ( $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$ ), relativi ai 9 valori del tempo di ritorno, corrispondenti al punto d'interesse:

T <sub>R</sub> = 30 anni			T <sub>R</sub> = 50 anni		
a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>
0,038	2,574	0,222	0,047	2,551	0,250

T <sub>R</sub> = 72 anni			T <sub>R</sub> = 101 anni		
a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>
0,055	2,569	0,260	0,062	2,581	0,264

T <sub>R</sub> = 140 anni			T <sub>R</sub> = 201 anni		
a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>
0,070	2,555	0,270	0,081	2,556	0,274

T <sub>R</sub> = 475 anni			T <sub>R</sub> = 975 anni		
a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>
0,118	2,395	0,280	0,153	2,381	0,280

T <sub>R</sub> = 2475 anni		
a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup>
0,204	2,391	0,290

Figura 5.14 – Parametri spettrali relativi ai 9 T<sub>R</sub> per il punto di interesse.

PUNTO D' INTERESSE			T <sub>R</sub> (SLV) = 712 anni		
ID	LONG	LAT	a <sub>g</sub> (g)	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> <sup>*</sup> (s)
F&F	10,4035	43,7140	0,137	2,390	0,280

Figura 5.15 –Valore assunto dai parametri spettrali per il punto d'interesse e per il T<sub>R</sub> allo SLV.

#### Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Gli spettri elastici sono due: uno per le componenti orizzontali dell'azione sismica e l'altro per le azioni verticali.

Nel caso in esame si considererà nelle analisi soltanto la componente orizzontale mentre non verranno considerate le azioni verticali poiché la struttura non presenta caratteristiche tali da rendere obbligatoria la valutazione di tali azioni e quindi il calcolo del relativo spettro.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti (espresse in unità di g):

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

dove:

T periodo di vibrazione;

$S_e$  accelerazione spettrale orizzontale;

$F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche dato dalla relazione:  $S = S_T \cdot S_S$ ;

$S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica;

$S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica;

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%, mediante la relazione (con  $\xi$  espresso in percentuale):

$$\eta = (10 / (5 + \xi))^{0.5}$$

$T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

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

con  $C_C$  coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

$T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, ottenuto da:

$$T_B = T_C / 3$$

$T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot (a_g / g) + 1,6$$

La determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione è quindi subordinata alla determinazione di quelli che sono gli effetti di amplificazione locali e dei quali si tiene conto attraverso la definizione dei coefficienti  $S_S$  e  $S_T$ .

Per tenere conto delle effettive condizioni del territorio in cui è ubicata la costruzione è necessario definire la categoria del sottosuolo e le condizioni topografiche che alterano la risposta sismica locale.

Ai fini della identificazione della categoria del sottosuolo, la classificazione si effettua in base ai valori della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità. Per le fondazioni superficiali, tale profondità è riferita al piano d'imposta delle stesse.

Risulta quindi possibile definire la categoria di sottosuolo, funzione della  $V_{s,30}$ , grazie alla tabella 3.2.II delle NTC 2008:

<b>Categoria</b>	<b>Descrizione</b>
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

**Figura 5.16** – Descrizione delle caratteristiche delle categorie di sottosuolo (tabella 3.2.II delle NTC 2008).

Nel caso in studio, poiché le prove geotecniche hanno fornito una velocità  $V_{s,30}$  di 169 m/s si ottiene come categoria di sottosuolo la D, ovvero “Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti”, come già specificato nel capitolo 4.

Per tener conto dell'amplificazione stratigrafica, la Norma fornisce (nella tabella 3.2.V NTC 2008) le espressioni per il calcolo dei coefficienti  $C_C$  e  $S_S$  (che assumono valore unitario in corrispondenza di sottosuolo di cat. A).

Nel caso in esame, avendo una categoria di sottosuolo D, si ha:

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Figura 5.17 – Definizione delle espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$  (tabella 3.2.V delle NTC 2008).

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta locale, la Norma permette di utilizzare i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella tabella 3.2.VI delle NTC 2008, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera. Nel caso in esame si assume una categoria topografica  $T_1$ : "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i < 15^\circ$ " cui corrisponde un coefficiente topografico  $S_T = 1$ .

Risulta quindi:

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,137 g
$F_o$	2,391
$T_c^*$	0,281 s
$S_s$	1,800
$C_c$	2,356
$S_T$	1,000
$q$	1,000

Parametri dipendenti	
$S$	1,800
$\eta$	1,000
$T_B$	0,221 s
$T_C$	0,663 s
$T_D$	2,147 s

Figura 5.18 – Parametri dello spettro di risposta orizzontale allo SLV.

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]		T [s]	Se [g]
	0,000	0,248		2,323	0,155
$T_B$ ←	0,221	0,588		2,411	0,144
$T_C$ ←	0,663	0,588		2,500	0,134
	0,734	0,531		2,588	0,125
	0,804	0,485		2,676	0,117
	0,875	0,448		2,764	0,110
	0,946	0,412		2,853	0,103
	1,016	0,384		2,941	0,097
	1,087	0,359		3,029	0,091
	1,158	0,337		3,117	0,086
	1,228	0,317		3,206	0,081
	1,299	0,300		3,294	0,077
	1,369	0,285		3,382	0,073
	1,440	0,271		3,470	0,069
	1,511	0,258		3,559	0,066
	1,581	0,247		3,647	0,063
	1,652	0,238		3,735	0,060
	1,723	0,228		3,823	0,057
	1,793	0,217		3,912	0,055
	1,864	0,209		4,000	0,052
	1,935	0,202			
	2,005	0,194			
	2,076	0,188			
$T_D$ ←	2,147	0,182			

Figura 5.19 –Punti dello spettro di risposta orizzontale allo SLV.

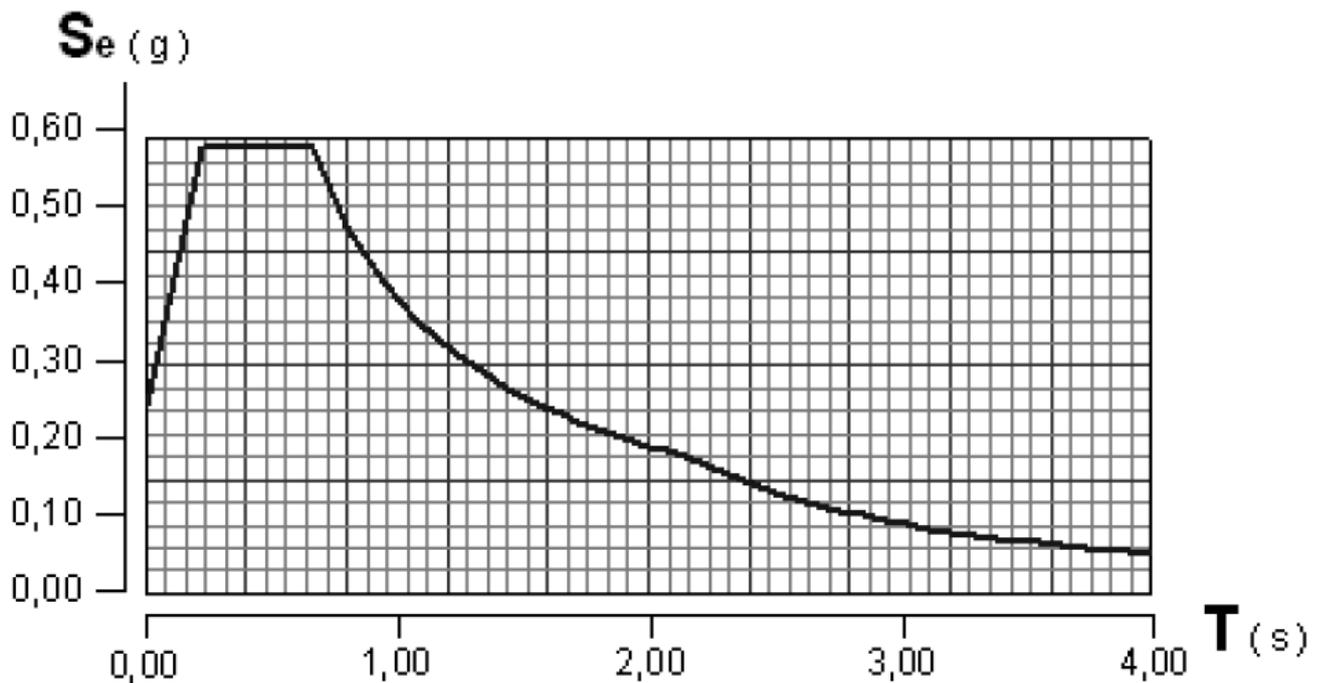


Figura 5.20 –Forma spettrale dell'azione sismica orizzontale allo SLV.

### Spettro di risposta di progetto

Avendo definito lo spettro di risposta in accelerazione come elastico, è necessario tener conto delle capacità della struttura di evolvere in campo plastico. Per considerare quindi le risorse post-elastiche della struttura la Norma introduce un coefficiente chiamato fattore di struttura  $q$ , che abbatta le ordinate dello spettro di risposta elastico ottenendo così lo spettro di progetto. Il passaggio dallo spettro elastico, allo spettro di progetto si ottiene sostituendo ad  $\eta$  il rapporto  $1/q$ . Il fattore di struttura  $q$  può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

$q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale, e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione;

$K_R$ : è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari a 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per le costruzioni in muratura ordinaria, il valore massimo del fattore di struttura  $q_0$  può essere quantificato attraverso la relazione:

$$2,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1 \alpha$$

nella quale  $\alpha_1 \alpha$  risulta quindi essere il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo pannello murario raggiunge la sua resistenza ultima a taglio o a pressoflessione, mentre  $\alpha_u$  può considerarsi come il 90% del moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale la costruzione raggiunge la massima forza resistente. Questi valori possono essere dedotti con un'analisi sismica non lineare, o in alternativa si può assumere, per costruzioni in muratura a due o più piani, il valore:

$$\alpha_u/\alpha_1 = 1,8$$

## L'azione sismica nel programma 3MURI

Il programma calcola automaticamente l'azione sismica da applicare ai vari stati limite.

	SLV	SLD	SLO
$\varepsilon_g$	1,162	0,467	0,377
$F_0$	2,4	2,55	2,57
$T_c$	0,28	0,25	0,22
$T_R$	475	50	30

**Figura 5.21** –Interfaccia grafica per l’inserimento di località, vita nominale e classe d’uso.

I dati da inserire sono la località, la classe d’uso e la vita nominale dell’edificio, la classe di terreno e la categoria topografica da considerare.

	SLV	SLD	SLO
a	1,162	0,467	0,377
$F_0^g$	2,40	2,55	2,57
$T_c^*$	0,28	0,25	0,22
$T_R$	475	50	30

	SLV	SLD	SLO
$S_S$	1,00	1,00	1,00
$T_B$	0,09	0,08	0,07
$T_C$	0,28	0,25	0,22
$T_D$	2,07	1,79	1,75

**Figura 5.22** –Interfaccia grafica per l’inserimento della classe del terreno e della categoria topografica.

## 6\_ MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Lo studio del comportamento sismico di un edificio in muratura può presentare notevoli difficoltà in fase di modellazione, soprattutto se uniamo la considerazione che spesso si tratta di edifici appartenenti al patrimonio edilizio esistente, come avviene per il presente lavoro di tesi.

Nella fattispecie, la configurazione di Palazzo Franchetti presenta notevoli complessità, sia nella sua articolazione geometrica in pianta e elevato, che per la stratificazione di regole e tecniche nel tempo. L'analisi storica e delle fasi costruttive ha tentato di delineare il mosaico di scenari che si sono avvicinati nel definire lo stato di fatto, fornendoci una misura dell'eterogeneità della struttura attuale.

Tutti questi fattori hanno contribuito a renderla poco schematizzabile e adattabile a modelli sviluppati principalmente per analizzare il comportamento di strutture moderne.

A tal proposito, e con riferimento agli edifici tutelati, nelle *“Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”* (vedi capitolo 7), si riporta che: *“... esistendo una evidente analogia tra la tipologia edilizia indicata con il nome di palazzi e ville con quello che viene genericamente identificato con il termine edificio (nel caso dell’edilizia ordinaria non tutelata), si ha che la modellazione complessiva dei palazzi e delle ville, può essere in genere eseguita con gli stessi modelli globali previsti dalle NTC per gli edifici esistenti in muratura. In molti casi, si rende realistica l’adozione di un modello a telaio equivalente. Per la descrizione della parete in muratura come telaio equivalente si può fare riferimento alle indicazioni delle NTC .... Relativamente ai metodi di verifica suggeriti per i singoli elementi, è opportuno considerare che le indicazioni per gli edifici non tutelati di tipologia residenziale sono in alcuni casi largamente cautelative, perché dettate da una limitata conoscenza sperimentale. Ad esempio, il modello di resistenza delle travi murarie orizzontali di accoppiamento (zone poste tra le aperture di due piani successivi) non considera la resistenza a trazione che si realizza nella muratura su un piano verticale, in virtù dell’ingranamento tra i blocchi. Modelli alternativi di comportamento delle travi di accoppiamento possono essere adottati, purché adeguatamente giustificati”*.

Tenendo conto anche del ridotto livello di conoscenza raggiunto, si ritiene quindi giustificata l'adozione di un modello a telaio equivalente per l'edificio oggetto di studio.

Un ulteriore fondamentale fattore da considerare per la modellazione del caso in analisi, è il grado di vincolo che gli edifici dei centri storici assumono rispetto al costruito che li circonda, spesso di difficile valutazione, soprattutto quando si inseriscono all'interno di configurazioni in aggregato; e in questa casistica rientra palazzo Franchetti, che si qualifica come unità intermedia di una porzione di aggregato tra Via San Martino e il Lungarno Galilei.



**Figura 6.1**– Vista aerea dell’edificio all’interno dell’aggregato edilizio.

Il lavoro di tesi si occuperà quindi della modellazione dell’edificio utilizzando il programma commerciale 3MURI, in grado di estrapolare un telaio equivalente a partire da una modellazione volumetrica ed eseguire su di esso analisi pushover.

Inoltre, disponendo dei risultati della valutazione della vulnerabilità sismica condotta dall’Ing. Maurizio Sguazzino sullo stesso edificio utilizzando il software SAP2000, tenteremo di trarre conclusioni sul confronto tra diversi metodi di modellazione.

Infine, lo stesso modello verrà definito considerando un suolo di categoria diversa; nella fattispecie alla categoria D si sostituirà la C, per capire quali eventuali benefici si trarrebbero da un miglioramento delle caratteristiche meccaniche del terreno.

### **6.1. La modellazione su 3MURI**

Della modellazione a macroelementi proposta da Lagomarsino si avvale il programma 3MURI, che presuppone sempre un funzionamento scatolare, equiparando l’edificio ad un telaio equivalente tridimensionale, in cui le pareti sono interconnesse da diaframmi orizzontali di piano (solai e volte).

Nello specifico degli edifici in muratura, la parete potrà essere adeguatamente schematizzata come telaio, in cui vengono assemblati gli elementi resistenti (maschi e fasce) ed i nodi rigidi.

Le travi di accoppiamento in muratura ordinaria, o fasce, potranno essere modellate solo se adeguatamente ammortate alle pareti, sorrette da architravi strutturalmente efficaci e sia possibile un meccanismo resistente a puntone.

Nel dettaglio nel solutore è implementato un elemento trave non lineare tale da recepire i requisiti richiesti dalle vigenti normative le cui caratteristiche principali sono:

- 1) rigidezza iniziale secondo le caratteristiche elastiche (fessurate) del materiale;
- 2) comportamento bilineare con valori massimi di taglio e momento coerenti con i valori di stato limite ultimo;
- 3) redistribuzione delle sollecitazioni interne all'elemento tali da garantire l'equilibrio;
- 4) settaggio dello stato di danno secondo i parametri globali e locali;
- 5) degradazione della rigidezza nel ramo plastico;
- 6) controllo di duttilità mediante la definizione di drift massimo  $\delta_{u1}$  differenziato secondo quanto previsto nelle normative vigenti a seconda del meccanismo di danneggiamento agente sul pannello. Ad esempio per gli edifici esistenti secondo la norma italiana vale:

$$\delta_{u \text{ taglio}} = 0,004$$

$$\delta_{u \text{ pressoflessione}} = 0,006$$

- 7) eliminazione dell'elemento, al raggiungimento dello s.l.u. senza interruzione dell'analisi.

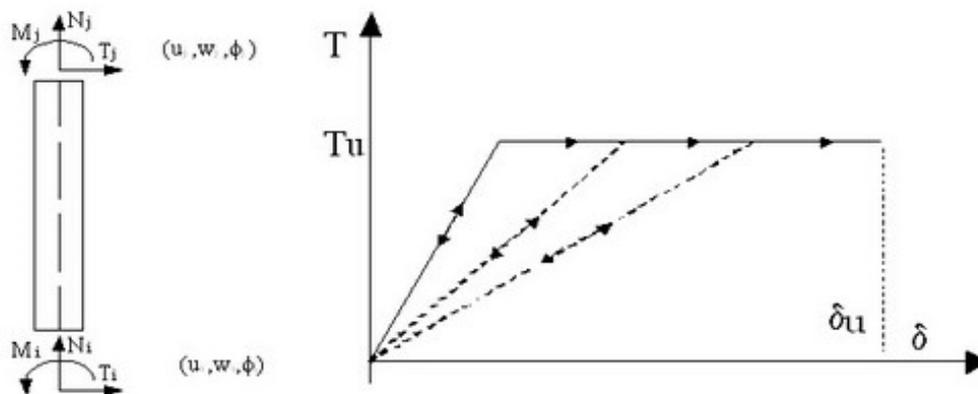


Figura 6.2 – Comportamento degradante della trave non lineare

Il comportamento elastico di questo elemento è governato da:

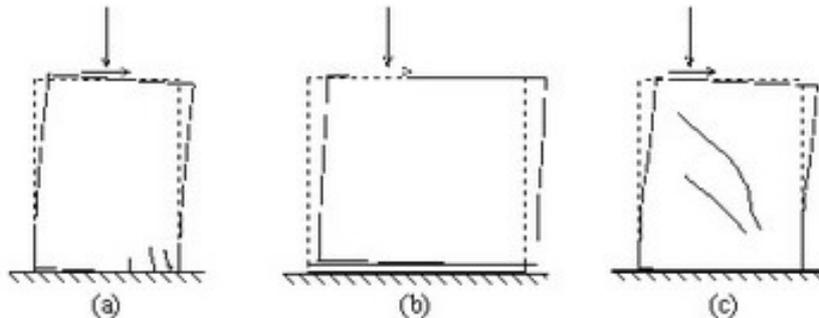
$$\begin{Bmatrix} T_i \\ N_i \\ M_i \\ T_j \\ N_j \\ M_j \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & \frac{EA}{h} & 0 & 0 & -\frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} \\ -\frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & \frac{12EJ}{h^3(1+\psi)} & 0 & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} \\ 0 & -\frac{EA}{h} & 0 & 0 & \frac{EA}{h} & 0 \\ -\frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(2-\psi)}{h(1+\psi)} & \frac{6EJ}{h^2(1+\psi)} & 0 & \frac{EJ(4+\psi)}{h(1+\psi)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ w_i \\ \phi_i \\ u_j \\ w_j \\ \phi_j \end{Bmatrix}$$

dove:

$$\psi = 24(1+\nu)\chi\left(\frac{f_1}{h}\right)^2 = 24\left(1+\frac{E-2G}{2G}\right)1.2\frac{b^2}{12k^2} = 1.2\frac{E}{G}\frac{b^2}{h^2}.$$

Il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore definito come il minimo fra i seguenti criteri di resistenza: pressoflessione, taglio-scorrimento, taglio-fessurazione diagonale.

Il solutore dovrà garantire l'equilibrio globale e locale secondo quanto di seguito esposto.



**Figura 6.3** - Meccanismi di danno nel piano delle murature: pressoflessione (a), taglio-scorrimento (b) e taglio fessurazione diagonale (c)

### 6.1.1. Criteri di resistenza

#### Criteri di resistenza nei maschi murari

##### RESISTENZA A FLESSIONE

La resistenza a pressoflessione può essere valutata mediante un dominio parabolico che mette in relazione sforzo normale e momento ultimo, secondo l'ipotesi di materiale non reagente a trazione; tale dominio è indicato nelle norme tecniche nell'espressione 7.8.8 (già presente nell'O.P.C.M nell'espressione 8.2):

$$M_u = \frac{l^2 t \sigma_0}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0.85 f_m} \right) = \frac{M}{2} \left( 1 - \frac{N}{N_u} \right)$$

dove:

- $f_d$  è la resistenza di calcolo a compressione della muratura, pari in analisi statica non lineare alla resistenza media a compressione  $f_m$  ridotta secondo il livello di conoscenza assunto,
- $\sigma_0$  è la tensione media di compressione
- $N_u$  è la forza normale massima supportabile dal pannello pari a  $0.85 f_m l t$

Negli edifici esistenti la resistenza media a compressione deve essere divisa per il fattore di confidenza FC in accordo con il livello di conoscenza.

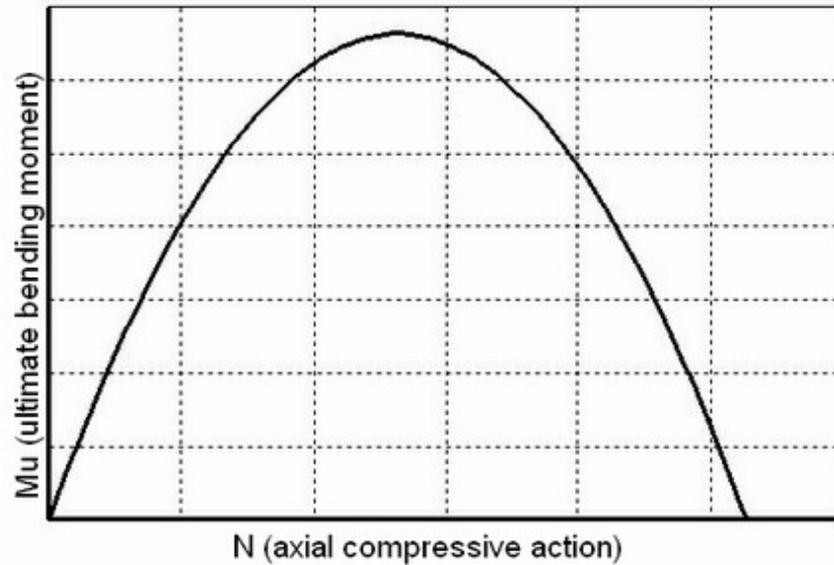


Figura 6.4 – Criterio di resistenza a pressoflessione

## RESISTENZA A TAGLIO

### Criterio di Mohr-Coulomb

La resistenza a taglio, in accordo con il criterio di Mohr-Coulomb è definita mediante:

$$V_u = l' t f_v = l' t (f_{v0} + \mu \sigma_n) = l' t f_{v0} + \mu N$$

Dove  $l'$  è la lunghezza della sezione di compressione del pannello,  $t$  è lo spessore del pannello,  $f_v$  è la resistenza a taglio della muratura,  $f_{v0}$  è la resistenza della muratura senza compressione,  $\mu$  è il coefficiente di attrito (solitamente 0,4) e  $\sigma_n$  è lo sforzo normale di compressione, riferito all'area efficace.

Nell'analisi non lineare in accordo con le norme vigenti, la resistenza a taglio  $f_v$  deve essere divisa per il "fattore di confidenza" FC che deriva dal livello di conoscenza della struttura.

Nell'ipotesi di parzializzazione della sezione si deve assumere un'eccentricità  $e = \frac{|M|}{N}$  superiore al valore di  $l/6$ .

La lunghezza compressa  $l'$  vale dunque:

$$l' = 3 \left( \frac{l}{2} - e \right) = 3 \left( \frac{l}{2} - \frac{|M|}{N} \right)$$

Lo stato di sollecitazione del pannello lega il momento agente su un'estremità allo sforzo di taglio agente T secondo l'espressione :

$$l' = 3 \left( \frac{l}{2} - \frac{\alpha V h}{N} \right)$$

in cui  $\alpha$  è il rapporto di taglio che può dipendere dallo schema statico ( $\alpha = 1$  nel caso di schema a mensola;  $\alpha = 0.5$  nel caso di doppio incastro) oppure può essere valutato in funzione dei momenti flettenti agenti alle estremità dell'elemento.

Assumendo che ogni eventuale riduzione dei momenti, conseguente alla riduzione del taglio entro il valore resistente non comporti mutamento dello schema di vincolo, ovvero che sia mantenuto costante il rapporto fra i momenti presenti agli estremi prima della riduzione, si ottiene che anche il valore di  $\alpha$  resta costante e pari a:

$$\alpha = \frac{M_{\max}}{M_{\max} + M_{\min}}$$

dove  $M_{\max}$  è il momento più elevato in valore assoluto fra  $M_i$  e  $M_j$ .

La resistenza a taglio del pannello è dunque valutata tramite l'espressione:

$$V_R = (f_{vo} + 0.4\sigma_o)l't = f_{vo}l't + 0.4N$$

sostituendo  $V=V_R$ :

$$V_R = 3\left(\frac{l}{2} - \frac{\alpha V_R h}{N}\right) f_{vo} t + 0.4N = 1.5 f_{vo} l t + 0.4N - 3\alpha f_{vo} h t \frac{V_R}{N}$$

da cui

$$V_R = \frac{1}{2} N \frac{3 f_{vo} l t + 0.8 N}{3 \alpha f_{vo} h t + N}$$

$l'$  è definito come:

$$l'_R = \frac{3}{2} \left( l - \frac{3 \alpha f_{vo} l t + 0.8 \alpha N}{3 \alpha f_{vo} h t + N} h \right)$$

Questo valore rappresenta la lunghezza effettivamente compressa corrispondente alla condizione di rottura per taglio-scorrimento.

Deve inoltre risultare:

$$N / (0,85 f_m t) < l'_R \leq l$$

Nel caso una di queste due disuguaglianze non dovesse essere soddisfatta si assumono uguale ad uno gli estremi dell'intervallo.

Deve poi essere verificato che la tensione tagliante  $f_v$  non ecceda il valore limite di  $f_{v,lim}$ :

$$f_v = \frac{T}{l't} \leq f_{v,lim}$$

assumendo, nel caso la precedente relazione non dovesse essere soddisfatta un taglio resistente  $V_{lim}$ :

$$V_{lim} = f_{v,lim} l' t$$

La lunghezza efficace deve risultare coerente con il valore di taglio resistente  $V_{lim}$  e pertanto può risultare differente da  $l'_R$ ; ovvero se la sezione entra in crisi per superamento della tensione limite, il valore del taglio sarà ridotto ad  $V_{lim}$ , i momenti ridotti per garantire l'equilibrio in ragione del coefficiente di vincolo  $\alpha$  e si avrà  $l'_{lim}$  coerente con questa configurazione. Considerando il caso di  $V = V_{lim}$ :

$$V_m = \frac{3}{2} N \left( \frac{f_{v,lim} l t}{3 \alpha f_{v,lim} h t + N} \right)$$

a cui corrisponde  $l'_{lim}$

$$l'_m = \frac{3}{2} \left( l - \frac{3 \alpha f_{v,lim} l t}{3 \alpha f_{v,lim} h t + N} h \right)$$

Deve di nuovo risultare che:

$$N / (0,85 f_m t) < l'_{lim} \leq l$$

Il taglio agente  $V$  sarà confrontato con il minimo fra  $V_{lim}$  e  $V_R$ :

$$V \leq V_u = \min(V_R, V_{lim})$$

In tal caso si deve garantire l'equilibrio imponendo la riduzione dei momenti, che, a meno dei segni, comporta:

$$\begin{aligned} M_{max} &= T_u \cdot \alpha \cdot h \\ M_{min} &= T_u \cdot (1 - \alpha) \cdot h \quad T \equiv T_u \end{aligned}$$

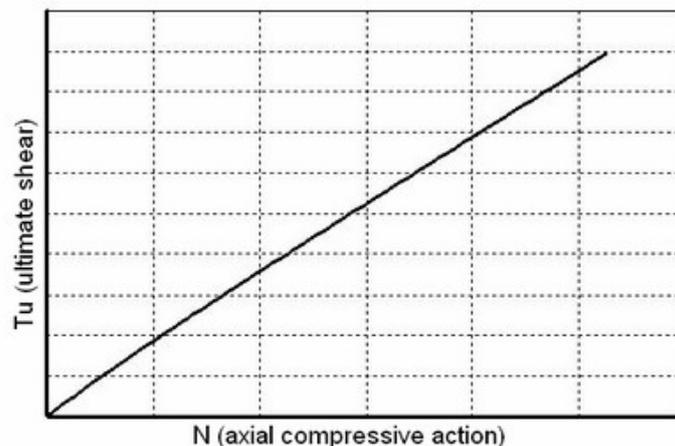


Figura 6.5 – Criterio di resistenza a taglio di Mohr-Coulomb

### Criteria di Turnšek Cacovic

Un pannello di muratura ordinaria esistente, soggetto ad azioni nel proprio piano, è regolato da meccanismi di resistenza di presso-flessione e taglio secondo quanto indicato nel capitolo C8.7.1.5 7 della Circolare applicativa delle Norme Tecniche (analogamente a quanto riportato nel cap. 11 dell'Allegato 2 dell'O.P.C.M. 3274 e s.m.i), ovvero è possibile (e consigliabile) far riferimento ad un legame di tipo taglio-fessurazione diagonale.

Come in precedenza nell'ambito di una procedura di analisi non lineare si assume un comportamento elastico sino al raggiungimento di un valore limite (per taglio o per pressoflessione) nel pannello, assumendo poi un successivo ramo plastico a resistenza costante.

La resistenza a pressoflessione è ancora espressa dal criterio sopracitato mentre la resistenza a taglio secondo fessurazione diagonale risulta (secondo il punto 11.5.8.1 dell'ordinanza ed analogamente nell'equazione 8.7.1.1 della circolare alle norme tecniche):

$$V_u = kt \frac{1.5\tau_o}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{1.5\tau_o}} = kt \frac{f_t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_o}{f_t}} = kt \frac{1.5\tau_o}{b} \sqrt{1 + \frac{N}{1.5\tau_o kt}}$$

Dove  $f_t$  è il valore di progetto della resistenza a trazione per fessurazione diagonale ( $\tau_{0d}$  è la resistenza a taglio di riferimento della muratura e vale  $f_t = 1.5 \tau_{0d}$ ) mentre  $b$  è un coefficiente che dipende dalla snellezza del pannello:

$$b = \begin{cases} 1,5 & h/l > 1,5 \\ h/l & 1 \leq h/l \leq 1,5 \\ 1 & h/l < 1 \end{cases}$$

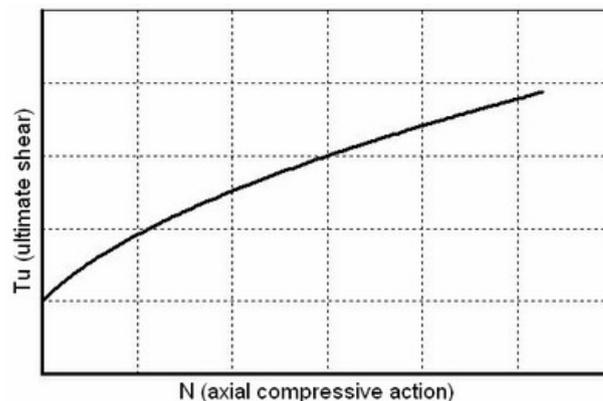


Figura 6.6 – Criterio di resistenza a taglio di Turnšek Cacovic

In questo caso non vi è mutua interazione fra il criterio di resistenza a pressoflessione e quello a taglio poiché non entra in gioco la lunghezza compressa. È pertanto sufficiente, nel caso risulti un taglio resistente inferiore a quello agente, limitare quest'ultimo e ridurre i momenti. Nel caso vi sia un momento resistente inferiore al momento agente basterà limitare quest'ultimo e ridurre il taglio.

## INTERAZIONE FRA CRITERI DI RESISTENZA

Di seguito si riporta un grafico riassuntivo dei tre criteri che il programma utilizza e della loro reciproca interazione.

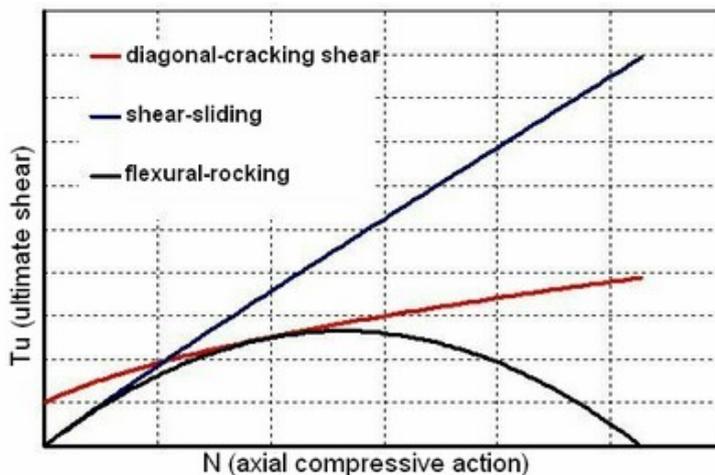


Figura 6.7 – Interazione fra i criteri di resistenza

### Criteria di resistenza nelle fasce

I criteri di resistenza precedenti si basano sulla valutazione dell'effettivo stato di compressione nei pannelli; ciò è solitamente garantito nei maschi murari mentre può non essere correttamente valutabile nelle fasce di piano (sarebbe necessario, ad esempio, un modello numerico di legame che consideri il reale accoppiamento fra rotazione e schiacciamento a seguito della parzializzazione). Nel caso non sia valutabile la compressione effettiva nelle fasce la resistenza di quest'ultime può essere valutata come (punto 8.2.2.4 dell'ordinanza e 7.8.4 nelle norme tecniche):

$$V_{u, \text{limit}} = h t f_{vd0}$$

dove  $h$  è l'altezza del pannello,  $t$  lo spessore e  $f_{vd0}$  è la resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione.

Il massimo momento resistente, associato al meccanismo di pressoflessione, sempre in presenza di elementi orizzontali resistenti a trazione in grado di equilibrare una compressione orizzontale nelle travi in muratura, può essere valutato come:

$$M_{u, \text{limit}} = \frac{h H_p}{2} \left[ 1 - \frac{H_p}{0.85 f_h h t} \right]$$

Dove  $H_p$  è il minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il  $0,4 f_{hd} h_t$ , con  $f_{hd}$  resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

L'equilibrio sarà garantito analogamente a quando esposto per i criteri precedenti.

### 6.1.2. La modellazione tridimensionale

La modellazione tridimensionale implementata è diretta conseguenza dell'osservazione del comportamento di edifici reali e di prove sperimentali che hanno permesso di introdurre alcune ipotesi sul funzionamento strutturale delle costruzioni in muratura.

Come già evidenziato precedentemente, i meccanismi di danno osservati negli edifici possono essere suddivisi in due categorie a seconda del tipo di risposta delle pareti e del loro mutuo grado di connessione: i cosiddetti meccanismi di primo modo, in cui sono coinvolte pareti o porzioni di esse sollecitate ortogonalmente al proprio piano, e di secondo modo in cui la parete risponde all'azione sismica nel proprio piano.

Operazione preliminare al fine di una corretta simulazione è la comprensione e l'identificazione della struttura resistente ai carichi verticali ed orizzontali all'interno della costruzione in muratura: tali elementi tipicamente sono costituiti dalle pareti e dagli orizzontamenti.

Alle pareti si attribuisce il ruolo di elementi resistenti, sia nei riguardi dei carichi verticali sia orizzontali; agli orizzontamenti invece si riconosce il ruolo di riportare alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e di ripartire, come elementi di irrigidimento di piano, le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza.

Nei riguardi delle azioni orizzontali la modellazione adottata trascura il contributo resistente delle pareti in direzione ortogonale al proprio piano, data la notevole flessibilità.

I meccanismi di collasso fuori piano non sono quindi modellati, ma questo, tuttavia, non rappresenta un limite in quanto si tratta di fenomeni legati alla risposta locale delle singole pareti di cui, con opportuni accorgimenti ed interventi puntuali, si può limitare decisamente l'insorgenza.

Analogamente non viene simulata la risposta flessionale dei solai, significativa per la loro verifica di resistenza, ma trascurabile ai fini della risposta globale; i carichi sui solai sono ripartiti sulle pareti in funzione della direzione di orditura e delle aree di influenza. Il solaio contribuisce invece come lastra dotata di opportuna rigidità di piano.

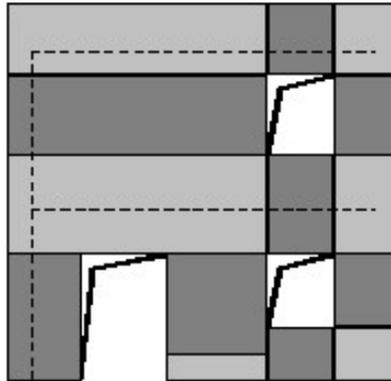
#### La modellazione della parete

Divisa la parete in tratti verticali corrispondenti ai vari piani e nota l'ubicazione delle aperture, vengono determinate le porzioni di muratura, maschi murari e fasce di piano, in cui si concentrano deformabilità e danneggiamento (come è verificabile dalle osservazioni dei danni di sismi reali, da simulazioni sperimentali e numeriche) e che vengono modellate con i macroelementi finiti bidimensionali, rappresentativi di pannelli murari, a due nodi con tre gradi di libertà per nodo ( $u_x, u_z, rot_y$ ) e due gradi di libertà aggiuntivi interni.

Le restanti porzioni di parete vengono dunque considerate come nodi rigidi bidimensionali di dimensioni finite, a cui sono connessi i macroelementi; questi ultimi trasmettono, ad ognuno dei nodi incidenti, le azioni lungo i tre gradi di libertà del piano. Nella descrizione di una singola parete i nodi sono individuati da una coppia di coordinate  $(x,z)$  nel piano della parete e dalla

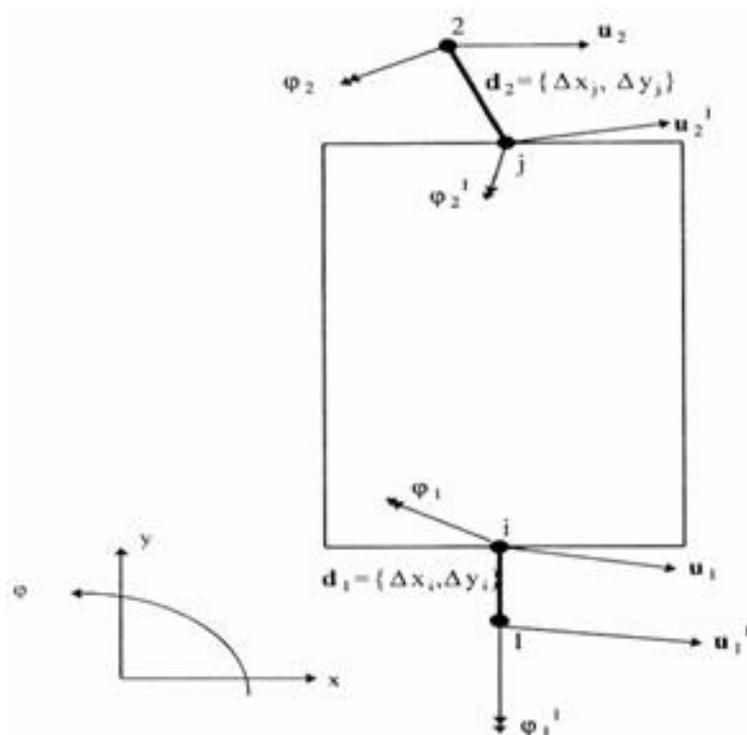
quota  $z$  corrispondente a quelle degli orizzontamenti; i gradi di libertà di cui disporranno saranno unicamente  $u_x, u_z, \text{rot}_y$  (nodi bidimensionali).

Grazie a questa suddivisione in nodi ed elementi, il modello della parete diviene quindi del tutto assimilabile a quello di un telaio piano.



**Figura 6.8** – Suddivisione di una parete in maschi, fasce e nodi rigidi.

Durante l'assemblaggio della parete si considereranno le eventuali eccentricità fra i nodi del modello e gli estremi dei macroelementi: considerati gli assi baricentrici degli elementi, questi potrebbero non coincidere con il nodo, nei blocchi rigidi si potrà quindi verificare un'eccentricità tra il nodo del modello e quello dell'elemento deformabile.



**Figura 6.9** – Gradi di libertà del macroelemento.

Questa operazione viene effettuata applicando una opportuna matrice di estremo rigido alla matrice delle rigidezze dell'elemento medesimo.

La modellazione strutturale richiede inoltre la possibilità di inserire travi ovvero prismi elastici a sezione costante, individuati nel piano dalla posizione dei due nodi di estremità. Noti la lunghezza (dimensione prevalente), l'area, il momento di inerzia ed il modulo elastico è possibile ricostruire la matrice di rigidezza (applicando le regole del legame elastico) e, assumendo, che permangano indefinitamente in campo elastico, si applicano le consuete formulazioni del legame elastico (Petrini et al., 2004; Corradi dell'Acqua, 1992).

Oltre alla presenza di vere e proprie travi (architravi o cordoli in c.a.) il modello prevede la presenza di dispositivi catena: queste strutture metalliche, sono sprovviste di rigidezza flessionale e perdono ogni efficacia nel caso divengano compresse. Questa loro peculiarità comporta un ulteriore elemento di non linearità nel modello: la rigidezza complessiva del sistema deve diminuire qualora una catena tesa divenga compressa e deve aumentare nel caso contrario.

Un'altra caratteristica di questi elementi è la possibilità di assegnare una deformazione iniziale  $\varepsilon_0$ , che determina una forza  $F_c = EA\varepsilon_0$ ; dal punto di vista statico, una volta determinato il vettore globale delle forze di precompressione  $f_c$ , basterà applicarlo alla struttura come se fosse un carico esterno.

La matrice di rigidezza di elementi privi di rigidezza flessionale è facilmente ricavabile azzerando dalla matrice dell'elemento tutti i termini contenenti  $J$ ; per gestire invece la non linearità occorre conservare distinti tutti i contributi elastici dovuti alle catene, e verificare ad ogni passo se vi siano catene precedentemente tese ora compresse o viceversa, ed in tal caso provvedere a correggere la matrice di rigidezza complessiva del modello.

### **La modellazione spaziale**

Nella modellazione spaziale le pareti costituiscono gli elementi resistenti, nei riguardi dei carichi sia verticali, sia orizzontali; gli orizzontamenti (solai, volte, coperture) invece riportano alle pareti i carichi verticali gravanti su di essi e ripartiscono le azioni orizzontali sulle pareti di incidenza. La struttura risulta così modellata dall'assemblaggio di strutture piane: le pareti e gli orizzontamenti, entrambi privi di rigidezza flessionale fuori dal piano.

Precedentemente è stata illustrata la procedura di modellazione a macroelementi delle pareti in muratura sollecitate nel proprio piano. Tale strumento costituisce il punto di partenza importante per la modellazione del comportamento globale basata proprio sul comportamento delle pareti nel proprio piano. Tuttavia, l'estensione della procedura alla modellazione tridimensionale non è affatto banale. La strada scelta è quella di conservare la modellazione delle pareti nel proprio piano ed assemblandole ad altre strutture, gli orizzontamenti, anche dei quali viene modellato il comportamento membranale.

Il modello dell'edificio viene ad assumere così globalmente masse e rigidezze su tutti i gradi di libertà tridimensionali tenendo conto però, localmente, dei soli g.d.l. nel piano (nodi bidimensionali).

In questo modo si può pervenire ad un modello strutturale essenziale senza gravarlo del calcolo della risposta fuori piano locale, che può comunque essere verificata a posteriori.

Stabilito un riferimento globale unico per il modello dell'edificio, vengono introdotti i riferimenti locali di ciascuna parete: si assume che le pareti giacciono in un piano verticale e si localizza la traccia in pianta della generica parete  $i$  attraverso le coordinate di un punto, l'origine del riferimento locale  $O_i (x_i, y_i, z_i)$ , rispetto ad un sistema di riferimento cartesiano globale  $(X, Y, Z)$ , e l'angolo  $\theta_i$  calcolato rispetto all'asse  $X$ .

Il sistema di riferimento locale della parete è così univocamente definito e la modellazione a macroelementi può avvenire con le stesse modalità del caso piano.

I macro elementi, così come gli elementi trave e catena, mantengono il comportamento nel piano e non necessitano di essere riformulati.

I nodi di connessione, appartenenti ad una sola parete, mantengono i propri gradi di libertà nel piano nel riferimento locale, mentre i nodi che appartengono a più pareti (localizzati nelle incidenze di queste ultime) debbono necessariamente disporre di gradi di libertà nel riferimento globale (nodi tridimensionali). Questi nodi, in virtù dell'ipotesi di trascurare la rigidezza flessionale delle pareti, non necessitano di un grado di libertà rotazionale intorno all'asse verticale  $Z$  in quanto non connessi ad elementi in grado di fornire termini di rigidezza rotazionale locale. I nodi rigidi tridimensionali, rappresentativi di situazioni quali cantonali e martelli, ottenuti come assemblaggio di virtuali nodi rigidi bidimensionali individuati in ciascuna delle pareti incidenti. Essi hanno componenti di spostamento generalizzato secondo 5 gradi di libertà: 3 spostamenti,  $u_x$ ,  $u_y$  e  $u_z$ , e 2 rotazioni  $\varphi_x$  e  $\varphi_y$ . Le relazioni tra le 5 componenti di spostamento e rotazione del nodo tridimensionale e le 3 del nodo bidimensionale fittizio, appartenente alla singola, parete sono perciò date dalle:

$$\begin{cases} u = u_x \cos \theta + u_y \sin \theta \\ w = u_z \\ \varphi = \varphi_x \sin \theta - \varphi_y \cos \theta \end{cases}$$

in cui con  $u$ ,  $w$  e  $\varphi$  si sono indicate le 3 componenti di spostamento secondo i gradi di libertà del nodo fittizio appartenente alla generica parete orientata in pianta secondo un angolo  $\theta$ . Analogamente anche le forze applicate ai nodi tridimensionali vengono scomposte secondo le direzioni individuate dai piani medi delle pareti ed applicate, così, ai macroelementi nel loro piano di resistenza.

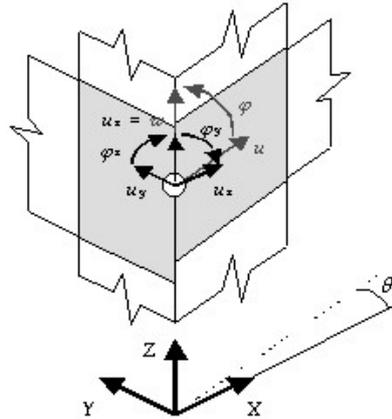


Figura 6.10 – Rappresentazione del nodo tridimensionale.

Le forze reattive trasmesse dai macroelementi appartenenti alle singole pareti ai nodi fittizi bidimensionali vengono riportate nel riferimento globale in base alle:

$$\begin{cases} F_x = F_x^1 \cos \theta_1 + F_x^2 \cos \theta_2 \\ F_y = F_x^1 \sin \theta_1 + F_x^2 \sin \theta_2 \\ F_z = F_z^1 + F_z^2 \\ M_x = M^1 \sin \theta_1 + M^2 \sin \theta_2 \\ M_y = -M^1 \cos \theta_1 - M^2 \cos \theta_2 \end{cases}$$

in cui, come riportato in figura, i termini con apice 1 e 2 fanno riferimento rispettivamente ai termini di forza corrispondenti ai nodi virtuali individuati nelle pareti 1 e 2 cui il nodo tridimensionale appartiene.

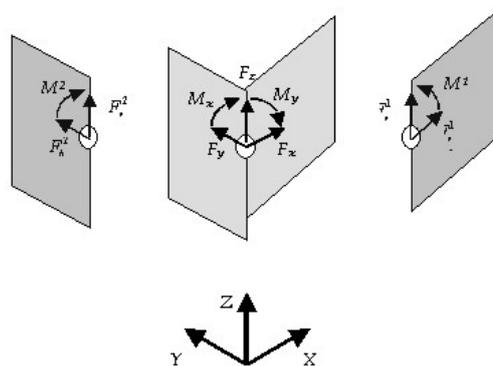


Figura 6.11 – Scomposizione del nodo tridimensionale in due nodi bidimensionali.

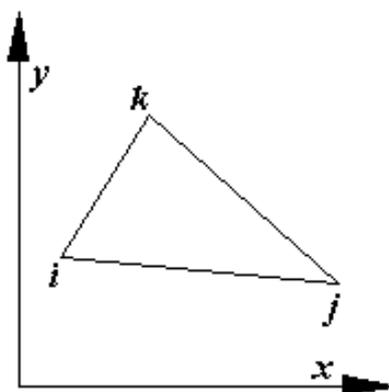
La modellazione della parete può così ancora avvenire nel piano, recuperando quanto descritto nel capitolo precedente. I nodi che appartengono ad una sola parete rimangono bidimensionali, ovvero mantengono solo 3 gradi di libertà anziché 5.

I solai, modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 nodi, con due gradi di libertà per nodo (gli spostamenti  $u_x$  e  $u_y$ ), sono identificati da una direzione di orditura, rispetto alla quale sono caratterizzati da un modulo elastico  $E_1$ .  $E_2$  è il modulo elastico in direzione perpendicolare all'orditura, mentre  $\nu$  è il coefficiente di Poisson e  $G_{2,1}$  il modulo di elasticità tangenziale.  $E_1$  ed  $E_2$  rappresentano, in particolare, il grado di collegamento che il solaio, anche

grazie all'effetto di cordoli o catene, esercita tra i nodi di incidenza nel piano della parete. Il termine  $G_{2,1}$  rappresenta invece la rigidezza a taglio del solaio nel suo piano e da esso dipende la ripartizione delle azioni tra le pareti.

E' possibile disporre un elemento solaio collegandolo ai nodi tridimensionali, giacché esso ha la funzione principale di ripartire le azioni orizzontali tra le varie pareti in proporzione alla loro rigidezza ed in funzione della propria, conferendo al modello quel carattere di tridimensionalità che dovrebbe avvicinarsi al reale funzionamento strutturale.

L'elemento finito di riferimento considerato è l'elemento piano, in stato piano di tensione, a tre nodi:



**Figura 6.12** –Elemento finito piano di riferimento a 3 nodi.

La matrice di rigidezza coinvolge, ovviamente, i soli nodi tridimensionali di incidenza del solaio, mentre il contributo dei carichi verticali, propri o portati, viene attribuito in termini di massa nodale aggiunta a tutti i nodi, anche a quelli a 3 g.d.l., appartenenti alle pareti di incidenza alla quota di piano del solaio; tale massa aggiuntiva viene calcolata in base alle aree di influenza di ciascun nodo, tenendo conto della direzione di orditura del solaio.

## **6.2. La modellazione del caso studio**

Il presente lavoro di tesi si propone dunque di costituire una valutazione preliminare della vulnerabilità sismica dello stabile, che, tenendo conto del ridotto livello di conoscenza raggiunto, adotti un modello a telaio equivalente (sviluppato col software 3MURI).

Lo studio intende fornire inoltre una stima dell'influenza dei diversi corpi di fabbrica sul comportamento globale, riferendoci sia all'influenza dell'aggregato sull'edificio, ma anche delle varie unità strutturali costituenti l'edificio stesso tra loro.

Utilizza perciò il risultato delle analisi statiche non lineari, confrontando le curve push-over ottenute lungo le due direzioni principali individuate per il caso studio.

La figura 6.13 seguente, mostra la porzione di aggregato analizzata con la relativa schematizzazione delle pareti portanti e le due direzioni considerate:

- direzione X, parallela alla direzione di via San Martino e del Lungarno, costituisce la direttrice lungo la quale si sviluppa l'aggregato;
- direzione Y, ortogonale alle direzioni di via San Martino e del Lungarno, lungo la quale l'edificato assume la sua dimensione minore, ma come vedremo riesce comunque ad esplicitare una notevole rigidezza.

Il confronto avviene tra i risultati di più modelli:

- modello del corpo centrale dell'edificio;
- modello di tutto l'edificio, comprensivo delle ali verso il Lungarno;
- modello della porzione di aggregato considerata collaborante.



**Figura 6.13**– Porzione di aggregato considerata e relativa schematizzazione delle pareti.

Saranno significativi in particolare, i seguenti confronti:

- in direzione Y, del modello del solo corpo centrale dell'edificio con il modello di tutto lo stabile, comprensivo delle ali sul giardino, per la valutazione dell'influenza di quest'ultime nella direzione in cui sono in grado di fornire una maggiore rigidezza;
- in direzione X, del modello del corpo centrale con l'intero edificio, ma soprattutto del modello dell'intero edificio con quello della porzione di aggregato considerata collaborante, per cercare di estrapolare il grado di vincolo che andrebbe conferito all'edificio in una modellazione isolata.

Le figure seguenti mostrano delle viste assonometriche dei vari modelli.

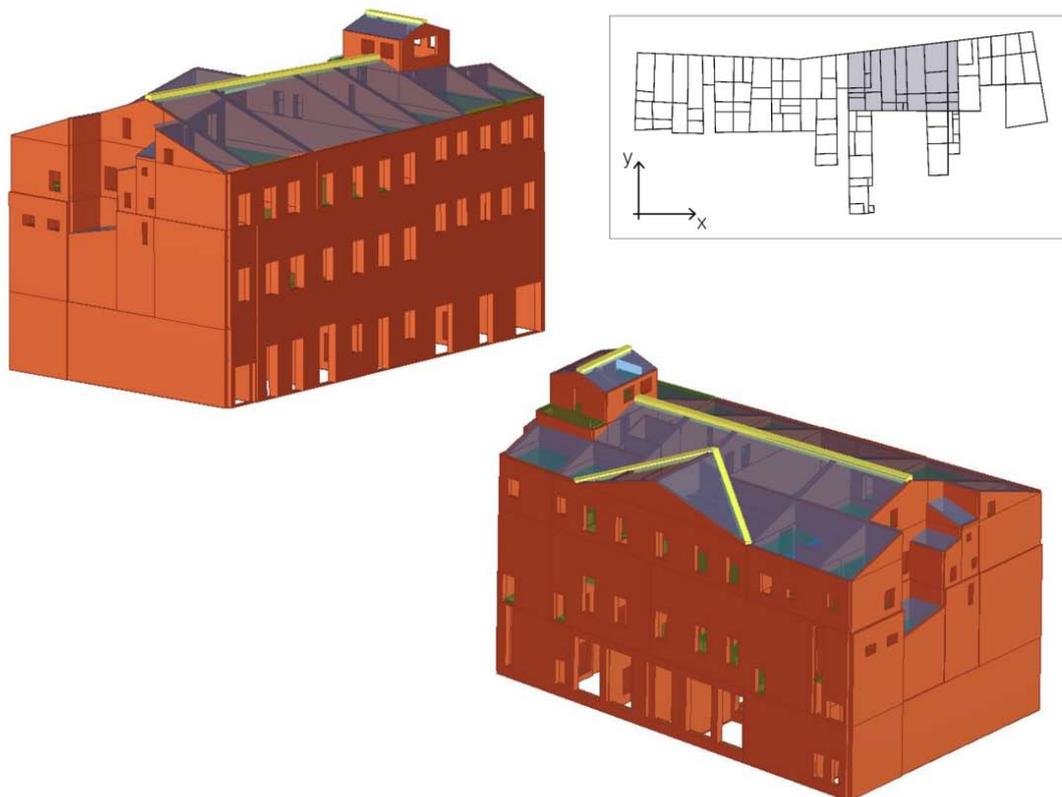


Figura 6.14– Vista del modello del corpo centrale dell'edificio.

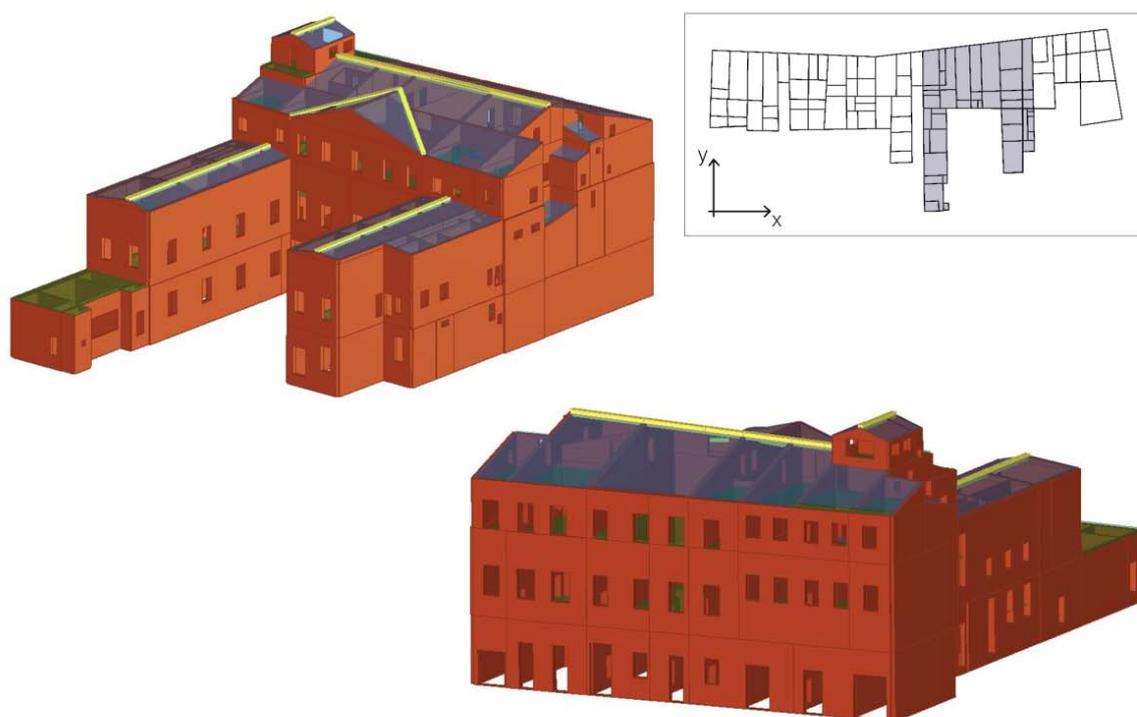
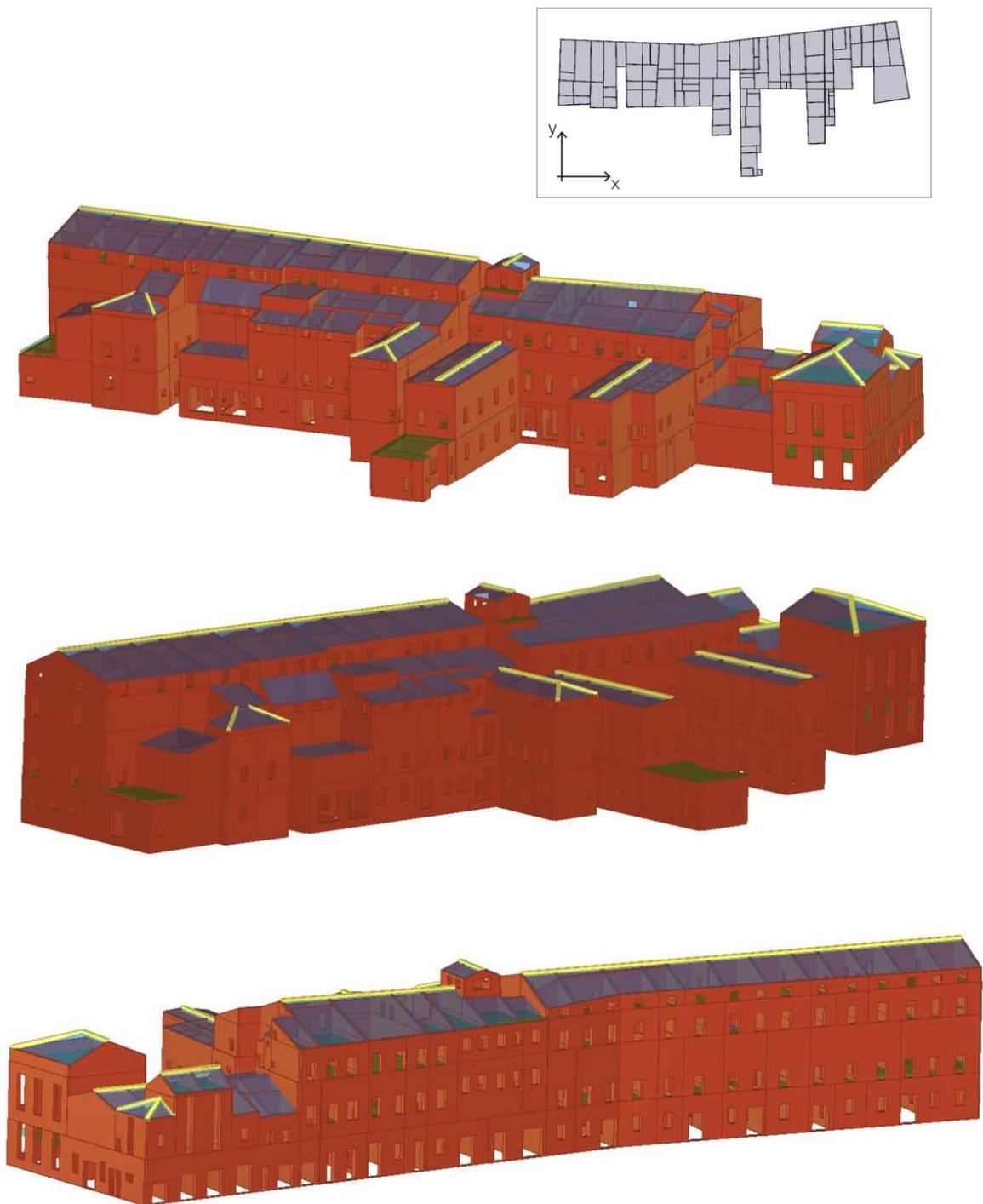


Figura 6.15– Vista del modello dell'edificio nella sua totalità.



**Figura 6.16**– Vista del modello della porzione di aggregato considerata con l'edificio come unità intermedia.

### 6.2.1. Definizione del modello

La realizzazione del modello strutturale dell'edificio oggetto di studio si è compiuta applicando i criteri illustrati ai paragrafi precedenti per la modellazione sul software 3MURI.

L'attività di modellazione si è articolata nei seguenti punti:

1. definizione del materiale, secondo i valori descritti nel capitolo 4;

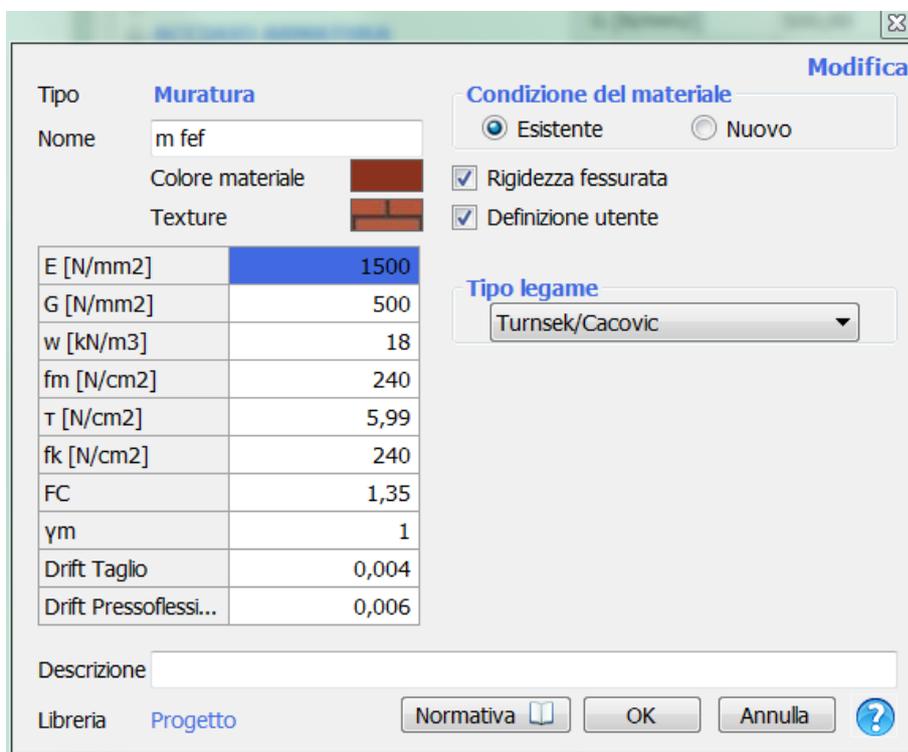


Figura 6.17– Interfaccia grafica del programma per la definizione del materiale.

2. definizione delle quote degli impalcati principali, che corrispondono ai livelli in cui il programma suddivide il modello;

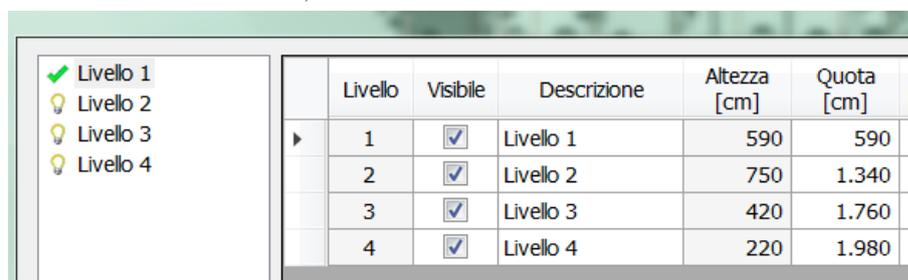


Figura 6.18– Interfaccia grafica del programma con i livelli impostati e le relative quote.

3. modellazione delle pareti con le relative aperture;

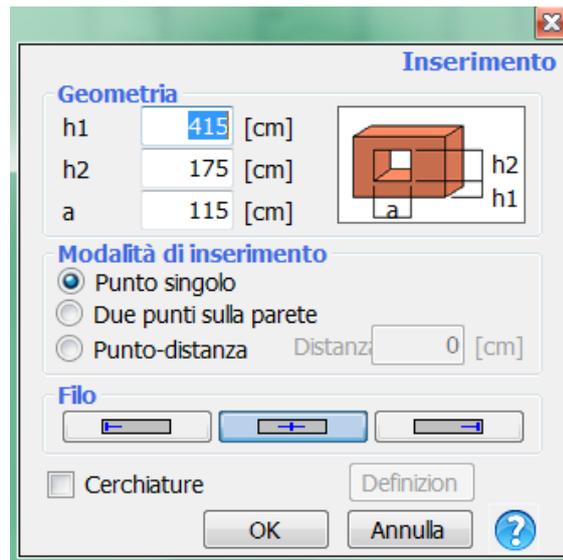


Figura 6.19 – Interfaccia grafica per l’inserimento di aperture.

4. modellazione degli impalcati e assegnazione dei relativi carichi;

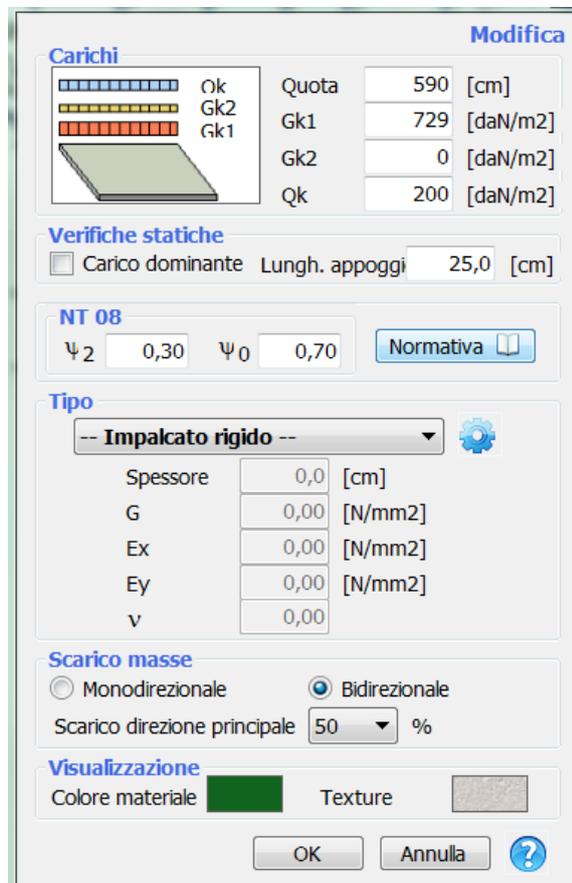


Figura 6.20 – Interfaccia grafica per la definizione degli impalcati.

5. definizione ed assegnazione dei carichi ulteriori agenti (scale);

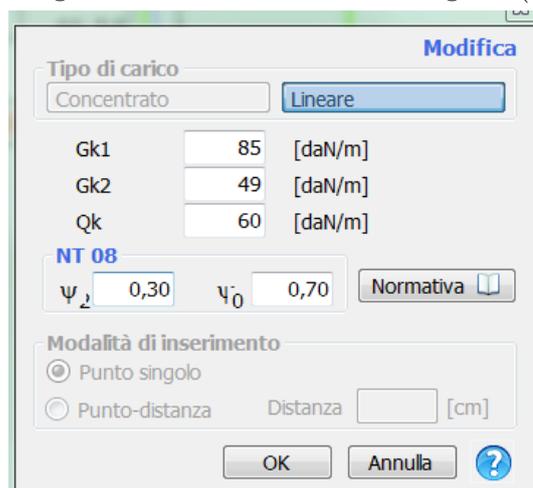


Figura 6.21– Interfaccia grafica per l’assegnazione di carichi distribuiti e concentrati.

6. modellazione della copertura, considerata come elemento non strutturale, e perciò computata nel calcolo solo come peso in gioco, ma priva di ogni rigidezza.

Come descritto nei paragrafi precedenti, il programma è in grado di calcolare automaticamente i pesi in gioco (una volta assegnato il materiale) e anche le rigidezze degli impalcati; tuttavia per quanto riguarda queste ultime, al fine di cogliere al meglio il comportamento globale dell’edificio, nella modellazione finale si è scelto di assegnare rigidezza infinita a tutti gli impalcati. È stato quindi necessario un passaggio preliminare in cui gli impalcati (sia volte che solai) venissero modellati nelle loro caratteristiche reali e non come impalcati rigidi, affinché il programma fornisse i valori dei pesi  $G_1$ ; dopodiché sono stati rimodellati come impalcati rigidi a cui assegnare il peso definito per ognuno. Per i solai si è però in ultima modellazione deciso di assegnare un peso proprio  $G_1$  medio di  $3 \text{ kN/m}^2$ .

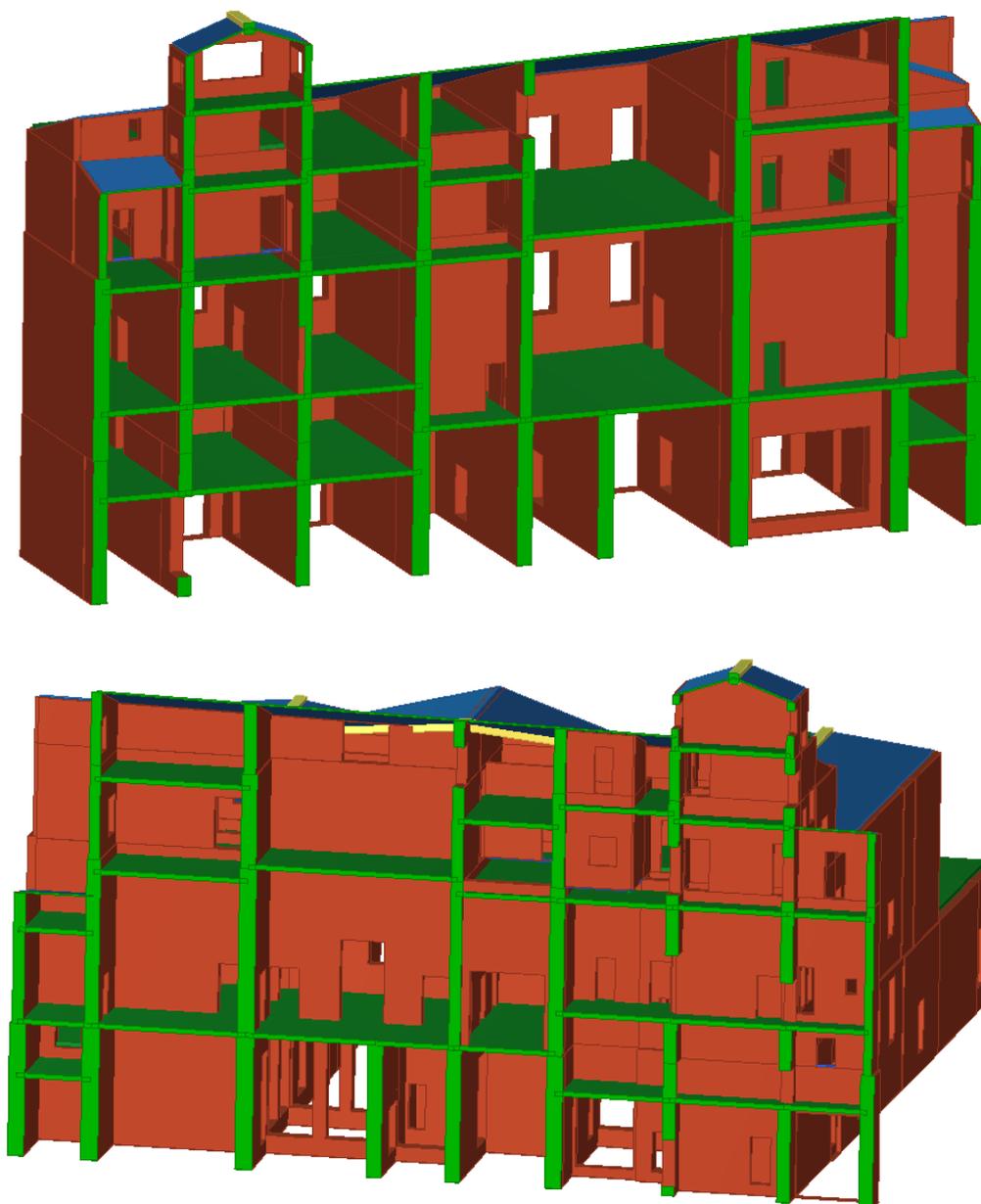
L’ipotesi di impalcato rigido può essere avvalorata dalla considerazione che gli impalcati sono costituiti in buona parte da volte, alle quali si attribuisce generalmente una rigidezza elevata. Tale ipotesi deve essere però supportata dal confronto con la rigidezza delle pareti, elevata per il caso in esame, dati gli spessori e la robustezza delle pareti; il che non giustifica appieno l’ipotesi adottata.

Nella definizione degli impalcati, si fornisce anche l’orditura, e sarà quindi di nuovo il software a valutare come ogni orizzontamento scarica sulle pareti adiacenti.

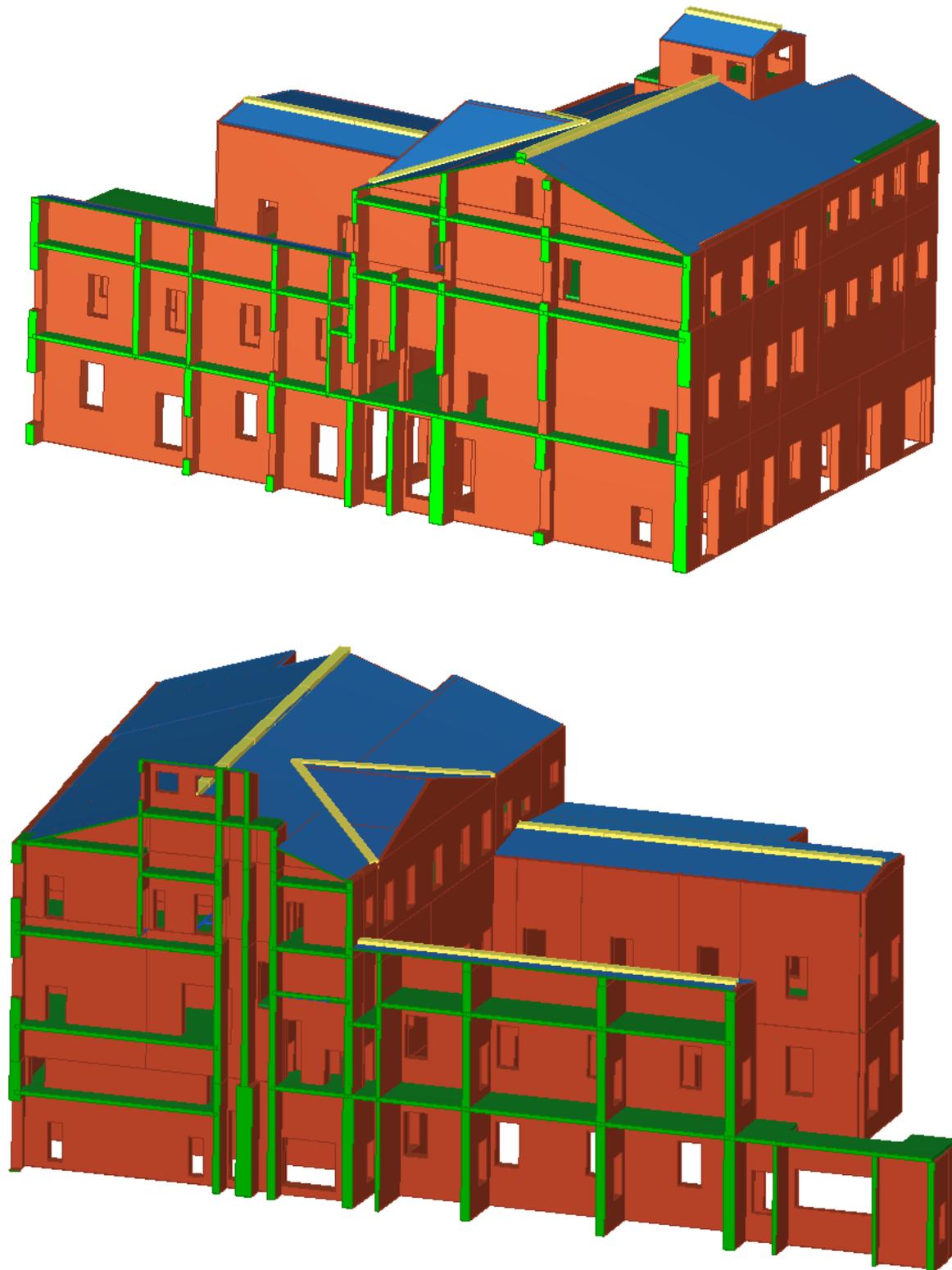
Le scale sono state modellate solo come carichi linearmente distribuiti, considerandone trascurabile la rigidezza rispetto a quella delle pareti.

La quota dei vari solai (e volte) che viene ricondotta dal programma a quella di default impostata per il livello che si sta modellando, può poi essere oggetto di variazioni, dato che, come spesso avviene, gli impalcati seppure appartenenti allo stesso piano, oscillano attorno ad una quota.

Per quanto riguarda palazzo Franchetti, questa opzione è stata molto utile per aggirare il problema dello sfalsamento dei solai tra le due porzioni del corpo centrale (ex- Lanfranchi e Del Torto). Onde evitare di complicare il modello con un numero elevato di livelli, si sono impostati i principali alla quota degli impalcati della porzione ex-Lanfranchi; lato Del Torto si sono poi modificate le quote a partire da quelle di default del livello, per riportarli alla loro effettiva.



**Figura 6.18**– Sezioni sul corpo centrale dell’edificio (guardando verso Via San Martino la prima, verso il Lungarno la seconda), con piano di sezione parallelo alla direzione x, in cui si vede la differenza di quota tra gli impalcati delle due porzioni dell’edificio.



**Figura 6.19**– Sezione sul corpo centrale e sulle ali dell'edificio con piano di sezione parallelo alla direzione  $y$  (sull'ala ovest la prima, ala est la seconda), che mostra come le quote degli impalcati delle ali siano uniformi con quelle del corpo centrale; si evidenzia bene nella seconda immagine come la porzione Del Torto presenti gli sfalsamenti più evidenti.

Questa semplificazione ha però comportato l'impossibilità di modellare alcune aperture, dato che per ogni livello ad una data posizione in pianta poteva corrispondere una sola apertura. Semplificando la suddivisione in livelli, alcune aperture sono andate necessariamente perse, ma si tratta di casi isolati, la cui influenza sul comportamento globale è stata reputata trascurabile.

La differenza di quota tra il prospetto sud e nord non è stata considerata trattandosi di soli 90 cm su uno sviluppo di 20 m, perciò la quota 0 è al livello del prospetto su Via San Martino per tutte le pareti.

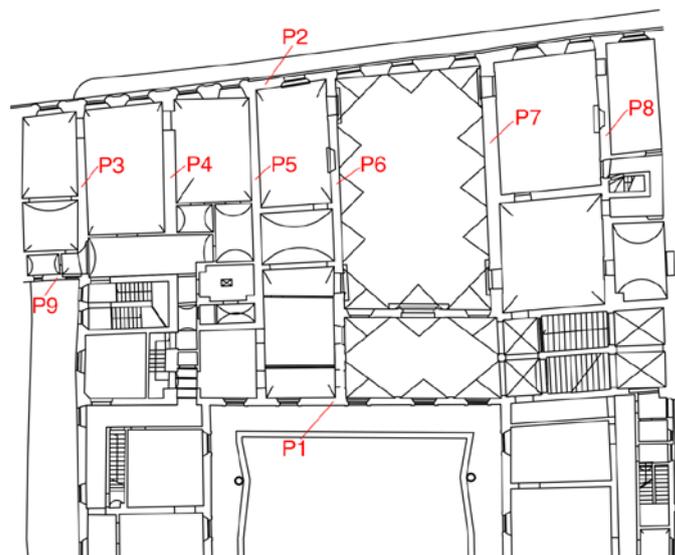
Per quanto riguarda i vincoli a terra, il programma genera automaticamente degli incastri. Allo stesso tempo non è in grado di vincolare la struttura lateralmente, se non modellando ulteriori pareti, per cui i vari modelli non hanno vincoli laterali; situazione poco realistica per i primi due modelli, in cui la presenza dell'aggregato non viene simulata in nessun modo. Questo è uno dei motivi per il quale più significative saranno in questi due casi le analisi in direzione y.

Il programma lavora inoltre considerando un comportamento scatolare dell'edificio, perciò le pareti, una volta modellate sono automaticamente incastrate l'una con l'altra.

Per quanto riguarda invece gli impalcati si può impostare una diversa lunghezza di ancoraggio nella parete, ma sempre al fine di cogliere il comportamento globale dell'edificio, si sono considerati tutti ben ancorati.

### 6.2.2. Generazione della mesh

Definiti così geometria del modello e carichi agenti, è il programma a calcolare una mesh che suddivide le pareti in maschi, fasce e nodi rigidi in base alle aperture e agli impalcati modellati. Di seguito si riportano una serie di immagini delle pareti, nella suddivisione che opera il programma, rifacendoci alla numerazione del capitolo 4 che riportiamo di seguito.



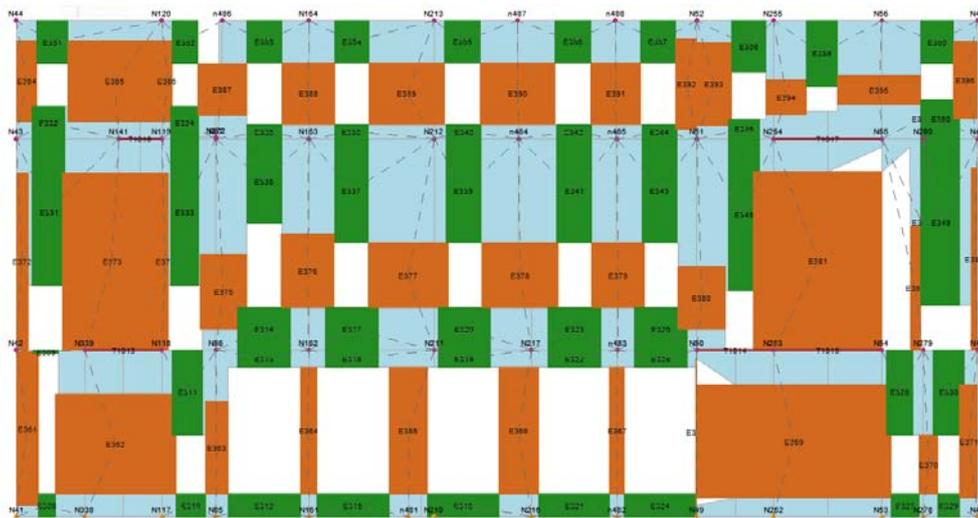


Figura 6.20– Parete 1, prospetto nord e porzione interna alle ali.

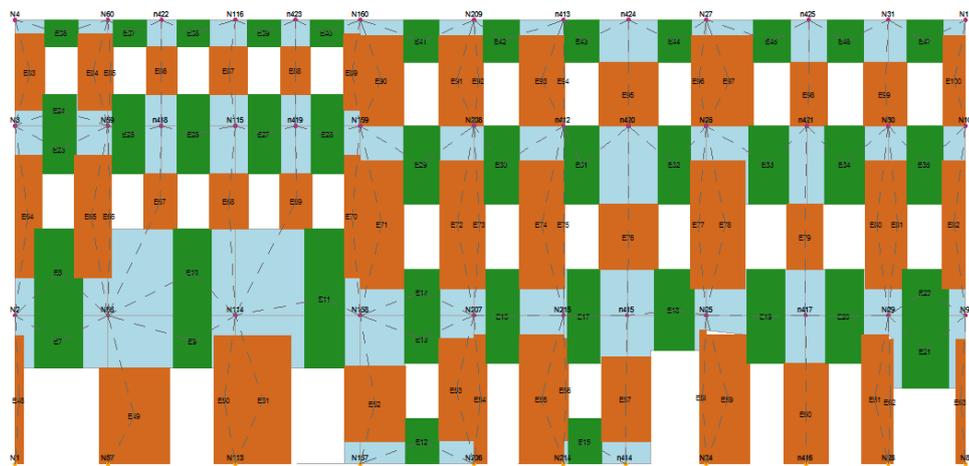


Figura 6.21– Parete 2, prospetto Via San Martino.

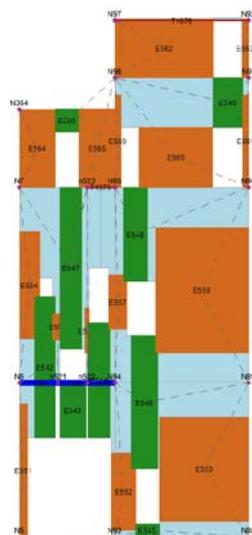


Figura 6.22– Parete 9.

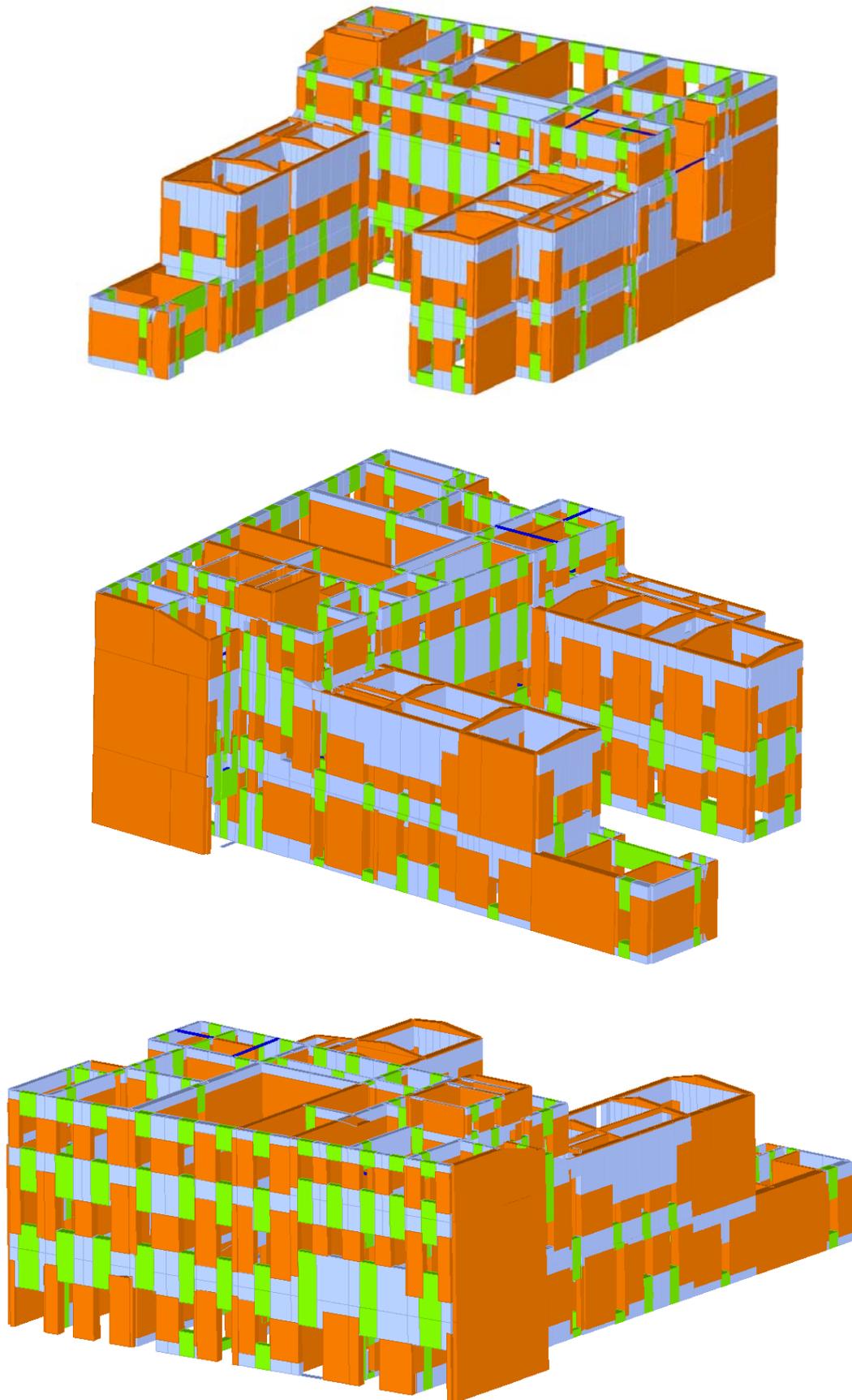


Figura 6.23– Parete 3 a parete 7 con il prolungamento delle ali.

I diversi colori identificano:

- arancio: maschi murari;
- verde: fasce di piano;
- azzurro: nodi.

Il programma stima un totale di 345 maschi murari nel modello dell'edificio completo delle ali. Di seguito alcune immagini tridimensionale del modello dopo la generazione della mesh.



**Figura 6.24**– Viste assometriche del modello totale con le ali, dopo la generazione della mesh.

### 6.3. I modelli semplificati

Si sono elaborati infine alcuni modelli di studio che prendessero in analisi un'unità abitativa elementare; al fine di avere una serie di modelli con numero crescente di blocchi base, essa viene poi ripetuta lungo la direzione x.

L'obbiettivo è tentare di estrapolare una legge generale che fornisca una misura della rilevanza della schiera sul comportamento dell'edificio e che, allo stesso tempo, possa guidarci nell'interpretazione dei risultati forniti dal modello dell'aggregato.

Tale unità abitativa è stata concepita con una conformazione regolare in pianta e in alzata, per eliminare l'influenza dei fattori di irregolarità morfologica e strutturale dai risultati delle analisi, nel tentativo di rendere il risultato più generalizzabile possibile.

L'unità abitativa si sviluppa su due livelli con spessore dei muri decrescente in altezza (50 cm al piano terra, 40 cm al primo piano per i muri esterni; 40 e 35 cm per gli interni in direzione y; 20 cm per gli interni in direzione x). Di seguito si riporta la pianta del piano terra con la disposizione delle aperture (porte h=220 cm, finestre h=120 cm a 100 cm da terra), che si aprono solo nei muri lungo x, per cercare di mantenere un'analogia con la configurazione dell'aggregato in esame; anche per la copertura si è utilizzato lo stesso principio, con una capanna a due falde a ricreare la conformazione dei tetti lungo via San Martino.

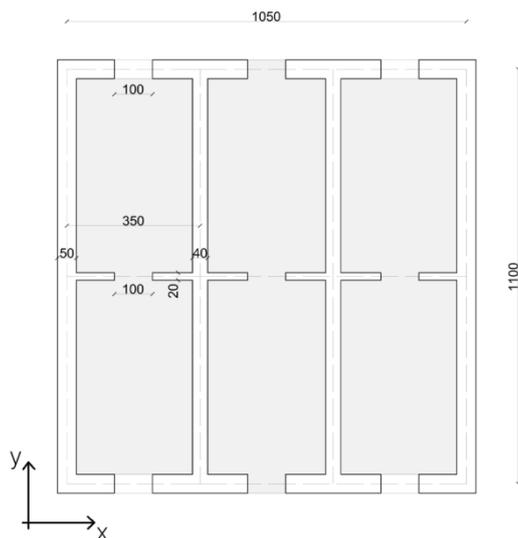
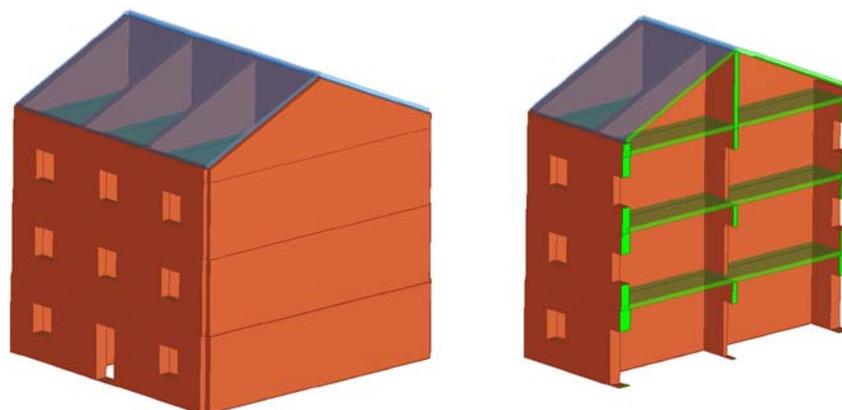
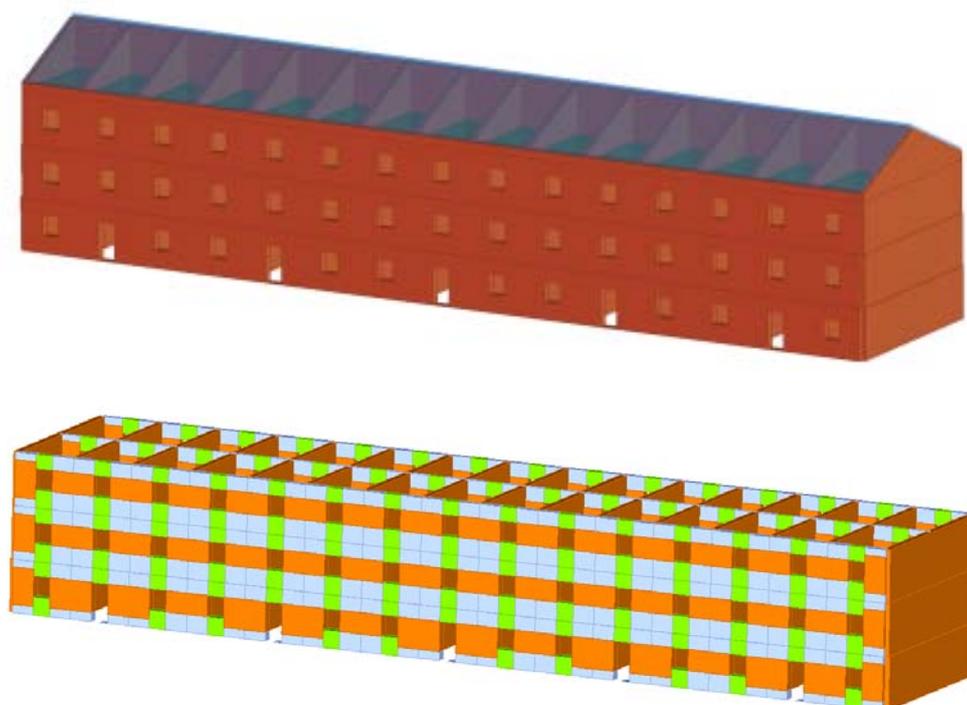


Figura 6.25 – Pianta del piano terra dell'unità base, scala 1:200.



**Figura 6.26** – Vista prospettica e sezione dell'unità elementare.

Si è quindi replicato il blocco in serie, ottenendo altri modelli a 3, 5, 7, 9, 11, fino a 13 blocchi; non ci siamo spinti oltre perché come vedremo nei capitoli seguenti i risultati si attestano su valori costanti oltre un certo numero di blocchi.



**Figura 6.27** – Vista prospettica del modello a 5 unità e della relativa mesh.

## 7\_ VERIFICA STATICA

Le verifiche di sicurezza nei confronti delle azioni statiche (combinazione SLU) sono state eseguite su tutte le pareti verticali inserite nei modelli sopra descritti secondo le modalità di normativa.

Su tutte le pareti in muratura sono stati inoltre preliminarmente effettuati controlli relativi al soddisfacimento delle limitazioni geometriche e dimensionali inserite nelle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M.14/01/2008), di cui tratteremo in seguito.

Le limitazioni fornite, per quanto non direttamente riferite agli edifici esistenti e pertanto inserite nei capitoli riferiti alle nuove costruzioni, forniscono una significativa indicazione sulla capacità delle pareti murarie considerate di svolgere funzione portante nei confronti di azioni orizzontali e devono pertanto essere tenute in considerazione.

### 7.1. Le verifiche

Il programma utilizza la mesh, creata per eseguire l'analisi non lineare, adattando la teoria del telaio equivalente per eseguire le verifiche statiche in campo lineare. Per la verifica statica si riferisce alla verifica a presso flessione per carichi laterali, nel caso di adozione dell'ipotesi di articolazione completa delle estremità della parete, per la quale è consentito far riferimento al metodo semplificato riportato al paragrafo 4.5.6.2 delle NTC08 per le verifiche allo stato limite ultimo delle costruzioni in muratura, riportato in dettaglio nelle pagine seguenti. Le analisi riportate in seguito sono riferite al modello del palazzo comprensivo delle ali.

Le verifiche eseguite quindi sulla struttura in questione sono:

#### SNELLEZZA DELLA MURATURA

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.4. del D.M.2008.

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se:

$$\lambda = h_0/t < 20$$

con

$h_0$ : lunghezza libera di inflessione del muro pari a  $\rho \cdot h$ ;

t: spessore del muro;

h: l'altezza interna di piano;

$\rho$ : il fattore laterale di vincolo.

Si assumono i seguenti valori di  $\rho$ :

- $\rho = 1$  per muro isolato,
- i valori indicati nella Tab. 4.5.IV di normativa, quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficace vincolo da due muri trasversali di spessore non inferiore a 200 mm, e di lunghezza l non inferiore a 0,3 h, posti ad interasse a.

<b>h/a</b>	<b><math>\rho</math></b>
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

**Figura 7.1**– Tab. 4.5.IV delle NTC con i valori di  $\rho$  per il calcolo della snellezza.

Se un muro trasversale ha aperture, si ritiene convenzionalmente che la sua funzione di irrigidimento possa essere espletata quando lo stipite delle aperture disti dalla superficie del muro irrigidito almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si assume  $\rho = 1$ . Nella lunghezza  $l$  del muro di irrigidimento si intende compresa anche metà dello spessore del muro irrigidito.

### ECCENTRICITÀ DEI CARICHI

La verifica di eccentricità dei carichi è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. del D.M.2008.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risultino verificate le seguenti condizioni:

$$\begin{aligned} e_1/t &\leq 0,33 \\ e_2/t &\leq 0,33 \end{aligned}$$

in cui:

$t$ : spessore del muro

$$e_1 = |e_s| + |e_a|$$

$$e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

$$e_a : h/200$$

$$e_v: \text{eccentricità dovuta al vento } e_v = M_v/N$$

$$e_s: \text{eccentricità totale dei carichi verticali } e_s = e_{s1} + e_{s2}$$

$$e_{s1} = \frac{N_1 d_1}{N_1 + \sum N_2}; \quad e_{s2} = \frac{\sum N_2 d_2}{N_1 + \sum N_2}$$

$e_{s1}$ : eccentricità della risultante dei carichi trasmessi dai muri dei piani superiori rispetto al piano medio del muro da verificare;

$e_{s2}$ : eccentricità delle reazioni di appoggio dei solai soprastanti la sezione di verifica;

$N_1$ : carico trasmesso dal muro sovrastante supposto centrato rispetto al muro stesso;

$N_2$ : reazione di appoggio dei solai soprastanti il muro da verificare;

$d_1$ : eccentricità di  $N_1$  rispetto al piano medio del muro da verificare;

$d_2$ : eccentricità di  $N_2$  rispetto al piano medio del muro da verificare.

### VERIFICA A CARICHI VERTICALI

La verifica ai carichi verticali è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. del D.M.2008 (metodo semplificato per la verifica a pressoflessione per carichi laterali).

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la seguente:

$$N_d \leq N_r$$

in cui:

$N_d$ : carico verticale agente

$N_r$  : carico verticale resistente,  $N_r = \phi \cdot f_d \cdot A$

A: area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

$f_d$ : resistenza di calcolo della muratura;

$\phi$ : coefficiente di riduzione della resistenza.

Il coefficiente di riduzione della resistenza del muro è riportato in Tab. 4.5.III di normativa in funzione della snellezza convenzionale  $\lambda$  e del coefficiente di eccentricità  $m$ .

Snellezza $\lambda$	Coefficiente di eccentricità $m=6 e/t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,16
15	0,69	0,48	0,32	0,17	---
20	0,53	0,36	0,23	---	---

**Figura 7.2**– Tab. 4.5.III con i valori del coefficiente di riduzione della resistenza in funzione della snellezza convenzionale e del coefficiente  $m$ .

Per valori non contemplati in tabella è ammessa l'interpolazione lineare; in nessun caso sono ammesse estrapolazioni. Il coefficiente di eccentricità  $m$  è definito dalla relazione:

$$m = 6 e/t$$

con

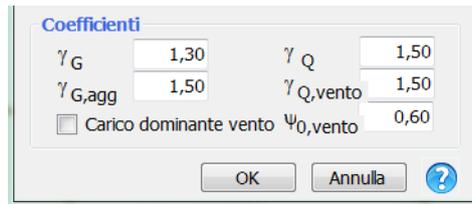
$e$ : eccentricità totale;

$t$  : spessore del muro.

Le eccentricità dei carichi verticali sullo spessore della muratura sono dovute alle eccentricità totali dei carichi verticali, alle tolleranze di esecuzione ed alle azioni orizzontali. Esse possono essere determinate come descritto precedentemente nella verifica di eccentricità. Il valore di  $e=e_1$  è adottato per la verifica dei muri nelle loro sezioni di estremità; il valore di  $e=e_2$  è adottato per la verifica della sezione ove è massimo il valore di  $M_v$ .

## 7.2. I risultati

All'interno del software 3MURI, queste verifiche sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore), mediante le combinazioni dei carichi statici, in base a quanto prescritto dalla normativa vigente.

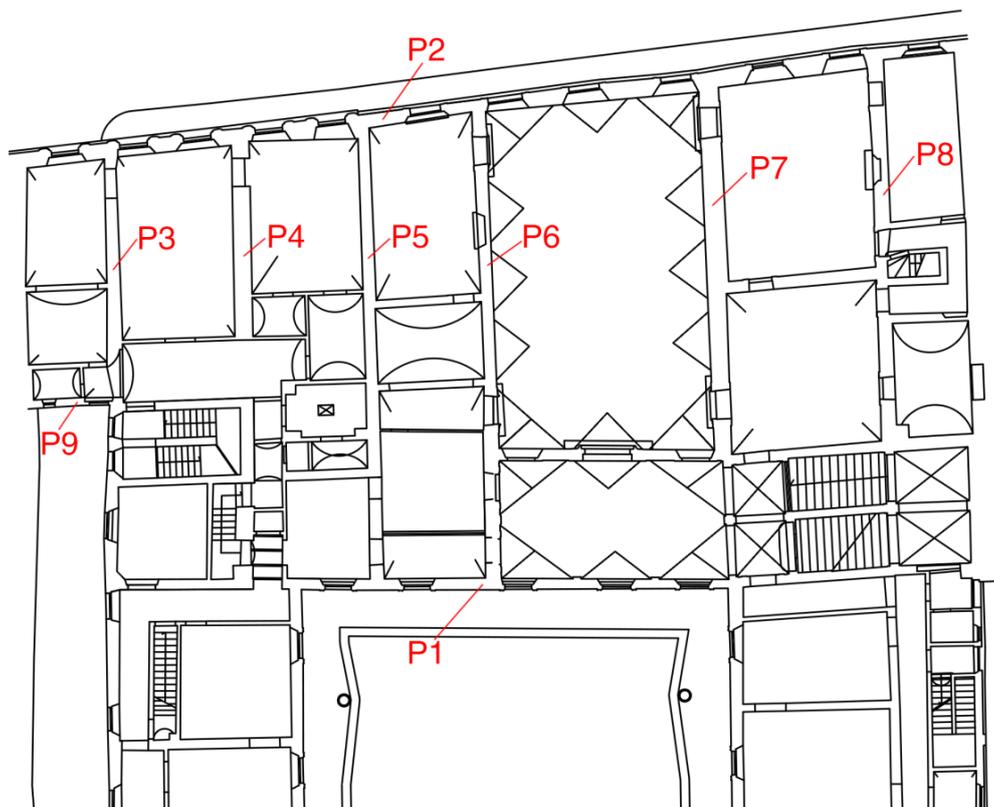


**Figura 7.3**– Interfaccia grafica del software per l’inserimento dei coefficienti di combinazione per la verifica statica.

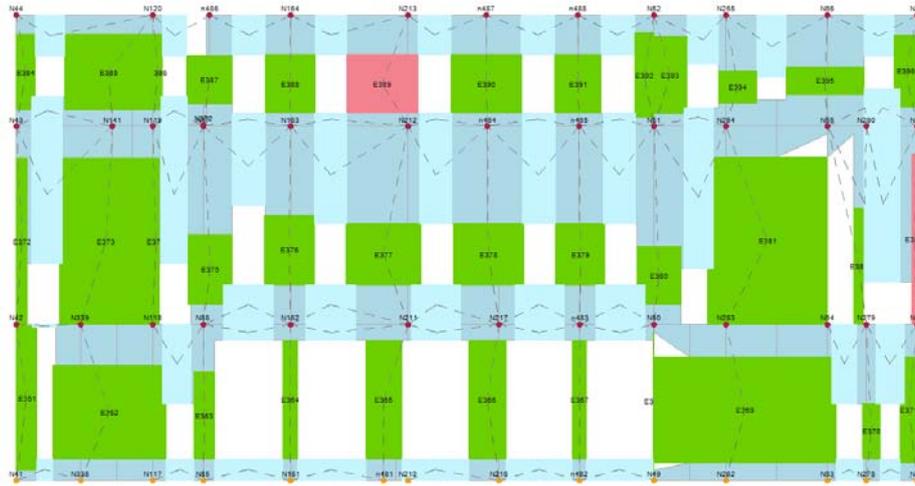
La verifica statica sarà soddisfatta se il rapporto  $N_d/N_r \leq 1$ ; in tal caso la cella corrispondente al maschio murario nell’interfaccia grafica del programma verrà mostrata di colore verde. I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte. Nelle immagini seguenti le cellule rosse saranno indicative di un non superamento o di una vicinanza al valore limite, delle verifiche di eccentricità o snellezza; il programma non fornisce il valore dello sforzo normale resistente in tali casi (nelle caselle compare la scritta n/d), ma una rapida verifica manuale ha mostrato che una eventuale verifica di resistenza sarebbe superata.

L’edificio supera infatti la verifica statica in tutti i maschi, mentre spesso non sono soddisfatte le verifiche di eccentricità e snellezza, che eventuali interventi dovranno andare limitare.

Riportiamo nel seguito i dettagli di verifica per alcune pareti, per le quali di nuovo utilizziamo la numerazione proposta nei capitoli precedenti:



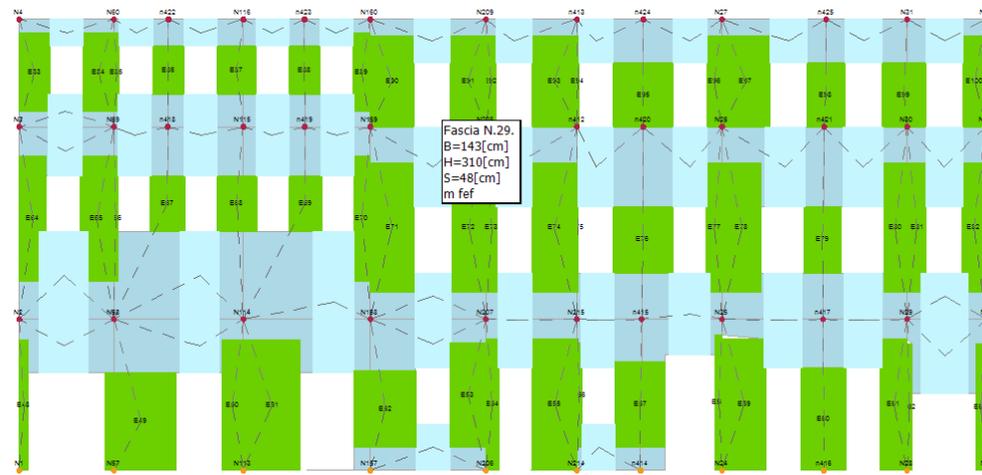
**Figura 7.4**– Numerazione convenzionale delle pareti su pianta del piano terra.



N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr
361	0,22	6.360	54.221	0,12	9.105	54.221	0,17	11.851	54.221	0,22
362	0,44	99.671	265.754	0,38	109.546	299.231	0,37	119.421	271.291	0,44
363	0,52	25.073	54.528	0,46	26.748	54.591	0,49	28.423	54.535	0,52
364	0,50	15.012	36.286	0,41	16.687	40.075	0,42	18.362	36.977	0,50
365	0,59	42.971	84.638	0,51	46.978	95.800	0,49	50.984	86.392	0,59
366	0,62	44.303	83.781	0,53	48.454	99.207	0,49	52.605	85.471	0,62
367	0,75	20.828	31.292	0,67	22.359	36.598	0,61	23.890	31.796	0,75
368	0,45	960	2.719	0,35	1.107	3.035	0,36	1.253	2.793	0,45
369	0,62	122.586	236.117	0,52	135.123	248.014	0,54	147.660	238.120	0,62
370	0,86	19.419	24.001	0,81	20.061	24.180	0,83	20.703	24.012	0,86
371	0,54	10.366	23.402	0,44	11.548	23.402	0,49	12.731	23.402	0,54
372	0,46	2.326	9.319	0,25	3.532	11.086	0,32	4.737	10.218	0,46
373	0,50	23.281	81.128	0,29	33.384	92.909	0,36	43.487	86.602	0,50
374	0,41	1.730	7.580	0,23	2.498	8.354	0,30	3.267	7.944	0,41
375	0,58	23.351	46.582	0,50	25.617	58.282	0,44	27.884	48.484	0,58
376	0,77	36.421	51.974	0,70	38.978	65.744	0,59	41.534	53.669	0,77
377	0,69	52.395	83.518	0,63	55.739	99.075	0,56	59.084	85.279	0,69
378	0,66	50.323	85.018	0,59	53.484	93.679	0,57	56.645	85.984	0,66
379	0,48	20.753	49.197	0,42	22.938	64.783	0,35	25.124	51.909	0,48
380	0,98	50.342	54.755	0,92	52.221	58.210	0,90	54.100	54.995	0,98
381	0,40	28.594	133.932	0,21	43.314	158.755	0,27	58.033	146.524	0,40
382	0,49	2.899	8.642	0,34	3.622	9.489	0,38	4.345	8.924	0,49
383	0,27	231	n/d	n/d	798	5.725	0,14	1.439	5.384	0,27
384	0,19	3.607	27.222	0,13	4.427	27.779	0,16	5.247	27.396	0,19
385	0,18	13.803	114.853	0,12	17.589	128.289	0,14	21.375	119.613	0,18
386	0,16	1.827	16.851	0,11	2.314	18.204	0,13	2.801	17.322	0,16
387	0,02	n/d	83.683	n/d	542	83.683	0,01	1.995	83.683	0,02
388	0,41	15.660	38.410	0,41	17.539	72.703	0,24	19.418	48.372	0,40
389	0,40	20.277	n/d	n/d	22.960	101.375	0,23	25.644	64.737	0,40
390	0,15	9.161	84.673	0,11	11.827	120.787	0,10	14.494	98.852	0,15
391	0,18	7.594	54.501	0,14	9.363	78.370	0,12	11.133	63.158	0,18
392	0,22	5.434	34.643	0,16	6.515	36.032	0,18	7.596	35.039	0,22
393	0,28	6.932	33.474	0,21	8.169	35.429	0,23	9.406	33.988	0,28
394	0,26	9.209	40.851	0,23	9.823	41.140	0,24	10.437	40.885	0,26
395	0,44	22.958	54.154	0,42	24.014	79.835	0,30	25.070	56.564	0,44
396	0,49	4.471	9.157	0,49	5.280	21.000	0,25	6.090	13.169	0,46

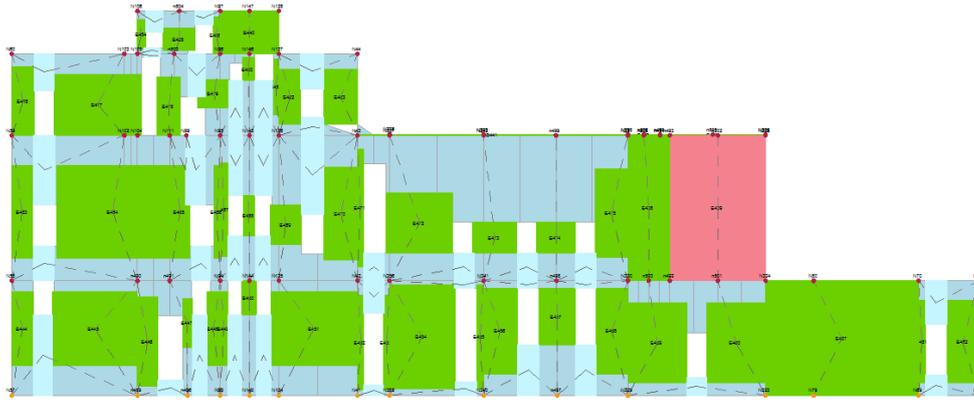
N.	h0 / t	Superiore e1 / t	Centrale e2 / t	Inferiore e1 / t					
361	10,35	0,052	0,052	0,052	379	16,67	0,142	0,083	0,132
362	10,35	0,078	0,052	0,074	380	16,67	0,098	0,083	0,097
363	10,35	0,052	0,052	0,052	381	16,67	0,122	0,083	0,102
364	10,35	0,074	0,052	0,070	382	18,75	0,114	0,094	0,107
365	10,35	0,079	0,052	0,075	383	18,75	0,178	0,094	0,107
366	10,35	0,091	0,052	0,085	384	12,00	0,064	0,060	0,063
367	10,35	0,087	0,052	0,082	385	12,00	0,083	0,060	0,075
368	10,35	0,076	0,052	0,070	386	10,50	0,070	0,052	0,064
369	14,75	0,083	0,074	0,082	387	10,50	0,052	0,052	0,052
370	14,75	0,075	0,074	0,075	388	10,50	0,236	0,108	0,200
371	14,75	0,074	0,074	0,074	389	10,50	0,253	0,115	0,211
372	18,75	0,130	0,094	0,111	390	10,50	0,159	0,068	0,120
373	18,75	0,122	0,094	0,109	391	10,50	0,166	0,072	0,130
374	16,67	0,106	0,083	0,095	392	10,50	0,061	0,052	0,059
375	16,67	0,132	0,083	0,124	393	14,00	0,081	0,070	0,078
376	16,67	0,135	0,083	0,128	394	14,00	0,071	0,070	0,071
377	16,67	0,122	0,083	0,117	395	14,00	0,166	0,081	0,158
378	16,67	0,106	0,083	0,103	396	14,00	0,245	0,109	0,199

Figura 7.5- Parete 1, risultati verifiche (resistenza, eccentricità e snellezza).



N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr
48	0,47	8.707	22.940	0,38	9.853	24.301	0,41	10.999	23.223	0,47
49	0,62	99.163	181.042	0,55	106.004	193.663	0,55	112.846	182.572	0,62
50	0,52	23.187	55.073	0,42	25.981	59.158	0,44	28.774	55.866	0,52
51	0,58	53.966	112.703	0,48	60.397	124.010	0,49	66.827	114.879	0,58
52	0,89	98.282	118.910	0,83	102.424	135.180	0,76	106.567	119.807	0,89
53	0,60	34.676	67.644	0,51	37.919	78.361	0,48	41.161	68.901	0,60
54	0,42	11.329	34.504	0,33	13.173	40.517	0,33	15.017	35.974	0,42
55	0,41	34.388	108.605	0,32	40.669	136.969	0,30	46.951	114.466	0,41
56	0,47	5.986	14.891	0,40	6.627	18.372	0,36	7.268	15.377	0,47
57	0,68	93.081	149.958	0,62	98.270	182.102	0,54	103.460	152.256	0,68
58	0,47	7.527	19.774	0,38	8.603	24.113	0,36	9.679	20.556	0,47
59	0,46	60.388	159.208	0,38	68.290	190.347	0,36	76.193	165.667	0,46
60	0,59	86.675	165.560	0,52	92.945	193.760	0,48	99.216	169.124	0,59
61	0,47	38.687	99.361	0,39	43.539	116.874	0,37	48.391	102.872	0,47
62	0,59	5.016	10.127	0,50	5.592	12.605	0,44	6.169	10.478	0,59
63	0,62	11.742	22.411	0,52	12.939	26.167	0,49	14.137	22.944	0,62
64	0,51	17.107	42.854	0,40	20.325	57.109	0,36	23.543	46.440	0,51
65	0,51	21.145	51.564	0,41	25.192	71.838	0,35	29.240	56.780	0,51
66	0,60	2.093	4.291	0,49	2.488	6.314	0,39	2.883	4.828	0,60
67	0,90	35.822	42.187	0,85	37.520	59.916	0,63	39.218	43.671	0,90
68	0,68	34.850	55.638	0,63	36.797	68.651	0,54	38.744	56.877	0,68
69	0,76	34.033	48.274	0,70	35.644	56.825	0,63	37.255	48.964	0,76
70	0,68	11.398	19.902	0,57	13.157	28.163	0,47	14.916	21.784	0,68
71	0,72	29.150	48.531	0,60	33.888	69.439	0,49	38.626	53.551	0,72
72	0,84	25.623	35.233	0,73	29.329	54.325	0,54	33.035	39.439	0,84
73	0,60	11.329	22.639	0,50	12.914	30.072	0,43	14.499	24.059	0,60
74	0,59	40.696	81.832	0,50	46.931	113.908	0,41	53.166	89.515	0,59
75	0,53	1.532	3.495	0,44	1.767	4.666	0,38	2.002	3.767	0,53
76	0,63	82.476	141.863	0,58	87.308	185.642	0,47	92.139	146.567	0,63
77	0,44	13.109	37.413	0,35	15.568	49.728	0,31	18.026	40.558	0,44
78	0,42	37.634	112.771	0,33	44.487	146.603	0,30	51.341	121.130	0,42
79	0,63	65.402	112.636	0,58	68.768	141.139	0,49	72.134	114.946	0,63
80	0,35	19.522	75.811	0,26	23.663	91.961	0,26	27.805	79.558	0,35
81	0,58	9.769	21.155	0,46	11.822	30.086	0,39	13.875	23.742	0,58
82	0,48	10.645	30.707	0,35	13.185	37.227	0,35	15.725	32.737	0,48
83	0,11	3.013	54.242	0,06	5.174	80.257	0,06	7.335	69.530	0,11
84	0,23	7.737	37.288	0,21	9.898	68.130	0,15	12.059	53.396	0,23
85	0,29	1.507	5.267	0,29	1.876	11.000	0,17	2.245	7.955	0,28
86	0,20	7.819	43.880	0,18	9.129	67.389	0,14	10.438	52.642	0,20
87	0,34	13.318	38.710	0,34	14.931	75.684	0,20	16.545	49.525	0,33
88	0,17	6.994	47.735	0,15	8.281	68.716	0,12	9.569	55.429	0,17
89	0,14	3.275	36.431	0,09	4.437	45.284	0,10	5.599	39.614	0,14
90	0,13	6.537	88.376	0,07	9.892	110.022	0,09	13.248	98.153	0,13
91	0,27	8.897	33.922	0,26	11.604	69.984	0,17	14.312	53.309	0,27
92	0,30	4.405	16.302	0,27	5.354	26.778	0,20	6.303	21.073	0,30
93	0,12	10.756	159.657	0,07	15.202	159.657	0,10	19.648	159.657	0,12
94	0,09	260	6.934	0,04	446	6.934	0,06	632	6.934	0,09
95	0,09	12.013	246.606	0,05	16.667	246.606	0,07	21.321	246.606	0,09
96	0,07	1.102	61.407	0,02	2.806	63.303	0,04	4.511	62.840	0,07
97	0,38	26.803	83.760	0,32	30.376	108.703	0,28	33.948	89.166	0,38
98	0,68	21.717	31.775	0,68	23.683	66.559	0,36	25.650	38.849	0,66
99	0,14	7.253	79.017	0,09	9.532	102.844	0,09	11.811	86.967	0,14
100	0,12	2.570	43.527	0,06	4.251	54.669	0,08	5.933	49.194	0,12

Figura 7.6– Parete 2, risultati verifica statica.



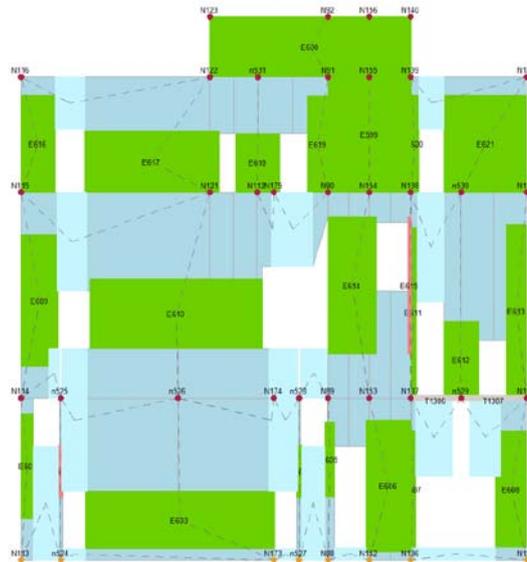
N.	Nd/NrMax	Superiore		Centrale		Inferiore				
		Nd [daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]		
437	0,15	34.417	621.401	0,06	78.415	914.052	0,09	122.413	825.794	0,15
438	0,17	2.092	53.673	0,04	10.627	138.370	0,08	21.747	127.362	0,17
439	0,17	5.531	n/d	n/d	32.603	404.698	0,08	62.184	356.465	0,17
440	0,08	7.502	156.727	0,05	10.906	200.721	0,05	14.309	179.662	0,08
441	0,00	4.351	1.227.034	0,00	4.717	1.227.034	0,00	5.082	1.227.034	0,00
442	0,01	1.554	176.139	0,01	1.602	176.139	0,01	1.649	176.139	0,01
443	0,00	n/d	672.184	n/d	n/d	672.184	n/d	174	672.184	0,00
444	0,55	40.149	82.962	0,48	43.054	84.228	0,51	45.960	83.122	0,55
445	0,49	138.973	327.097	0,42	150.495	334.080	0,45	162.017	328.090	0,49
446	0,49	26.450	65.765	0,40	29.456	68.641	0,43	32.461	66.298	0,49
447	0,89	24.481	29.181	0,84	25.214	30.515	0,83	25.947	29.257	0,89
448	0,49	18.719	45.009	0,42	20.395	46.005	0,44	22.071	45.160	0,49
449	0,45	10.439	27.135	0,38	11.393	27.668	0,41	12.346	27.218	0,45
450	0,67	35.420	55.501	0,64	36.296	55.501	0,65	37.172	55.501	0,67
451	0,40	101.688	306.408	0,33	113.357	338.312	0,34	125.026	312.363	0,40
452	0,49	3.526	9.550	0,37	4.262	12.064	0,35	4.997	10.248	0,49
453	0,40	3.229	11.703	0,28	3.942	11.703	0,34	4.655	11.703	0,40
454	0,24	56.029	368.857	0,15	71.998	368.857	0,20	87.966	368.857	0,24
455	0,26	6.337	35.596	0,18	8.081	40.320	0,20	9.824	37.273	0,26
456	0,32	37.422	152.939	0,24	43.830	175.748	0,25	50.237	158.757	0,32
457	0,40	56.702	159.037	0,36	61.170	185.930	0,33	65.639	162.699	0,40
458	0,26	25.723	139.385	0,18	31.629	162.014	0,20	37.535	146.506	0,26
459	0,24	58.917	342.311	0,17	71.183	381.652	0,19	83.450	353.876	0,24
460	0,21	49.281	333.529	0,15	61.547	381.652	0,16	73.814	349.523	0,21
461	0,17	2.059	19.211	0,11	3.330	32.219	0,10	4.601	27.815	0,17
462	0,14	8.075	100.852	0,08	14.342	164.584	0,09	20.609	143.437	0,14
463	0,50	16.243	43.275	0,38	19.199	47.773	0,40	22.154	44.348	0,50
464	0,53	96.518	238.441	0,40	112.487	258.165	0,44	128.456	242.704	0,53
465	0,42	16.224	52.849	0,31	19.296	52.995	0,36	22.368	52.889	0,42
466	0,43	5.179	16.665	0,31	6.187	17.391	0,36	7.194	16.868	0,43
467	0,38	6.287	22.901	0,27	7.506	23.731	0,32	8.726	23.133	0,38
468	0,85	30.140	37.594	0,80	30.986	37.594	0,82	31.832	37.594	0,85
469	0,82	63.064	81.305	0,78	65.320	102.686	0,64	67.576	82.534	0,82
470	0,33	19.606	83.531	0,23	25.223	110.338	0,23	30.840	92.128	0,33
471	0,36	1.758	8.007	0,22	2.799	13.349	0,21	3.841	10.816	0,36
472	0,47	46.506	118.092	0,39	52.621	153.063	0,34	58.735	125.055	0,47
473	0,59	43.004	77.808	0,55	45.079	100.622	0,45	47.153	79.727	0,59
474	0,55	35.097	69.047	0,51	36.954	90.084	0,41	38.812	70.975	0,55
475	0,25	7.109	51.233	0,14	11.452	74.042	0,15	15.794	63.369	0,25
476	0,16	6.059	63.011	0,10	8.284	73.736	0,11	10.510	67.553	0,16
477	0,16	25.706	232.836	0,11	33.495	289.134	0,12	41.283	250.349	0,16
478	0,20	8.313	57.804	0,14	10.270	73.998	0,14	12.227	62.288	0,20
479	0,30	19.935	72.503	0,27	21.233	94.550	0,22	22.531	75.510	0,30
480	0,25	9.300	40.878	0,23	9.719	40.878	0,24	10.139	40.878	0,25
481	0,17	1.593	13.303	0,12	2.043	17.549	0,12	2.492	14.762	0,17
482	0,15	7.125	66.886	0,11	9.127	84.163	0,11	11.130	72.203	0,15
483	0,19	14.905	105.896	0,14	17.982	130.538	0,14	21.058	112.130	0,19
484	0,11	1.915	20.899	0,09	2.236	26.430	0,08	2.556	22.493	0,11
485	0,12	6.299	54.570	0,12	7.274	88.089	0,08	8.250	67.269	0,12
486	0,13	2.276	21.390	0,11	2.655	25.886	0,10	3.034	22.714	0,13

Figura 7.7– Parete 3, risultati verifica statica.

N.	h0 / t	Superiore e1 / t	Centrale e2 / t	Inferiore e1 / t
48	10,35	0,065	0,052	0,062
49	10,35	0,067	0,052	0,065
50	10,35	0,068	0,052	0,065
51	11,80	0,079	0,059	0,075
52	11,80	0,087	0,059	0,085
53	11,80	0,093	0,059	0,087
54	9,52	0,083	0,048	0,075
55	9,52	0,108	0,049	0,092
56	8,43	0,101	0,048	0,090
57	8,43	0,092	0,045	0,087
58	8,43	0,090	0,042	0,079
59	7,56	0,080	0,038	0,072
60	7,56	0,076	0,038	0,071
61	7,56	0,077	0,038	0,069
62	10,35	0,106	0,052	0,096
63	10,35	0,086	0,052	0,081
64	13,64	0,135	0,068	0,116
65	13,64	0,144	0,068	0,123
66	15,00	0,156	0,075	0,134
67	15,00	0,150	0,075	0,143
68	15,00	0,122	0,075	0,117
69	15,00	0,112	0,075	0,108
70	15,00	0,149	0,075	0,131
71	15,63	0,153	0,078	0,135
72	15,63	0,166	0,078	0,146
73	12,10	0,130	0,061	0,115
74	12,10	0,150	0,069	0,129
75	10,71	0,138	0,063	0,118
76	10,71	0,135	0,065	0,126
77	10,71	0,133	0,060	0,111
78	9,62	0,126	0,057	0,105
79	9,62	0,112	0,055	0,106
80	9,62	0,094	0,048	0,081
81	15,63	0,152	0,078	0,130
82	15,63	0,121	0,078	0,107
83	8,08	0,164	0,056	0,091
84	8,08	0,239	0,098	0,168
85	8,40	0,269	0,112	0,194
86	8,40	0,201	0,089	0,161
87	8,40	0,260	0,118	0,217
88	8,40	0,180	0,079	0,143
89	8,40	0,096	0,042	0,074
90	8,75	0,098	0,044	0,071
91	8,75	0,258	0,104	0,177
92	6,77	0,226	0,096	0,168
93	6,77	0,034	0,034	0,034
94	6,00	0,030	0,030	0,030
95	6,00	0,030	0,030	0,030
96	6,00	0,038	0,030	0,032
97	8,94	0,131	0,060	0,113
98	8,94	0,274	0,128	0,239
99	8,94	0,121	0,051	0,091
100	8,94	0,102	0,045	0,069

N.	h0 / t	Superiore e1 / t	Centrale e2 / t	Inferiore e1 / t
437	7,11	0,151	0,043	0,068
438	12,50	0,243	0,063	0,080
439	10,71	0,435	0,059	0,087
440	4,89	0,113	0,043	0,071
441	0,09	0,000	0,000	0,000
442	0,07	0,000	0,000	0,000
443	0,06	0,000	0,000	0,000
444	9,83	0,053	0,049	0,052
445	9,83	0,054	0,049	0,053
446	10,73	0,063	0,054	0,062
447	10,73	0,064	0,054	0,063
448	10,73	0,059	0,054	0,058
449	9,83	0,054	0,049	0,053
450	9,83	0,049	0,049	0,049
451	9,83	0,072	0,049	0,067
452	14,75	0,126	0,074	0,111
453	14,75	0,074	0,074	0,074
454	7,56	0,038	0,038	0,038
455	7,56	0,068	0,038	0,058
456	8,08	0,074	0,040	0,065
457	8,08	0,077	0,040	0,072
458	8,08	0,076	0,040	0,065
459	6,86	0,062	0,034	0,054
460	6,86	0,068	0,034	0,057
461	7,56	0,208	0,072	0,114
462	7,56	0,195	0,063	0,099
463	15,00	0,097	0,075	0,091
464	15,00	0,092	0,075	0,088
465	14,15	0,071	0,071	0,071
466	14,15	0,079	0,071	0,077
467	12,50	0,070	0,063	0,068
468	12,50	0,063	0,063	0,063
469	12,50	0,119	0,063	0,115
470	12,50	0,130	0,063	0,105
471	15,00	0,178	0,075	0,122
472	15,00	0,132	0,075	0,120
473	15,00	0,132	0,075	0,127
474	15,00	0,133	0,075	0,128
475	15,00	0,153	0,075	0,110
476	8,75	0,080	0,044	0,065
477	8,75	0,097	0,044	0,077
478	8,75	0,116	0,051	0,093
479	8,75	0,142	0,068	0,130
480	8,75	0,044	0,044	0,044
481	8,75	0,130	0,056	0,099
482	7,64	0,106	0,045	0,081
483	7,64	0,096	0,043	0,079
484	4,89	0,125	0,055	0,099
485	4,89	0,237	0,104	0,187
486	4,89	0,090	0,040	0,073

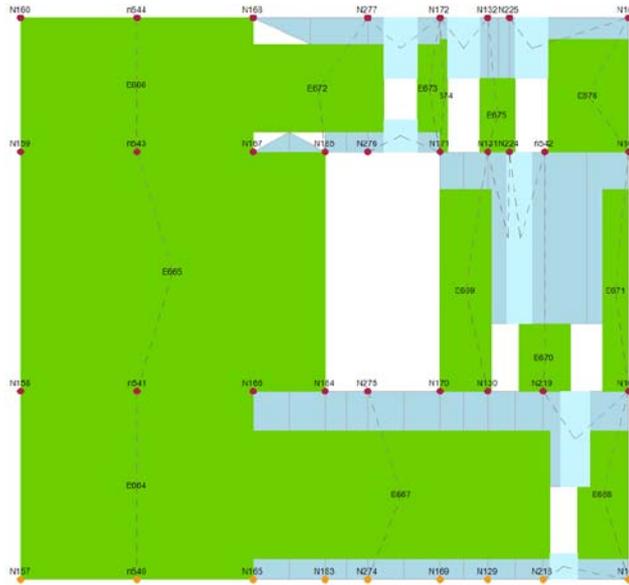
Figura 7.8– Risultati verifiche di snellezza e eccentricità parete 2 e 3.



N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr
599	0,19	12.748	110.736	0,12	19.226	163.513	0,12	25.703	138.463	0,19
600	0,10	24.148	346.135	0,07	32.402	461.590	0,07	40.656	399.918	0,10
601	0,63	16.742	29.866	0,56	17.836	30.058	0,59	18.930	29.888	0,63
602	1,04	10.560	10.574	1,00	10.757	10.771	1,00	10.953	10.581	1,04
603	0,76	321.290	443.837	0,72	330.378	454.597	0,73	339.467	444.413	0,76
604	0,74	7.609	10.848	0,70	7.814	11.212	0,70	8.020	10.866	0,74
605	0,55	10.991	22.284	0,49	11.582	22.794	0,51	12.174	22.334	0,55
606	0,42	31.555	96.204	0,33	36.433	106.781	0,34	41.312	98.702	0,42
607	0,36	5.874	20.233	0,29	6.569	20.426	0,32	7.263	20.270	0,36
608	0,34	33.277	123.050	0,27	37.643	128.092	0,29	42.010	124.099	0,34
609	0,30	12.912	69.428	0,19	16.978	72.924	0,23	21.045	70.779	0,30
610	0,67	207.534	337.578	0,61	217.602	339.768	0,64	227.669	337.772	0,67
611	0,32	2.686	13.175	0,20	3.688	17.530	0,21	4.690	14.743	0,32
612	0,40	33.432	97.395	0,34	36.503	120.584	0,30	39.574	100.045	0,40
613	0,29	8.771	50.899	0,17	12.775	68.879	0,19	16.779	58.189	0,29
614	0,59	21.685	47.573	0,46	26.169	61.108	0,43	30.652	51.532	0,59
615	0,72	1.218	n/d	n/d	1.476	3.471	0,43	1.735	2.398	0,72
616	0,12	4.100	75.444	0,05	6.454	77.347	0,08	8.808	76.461	0,12
617	0,20	49.660	302.497	0,16	55.514	304.923	0,18	61.368	302.960	0,20
618	0,30	23.053	87.458	0,26	24.911	100.152	0,25	26.769	89.220	0,30
619	0,15	3.886	41.430	0,09	5.289	46.412	0,11	6.692	43.519	0,15
620	0,17	2.415	22.055	0,11	3.076	22.776	0,14	3.737	22.310	0,17
621	0,12	14.197	219.946	0,06	20.614	221.071	0,09	27.031	220.480	0,12

N.	h0 / t	Superiore e1 / t	Centrale e2 / t	Inferiore e1 / t
599	9,33	0,167	0,063	0,106
600	4,89	0,143	0,057	0,095
601	10,73	0,055	0,054	0,055
602	10,73	0,058	0,054	0,058
603	10,73	0,059	0,054	0,059
604	10,73	0,061	0,054	0,061
605	10,73	0,059	0,054	0,058
606	10,73	0,077	0,054	0,071
607	7,38	0,039	0,037	0,039
608	7,38	0,047	0,037	0,045
609	13,64	0,078	0,068	0,074
610	13,64	0,070	0,068	0,069
611	10,00	0,126	0,053	0,094
612	10,00	0,102	0,050	0,094
613	10,00	0,131	0,053	0,092
614	16,67	0,137	0,083	0,122
615	16,67	0,195	0,088	0,162
616	8,94	0,051	0,045	0,048
617	8,94	0,047	0,045	0,046
618	8,94	0,076	0,045	0,072
619	8,94	0,071	0,045	0,060
620	7,92	0,048	0,040	0,045
621	7,92	0,041	0,040	0,040

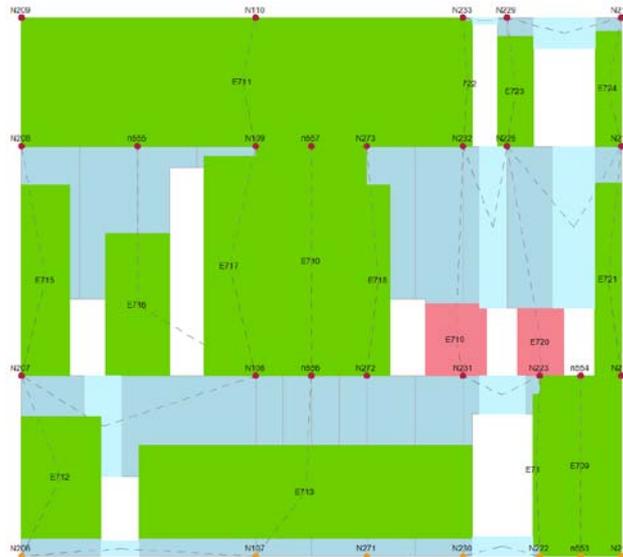
Figura 7.9– Parete 4, risultati verifica statica, di eccentricità e snellezza.



N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr
664	0,38	158.777	567.632	0,28	189.613	593.230	0,32	220.450	574.793	0,38
665	0,35	117.773	587.441	0,20	169.093	665.135	0,25	220.413	621.972	0,35
666	0,11	18.904	459.372	0,04	35.881	493.182	0,07	53.303	481.191	0,11
667	0,42	303.370	857.352	0,35	333.036	880.622	0,38	362.702	861.158	0,42
668	0,45	57.255	148.106	0,39	62.349	151.212	0,41	67.443	148.575	0,45
669	0,45	20.158	67.994	0,30	26.200	77.593	0,34	32.242	71.183	0,45
670	0,88	60.049	72.654	0,83	62.062	77.789	0,80	64.075	72.908	0,88
671	0,31	5.414	34.840	0,16	8.431	38.732	0,22	11.448	36.608	0,31
672	0,14	28.214	307.212	0,09	35.131	307.845	0,11	42.047	307.421	0,14
673	0,21	6.458	40.673	0,16	7.651	51.025	0,15	8.845	43.115	0,21
674	0,17	1.415	12.800	0,11	1.925	16.734	0,12	2.434	14.284	0,17
675	0,18	9.648	67.247	0,14	11.172	79.967	0,14	12.696	70.300	0,18
676	0,14	12.868	164.870	0,08	18.144	180.547	0,10	23.421	171.934	0,14

N.	h0 / t	Superiore e1 / t	Centrale e2 / t	Inferiore e1 / t
664	9,37	0,057	0,047	0,054
665	11,90	0,087	0,060	0,074
666	8,40	0,059	0,042	0,048
667	8,43	0,049	0,042	0,048
668	8,43	0,047	0,042	0,047
669	14,42	0,102	0,072	0,091
670	14,42	0,086	0,072	0,085
671	14,42	0,096	0,072	0,083
672	7,78	0,039	0,039	0,039
673	7,78	0,109	0,049	0,090
674	8,08	0,123	0,051	0,088
675	8,08	0,081	0,040	0,071
676	8,08	0,063	0,040	0,053

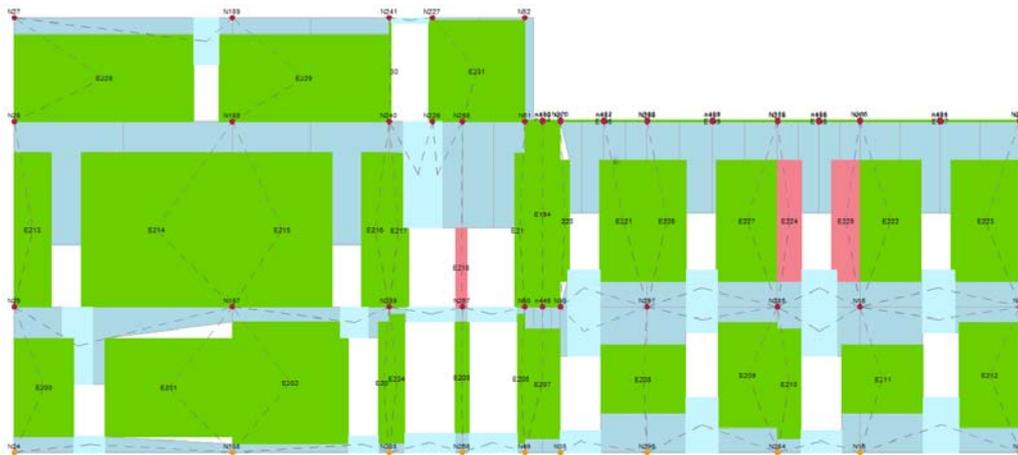
Figura 7.10– Parete 5, risultati verifica statica, di eccentricità e snellezza.



N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr
709	0,36	67.237	256.090	0,26	80.323	267.599	0,30	93.408	259.315	0,36
710	0,51	48.341	152.020	0,32	63.810	160.033	0,40	79.279	154.898	0,51
711	0,16	63.379	728.205	0,09	97.851	960.158	0,10	132.323	832.683	0,16
712	0,43	75.137	208.743	0,36	82.544	210.178	0,39	89.952	208.979	0,43
713	0,51	400.290	879.794	0,45	424.093	885.771	0,48	447.897	880.429	0,51
714	0,42	5.874	17.535	0,33	6.711	19.222	0,35	7.549	17.909	0,42
715	0,55	26.504	66.751	0,40	32.442	78.732	0,41	38.381	70.068	0,55
716	0,72	55.667	92.192	0,60	61.582	105.384	0,58	67.497	94.208	0,72
717	0,51	26.176	78.402	0,33	33.531	85.012	0,39	40.886	80.460	0,51
718	0,57	13.155	31.575	0,42	16.041	38.229	0,42	18.927	33.417	0,57
719	1,09	94.313	91.129	1,03	97.132	99.346	0,98	99.951	91.503	1,09
720	1,03	68.389	70.000	0,98	70.411	76.119	0,93	72.433	70.274	1,03
721	0,30	5.678	37.589	0,15	8.969	43.294	0,21	12.260	40.279	0,30
722	0,22	2.899	19.512	0,15	3.606	20.194	0,18	4.313	19.735	0,22
723	0,19	8.025	60.812	0,13	10.337	75.129	0,14	12.650	65.173	0,19
724	0,14	3.573	45.568	0,08	5.343	54.935	0,10	7.114	50.045	0,14

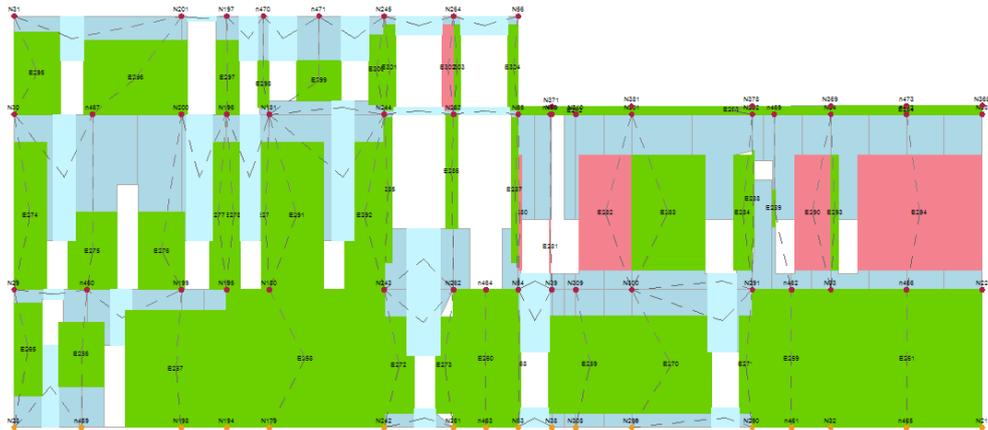
N.	h0 / t	Superiore e1 / t	Centrale e2 / t	Inferiore e1 / t
709	8,08	0,051	0,040	0,048
710	15,00	0,085	0,075	0,081
711	8,40	0,119	0,046	0,079
712	9,37	0,048	0,047	0,048
713	9,37	0,048	0,047	0,048
714	9,37	0,068	0,047	0,063
715	14,15	0,109	0,071	0,097
716	14,15	0,101	0,071	0,096
717	14,15	0,088	0,071	0,082
718	14,15	0,115	0,071	0,101
719	14,15	0,089	0,071	0,088
720	14,15	0,089	0,071	0,088
721	14,15	0,103	0,071	0,086
722	8,75	0,052	0,044	0,049
723	8,75	0,096	0,044	0,077
724	8,75	0,088	0,044	0,066

Figura 7.11– Parete 6, risultati verifica statica, di eccentricità e snellezza.



N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr
194	0,34	10.149	54.389	0,19	17.304	86.361	0,20	24.459	71.810	0,34
195	0,00	29	147.459	0,00	41	147.459	0,00	89	147.459	0,00
196	0,02	6.191	309.731	0,02	6.291	309.731	0,02	6.391	309.731	0,02
197	0,00	5	651.169	0,00	6	651.169	0,00	217	651.169	0,00
198	0,01	2.188	264.766	0,01	2.274	264.766	0,01	2.360	264.766	0,01
199	0,02	7.440	446.669	0,02	7.584	446.669	0,02	7.729	446.669	0,02
200	0,47	109.145	271.595	0,40	117.960	274.701	0,43	126.775	272.027	0,47
201	0,47	239.778	585.915	0,41	258.601	586.607	0,44	277.425	586.009	0,47
202	0,39	150.134	488.705	0,31	170.012	489.492	0,35	189.890	488.870	0,39
203	0,43	15.889	45.109	0,35	17.785	46.713	0,38	19.681	45.418	0,43
204	0,47	15.928	42.729	0,37	18.105	45.076	0,40	20.282	43.233	0,47
205	0,44	12.613	35.117	0,36	14.288	40.081	0,36	15.964	36.159	0,44
206	0,43	6.723	20.129	0,33	7.736	20.991	0,37	8.750	20.329	0,43
207	0,46	47.934	123.521	0,39	53.358	148.607	0,36	58.782	128.150	0,46
208	0,48	126.510	292.438	0,43	134.736	353.313	0,38	142.963	297.617	0,48
209	0,34	52.887	194.267	0,27	61.639	242.261	0,25	70.390	204.413	0,34
210	0,35	18.188	66.328	0,27	21.559	85.319	0,25	24.931	71.265	0,35
211	0,42	90.963	246.907	0,37	98.319	304.110	0,32	105.675	253.355	0,42
212	0,34	47.754	176.416	0,27	56.092	223.758	0,25	64.431	187.432	0,34
213	0,30	28.533	146.568	0,19	37.015	154.004	0,24	45.497	149.341	0,30
214	0,31	117.500	589.807	0,20	152.484	635.051	0,24	187.468	606.693	0,31
215	0,37	85.069	336.447	0,25	106.173	365.014	0,29	127.277	345.921	0,37
216	0,35	21.563	92.920	0,23	27.485	102.398	0,27	33.408	96.281	0,35
217	0,60	9.844	23.611	0,42	12.350	27.502	0,45	14.857	24.924	0,60
218	1,06	13.739	14.147	0,97	14.497	16.151	0,90	15.256	14.346	1,06
219	0,43	3.327	13.109	0,25	4.669	14.716	0,32	6.010	13.827	0,43
220	0,56	4.904	11.008	0,45	5.939	16.396	0,36	6.974	12.558	0,56
221	0,58	29.049	62.695	0,46	34.459	85.675	0,40	39.869	68.700	0,58
222	0,32	21.298	100.403	0,21	29.200	143.675	0,20	37.103	117.385	0,32
223	0,24	13.863	96.438	0,14	22.752	160.332	0,14	31.642	130.946	0,24
224	0,49	8.200	n/d	n/d	10.685	34.578	0,31	13.170	27.124	0,49
225	0,48	8.708	n/d	n/d	11.581	39.959	0,29	14.453	29.946	0,48
226	0,59	22.100	46.928	0,47	26.382	64.683	0,41	30.663	51.771	0,59
227	0,48	25.038	70.068	0,36	31.679	100.294	0,32	38.319	80.323	0,48
228	0,12	32.876	521.529	0,06	52.486	691.884	0,08	72.096	614.841	0,12
229	0,15	54.336	557.851	0,10	72.939	680.257	0,11	91.543	611.233	0,15
230	0,18	411	4.015	0,10	595	5.104	0,12	780	4.433	0,18
231	0,19	17.255	146.830	0,12	25.457	212.879	0,12	33.658	179.979	0,19

Figura 7.12– Parete 7, risultati verifica statica.

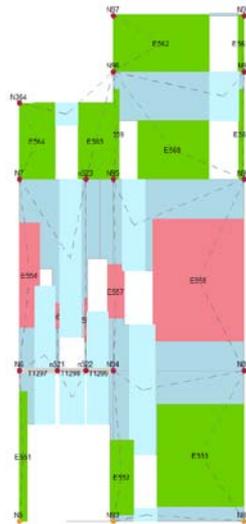


N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr
258	0,33	158.343	683.852	0,23	192.321	701.910	0,27	226.299	689.275	0,33
259	0,28	33.153	196.315	0,17	46.025	234.743	0,20	58.898	211.037	0,28
260	0,38	29.934	115.655	0,26	38.850	143.094	0,27	47.766	124.255	0,38
261	0,32	59.894	295.162	0,20	82.505	386.662	0,21	105.116	328.067	0,32
262	0,02	3.620	293.456	0,01	4.276	293.456	0,01	4.932	293.456	0,02
263	0,00	379	619.980	0,00	1.571	619.980	0,00	3.018	619.980	0,00
264	0,00	7	515.894	0,00	11	515.894	0,00	1.279	515.894	0,00
265	0,51	57.336	127.257	0,45	61.523	131.014	0,47	65.710	127.736	0,51
266	0,59	114.643	211.308	0,54	119.429	215.066	0,56	124.215	211.597	0,59
267	0,40	151.679	469.718	0,32	170.897	474.470	0,36	190.114	470.679	0,40
268	0,55	1.243	2.817	0,44	1.408	2.957	0,48	1.572	2.842	0,55
269	0,55	46.285	104.444	0,44	52.667	114.682	0,46	59.049	106.485	0,55
270	0,51	44.266	108.252	0,41	50.699	122.636	0,41	57.131	111.168	0,51
271	0,49	6.549	16.761	0,39	7.591	19.867	0,38	8.634	17.455	0,49
272	0,52	28.454	65.826	0,43	31.325	66.311	0,47	34.196	65.907	0,52
273	0,52	14.638	33.528	0,44	16.389	40.439	0,41	18.139	34.622	0,52
274	0,35	17.280	77.950	0,22	23.549	96.424	0,24	29.818	84.338	0,35
275	0,63	69.219	124.077	0,56	74.249	148.192	0,50	79.279	126.497	0,63
276	0,55	53.283	110.961	0,48	57.929	136.859	0,42	62.575	114.115	0,55
277	0,36	9.356	41.399	0,23	12.732	51.913	0,25	16.109	45.066	0,36
278	0,47	5.918	18.872	0,31	8.039	26.034	0,31	10.161	21.754	0,47
279	0,42	3.483	13.557	0,26	4.672	14.625	0,32	5.862	13.931	0,42
280	n/d	961	n/d	n/d	1.239	n/d	n/d	1.516	n/d	n/d
281	n/d	821	n/d	n/d	862	n/d	n/d	902	n/d	n/d
282	n/d	12.818	n/d	n/d	17.212	n/d	n/d	21.605	n/d	n/d
283	0,40	18.254	73.071	0,25	25.617	93.384	0,27	32.980	82.141	0,40
284	0,37	3.959	17.841	0,22	5.861	24.128	0,24	7.762	20.921	0,37
285	0,43	2.829	11.277	0,25	3.863	11.381	0,34	4.897	11.321	0,43
286	0,60	6.265	13.679	0,46	7.507	17.270	0,43	8.750	14.699	0,60
287	0,36	1.592	8.789	0,18	2.475	9.719	0,25	3.359	9.278	0,36
288	0,41	456	1.621	0,28	598	2.112	0,28	740	1.810	0,41
289	0,88	2.456	2.961	0,83	2.544	3.524	0,72	2.632	2.998	0,88
290	0,34	6.015	n/d	n/d	9.670	46.350	0,21	13.324	38.915	0,34
291	0,35	29.114	137.747	0,21	39.075	147.124	0,27	49.036	141.556	0,35
292	0,32	19.422	107.632	0,18	26.763	108.449	0,25	34.104	107.984	0,32
293	0,29	1.299	8.250	0,16	2.147	12.143	0,18	2.996	10.439	0,29
294	0,27	16.976	n/d	n/d	30.670	196.116	0,16	44.363	164.623	0,27
295	0,09	3.558	109.247	0,03	7.117	114.644	0,06	10.676	112.845	0,09
296	0,30	48.883	203.145	0,24	56.067	255.425	0,22	63.252	212.673	0,30
297	0,16	5.744	52.502	0,11	7.337	57.478	0,13	8.929	54.277	0,16
298	0,35	4.267	12.324	0,35	4.747	21.488	0,22	5.227	14.928	0,35
299	0,30	15.066	50.832	0,30	16.724	86.902	0,19	18.381	60.897	0,30
300	0,16	3.705	34.385	0,11	4.688	37.721	0,12	5.671	35.541	0,16
301	0,29	1.049	5.931	0,18	1.504	7.515	0,20	1.960	6.667	0,29
302	0,19	946	n/d	n/d	1.401	7.253	0,19	1.857	n/d	n/d
303	0,21	957	6.745	0,14	1.394	10.668	0,13	1.831	8.626	0,21
304	0,12	659	11.861	0,06	1.080	14.886	0,07	1.672	13.449	0,12

Figura 7.13– Parete 8, risultati verifica statica.

N.	h0 / t	Superiore e1 / t	Centrale e2 / t	Inferiore e1 / t
194	12,93	0,170	0,065	0,108
195	0,09	0,000	0,000	0,000
196	0,10	0,001	0,001	0,001
197	0,09	0,000	0,000	0,000
198	0,11	0,001	0,001	0,001
199	0,10	0,001	0,001	0,001
200	7,38	0,040	0,037	0,039
201	7,38	0,037	0,037	0,037
202	7,87	0,040	0,039	0,040
203	7,87	0,048	0,039	0,046
204	10,35	0,064	0,052	0,061
205	10,35	0,081	0,052	0,075
206	10,35	0,061	0,052	0,059
207	7,87	0,083	0,039	0,075
208	7,87	0,089	0,043	0,083
209	7,87	0,106	0,048	0,089
210	8,43	0,123	0,055	0,101
211	8,43	0,101	0,048	0,093
212	8,43	0,115	0,052	0,096
213	9,38	0,059	0,047	0,054
214	9,38	0,064	0,047	0,058
215	10,27	0,070	0,051	0,064
216	10,27	0,073	0,051	0,065
217	16,67	0,118	0,083	0,106
218	16,67	0,114	0,083	0,111
219	16,67	0,110	0,083	0,098
220	15,00	0,158	0,075	0,133
221	15,00	0,142	0,075	0,124
222	13,16	0,149	0,066	0,114
223	13,16	0,179	0,068	0,116
224	16,67	0,168	0,083	0,136
225	16,67	0,185	0,083	0,145
226	15,63	0,146	0,078	0,127
227	15,63	0,153	0,078	0,127
228	6,27	0,124	0,045	0,074
229	6,27	0,084	0,035	0,063
230	9,33	0,107	0,047	0,079
231	9,33	0,161	0,062	0,105
258	7,87	0,046	0,039	0,044
259	10,35	0,094	0,052	0,075
260	12,29	0,113	0,061	0,094
261	11,35	0,124	0,057	0,095
262	0,97	0,005	0,005	0,005
263	0,85	0,004	0,004	0,004
264	0,81	0,004	0,004	0,004
265	7,56	0,045	0,038	0,044
266	7,56	0,042	0,038	0,042
267	7,56	0,040	0,038	0,040
268	15,53	0,088	0,078	0,086
269	15,53	0,099	0,078	0,094
270	14,75	0,102	0,074	0,096
271	14,75	0,112	0,074	0,103
272	12,29	0,063	0,061	0,063
273	12,29	0,106	0,061	0,097
274	11,90	0,111	0,060	0,089
275	11,90	0,102	0,060	0,096
276	11,90	0,110	0,060	0,103
277	11,90	0,115	0,060	0,092
278	15,00	0,144	0,075	0,115
279	15,00	0,091	0,075	0,085
280	21,43	0,132	0,107	0,123
281	21,43	0,134	0,107	0,131
282	21,43	0,164	0,107	0,141
283	17,86	0,140	0,089	0,117
284	17,86	0,150	0,089	0,120
285	16,67	0,086	0,083	0,085
286	16,67	0,134	0,083	0,120
287	16,67	0,107	0,083	0,094
288	17,86	0,144	0,089	0,123
289	17,86	0,127	0,089	0,124
290	17,86	0,172	0,089	0,127
291	12,50	0,076	0,063	0,071
292	12,50	0,064	0,063	0,063
293	16,30	0,160	0,082	0,116
294	16,30	0,184	0,082	0,121
295	9,33	0,058	0,047	0,050
296	9,33	0,108	0,050	0,094
297	9,33	0,068	0,047	0,060
298	9,33	0,227	0,105	0,194
299	9,33	0,223	0,103	0,192
300	9,33	0,068	0,047	0,061
301	18,26	0,140	0,091	0,117
302	18,26	0,250	0,099	0,172
303	12,73	0,174	0,070	0,121
304	12,73	0,118	0,064	0,085

Figura 7.14– Parete 7 e 8, risultati verifica snellezza e eccentricità.



N.	Nd/NrMax	Superiore			Centrale			Inferiore		
		[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr	[daN]	[daN]	Nd/Nr
551	0,67	4.011	7.734	0,52	4.616	8.022	0,58	5.222	7.801	0,67
552	0,92	20.905	25.061	0,83	22.006	25.061	0,88	23.107	25.061	0,92
553	0,65	47.864	90.957	0,53	53.291	91.143	0,58	58.717	90.991	0,65
554	n/d	8.287	n/d	n/d	9.574	n/d	n/d	10.860	n/d	n/d
555	n/d	15.384	n/d	n/d	15.531	n/d	n/d	15.678	n/d	n/d
556	n/d	4.069	n/d	n/d	4.169	n/d	n/d	4.268	n/d	n/d
557	n/d	17.724	n/d	n/d	18.291	n/d	n/d	18.858	n/d	n/d
558	n/d	39.599	n/d	n/d	46.421	n/d	n/d	53.243	n/d	n/d
559	0,16	550	5.948	0,09	868	8.727	0,10	1.187	7.285	0,16
560	0,28	19.441	85.088	0,23	22.007	107.723	0,20	24.573	89.067	0,28
561	0,22	890	5.920	0,15	1.198	8.356	0,14	1.506	6.830	0,22
562	0,08	9.468	195.133	0,05	12.634	195.751	0,06	16.002	195.386	0,08
563	0,08	539	12.827	0,04	750	12.827	0,06	971	12.827	0,08
564	0,08	1.186	51.883	0,02	2.592	51.883	0,05	3.998	51.883	0,08
565	0,16	3.547	34.574	0,10	4.957	49.103	0,10	6.368	41.039	0,16

N.	h0 / t	Superiore e1 / t	Centrale e2 / t	Inferiore e1 / t
551	16,86	0,093	0,084	0,091
552	16,86	0,084	0,084	0,084
553	16,86	0,085	0,084	0,085
554	21,43	0,156	0,107	0,144
555	21,43	0,155	0,107	0,154
556	21,43	0,152	0,107	0,150
557	21,43	0,144	0,107	0,142
558	21,43	0,143	0,107	0,134
559	12,00	0,153	0,060	0,103
560	12,00	0,117	0,060	0,105
561	12,00	0,146	0,062	0,111
562	6,29	0,032	0,031	0,032
563	6,29	0,031	0,031	0,031
564	9,96	0,050	0,050	0,050
565	9,99	0,154	0,062	0,108

Figura 7.15– Parete 9, risultati verifica snellezza e eccentricità.

## 8\_ VERIFICA SISMICA

L'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 obbliga ad effettuare le verifiche sismiche sugli edifici strategici e rilevanti stabilendo norme per la valutazione e adeguamento dei manufatti esistenti, e pone in evidenza la necessità di dare concreta applicazione alla prevenzione sismica del patrimonio culturale.

Al fine di dare attuazione all'ordinanza, viene sancita una intesa istituzionale tra il Dipartimento della protezione civile e il Ministero per i beni e le attività culturali – Dipartimento per i beni culturali e paesaggistici, finalizzata all'elaborazione di linee guida per l'applicazione della normativa tecnica in ragione delle peculiari esigenze del patrimonio culturale, così come previsto all'art. 3 dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3 maggio 2005.

Viene costituito un gruppo di lavoro interdisciplinare che elabora le "*Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale*".

Fine ultimo delle linee guida è quello di definire un percorso di conoscenza idoneo a valutare la sicurezza sismica degli edifici tutelati, in relazione alle proprie specifiche caratteristiche storico-costruttive, ai fini dell'individuazione dei più idonei interventi di miglioramento strutturale.

Il Consiglio Superiore dei lavori pubblici approva il testo con modifiche nell'assemblea del 21 luglio 2006 adeguandolo alle Norme tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 14 settembre 2005. Viene quindi emanata la Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri, che viene pubblicata nel supplemento ordinario n. 25 della gazzetta ufficiale n. 24 del 29 gennaio 2008. Frattanto vengono emanate le Nuove norme tecniche per le costruzioni (decreto del Ministro delle infrastrutture del 14 gennaio 2008, pubblicato in G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, supplemento ordinario n. 30).

All'interno delle linee guida, per la valutazione della sicurezza sismica vengono individuati tre diversi livelli di crescente completezza, applicabili rispettivamente:

- LV1, per le valutazioni della sicurezza sismica da effettuarsi a scala territoriale su tutti i beni culturali tutelati;
- LV2, per le valutazioni da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto (definiti nelle NTC riparazione o intervento locale);
- LV3, per il progetto di interventi che incidano sul funzionamento strutturale complessivo (definiti nelle NTC interventi di miglioramento) o quando venga comunque richiesta un'accurata valutazione della sicurezza sismica del manufatto.

Nel presente lavoro di tesi si esegue una valutazione al livello LV3, conducendo un'analisi pushover su un modello eseguito col programma 3MURI. Per quanto riguarda gli altri due livelli di valutazione, si sfruttano i risultati ottenuti dall'Ing. M. Sguazzino all'interno del suo studio "*Valutazione della vulnerabilità sismica di edifici storici: il caso di Palazzo Franchetti a Pisa*".

### 8.1. Analisi con modelli meccanici semplificati (LV1)

Per il primo dei tre livelli, il Ministero per i Beni e le attività culturali ha predisposto uno specifico strumento denominato *SIVARS*, acronimo di *sistema per la valutazione del rischio sismico*. Questo consente l'applicazione degli indirizzi contenuti nelle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

La procedura implementata all'interno del SIVARS rappresenta una coerente interpretazione dei

modelli di valutazione semplificati proposti nelle Linee Guida per alcune delle più diffuse tipologie di manufatti tutelati. Il concetto di tipologia male si adatta a manufatti storici, che dovrebbero essere considerati elementi unici della storia del costruire, per il modo con il quale sono stati concepiti, realizzati e si sono trasformati nel tempo. Tuttavia, nella maggior parte delle costruzioni storiche è possibile riconoscere caratteri ricorrenti e quindi può risultare corretta una metodologia di analisi attraverso modelli semplificati che ne ipotizzano un dato tipo di comportamento.

Ai fini di una valutazione preventiva del rischio sismico, in questo capitolo viene affrontata l'applicazione, al caso delle più diffuse tipologie di manufatti tutelati, di modelli meccanici semplificati (*LV1*) per le verifiche da eseguire sull'intero patrimonio culturale tutelato a scala territoriale. Un modello di valutazione a scala territoriale permette, infatti, di ottenere un'indicazione soltanto iniziale ed orientativa del livello di vulnerabilità di un edificio. Ciò al fine di rendere possibile la definizione di un indice di riferimento per la realizzazione di una graduatoria di vulnerabilità degli edifici e degli eventuali interventi, da pianificare ed attuare, sui manufatti presenti sul territorio nazionale.

Una stima più affidabile della valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio in muratura, va eseguita attraverso un Modello di Valutazione di Dettaglio (livello LV3), come per esempio, uno studio condotto secondo l'approccio dell'analisi statica non lineare (pushover).

Lo strumento SIVARS fornisce una stima della sismoresistenza dei diversi manufatti estrapolando un indice di sicurezza sismica. Quest'ultimo, è dato dal rapporto tra il periodo di ritorno  $T_{SL}$  dell'azione sismica che porta al generico stato limite (SL = SLV, SLD) ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento  $T_{R,SL}$ .

Un valore dell'indice di sicurezza sismica maggiore di 1 indica che il manufatto è idoneo a sopportare l'azione sismica di riferimento nel sito, definita con criteri coerenti a quelli adottati dalle NTC per l'adeguamento delle costruzioni non tutelate, in funzione della vita nominale e della classe d'uso; al contrario se  $I_s < 1$ , la sicurezza del manufatto è inferiore a quella sopra descritta. Particolarmente significativo è l'indice di sicurezza sismica riferito allo SLV:

$$I_{SLV} = T_{SLV} / T_{R,SLV}$$

L'uso dell'indice di sicurezza è diverso nel caso in cui si stia effettuando una valutazione della sicurezza sismica sul complesso dei beni tutelati presenti in un dato territorio (LV1) o quando si stia progettando un intervento di miglioramento sismico su un particolare manufatto (LV2, LV3). Nel primo caso (LV1) l'indice di sicurezza consente di definire una graduatoria di rischio, utile per evidenziare la necessità di ulteriori indagini di approfondimento e per la programmazione di interventi per la mitigazione del rischio. Poiché l'indice di sicurezza sismica è basato sui periodi di ritorno della capacità e della domanda, esso fornisce una percezione temporale delle eventuali vulnerabilità sismiche del manufatto.

Analogamente all'indice di sicurezza, è possibile definire un fattore di accelerazione, definito dal rapporto tra l'accelerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A:

$$f_{a,SLV} = a_{SLV} / a_{g,SLV}$$

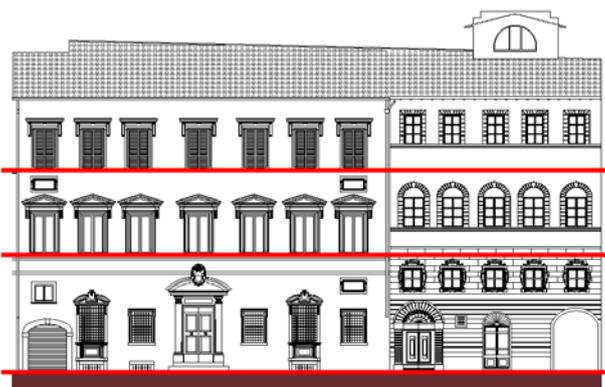
questo è un parametro strettamente meccanico, infatti considera solo uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di "resistenza" (tenendo eventualmente conto anche della duttilità), e più in generale, di capacità strutturale.

La procedura è stata eseguita attraverso l'analisi semplificata (LV1) inerente alla tipologia edilizia: *Palazzi, ville ed altre strutture con pareti di spina ed orizzontamenti intermedi*. Questa tipologia strutturale si riferisce a costruzioni con sviluppo planimetrico anche complesso, costituite da un sistema di pareti portanti perimetrali ed interne, disposte secondo diverse direzioni, e da un sistema di orizzontamenti intermedi, che spesso svolgono anche una funzione di collegamento.

Per l'applicazione al caso studio del metodo in esame, si è considerato il solo corpo centrale dell'edificio; sono stati analizzati solamente quei maschi murari per i quali si è riscontrata una effettiva continuità materica da cielo a terra. Eventuali pareti murarie presenti ai piani primo e secondo, per lo più di spessore minore (anche di 15-20 cm), che non presentavano tale continuità, sono state modellate come azioni permanenti agenti a livello dei solai e da quest'ultimi poi riportate, come carico agente, in testa ai maschi murari considerati portanti (previo calcolo delle aree d'influenza di competenza di ogni elemento resistente). Un ulteriore precisazione è da fare anche circa la definizione dello schema resistente

cui si è fatto riferimento. Il corpo di fabbrica considerato, per la valutazione della vulnerabilità sismica, risulta, come detto, costituito dall'unione di due palazzi cinquecenteschi e si presenta con un numero di piani diversi: 3 nella porzione ex-Lanfranchi e 4 nella porzione ex-Del Torto. La procedura LV1 proposta, considera un modello in cui si considera una resistenza globale di

piano; questa viene raggiunta a taglio (per fessurazione diagonale) sui maschi murari appartenenti a quel piano. Per come è conformata la facciata, e quindi impostate anche le pareti interne del palazzo, è possibile ipotizzare che il danneggiamento si manifesti nelle zone effettivamente più deboli. Detto questo è improbabile che la minima resistenza di piano si identifichi alla quota del primo mezzanino della porzione della ex-porzione Del Torto, in quanto, a tal livello, nella contigua parte ex-Lanfranchi vi è una continuità muraria che si estende sull'intero piano di questa porzione, costituita dalla fascia soprafinestra del piano terra. I livelli cui si è fatto riferimento nel calcolo della resistenza a taglio dello stabile sono quindi 3, e vengono evidenziati in figura:



**Figura 8.1**– Livelli considerati per il calcolo delle resistenze di piano.

La resistenza a taglio dell'edificio, si configura essere quindi, quella relativa al piano terra in direzione x: cui compete un'accelerazione massima pari a  $a_{gSLV} = 0,034 \text{ m/s}^2$ . Esaminando i dati si osserva che relativamente a questa direzione, in prossimità del piano terra si ha innanzitutto una carenza di elementi resistenti che, oltretutto, possiedono un'area globale minore rispetto ai piani soprastanti. Ciò è in parte dovuto ai setti della parete 2 che a terra diventano colonne. La massima accelerazione relativa alla direzione y è invece dettata dalla resistenza a taglio del piano primo e si attesta sul valore di:  $a_{gSLV,diry} = 0,39 \text{ m/s}^2$ .

Considerando però la presenza dell'aggregato, sono stati modificati alcuni coefficienti del calcolo, che esprimono l'inibizione delle torsioni che tale tipo di vincolo potrebbe essere in grado di fornire, per i piani terra e primo; il secondo piano, è stato considerato libero, dato che la continuità con l'aggregato si sviluppa da solo uno dei due lati e le due ali sul giardino in direzione y, non raggiungono la quota di tale livello.

In questo modo anche la resistenza del piano terra raggiunge un valore di  $a_{gSLV,diry} = 0,39 \text{ m/s}^2$ , mentre quella dei piani superiori aumenta fino a  $a_{gSLV,diry} = 0,49 \text{ m/s}^2$ .

Dunque si conclude che la massima accelerazione cui può far fronte la struttura allo stato limite di salvaguardia della vita, valutata con la procedura semplificata di livello LV1, sia:

$$a_{SLV} = 0,39 \text{ m/s}^2$$

cui corrisponde un valore del fattore di accelerazione pari a:

$$f_{a,SLV} = 0,39 / 1,34 = 0,29$$

La validità della trattazione affrontata è circoscritta all'ipotesi che la crisi strutturale si verifichi per rottura delle pareti nel piano. Questo valore di vulnerabilità va confrontato con quello desunto nei riguardi dell'accelerazione di attivazione dei meccanismi locali.

## 8.2. Analisi dei meccanismi locali di collasso (LV2)

Per le costruzioni in muratura esistenti, oltre alla modellazione della struttura finalizzata a una valutazione della sua capacità globale, assume rilevante importanza considerare l'eventualità che si verifichino meccanismi locali di collasso, i quali devono essere determinati sulla base di un accurato studio della struttura.

I danni rilevati sulle strutture murarie dopo gli eventi sismici mostrano, infatti, che *il sisma tende a selezionare le parti strutturali e le soluzioni tecnologiche più deboli*: cioè l'azione del terremoto ha come effetto il verificarsi di collassi parziali sulle parti strutturali più deboli o che interessano le soluzioni tecnologiche inadeguate del fabbricato. Questa osservazione, seguita dalla scelta dei più probabili e frequenti meccanismi riscontrati in passato su edifici dalle caratteristiche simili, è utile non soltanto per descrivere ciò che è accaduto, ma soprattutto per prevedere quello che potrebbe accadere in casi analoghi e quindi, in ultima analisi, come prevenzione nei confronti di possibili eventi futuri i cui effetti ci sono forniti dagli scenari di danno ipotizzati.

L'analisi dei possibili meccanismi locali di collasso assume quindi importanza basilare specialmente per gli edifici in muratura dei centri storici spesso realizzati in aggregato e/o come risultato finale di trasformazioni successive subite nel tempo e tali da rendere tanto incerta, quanto non pienamente esaustiva, una analisi condotta in termini di risposta globale. In tali situazioni infatti, qualora non sia garantito un chiaro comportamento strutturale d'insieme, il collasso sismico avviene in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni strutturali piuttosto che per superamento di uno stato tensionale limite di resistenza.

Al fine della modellazione di un tal tipo di comportamento strutturale è possibile considerare le strutture murarie come costituite da corpi rigidi, i *macroelementi*; ovvero dividere la fabbrica in porzioni caratterizzate da una risposta sismica sostanzialmente autonoma, ed analizzare ciascuno di essi mediante modelli locali, che consentano la valutazione della vulnerabilità attuale.

Il primo criterio da seguire nella suddivisione in macroelementi è quello di un esame geometrico dei possibili elementi architettonici in cui scomporre il manufatto, tenendo conto di una lettura delle fasi storiche, in quanto ad ogni fase di accrescimento corrisponde in genere una parte costruttivamente unitaria; tuttavia, ciò che legittima questo modo di operare è l'osservazione ed interpretazione del danno sismico, tramite il quale vengono riconosciuti i meccanismi di risposta effettivamente autonomi. Se si interviene in un territorio non colpito di recente da un terremoto, non sempre ciò è possibile: in questi casi occorre far tesoro tanto dell'osservazione

dei danni su manufatti simili (per tipologia e caratteristiche costruttive), quanto delle indicazioni suggerite dalla presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica.

La scelta dei macroelementi coinvolti nei cinematismi deve quindi essere fatta tenendo conto dei seguenti fattori che consentono di circoscrivere zone omogenee:

- la geometria della struttura;
- l'individuazione della successione cronologica delle cellule murarie dell'edificio, individuando così le zone di giunzione nelle quali si può fare affidamento sull'ingranamento tra pietre contigue per azioni ribaltanti;
- l'individuazione delle zone realizzate con muratura di diverse caratteristiche resistenti.

Una volta individuati i meccanismi e i macroelementi, le verifiche (con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso) possono essere svolte tramite l'applicazione del *secondo teorema dell'analisi limite (teorema cinematico)* secondo cui “ il carico limite è il minore di tutti i carichi che si possono ottenere disponendo zone plasticizzate in posizioni arbitrarie del sistema e calcolando il carico che corrisponde al meccanismo così realizzato”. In altre parole, *il carico limite è il minore dei carichi cinematicamente ammissibili e, quindi, il moltiplicatore di collasso  $\alpha$  è il più piccolo di tutti i moltiplicatori cinematici*. Il metodo di analisi in questione, che segue l'approccio proposto da Heyman poi esteso da Giuffrè al caso di azioni sismiche, è anche detto *teorema del limite superiore* in quanto fornisce un valore del carico di collasso approssimato per eccesso. Questa metodologia di analisi si articola nelle seguenti fasi:

- individuare i meccanismi di collasso più plausibili, ciascuno ottenuto trasformando la struttura, con introduzione di piani di frattura, in un cinematismo di blocchi rigidi che ruotano o scorrono l'uno sull'altro;
- quantificare il coefficiente sismico  $\alpha$ , moltiplicatore dei carichi orizzontali agenti sugli elementi strutturali, che attiva un dato cinematismo;
- valutare il più piccolo moltiplicatore dei carichi orizzontali,  $\alpha_{\min}$ , che produce un cinematismo di collasso, tra tutti i possibili meccanismi attivabili.

In linea di principio, data la grande varietà di meccanismi possibili, sarebbe necessario analizzare infiniti potenziali cinematismi (spostando per tentativi la linea di cerniera per trovare le configurazioni di minimo, per ogni parete o macroelemento analizzato), individuando poi *il meccanismo di collasso più probabile come quello cui è associato il moltiplicatore  $\alpha$  minore*. In tal

senso solo l'esperienza e l'applicazione di certe regole generali, consentono una corretta ed agevole

applicazione del metodo. Occorre allora conoscere:

- la storia della costruzione in relazione agli interventi succedutosi nel tempo;
- la tessitura muraria;
- la natura delle connessioni tra le pareti e tra le pareti ed i solai;
- la porzione di carico dei solai gravante sulle singole pareti;

- la posizione geometrica delle aperture;
- la presenza o meno di efficaci incatenamenti;
- le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

Seguendo l'approccio cinematico è possibile effettuare due tipologie di analisi:

- *l'analisi cinematica lineare*: per ottenere il moltiplicatore orizzontale  $\alpha_o$  dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno;
- *l'analisi cinematica non lineare*: per ottenere il moltiplicatore orizzontale  $\alpha$  non solo sulla configurazione iniziale, ma anche su configurazioni variate della catena cinematica, rappresentative dell'evoluzione del meccanismo e descritte dallo spostamento  $d_k$  di un punto di controllo del sistema. In questo caso l'analisi viene condotta fino al raggiungimento della configurazione cui corrisponde l'annullamento del moltiplicatore  $\alpha$  in corrispondenza dello spostamento  $d_{k0}$ .

Questa estensione dell'analisi in ambito non lineare è stata suggerita dal fatto che, dopo l'apertura delle lesioni, un pannello può sopportare spostamenti cospicui prima del collasso. Quindi un'analisi limitata alla sola determinazione del moltiplicatore dei carichi che porta all'apertura delle lesioni, rischia di essere troppo conservativa (specie per gli edifici esistenti). La riserva di capacità può essere colta solo in termini di spostamento poiché dipende dalle oscillazioni che intervengono dopo l'insorgere delle lesioni.

In sostanza l'applicazione dell'analisi cinematica non lineare viene condotta considerando più configurazioni deformate (per mezzo di una successione di rotazioni virtuali finite) della struttura, per le quali si calcola il corrispondente moltiplicatore  $\alpha$  dei carichi.

Risultato finale dell'analisi è una curva  $\alpha - d_k$  che, sotto l'ipotesi di forze costanti all'evolversi del cinematismo, può considerarsi pressoché lineare. La verifica sarà quindi condotta previa trasformazione di tale curva in una curva di capacità (riferita all'oscillatore equivalente).

L'analisi dei meccanismi locali di collasso per l'edificio in studio, si è condotta attraverso il metodo dell'analisi cinematica lineare. Sono stati presi in considerazione quei meccanismi che si pensa possano ritenersi più significativi per la definizione della vulnerabilità sismica dell'edificio. Questi nel caso in esame si identificano, con i ribaltamenti fuori piano di porzioni murarie delle facciate esterne del fabbricato e delle pareti verticali trasversali concentrate nell'ampio locale sottotetto sopra il salone.

Questa scelta circa i meccanismi da dover sottoporre ad analisi è stata guidata da considerazioni interpretative circa il reale comportamento strutturale ma anche dai quadri fessurativi rilevati; per esempio l'ipotizzata formazione del cinematismo di rotazione della facciata del palazzo lato via S. Martino, è denunciata in gran parte dalle lesioni sugli orizzontamenti di alcuni ambienti in

prossimità del muro perimetrale con affaccio sulla sopradetta via, e in qualche misura, anche dalle lesioni sui muri ortogonali in prossimità delle aperture realizzate in vicinanza al cantonale (come a testimoniare una tendenza al ribaltamento della parete in oggetto che "aggrappandosi"

alle ortogonali ne decreta una partecipazione al moto). Tuttavia tali lesioni sui muri ortogonali di spina, che non si presentano in modo continuo interessando nemmeno tutte le pareti, non è certo siano da imputare interamente a tale meccanismo di rotazione della facciata principale; potrebbero anche solamente testimoniare quadri fessurativi da imputare al cedimenti degli architravi al di sopra delle porte dei vani.

Alla luce di ciò, non disponendo delle informazioni necessarie circa la definizione del grado di ammorsamento che si ha tra le pareti, tale ammorsamento è stato trascurato per tutti i meccanismi esaminati. I risultati ottenuti quindi, sono da intendersi a favore di sicurezza, ma forniscono una prima indicazione circa la vulnerabilità dei meccanismi ipotizzati.

I meccanismi che sono stati considerati sono riportati in seguito.

### Ribaltamento della facciata principale

Sono state ipotizzate diverse configurazioni circa i possibili cinematismi; ovvero si è considerata la possibilità che il ribaltamento si manifestasse ai vari piani dell'intera facciata e/o di porzioni di questa. Infatti nell'ipotesi di inefficienza o di pregressa rottura delle croci di muro, appare consono ipotizzare che il ribaltamento interessi l'intera facciata.

Tuttavia, l'eventualità che queste croci di muro possano creare un vincolo al moto di rotazione fuori piano della parete di facciata, ne aumenta notevolmente le capacità di resistere ad azioni ribaltanti. In tale circostanza, occorre allora analizzare altre situazioni; le più pericolose sono quelle corrispondenti ai maschi murari di facciata privi di pareti ortogonali retrostanti.

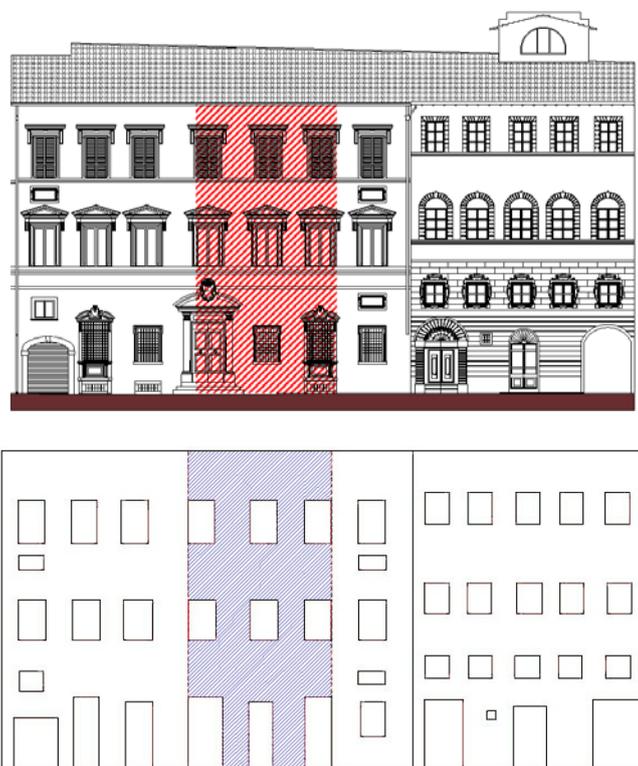
A tal fine però, considerare il singolo maschio murario come una mensola a tutta altezza (dell'edificio e tra i vari piani) risulta invero troppo cautelativo. Si farà allora riferimento alla possibilità che il cinematismo interessi un "macroelemento" ritenuti più vulnerabile rispetto agli altri. Nel caso in esame questo si pensa possa identificarsi con la porzione di facciata pertinente all'ampio salone principale. Su questo macroelemento infatti si scarica la spinta della volta del salone principale ed inoltre è quello a cui compete la maggiore distanza in pianta fra muri trasversali consecutivi.

L'accelerazione minima di attivazione del meccanismo, valutato considerando le diverse elevazioni, è pari a  $a_g = 0,176 \text{ m/s}^2$ .

Si osserva che tuttavia ciò rappresenta un limite inferiore della reale vulnerabilità; basta infatti pensare al fatto che per la definizione di un siffatto meccanismo si è del tutto trascurata la presenza delle azioni di coesione con le porzioni adiacenti e che, la possibilità di trascinamento di porzioni di pareti ortogonali, incide pesantemente nella valutazione delle accelerazioni che determinano l'attivazione del meccanismo di ribaltamento. Considerando anche solo il trascinamento di una porzione delle pareti trasversali, il miglioramento che si ottiene è notevole, fino a  $0,46 \text{ m/s}^2$ .

C'è da dire poi che il macroelemento in esame si identifica con l'area di facciata sulla quale sono state evidenziate le preesistenze medioevali. Il meccanismo di rotazione fuori del piano

della porzione ipotizzata potrebbe attivarsi perché incentivato dalla ridotta coesione che si manifesta tra la pietra delle preesistenze medioevali e le murature in mattoni dei paramenti adiacenti (che appaiono in alcune zone come semplici tamponature senza alcun ingranamento con la pietra); tuttavia il macroelemento “ingloba” le preesistenze, e quindi in senso trasversale potrebbe possedere un buon ammorsamento ai muri ortogonali (come le riprese termografiche hanno denunciato).



**Figura 8.2**– Porzione di prospetto coinvolta nel meccanismo di collasso relativo alla accelerazione di attivazione minima per la facciata su Via San Martino.

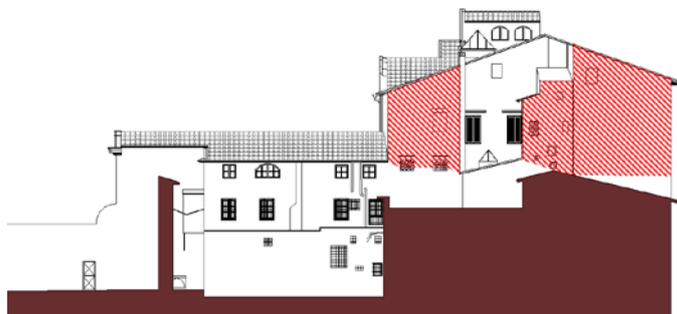
Considerando invece il meccanismo di ribaltamento dell'intera facciata, il limite inferiore tra i valori delle accelerazioni di attivazione è  $a_g = 0,22 \text{ m/s}^2$  (relativo al ribaltamento della facciata attorno alla linea di terra).

Questi valori sono lievemente superiori rispetto ai corrispondenti relativi al meccanismo che considera il cinematicismo della sola porzione centrale, ma denunciano ancora una situazione di alta vulnerabilità per la facciata; sempre per quanto sopra detto, sono però sempre da intendersi come una stima in difetto della reale accelerazione al suolo d'attivazione dei meccanismi stessi.

#### Ribaltamento della facciata ovest

Mentre il meccanismo di ribaltamento della facciata su via S. Martino si presenta a tutti gli effetti libero da interazioni con i fabbricati adiacenti, spostando la nostra attenzione sul lato Ovest del fabbricato si ha che anche i meccanismi locali sono in qualche maniera influenzati dalla presenza delle unità poste in adiacenza all'unità in studio. Infatti alcuni cinematicismi sono

impediti dalle altre unità dell'aggregato; nel caso della parete in esame si ha che l'unità posta in adiacenza all'edificio oggetto di studio, si presenta, con questo, in contiguità strutturale fino ad un'altezza di colmo di 10-11 m circa. Saranno quindi da prendere in considerazione quei meccanismi di ribaltamento che interessano porzioni della parete ovest poste a quota superiore rispetto all'altezza dell'unità adiacente. In questo caso il minimo valore di accelerazione di attivazione è  $a_g = 0,26 \text{ m/s}^2$ .



**Figura 8.3**– Porzioni considerate nel meccanismo di collasso relativo alla accelerazione di attivazione minima per la facciata ovest

#### Ribaltamento della parete del sottotetto

Tale meccanismo si ipotizza possa essere attivato in virtù della elevata snellezza che tali pareti manifestano nella zona del sottotetto al di sopra del salone principale. Queste porzioni di parete risultano vincolate alla quota d'imposta della volta, e risultano poi libere fino in sommità dove sorreggono la copertura. Questa, come visto, è del tipo ligneo limitatamente ad una falda e del tipo in laterocemento nell'altra; risulta quindi trascurabile il relativo contributo a costituire un affidabile ritegno per le pareti in esame.



**Figura 8.4**– Meccanismo di collasso relativo alla accelerazione di attivazione minima per la facciata su Via San Martino.

Considerando i ribaltamenti attorno a linee di vincolo poste a quote differenti, la minima accelerazione di attivazione del meccanismo è stata stimata  $a_g = 0,28 \text{ m/s}^2$ .

### 8.3. Analisi statica non lineare su modello globale (LV3)

Conformemente a quanto riportato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (paragrafo 8.3) *"La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU... Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC)"*, inoltre, nella Circolare n°617/2009 (paragrafo C8.7) è precisato che *" che nel caso di combinazione di carico che includa l'azione sismica, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sismiche sopportabili dalla struttura, si considereranno i carichi permanenti effettivamente riscontrati, e quelli variabili previsti dalla norma... In particolare si assume che il soddisfacimento della verifica allo Stato limite di salvaguardia della vita implichi anche il soddisfacimento della verifica dello Stato limite di collasso"*.

Nel selezionare una metodologia di verifica, emerge immediatamente che quelle basate sul controllo delle forze (force based method), hanno come limite l'assenza di un controllo numerico della duttilità, ovvero di un riscontro a posteriori sul valore assunto per il fattore di struttura  $q$ . Assegnare un valore a tale coefficiente è infatti particolarmente azzardato nel caso delle costruzioni esistenti, realizzate cioè secondo regole e criteri non ben conosciute.

Per questo motivo assumono grande importanza, nel caso degli edifici in muratura esistenti, gli approcci non lineari, che prescindono dall'assegnazione del coefficiente di struttura.

L'analisi statica non lineare, o analisi push-over, è un particolare tipo di analisi non lineare basata sul controllo degli spostamenti (displacement based method) ed è stata recepita dalle più recenti normative sismiche italiane ed estere. L'analisi in questione prevede di sottoporre la struttura a carichi verticali costanti e carichi orizzontali crescenti monotonamente, mantenendone invariati i rapporti relativi ai vari livelli di solaio, fino al raggiungimento dello spostamento ultimo previsto per un punto di controllo, generalmente preso in corrispondenza del baricentro delle masse dell'ultimo piano.

Questo tipo di analisi è utilizzabile solo per costruzioni governate da un modo di vibrare principale, sotto la componente del sisma considerata, caratterizzato da una significativa partecipazione di massa. Fanno eccezione gli edifici esistenti in muratura, per i quali il metodo è utilizzabile indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante, proprio perché sono caratterizzati da un comportamento prettamente non lineare e risultano quindi meglio rappresentati da un'analisi di questo tipo.

Il risultato dell'analisi consiste nella determinazione della curva di capacità, riportante in ascissa lo spostamento orizzontale  $d_c$  del punto di controllo e in ordinata la forza orizzontale totale applicata  $F_b$  (taglio alla base). Tra i punti di particolare interesse sulla curva, vengono individuati quello che corrisponde alla forza orizzontale massima  $F_{max}$  e quello dello spostamento ultimo  $d_u$ , definito per le strutture in muratura portante come lo spostamento al

quale, oltre il punto di massima forza, corrisponde una riduzione della forza pari al 20% di quella massima.

La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la “capacità di spostamento” dell’edificio e la “domanda di spostamento” che il sisma, nello stato limite considerato, richiede all’edificio.

Il procedimento è basato sulla trasformazione della curva di capacità di un sistema a molteplici gradi di libertà, in una curva riferita ad un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà. Su questa curva si valuta la risposta massima in spostamento del sistema equivalente e, conseguentemente, la risposta effettiva dell’edificio (domanda di spostamento) che viene confrontata con la capacità di spostamento prima determinata. La differenza tra questi due spostamenti, allo stato limite considerato, è un indicatore del margine di sicurezza globale residuo della struttura.

### **8.3.1. Definizione delle distribuzioni di forze**

L’analisi viene svolta assegnando una distribuzione di forze orizzontali alla struttura in esame. I valori delle forze vengono incrementati in maniera proporzionale, fino al collasso della struttura.

Al paragrafo 7.3.4.1, il D.M. 14/01/2008 definisce due gruppi di distribuzioni di forze orizzontali da utilizzare per l’analisi statica non lineare: un gruppo di distribuzioni principali (gruppo 1) ed un gruppo di distribuzioni secondarie (Gruppo 2).

Le distribuzioni principali (Gruppo 1) sono:

- a) distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come distribuzione secondaria la a);
- b) distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- c) distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un’analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $T_c$ .

Le distribuzioni secondarie (Gruppo 2) sono:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l’altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.

Per quanto riguarda la limitazione sul valore minimo di massa partecipante, nel caso di strutture in muratura portante è possibile scendere ad un valore del 60% (cfr. par. 7.8.1.5.4 della normativa) e, come già accennato, non considerare del tutto tale limitazione nel caso si tratti di edifici in muratura esistenti (cfr. par. C8.7.1.4 della Circolare).

Sempre al par. 7.3.4.1, il D.M. 14/01/2008 impone di considerare almeno due delle precedenti distribuzioni di forze, ricadenti l'una fra quelle del Gruppo 1 e l'altra fra quelle del Gruppo 2.

### 8.3.2. Verifiche di sicurezza

Al paragrafo C7.8.1.5 della Circolare 617/09, la capacità di spostamento allo stato limite ultimo viene definita come lo spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20% del massimo. La verifica delle strutture con l'analisi statica non lineare consiste nel confrontare la capacità di spostamento della struttura con la domanda di spostamento, cioè con i livelli di deformazione o spostamento richiesti allo stato limite ultimo e di esercizio.

Il procedimento di verifica è basato, nello specifico, sulla trasformazione della curva di capacità dell'edificio (taglio totale alla base-spostamento di un punto di controllo in sommità) in una nuova curva, riferita ad un sistema bilineare equivalente ad un solo grado di libertà (tipicamente denominato SDOF (Single Degree Of Freedom System): valutata su questa curva la massima risposta in spostamento del sistema equivalente, si determina la massima risposta in spostamento dell'edificio (domanda di spostamento), in funzione dello stato limite considerato. Il metodo, descritto al paragrafo C7.3.4.1 della Circolare 617/09, si basa su quattro passi principali, illustrati in seguito.

#### Determinazione della curva di capacità del sistema reale

Per lo svolgimento dell'analisi statica non lineare il primo passo da compiere è la determinazione della curva di capacità della struttura reale, che rappresenta l'evoluzione in campo non lineare del comportamento strutturale, all'aumentare dei carichi orizzontali.

Tale curva riporta la relazione tra il taglio alla base  $V_b$  e lo spostamento  $d_c$  di un nodo di controllo generalmente appartenente all'impalcato più alto.

La determinazione di questa curva è stata ottenuta attraverso il solutore di calcolo 3MURI.

#### Determinazione della curva di capacità del sistema a un grado di libertà

Determinata la curva di capacità del sistema reale attraverso l'analisi strutturale, occorrerà andare a definire la corrispondente curva per un sistema equivalente ad un solo grado di libertà. Il software è in grado di calcolarla direttamente, ma per completezza definiremo i passaggi necessari a ricavarla manualmente.

La curva di capacità del sistema SDOF è ottenuta scalando sia le ascisse che le ordinate della curva MDOF del fattore di partecipazione modale  $\Gamma$ :

$$\Gamma = \frac{\{\varphi\}^T [M] \{\tau\}}{\{\varphi\}^T [M] \{\varphi\}} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \varphi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \varphi_i^2}$$

essendo:

$\tau$ : il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione considerata del sisma;  
 $\varphi$ : è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo  $d_c=1$ ;  
 $M$ : è la matrice di massa del sistema reale.

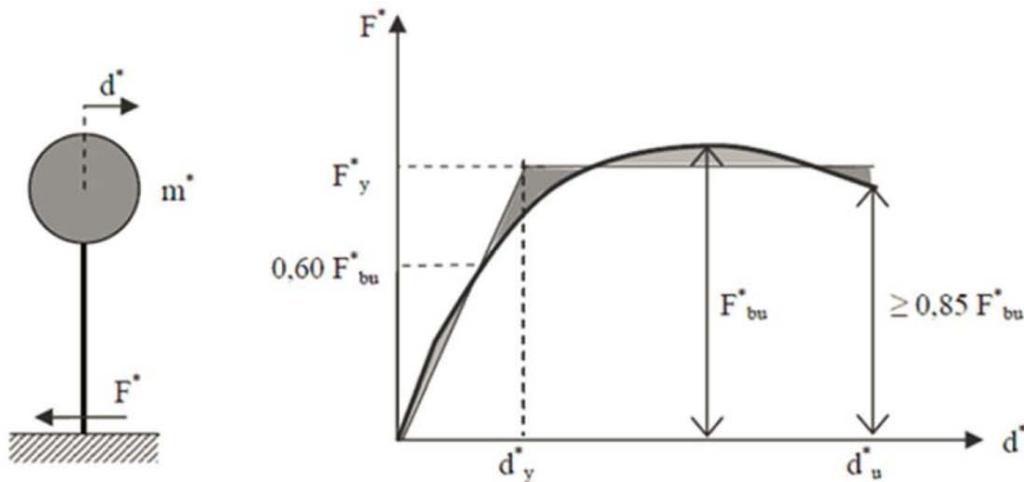
Si ottengono così la forza  $F^*$  e lo spostamento  $d^*$  del sistema equivalente ad un grado di libertà, in campo elastico:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

Rigidezza e duttilità del sistema equivalente SDOF coincidono con quelle del sistema reale.

### Determinazione della curva bilineare equivalente

Alla curva di capacità del sistema equivalente occorre sostituire poi una curva bilineare equivalente avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico come riportato in figura:



**Figura 8.5**– Sistema SDOF e relativa bilineare equivalente ricavata sulla curva di capacità.

Nuovamente, è il programma nel nostro caso a compiere questo tipo di estrapolazione, ma illustreremo comunque la procedura.

La rigidezza del tratto elastico viene individuata tracciando la secante alla curva di capacità del sistema SDOF per il punto  $0,6 \cdot F_{bu}$ , detta  $F_{bu}$  la resistenza massima del sistema strutturale reale ed  $F_{bu}^* = F_{bu} / \Gamma$  la resistenza massima del sistema a un grado di libertà.

Il tratto plastico orizzontale si ottiene dall'uguaglianza delle aree sottese dalle due curve tracciate, fino allo spostamento ultimo  $d_u^*$  del sistema corrispondente ad un riduzione di resistenza del 15% (cfr. par. C.7.3.4.1 della Circolare 617/09).

Si possono determinare così i valori dello spostamento  $d_y$  e della forza  $F_y$  corrispondenti alla condizione di snervamento del sistema, dai quali derivano i valori di rigidezza secante  $k^*$ , della massa  $m^*$  e del periodo elastico  $T^*$  del sistema equivalente, definiti come:

$$k^* = \frac{F_y^*}{d_y^*} \quad m^* = \sum_{i=1}^N m_i \cdot \varphi_i \quad T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

### Determinazione della domanda di spostamento

Nel caso in cui il periodo elastico  $T^*$  del sistema bilineare equivalente risulti  $T^* \geq T_C$ , la domanda di spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo; lo spostamento che il sistema provocherebbe se lo schema si mantenesse elastico si ottiene dalla spettro di risposta elastico in termini di spostamento:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*)$$

Lo spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali  $S_{De}(T^*)$  si ottiene dalla corrispondente risposta in accelerazione  $S_e(T^*)$  con la seguente espressione, come indicato nel paragrafo 3.2.3.2.3 del D.M. 14/01/2008:

$$S_{De}(T^*) = S_e(T^*) \cdot \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2$$

Nel caso in cui invece  $T^* < T_C$ , la domanda di spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*}\right]$$

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

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

Se risulta  $q^* < 1$ , allora si ha  $d_{max}^* = d_{e,max}^*$ ; inoltre la Norma fissa un limite superiore per tale parametro; esso deve assumere un valore massimo pari a  $q^* = 3$ .

Analoghe relazioni si possono definire per la duttilità, in funzione del periodo proprio della struttura, sia riferendoci alla bilineare che al sistema reale:

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T \geq T_C \\ \mu_d &= 1 + (q - 1) \cdot T_C / T && \text{se } T < T_C \end{aligned}$$

Una volta trovata la domanda di spostamento per lo stato limite in esame si verifica che sia inferiore allo spostamento ultimo corrispondente alla riduzione del 15% della forza massima  $F_{bu}^*$  e, nel caso in cui la verifica abbia esito positivo, si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per gli elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

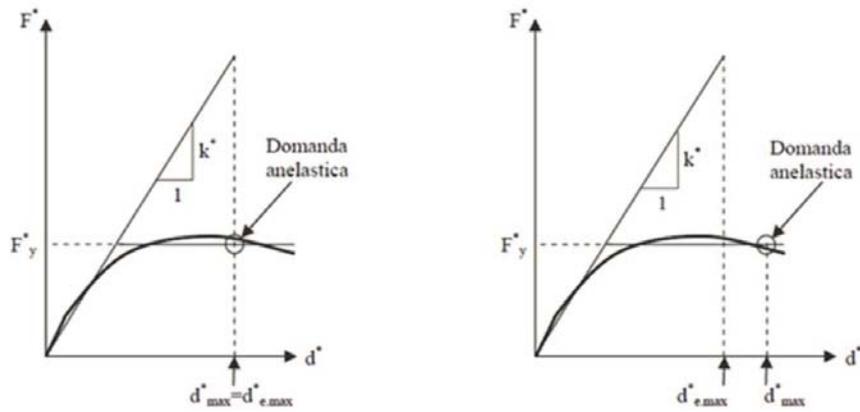


Figura 8.6- Spostamento di riferimento per  $T > T_c$  e per  $T \leq T_c$ .

La verifica ovviamente può essere compiuta anche con riferimento al sistema reale; in questo caso la capacità di spostamento è proprio  $d_u$  mentre la domanda di spostamento è derivata da quella del sistema SDOF attraverso la  $d_{max} = d_{max}^* \cdot \Gamma$ .

Un problema che di frequente si presenta è quello della determinazione del valore della massima accelerazione al suolo  $a_g$ , cui la struttura può far fronte (per un dato Stato Limite), a partire dai risultati di un'analisi pushover. Dalle relazioni precedenti si ricava che:

$$\text{se } T^* \geq T_C \quad q^* = \mu$$

$$\text{se } T^* < T_C \quad q^* = 1 + (\mu - 1) T^* / T_C$$

Quindi conoscendo  $q^*$ ,  $T^*$  e  $F_y^*$ , possiamo ricavare che:

$$F_{el}^* = q^* F_y^*$$

$$F_{el}^* = m^* S_e(T^*) = m^* PGA S S_d(T^*)$$

$$PGA = F_{el}^* / [m^* S S_d(T^*)]$$

Definito il valore si questa  $a_g$  è possibile impostare la verifica anche in termini di forze (accelerazioni). In relazione a questo valore di  $a_g$  è possibile inoltre individuare anche il valore del tempo di ritorno  $T_R$  relativo all'azione sismica che porta la struttura al raggiungimento dello Stato Limite considerato.

La verifica sarà infatti soddisfatta se  $PGA > a_g$  della zona sismica considerata.

#### 8.4. Modellazione della risposta non lineare della muratura

Il comportamento del materiale muratura è spiccatamente non lineare. Tale *non linearità* è connessa essenzialmente alla *manca di resistenza a trazione*. Infatti se si considera un pannello murario soggetto ad uno sforzo normale costante e ad una forza orizzontale variabile,

al crescere del taglio agente si riduce sempre di più la sezione reagente, in quanto le zone tese sono escluse dal meccanismo resistente. La crisi si raggiunge con visibili parzializzazioni dei maschi decompressi dall'azione delle forze orizzontali (che possono arrivare anche a sollevarsi) e schiacciamenti dei maschi compressi (che appaiono completamente reagenti). Come detto precedentemente, nel software 3MURI utilizzato per il presente lavoro di tesi, il comportamento non lineare si attiva quando un valore di forza nodale raggiunge il suo massimo valore, definito come il minimo fra i seguenti criteri di resistenza: pressoflessione, taglio-scorrimento, taglio-fessurazione diagonale. Il solutore dovrà garantire l'equilibrio globale e locale secondo i vari meccanismi resistenti implementati nel software.

### 8.5. Applicazione delle analisi pushover al caso in studio

Il fabbricato, ad esclusione della parete corrispondente alla facciata principale del palazzo su via S. Martino, si compone per lo più di muri disposti secondo le due direzioni ortogonali, individuate nel capitolo 6.



**Figura 8.7** – Individuazioni dello schema delle pareti portanti e delle direzioni considerate per l'analisi pushover.

Si sono considerate, quindi, come uniche direzioni per l'analisi pushover queste due principali  $x$  e  $y$ , ortogonali tra loro, lungo le quali si ha la maggiore eccitazione di massa, come si evince

anche dai risultati dell'analisi modale riportati in seguito. Le analisi sono state svolte sui tre modelli precedentemente descritti.

All'interno dell'aggregato edilizio cui appartiene, il palazzo costituisce una Unità Strutturale Intermedia con facciata principale allineata a quella degli altri fabbricati, e presenta con questi:

- una contiguità a tutta altezza sul lato est (dove confina con palazzo Dal Borgo) ma estesa in profondità per circa metà della larghezza del corpo principale del palazzo;
- una contiguità limitata ai soli primi due piani sul lato ovest che si estende però sull'intera profondità del palazzo.



**Figura 8.8** – Contiguità con gli edifici in aggregato su Via San Martino, lato est e ovest.

Questo aspetto verrà preso in analisi nel confronto tra i risultati del modello dell'edificio, comprensivo delle ali, e dell'edificio in aggregato, significativo principalmente in direzione x.

Inoltre, come abbiamo visto il complesso architettonico si presenta costituito da tre corpi di fabbrica: il corpo centrale e le due ali. La ricostruzione storica eseguita, ha messo in luce come le due ali siano state realizzate in un'epoca successiva rispetto al palazzo vero e proprio, che si configura quindi nel corpo centrale. La connessione tra i tre corpi di fabbrica non appare così intima da poterne ipotizzare un affidabile comportamento univoco d'insieme e ciò è anche in parte suggerito dalla tipologia degli orizzontamenti presenti per lo più nelle due ali: solai lignei e volte in folio.

Si sono perciò modellate le due situazioni estreme, di corpo centrale isolato e edificio completo delle ali, ritenendone poi significativo il comportamento soprattutto in direzione y, lungo la quale le ali sono fornite di maggiore rigidezza; il software non è però in grado di fornire gradi di vincolo inferiori all'incastro, perciò le due ali sono state modellate come solidali al corpo centrale.

I domini di resistenza di tutti gli elementi resistenti, sono stati calcolati sulla base delle caratteristiche dei materiali ed i coefficienti riportati in tabella seguente:

### Parametri meccanici per la tipologia muraria

$f_m$ : resistenza media a compressione [N/cm <sup>2</sup> ]	240
$T_0$ : resistenza media a taglio [N/cm <sup>2</sup> ]	6
$E$ : modulo elastico normale medio [N/mm <sup>2</sup> ]	1500
$G$ : modulo elastico tangenziale medio [N/mm <sup>2</sup> ]	500
$w$ : peso specifico medio [kN/m <sup>3</sup> ]	18

### Parametri meccanici derivati e coefficienti di sicurezza

$\gamma_m$ : coefficiente parziale di sicurezza per azioni sismiche	1 (analisi pushover)
$f_k$ : resistenza caratteristica a compressione della muratura [kN/cm <sup>2</sup> ]	0,240
FC : fattore di confidenza per LC1	1,35
$f_d$ : resistenza di progetto a compressione della muratura [kN/cm <sup>2</sup> ]	0,178
$f_{vk0}$ : resistenza caratteristica a taglio con N=0 [kN/cm <sup>2</sup> ]	0,015

Per ciascuna direzione principale e per ciascun verso (positivo e negativo) della forzante sismica, sono state considerate le seguenti distribuzioni di forze d'inerzia, fra quelle possibili indicate dalla normativa NTC2008 al paragrafo 7.3.4.1:

- Gruppo 1, distribuzione principale: una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare;
- Gruppo 2, distribuzione secondaria: una distribuzione di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

Per l'applicabilità delle precedenti distribuzioni è possibile trascurare il vincolo minimo di partecipazione di massa del 75%, in accordo con quanto espresso al paragrafo C.8.7.1.4 della Circolare 617/09 per edifici esistenti in muratura.

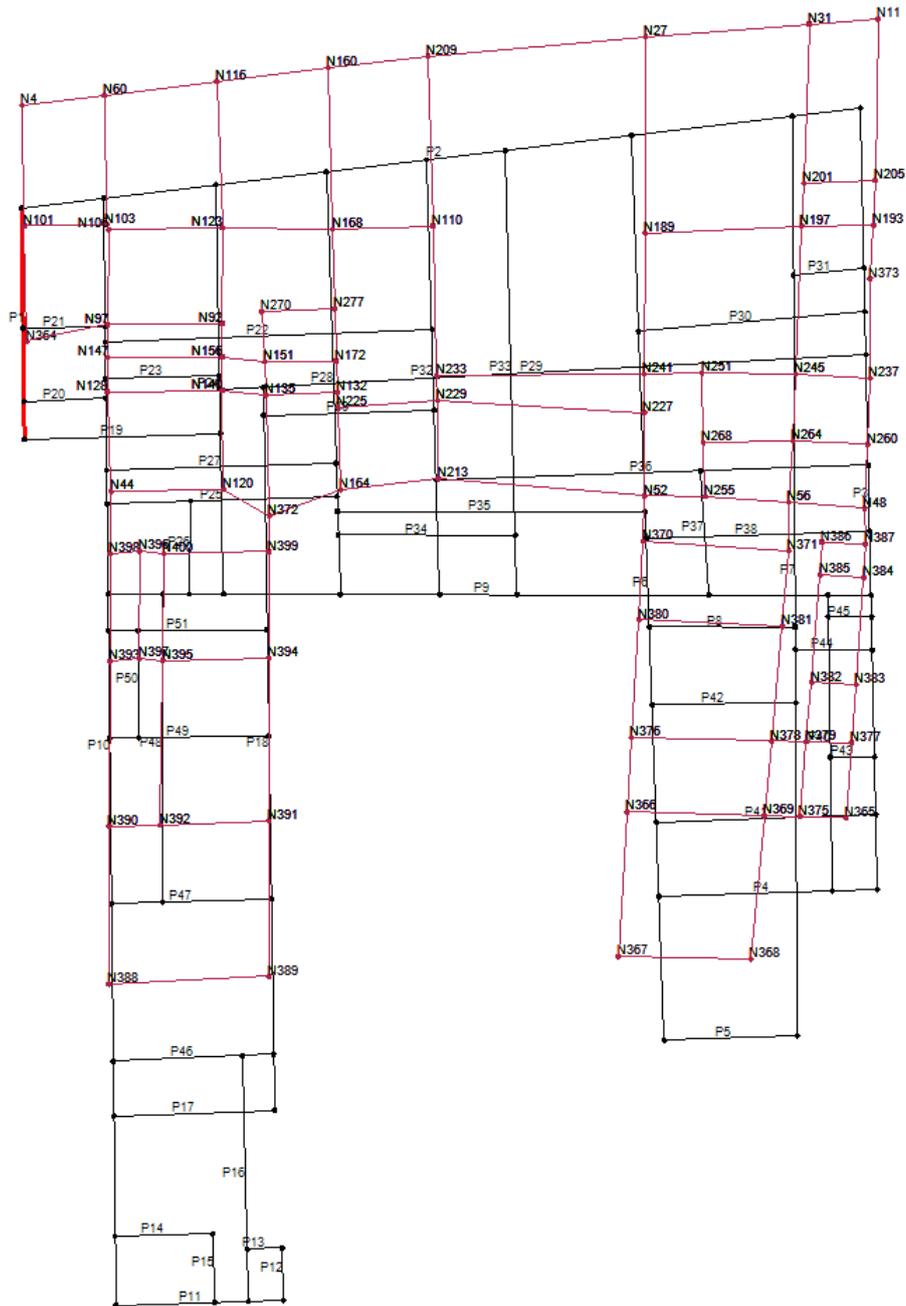
In conclusione, le distribuzioni di forze di inerzia adottate sono le seguenti:

- PUSH\_MODE +Y: gruppo 1, direzione Y, verso positivo;
- PUSH\_MODE -Y: gruppo 1, direzione Y, verso negativo;
- PUSH\_MODE +X: gruppo 1, direzione X, verso positivo;
- PUSH\_MODE -X: gruppo 1, direzione X, verso negativo;
- PUSH\_UNIF. ACC. +X: gruppo 2, direzione X, verso positivo;
- PUSH\_UNIF. ACC. -X: gruppo 2, direzione X, verso negativo;
- PUSH\_UNIF. ACC. +Y: gruppo 2, direzione Y, verso positivo;
- PUSH\_UNIF. ACC. -Y: gruppo 2, direzione Y, verso negativo.





- MODO 4, direzione y

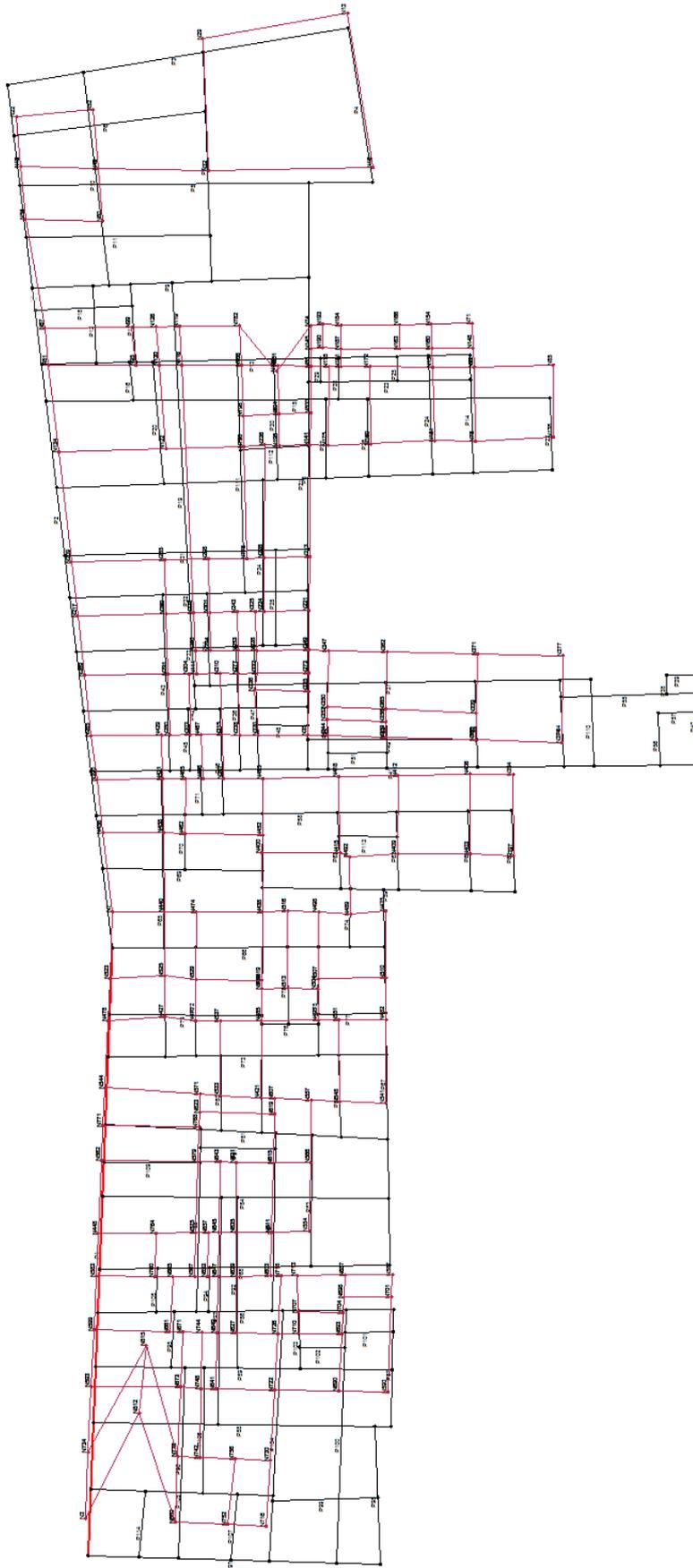


### Aggregato

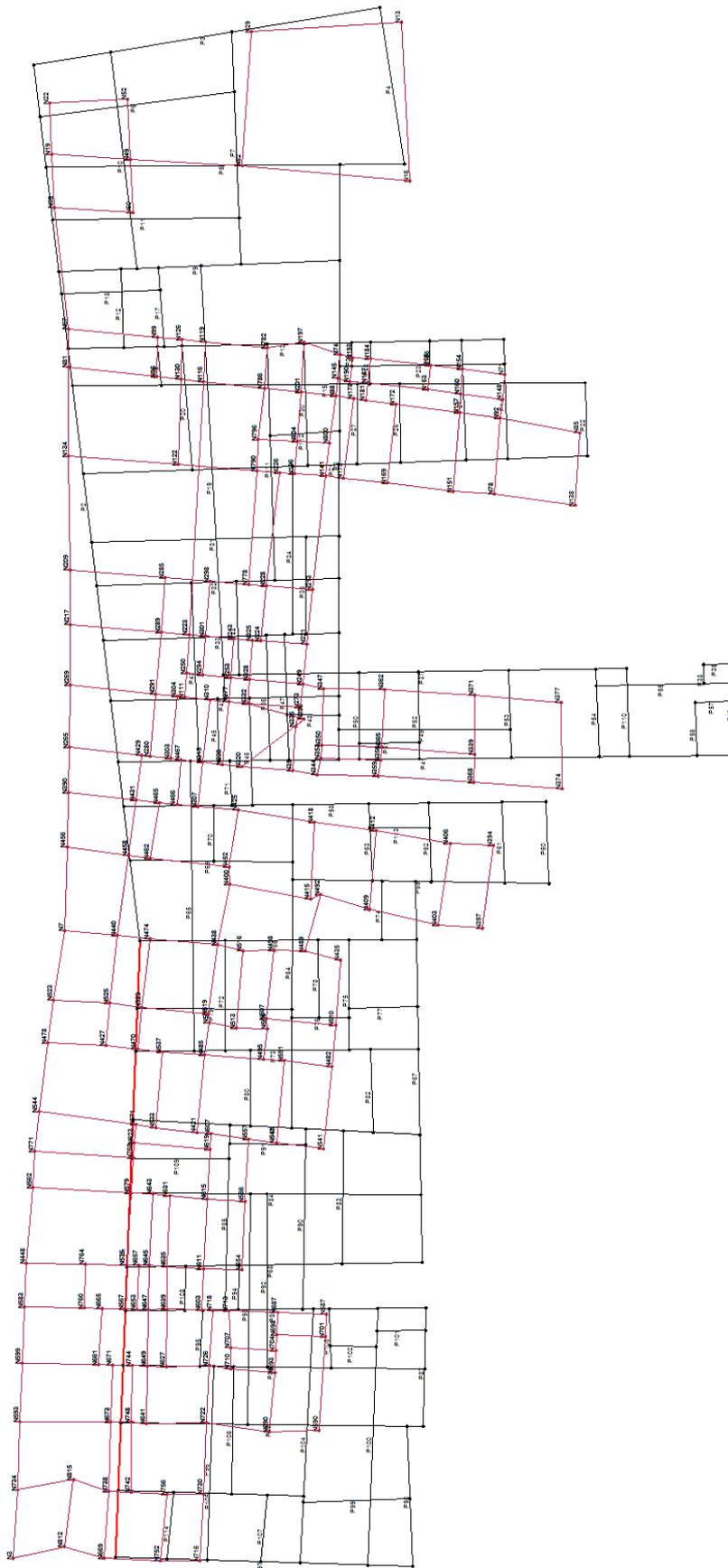
Modo	T [s]	m <sub>x</sub> [kg]	M <sub>x</sub> [%]	m <sub>y</sub> [kg]	M <sub>y</sub> [%]	m <sub>z</sub> [kg]	M <sub>z</sub> [%]
1	0,83615	39.892	0,14	0	0,00	1	0,00
2	0,59907	200	0,00	66.676	0,24	1	0,00
3	0,44842	21.736.0...	77,89	39	0,00	30	0,00
4	0,38589	1.199.351	4,30	3.530	0,01	7	0,00
5	0,33015	21.031	0,08	14.359.1...	51,46	508	0,00
6	0,29790	9.445	0,03	2.567.649	9,20	1.600	0,01
7	0,29045	84.364	0,30	1.830.542	6,56	11	0,00
8	0,27242	208.886	0,75	1.100.417	3,94	1	0,00
9	0,26590	172.279	0,62	428.526	1,54	157	0,00
10	0,23268	6.757	0,02	1.076.611	3,86	1.349	0,00

I modi più significativi sono:

- MODO 3, direzione x



- MODO 5, direzione y



I modi di vibrare di una struttura ci permettono di capire quale sarà il suo probabile comportamento sotto sisma in seguito alla distribuzione delle rigidità degli elementi che la compongono. In una configurazione di aggregato come quella in esame, in cui lo sviluppo prevalente avviene lungo x, ci si aspetterebbe che la rigidità in tale direzione fosse maggiore rispetto a quella lungo y; un occhio esterno si farebbe convincere di ciò anche dalla disposizione delle falde, con linea di colmo appunto lungo x.

L'analisi modale mostra invece come sia la reale disposizione interna delle pareti resistenti e non quella dello sviluppo del costruito a determinare le direzioni di maggiore flessibilità.

Vediamo infatti come in tutti e tre i modelli, il modo principale lungo x si manifesti sempre prima di quello lungo y.

Questa conclusione poteva essere raggiunta a priori sulla base di considerazioni che derivano dalla fase di analisi del costruito, dalle termografie e dall'analisi storica.

Sono infatti le antiche pareti medievali disposte ortogonalmente a Via San Martino a costituire l'ossatura portante di Palazzo Franchetti, come degli edifici adiacenti che vanno a formare l'aggregato, caratterizzate spesso da poche aperture ed elevati spessori, che gli forniscono una buona rigidità in direzione y.

Lungo x invece la trama delle pareti è discontinua e definita da spessori inferiori, che fanno sì la flessibilità della struttura, e quindi il periodo di vibrazione, siano più elevati.

## **8.6. Risultati delle analisi pushover**

Il programma fornisce le curve di capacità e le relative bilineari equivalenti (kN – m) per le analisi predefinite. È importante sottolineare come il raggiungimento di spostamenti tanto elevati, che come vedremo non sono paragonabili con quelli di programmi di analisi come SAP2000, sono dovuti alle modalità di estrapolazione dati dei programmi commerciali. Questi ultimi infatti, al raggiungimento della crisi da parte di maschi o fasce, non fermano l'analisi dichiarando la possibile crisi globale. L'elemento viene semplicemente eliminato e l'analisi può proseguire.

I valori di spostamento raggiunti sono perciò da considerare validi solo dopo un'attenta analisi della stabilità globale della struttura alla crisi dei singoli elementi.

Infatti, oltre alla curva di capacità, il software fornisce le deformate, in pianta e alzato, e il livello di danneggiamento degli elementi che compongono ogni parete ai vari step dell'analisi: in questo modo possiamo identificare il tipo di crisi a cui è soggetto il singolo elemento e per quale intensità dell'azione la raggiunga; ad ogni passo sarà così possibile valutare un eventuale collasso (vedi figure 8.9 e 8.10).

I grafici, riportati nelle pagine seguenti, delle curve di capacità del corpo centrale e dell'edificio con ali, sono inseriti nella stessa scala, in modo che siano facilmente paragonabili i diversi

valori di spostamento ultimo [m] e tagliante [kN]. Quelli dell'aggregato hanno invece una scala propria per garantirne una migliore leggibilità.

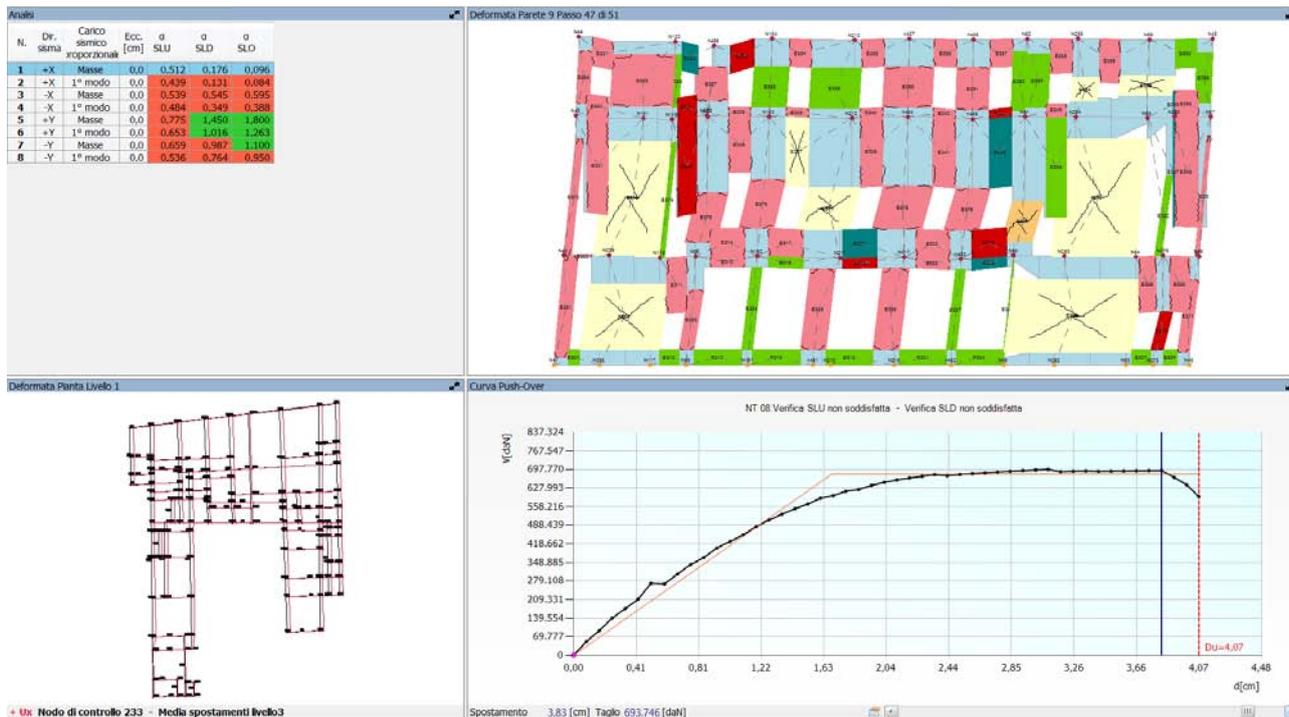


Figura 8.9 – Interfaccia grafica dei risultati dell'analisi pushover PUSH UNI +X sull'edificio con ali: deformata in pianta e della parete 1 (prospetto nord) al passo i-esimo.

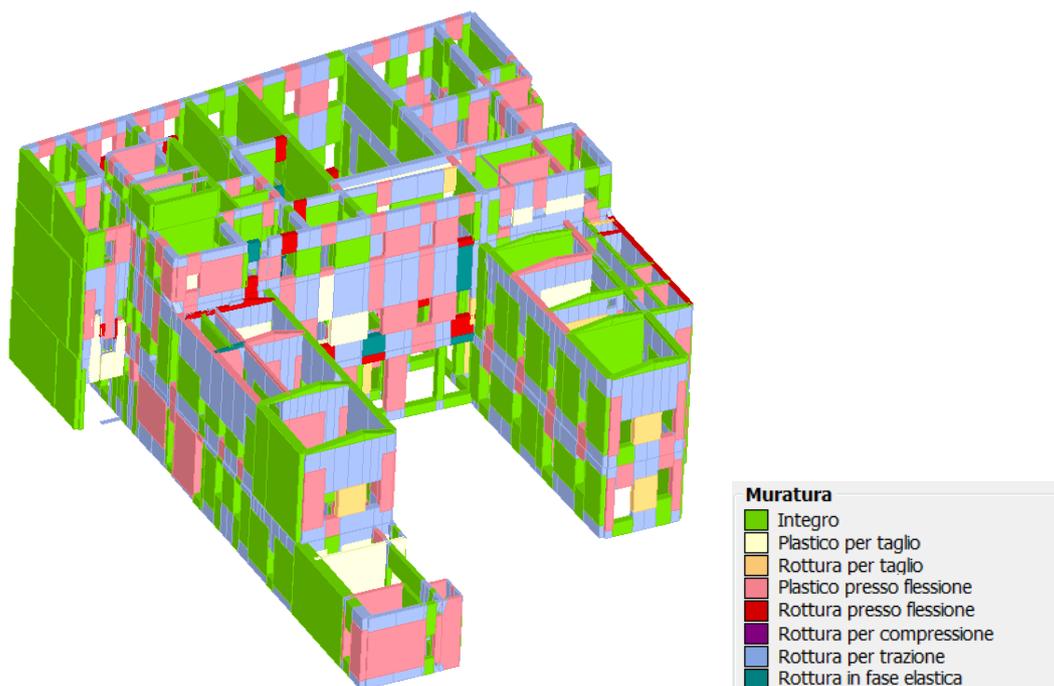
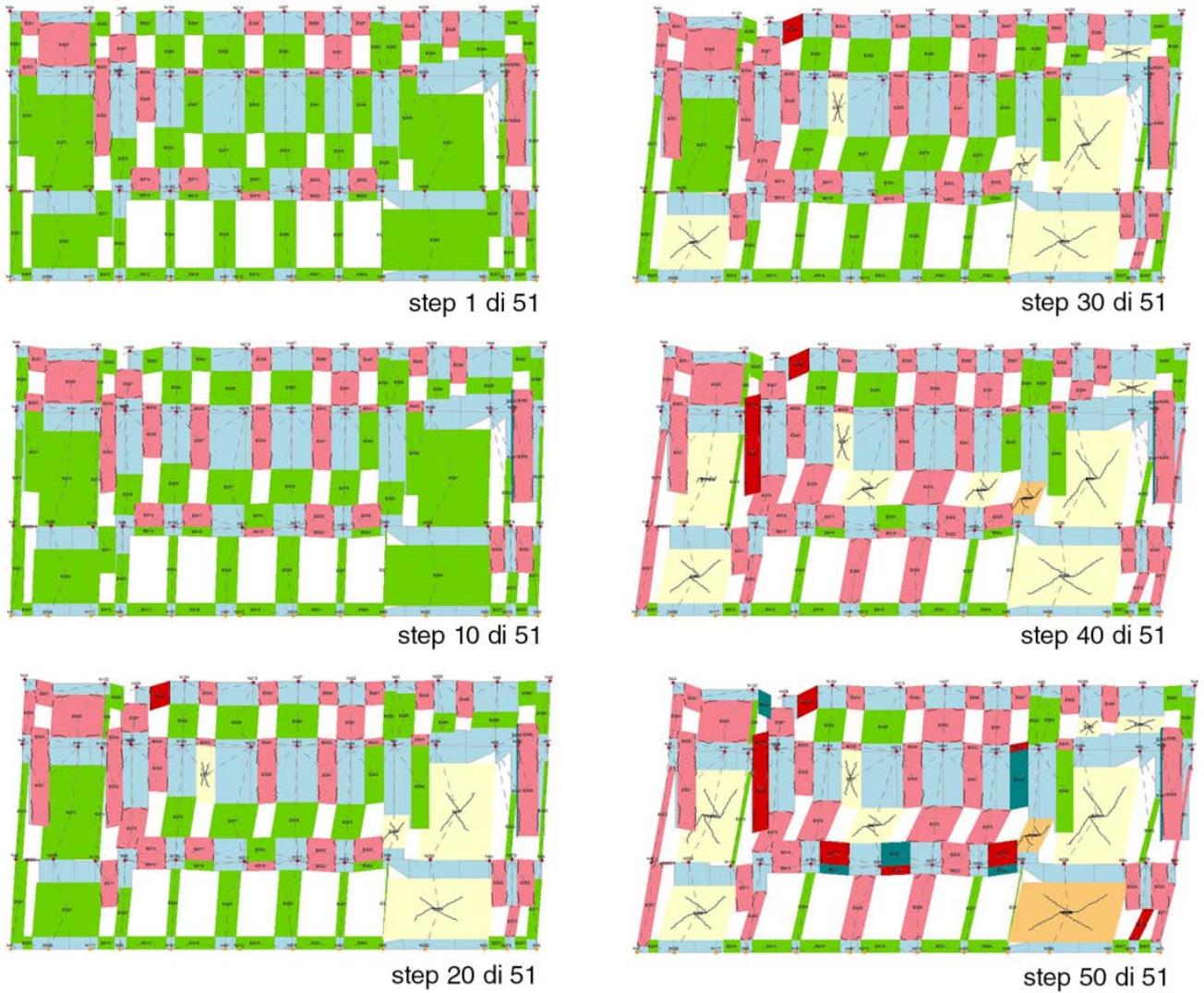


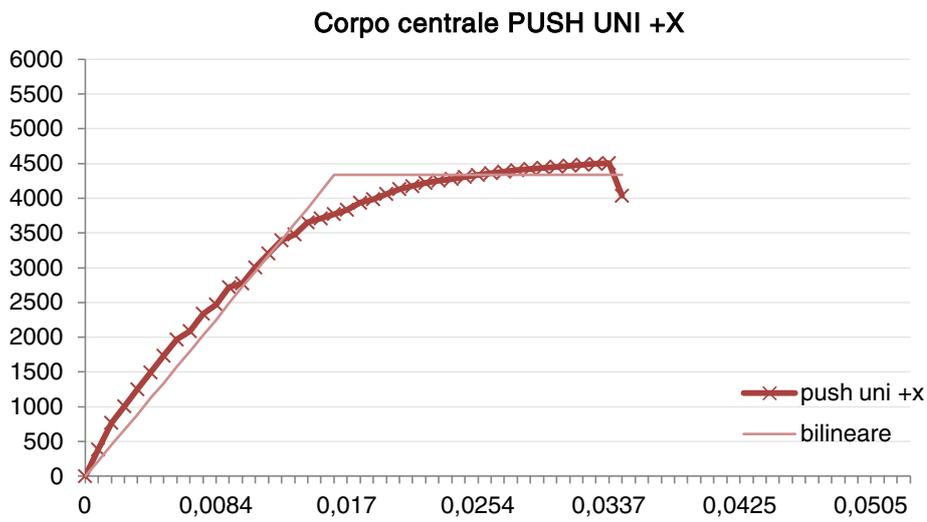
Figura 8.10a – Modello tridimensionale dell'edificio al passo 50 di 51 dell'analisi PUSH UNI +X e legenda dei tipi di rottura contemplati dal programma.



**Figura 8.1b** – Modello dell’analisi PUSH UNI +X, Deformata (fattore di scala 5) della parete 1 (prospetto nord) nella stessa analisi, a vari step del processo; si evidenzia la progressione delle crisi raggiunte nei maschi e nelle fasce, per le quali si rimanda alla legenda.

### 8.6.1. Corpo centrale

Di seguito si riportano i risultati delle analisi di spinta.

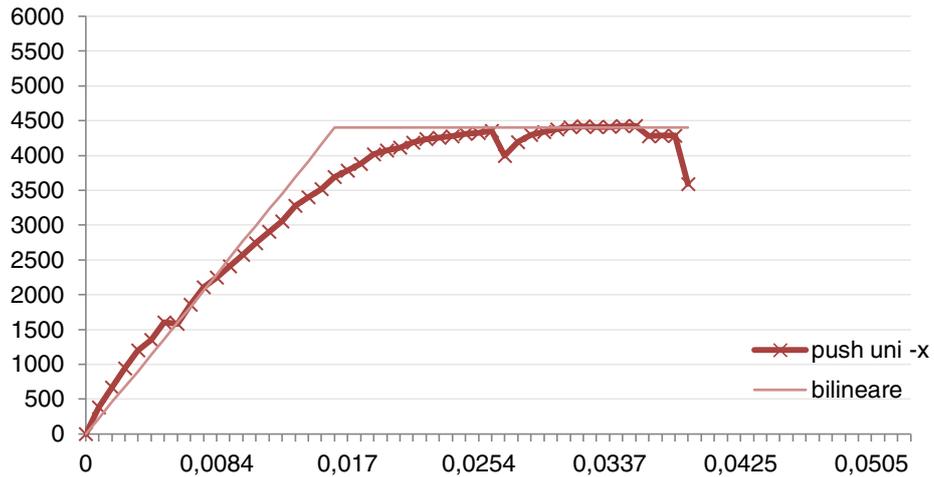


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 8,70 [cm]	> Du 3,45 [cm]	T* [s]	0,745
q* 5,40	> 3 Du/Dmax 0,40	m* [kg]	3809459,873
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	5775328,19
Verifica SLD		m*/w [%]	66
Dmax 3,68 [cm]	> Dd 3,37 [cm]	$\Gamma$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,21
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		F*y [daN]	360309
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	1,33
Verifica SLO		d*u [cm]	2,85
Dmax 2,86 [cm]	> Do 2,79 [cm]		
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			

Dunque allo SLV

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,4
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	65 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,091
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,53
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,397

### Corpo centrale PUSH UNI -X

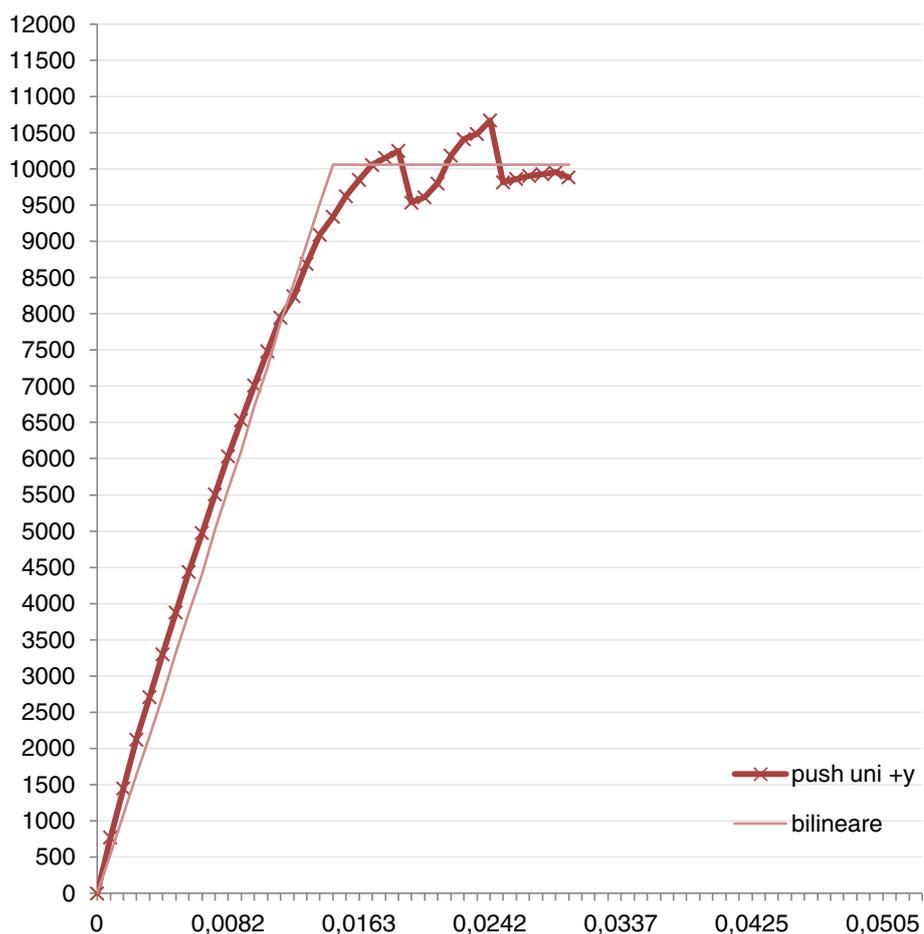


Verifica SLV		Parametri di Analisi		
Dmax 9,23 [cm]	>	Du 3,86 [cm]	T* [s]	0,79
q* 5,10	>	Du/Dmax 0,42	m* [kg]	3809459,873
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]		5775328,19
Verifica SLD		m*/w [%]		66
Dmax 3,90 [cm]	>	Dd 3,54 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,21
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		F*y [daN]		360132
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]		1,5
Verifica SLO		d*u [cm]		3,19
Dmax 3,04 [cm]	<=	Do 3,05 [cm]		
<b>La verifica è soddisfatta</b>				

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,42
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	73 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,103
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,56
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,418

### Corpo centrale PUSH UNI +Y

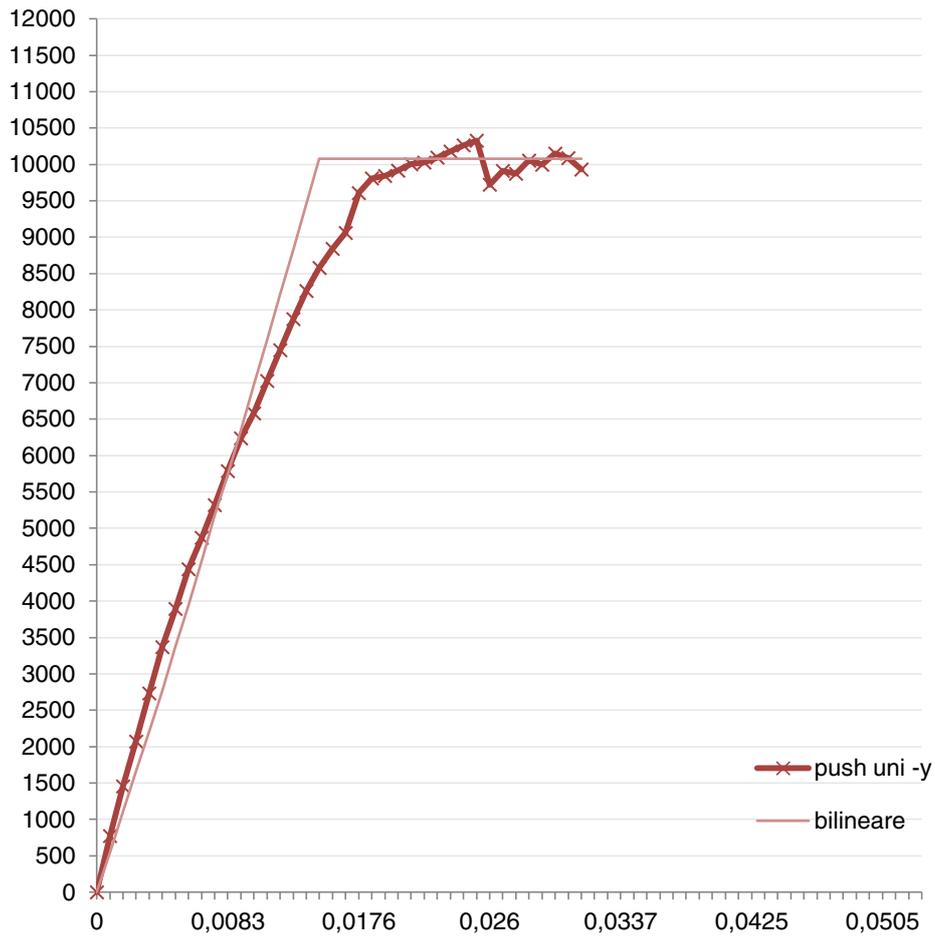


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 4,42 [cm]	> Du 2,98 [cm]	T* [s]	0,423
q* 2,34 <= 3	Du/Dmax 0,67	m* [kg]	3191750,334
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	5775328,19
Verifica SLD		m*/w [%]	55
Dmax 1,47 [cm]	<= Dd 2,48 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,28
La verifica è soddisfatta		F*y [daN]	787817
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	1,12
Verifica SLO		d*u [cm]	2,33
Dmax 1,19 [cm]	<= Do 2,48 [cm]		
La verifica è soddisfatta			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,67
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	289 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,406
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,97
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,724

### Corpo centrale PUSH UNI -Y

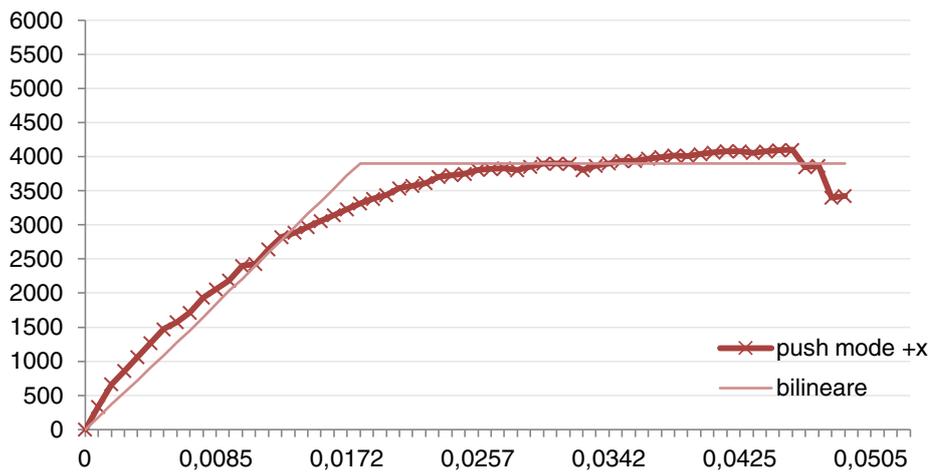


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 4,49 [cm]	> Du 3,13 [cm]	T* [s]	0,429
q* 2,32 <= 3	Du/Dmax 0,70	m* [kg]	3196839,446
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	5775328,19
Verifica SLD		m*/w [%]	55
Dmax 1,51 [cm]	<= Dd 1,93 [cm]	$\Gamma$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,28
La verifica è soddisfatta		F*y [daN]	794880
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	1,16
Verifica SLO		d*u [cm]	2,45
Dma 1,22 [cm]	<= Do 1,93 [cm]		
La verifica è soddisfatta			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,47
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	311 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,4
PGA allo SLV	$PGA_C$	1,00
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,743

### Corpo centrale PUSH MODE +X

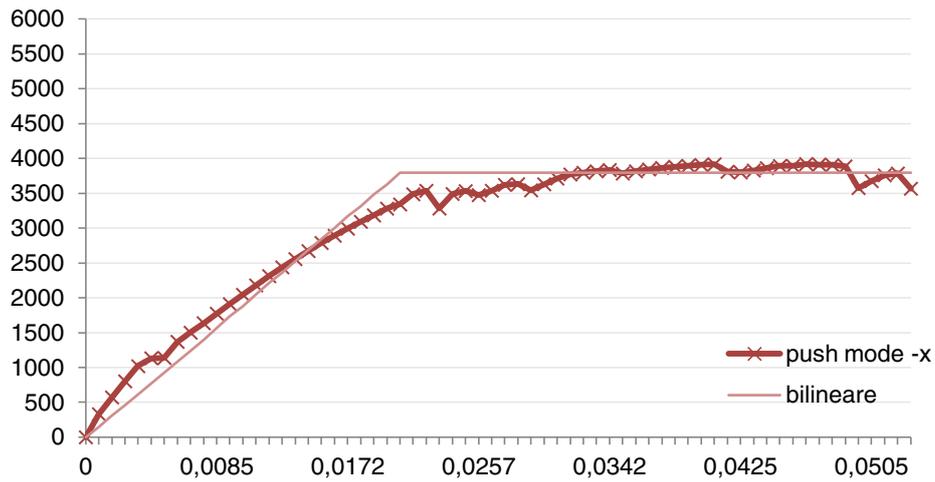


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 9,80 [cm]	> Du 4,91 [cm]	T* [s]	0,839
q* 5,36	> 3 Du/Dmax 0,50	m* [kg]	3809459,873
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	5775328,19
Verifica SLD		m*/w [%]	66
Dmax 4,14 [cm]	<= Dd 4,58 [cm]	$\Gamma$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,21
La verifica è soddisfatta		F*y [daN]	322548
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	1,51
Verifica SLO		d*u [cm]	4,06
Dmax 3,22 [cm]	<= Do 3,75 [cm]		
La verifica è soddisfatta			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,50
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	113 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,159
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,67
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,501

### Corpo centrale PUSH MODE -X

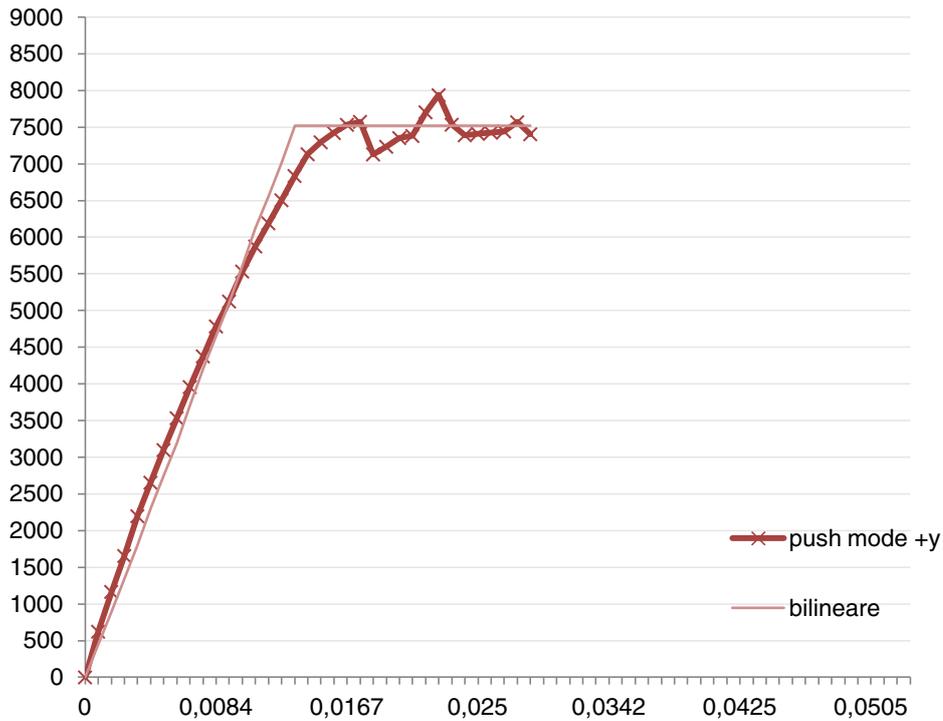


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 10,60 [cm]	> Du 5,29 [cm]	T* [s]	0,908
q* 5,09	> 3 Du/Dmax 0,50	m* [kg]	3809459,873
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	5775328,19
Verifica SLD		m*/w [%]	66
Dmax 4,48 [cm]	<= Dd 4,64 [cm]	$\Gamma$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,21
La verifica è soddisfatta		F*y [daN]	313889
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	1,72
Verifica SLO		d*u [cm]	4,37
Dma 3,49 [cm]	<= Do 4,07 [cm]		
La verifica è soddisfatta			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,50
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	111 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,156
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,67
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,499

### Corpo centrale PUSH MODE +Y

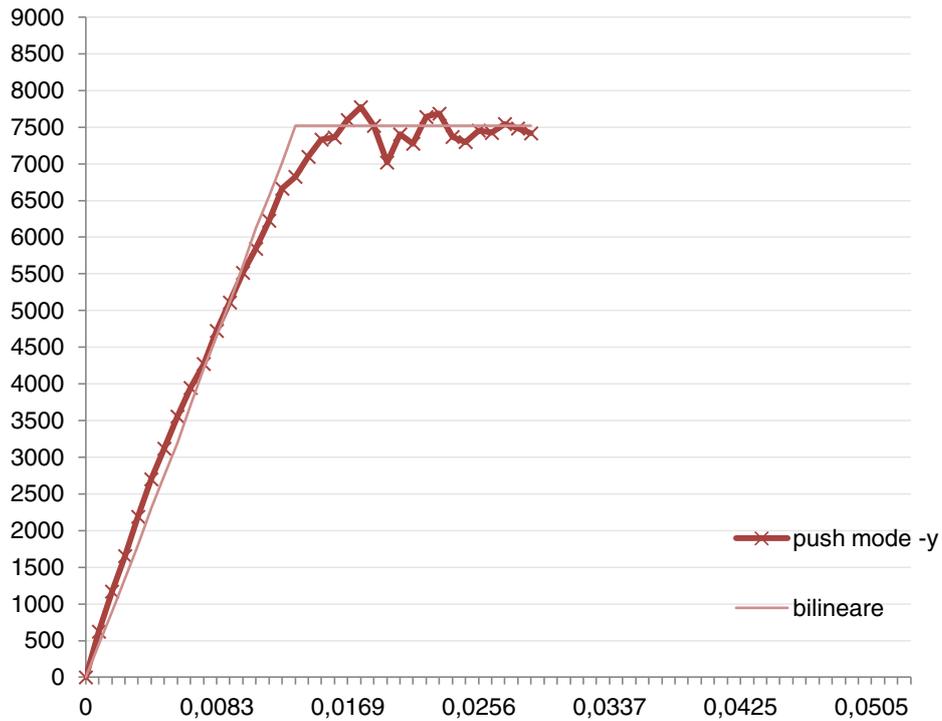


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 5,33 [cm]	> Du 2,84 [cm]	T* [s]	0,474
q* 3,13	> 3 Du/Dmax 0,53	m* [kg]	3191750,334
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	5775328,19
Verifica SLD		m*/w [%]	55
Dmax 2,01 [cm]	<= Dd 2,25 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,28
La verifica è soddisfatta		F*y [daN]	588138
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	1,05
Verifica SLO		d*u [cm]	2,22
Dmax 1,54 [cm]	<= Do 2,25 [cm]		
La verifica è soddisfatta			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,53
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	159 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,223
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,77
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,574

### Corpo centrale PUSH MODE -Y

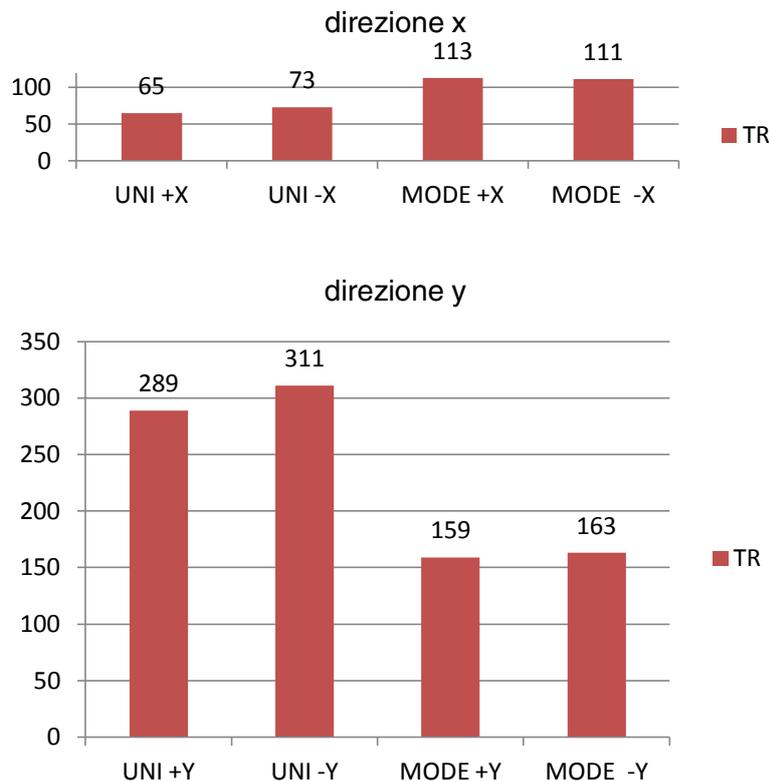


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 5,38 [cm]	> Du 2,90 [cm]	T* [s]	0,478
q* 3,14	> 3 Du/Dmax 0,54	m* [kg]	3196839,446
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	5775328,19
Verifica SLD		m*/w [%]	55
Dmax 2,03 [cm]	> Dd 1,77 [cm]	$\Gamma$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,28
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		F*y [daN]	588119
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	1,06
Verifica SLO		d*u [cm]	2,27
Dma 1,56 [cm]	<= Do 1,77 [cm]		
<b>La verifica è soddisfatta</b>			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,54
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	163 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,229
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,78
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,580

Gli istogrammi riportati in seguito, riassumono i risultati delle diverse analisi in termini di tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione per la quale il corpo centrale raggiunge lo SLV.



È evidente che lungo la direzione y l'edificio è in grado di resistere sismi di intensità molto più elevata rispetto alla x. Questo è con ogni probabilità dovuto alla conformazione dell'edificio, la cui maggior rigidezza si concentra nella direzione delle spesse pareti trasversali rispetto a Via San Martino, come avevamo già osservato nella trattazione sui modi principali di vibrare dei modelli.

Per quanto riguarda invece il confronto tra i due versi dell'azione in una determinata direzione, si può affermare che:

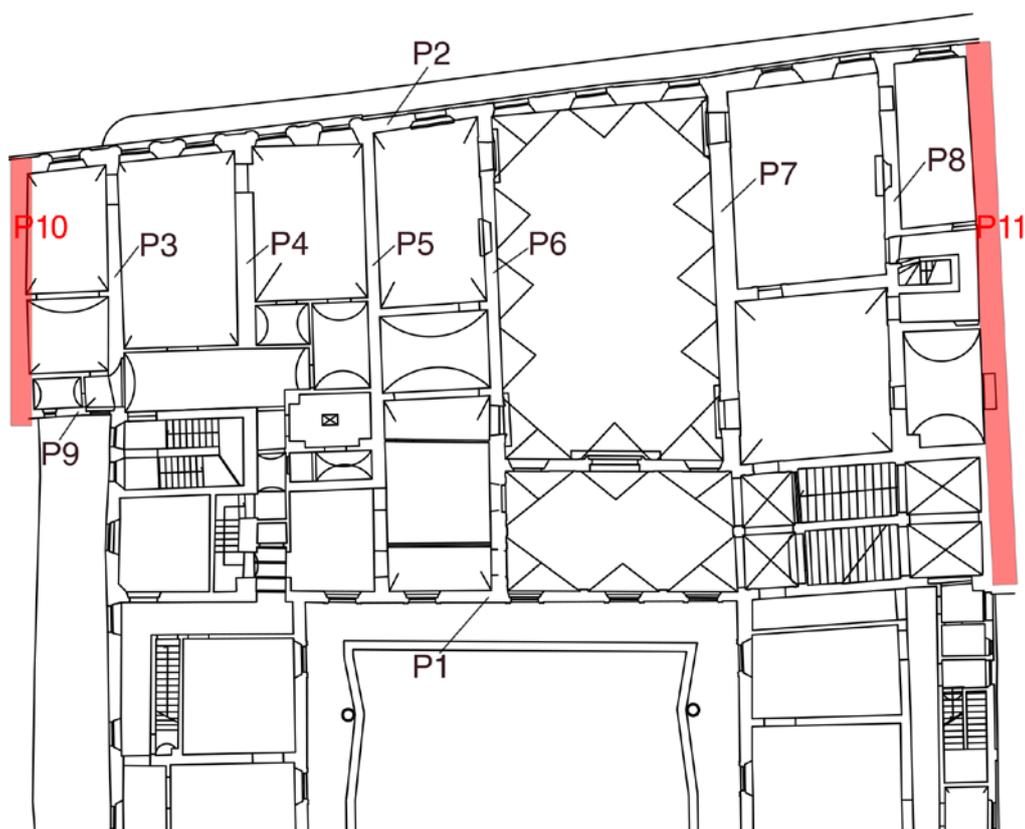
- in direzioni y le due distribuzioni UNI e MODE forniscono risultati che concordano nell'attribuire una minore vulnerabilità alla Y-, ovvero quando la spinta è direzionata verso il lungarno; comportamento che possiamo forse giustificare considerando la presenza del grande vuoto creato dal salone al primo piano lato San Martino;
- in direzione x, le due distribuzioni forniscono pareri discordanti, non definendo quindi un verso di maggiore vulnerabilità.

Infine un ulteriore paragone può essere condotto proprio tra i due tipi di distribuzione: lungo y, come spesso avviene i valori forniti dalla distribuzione di forze proporzionali al modo di vibrare sono molto più severi rispetto a quelli ottenuti con la uniforme; anomala è invece la situazione lungo x.

### Confronto 3MURI - SAP2000

Un ultimo confronto può essere condotto infine considerando i risultati ottenuti dallo stesso tipo di analisi eseguita dall'Ing. M. Sguazzino col software SAP2000. Tale modello si riferisce sempre al solo corpo centrale con impalcati rigidi, escludendo però rispetto al primo modello 3MURI, le due pareti in direzione y estreme a est e ovest.

La figura 8.11 sottostante, riporta sulla pianta del piano primo le pareti considerate dal modello SAP dell'Ing. Sguazzino, identificandole con la nomenclatura P1, P2, ecc. in nero, mentre in rosso sono evidenziate le due pareti estreme P10 e P11, considerate nel solo modello 3MURI iniziale.



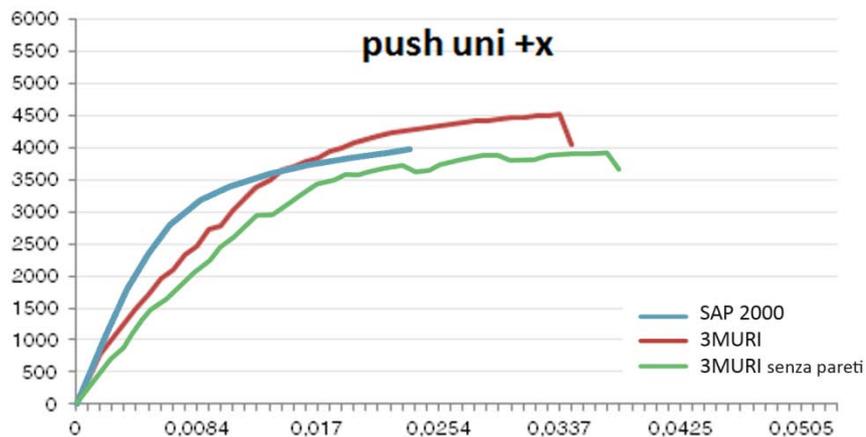
**Figura 8.11** – Pianta del piano primo con le pareti considerate dai vari modelli. In rosso si evidenziano le due pareti estreme a est e ovest.

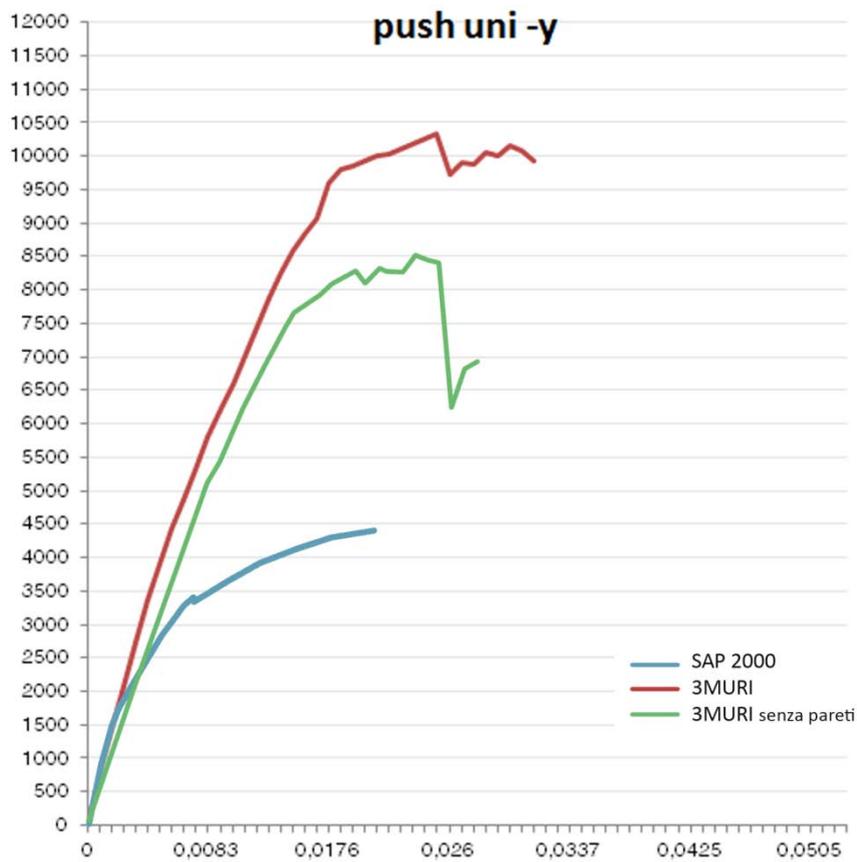
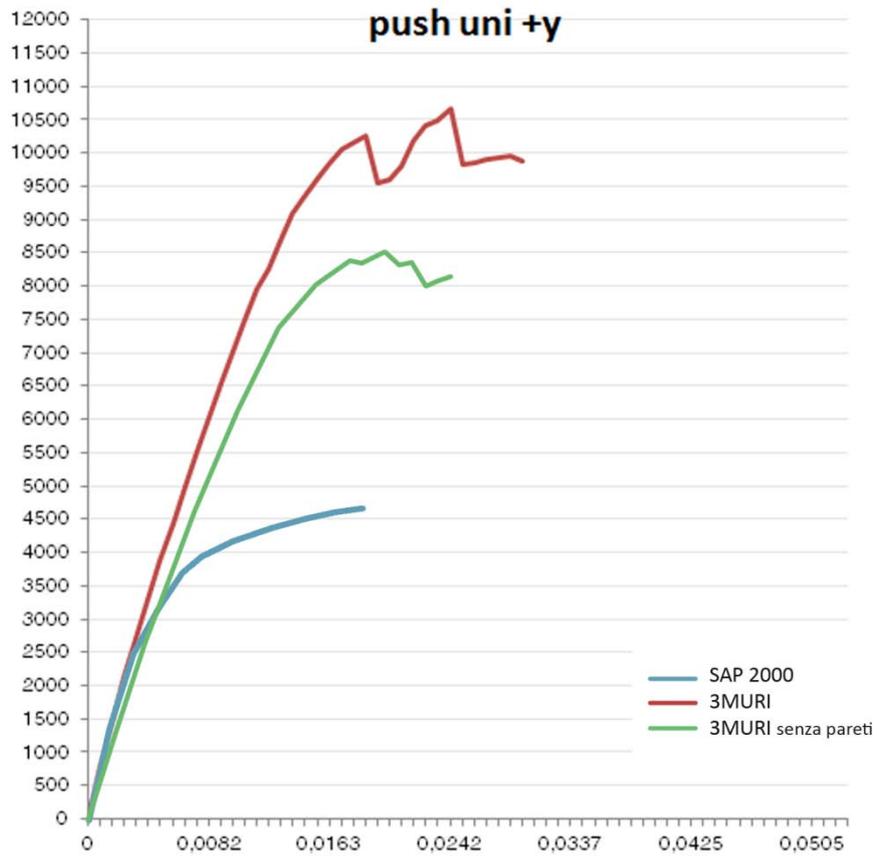
Queste ultime sono caratterizzate da un notevole rigidezza data dal loro spessore e dall'assenza di aperture nei piani inferiori. Non si può dire però lo stesso per gli impalcati che le collegano al corpo centrale (solai lignei e incanniccato), caratterizzati probabilmente da basse rigidezze; al contrario del resto degli impalcati della struttura, principalmente costituiti da volte ad elevata rigidezza.

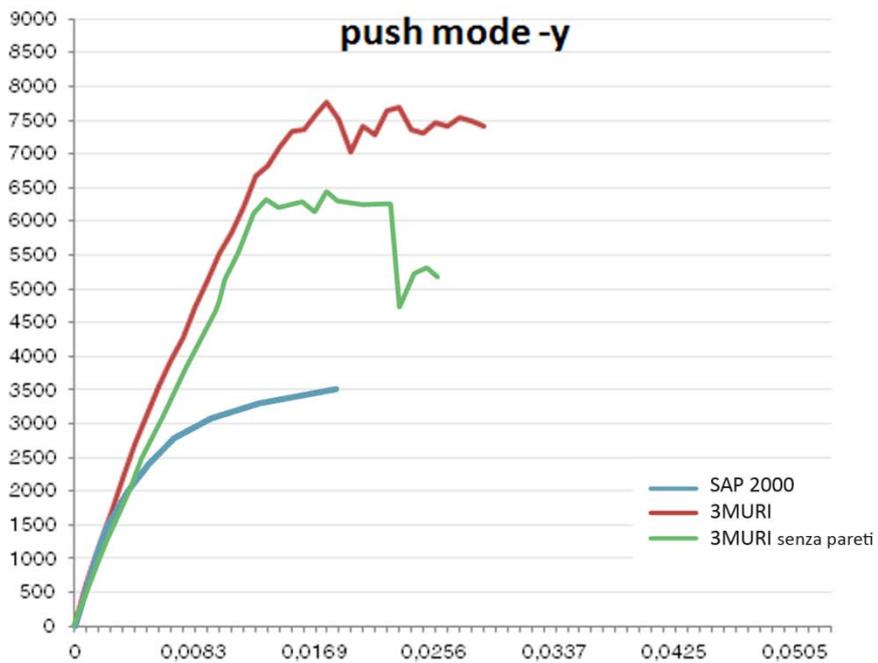
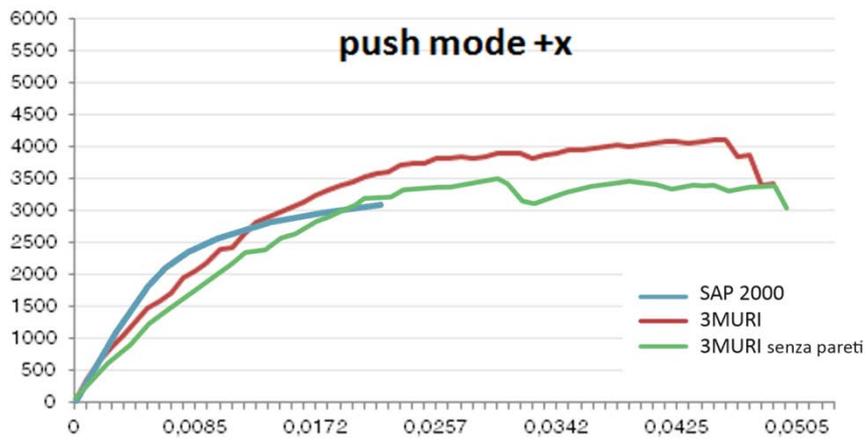
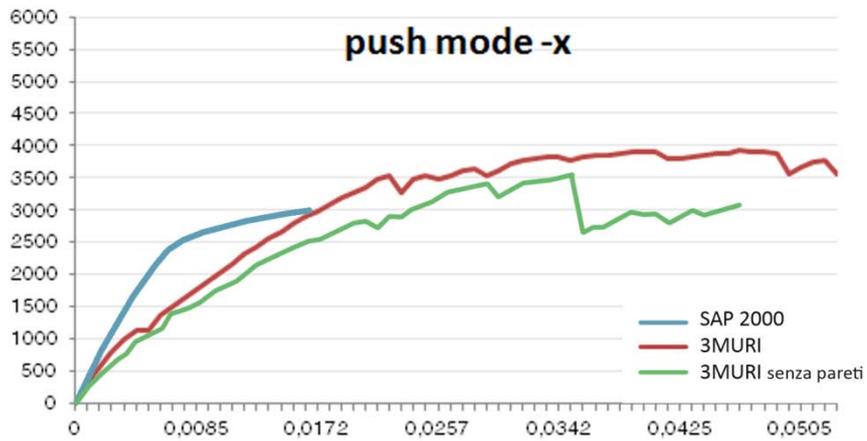
L'ipotesi di impalcato rigido, seguita durante la modellazione, potrebbe quindi portare valori del tagliante in direzione y molto più elevati sul modello 3MURI rispetto a quello SAP, a causa della presenza, e della forte collaborazione, assegnata a queste due pareti.

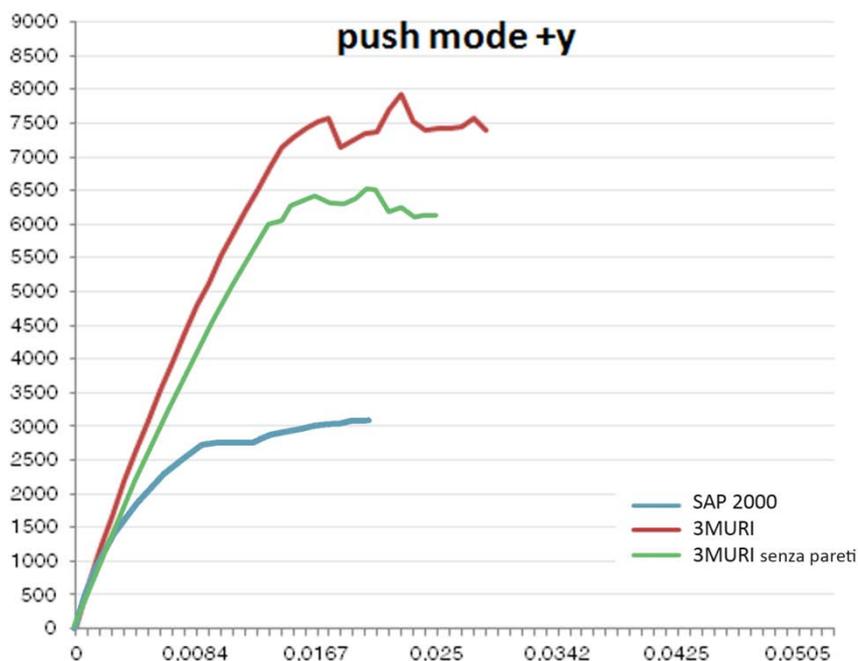
Si è quindi eseguita una modellazione ulteriore con 3MURI, che utilizzasse solo le pareti considerate dall'Ing. Sguazzino, escludendo quindi P10 e P11. La modellazione dei due casi estremi (presenza o assenza delle due pareti), ci fa comprendere il contributo elevato che esse sono in grado di fornire, che va tuttavia valutato in relazione alla reale rigidità degli impalcati, parametro vincolante nel rendere tali pareti realmente collaboranti con la struttura o meno (nel caso riportato l'impalcato rigido fa sì che lo siano).

Si riportano i dati relativi a 3 modelli: modello di SAP2000 senza le due pareti, modello di 3MURI con le pareti, modello di 3MURI senza pareti.









Le conclusioni che possiamo trarre da questo confronto riguardano principalmente la natura dei programmi commerciali. Oltre infatti ad evidenziare una più marcata coincidenza delle rigidzze iniziali nelle curve della direzione y, e genericamente un tagliante massimo più simile lungo x, l'osservazione principale sorge spontanea per quanto riguarda la differenza degli spostamenti ultimi.

Come accennavamo precedentemente, il software 3MURI, al raggiungimento da parte di un pannello murario della crisi, non ferma l'analisi reputando che un tale evento possa essere causa di perdite di stabilità o comunque di crisi globali della struttura; l'analisi procede con i passi successivi semplicemente eliminando l'elemento danneggiato dal calcolo, seppure esso debba teoricamente continuare a sostenere il carico verticale.

Ciò non avviene invece in programmi di analisi come SAP2000, più cautelativi perché soggetti al controllo manuale; questo tipo di software blocca il calcolo non appena venga raggiunta la crisi di un elemento e sarà l'operatore, eventualmente, a dover eliminare l'elemento o sostituirlo con nuovi tipi di vincolo (ad esempio cerniere), qualora reputi che ciò non pregiudichi la stabilità globale.

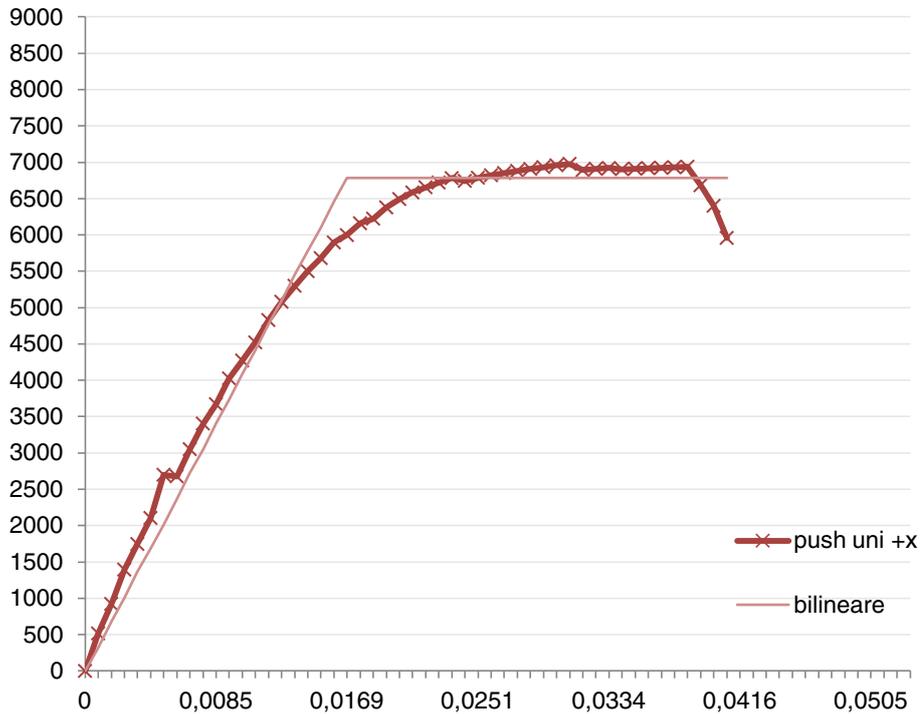
Questo confronto ci aiuta a capire che i risultati forniti dai programmi commerciali, debbano sempre essere considerati con un occhio critico, per evitare di incappare in errori di valutazione sulla reale vulnerabilità delle strutture.

Come avevamo ipotizzato inoltre, il tagliante massimo è influenzato dalla presenza delle due pareti aggiuntive, la cui collaborazione deve essere accuratamente valutata in relazione alla reale rigidzza degli impalcati che le collegano.

### 8.6.2. Edificio con ali

Di seguito si riportano i risultati delle analisi di spinta.

**Edificio con ali PUSH UNI +X**

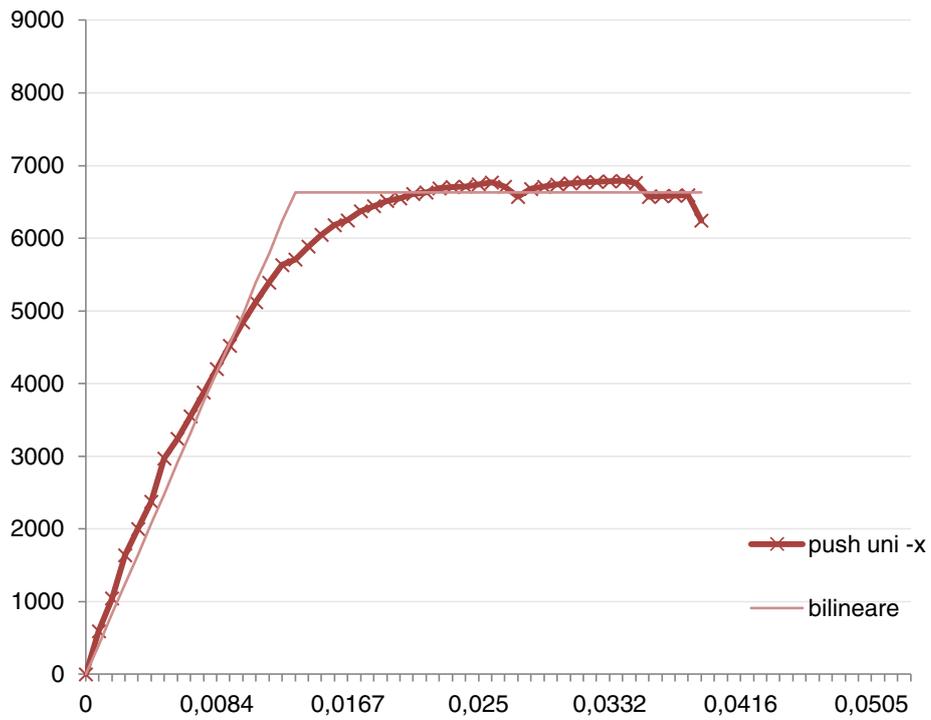


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 7,96 [cm]	> Du 4,07 [cm]	T* [s]	0,709
q* 4,74	> 3 Du/Dmax 0,51	m* [kg]	5158737,178
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	8188305,69
Verifica SLD		m*/w [%]	63
Dmax 3,36 [cm]	> Dd 0,59 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,16
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		F*y [daN]	584603
Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 357 e 398 al livello 2		d*y [cm]	1,44
Verifica SLO		d*u [cm]	3,5
Dmax 2,62 [cm]	> Do 0,25 [cm]		
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,51
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	119 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,167
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,69
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,512

### Edificio con ali PUSH UNI -X

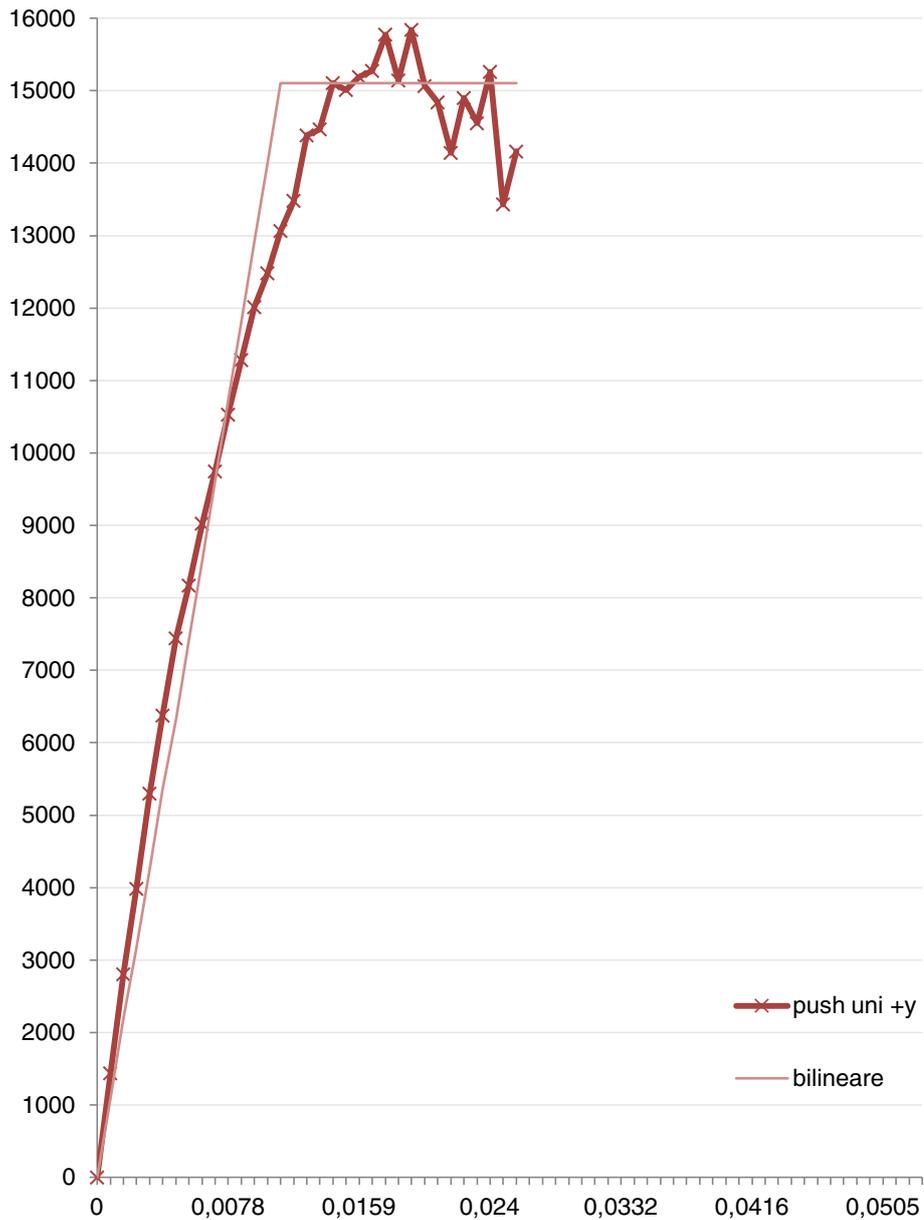


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 7,25 [cm]	> Du 3,89 [cm]	T* [s]	0,648
q* 5,22	> 3 Du/Dmax 0,54	m* [kg]	5158737,178
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	8188305,69
Verifica SLD		m*/w [%]	63
Dmax 3,07 [cm]	> Dd 1,67 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,16
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		F*y [daN]	570165
Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 322 e 387 al livello 2		d*y [cm]	1,18
Verifica SLO		d*u [cm]	3,35
Dma > 2,39 [cm]	> Do 1,42 [cm]		
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			

Dunque allo SLV:

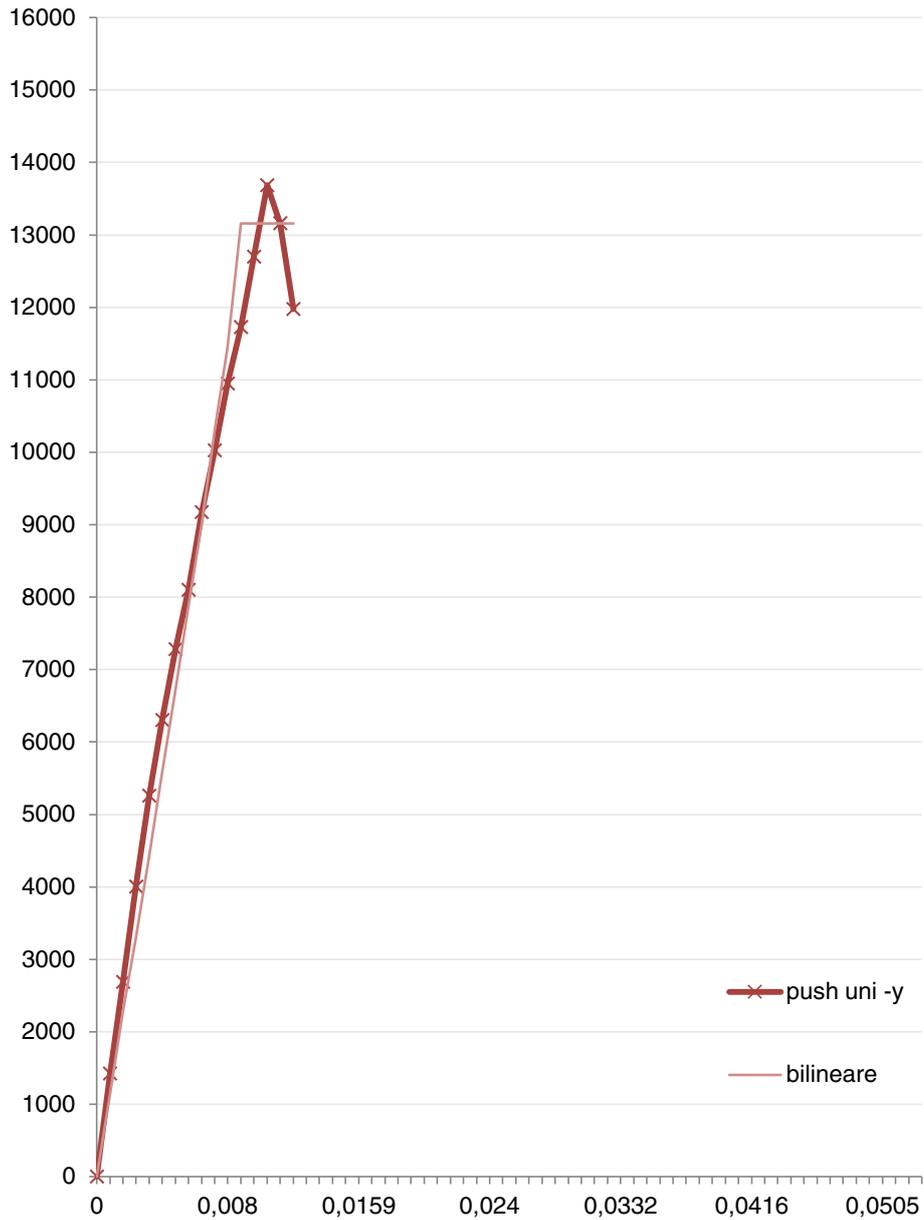
Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,54
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	134 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,188
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,72
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,539

### Edificio con ali PUSH UNI +Y



Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 3,56 [cm]	> Du 2,57 [cm]	T* [s]	0,376
q* 2,21 <= 3	Du/Dmax 0,72	m* [kg]	4746991,762
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	8188305,69
Verifica SLD		m*/w [%]	58
Dmax 1,10 [cm]	<= Dd 1,91 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,22
La verifica è soddisfatta		F*y [daN]	1238087
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	0,93
Verifica SLO		d*u [cm]	2,11
Dmax 0,90 [cm]	<= Do 1,91 [cm]		
La verifica è soddisfatta			

### Edificio con ali PUSH UNI -Y



#### Verifica SLV

$D_{max}$  3,51 [cm] >  $D_u$  2,06 [cm]  
 $q^*$  2,55  $\leq$  3  $D_u/D_{max}$  0,59

**La verifica NON è soddisfatta**

#### Verifica SLD

$D_{max}$  1,10 [cm] >  $D_d$  1,08 [cm]

**La verifica NON è soddisfatta**

Valore limite per raggiungimento Valore di Picco

#### Verifica SLO

$D_{ma}$  0,83 [cm]  $\leq$   $D_o$  0,92 [cm]

La verifica è soddisfatta

#### Parametri di Analisi

$T^*$ [s]	0,363
$m^*$ [kg]	4746991,762
$w$ [kg]	8188305,69
$m^*/w$ [%]	58
$\Gamma$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,22
$F^*y$ [daN]	1075146
$d^*y$ [cm]	0,76
$d^*u$ [cm]	1,69

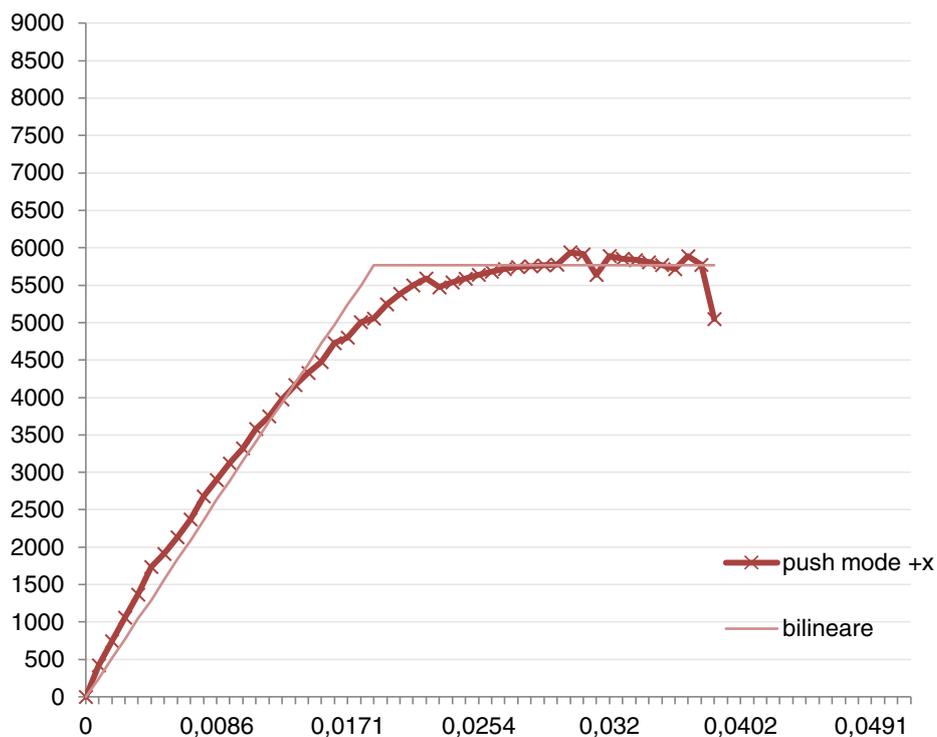
Dunque allo SLV per la PUSH UNI +Y:

Verifica agli spostamenti	$D_U/D_{max}$	0,72
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	349 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,490
PGA allo SLV	$PGA_C$	1,04
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,775

Dunque allo SLV per la PUSH UNI -Y:

Verifica agli spostamenti	$D_U/D_{max}$	0,59
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	223 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,313
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,88
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,659

### Edificio con ali PUSH MODE +X

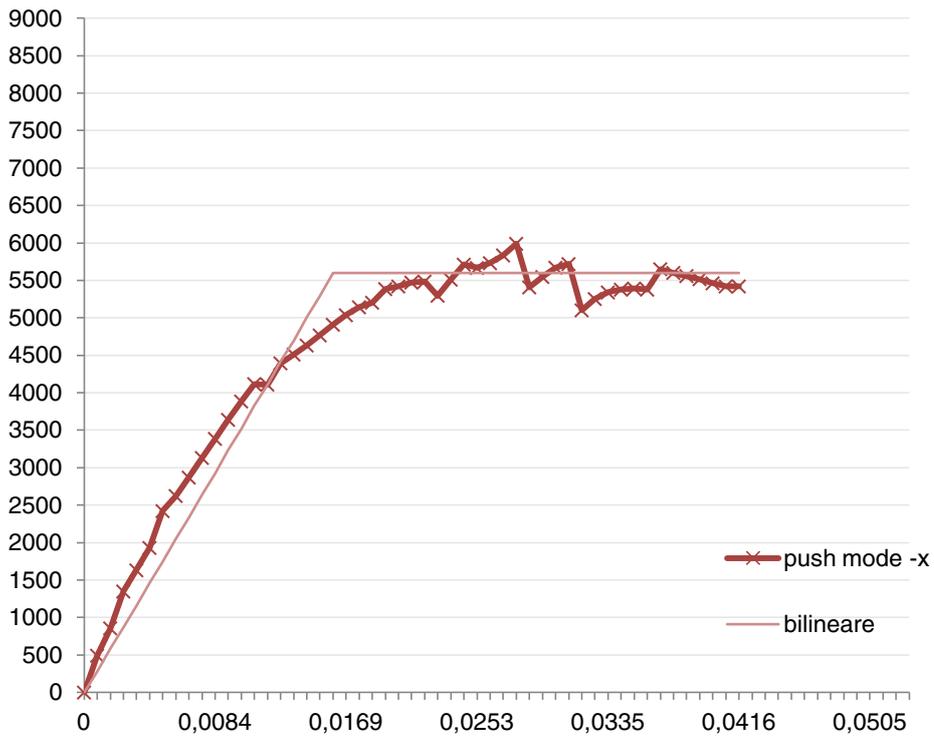


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax	9,18 [cm]	>	Du 4,02 [cm]
q*	4,85	>	3 Du/Dmax 0,44
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			
Verifica SLD		T*	0,818
Dmax	3,88 [cm]	>	Dd 0,51 [cm]
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			
Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 357 e 398 al livello 2			
Verifica SLO		m*	5158737,178
Dmax	3,02 [cm]	>	Do 0,25 [cm]
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			
w	8188305,69	m*/w [%]	63
		Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,16
		F*y [daN]	495494
		d*y [cm]	1,63
		d*u [cm]	3,46

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,44
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	83 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,117
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,59
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,439

### Edificio con ali PUSH MODE -X

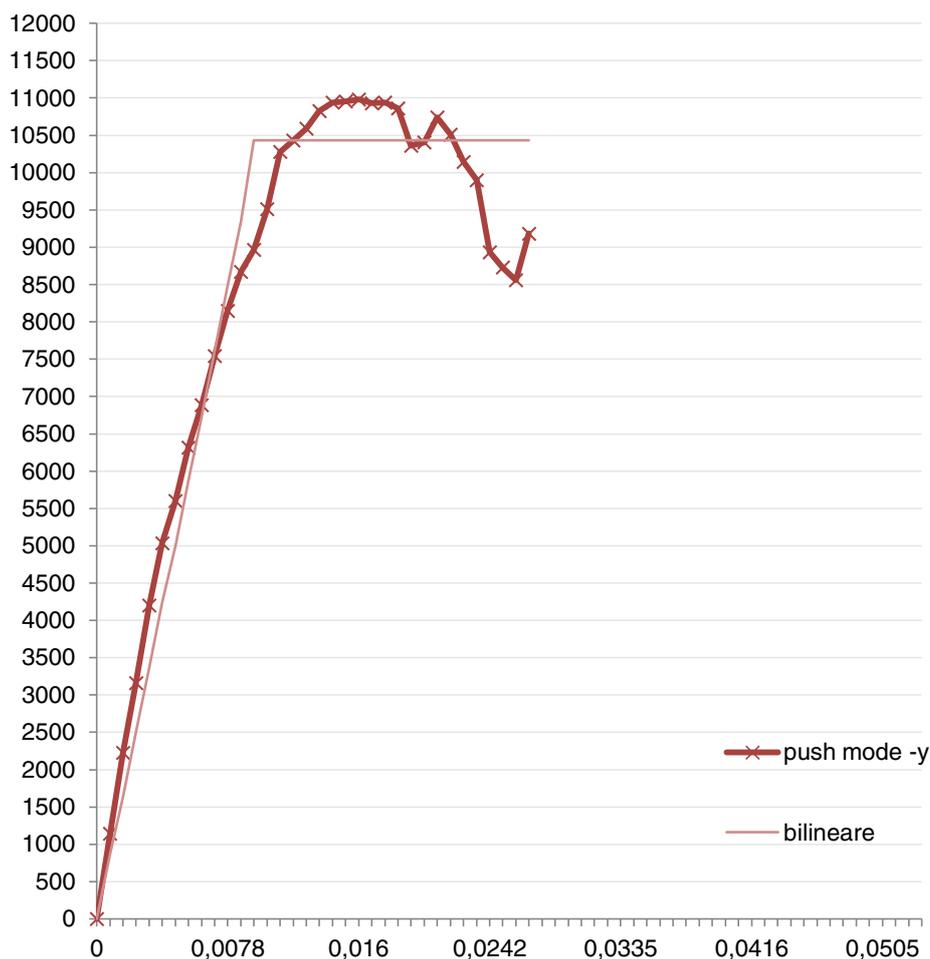


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 8,60 [cm]	> Du 4,16 [cm]	T* [s]	0,766
q* 5,30 > 3	Du/Dmax 0,48	m* [kg]	5158737,178
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	8188305,69
Verifica SLD		m*/w [%]	63
Dmax 3,63 [cm]	> Dd 1,27 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,16
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		F*y [daN]	483668
Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 357 e 398 al livello 2		d*y [cm]	1,39
Verifica SLO		d*u [cm]	3,58
Dmax 2,83 [cm]	> Do 1,10 [cm]		
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,48
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	105 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,147
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,65
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,484

### Edificio con ali PUSH MODE +Y

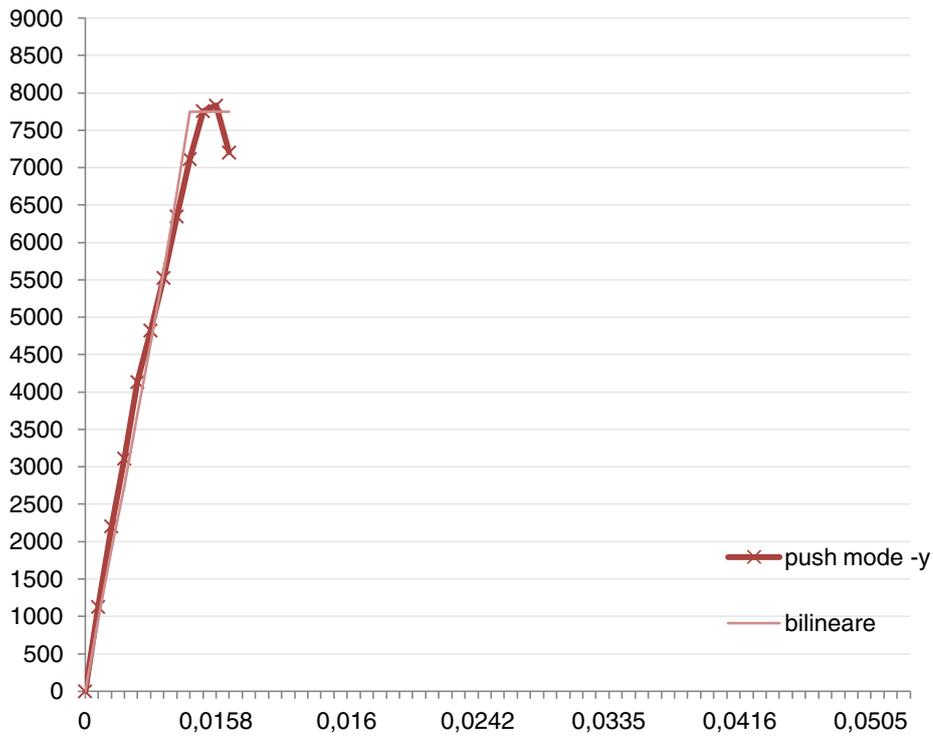


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 4,36 [cm]	> Du 2,66 [cm]	T* [s]	0,419
q* 3,21	> 3 Du/Dmax 0,61	m* [kg]	4746991,762
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	8188305,69
Verifica SLD		m*/w [%]	58
Dmax 1,57 [cm]	<= Dd 1,60 [cm]	$\Gamma$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,22
La verifica è soddisfatta		F*y [daN]	853212
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	0,8
Verifica SLO		d*u [cm]	2,18
Dma> 1,18 [cm]	<= Do 1,60 [cm]		
La verifica è soddisfatta			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,61
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	219 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,308
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,88
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,653

### Edificio con ali PUSH MODE -Y

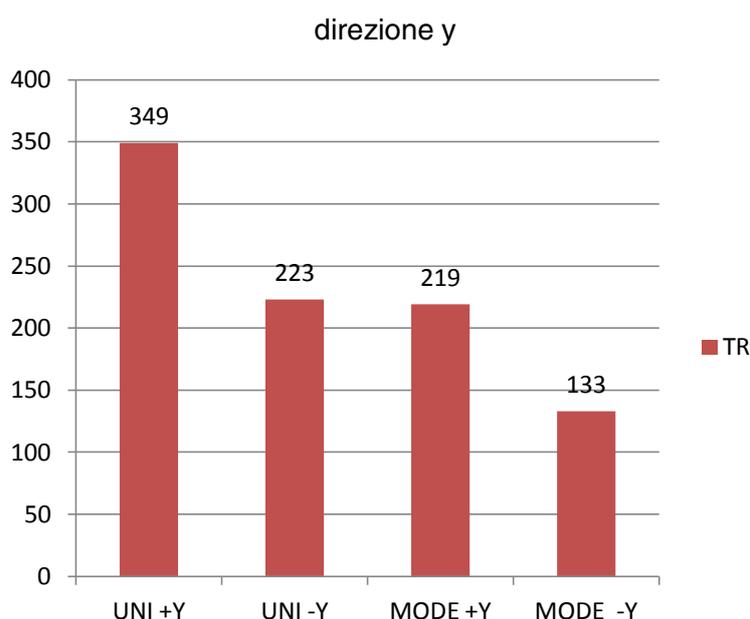
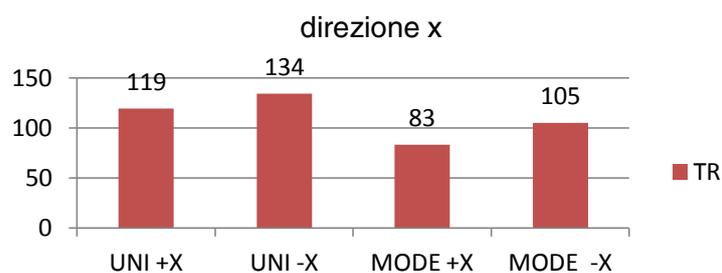


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
D <sub>max</sub> 4,28 [cm]	>	D <sub>u</sub> 2,10 [cm]	T* [s] 0,4
q* 4,36 > 3		D <sub>u</sub> /D <sub>max</sub> 0,49	m* [kg] 4746991,762
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			w [kg] 8188305,69
Verifica SLD			m*/w [%] 58
D <sub>max</sub> 1,60 [cm]	>	D <sub>d</sub> 1,13 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ] 1,22
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			F*y [daN] 628373
Valore limite per Drift Ultimo tra i nodi 328 e 389 al livello 2			d*y [cm] 0,54
Verifica SLO			d*u [cm] 1,72
D <sub>max</sub> 1,20 [cm]	>	D <sub>o</sub> 1,13 [cm]	
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,49
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	133 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,187
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,72
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,536

Gli istogrammi riportati in seguito, riassumono i risultati delle diverse analisi in termini di tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione per la quale l'edificio raggiunge lo SLV.



Di nuovo possiamo osservare come la direzione y sia associata ad una maggiore resistenza all'azione sismica, giustificando ulteriormente tale affermazione in questo secondo caso con la presenza delle ali, che vedono il loro prevalente sviluppo proprio in questa direzione.

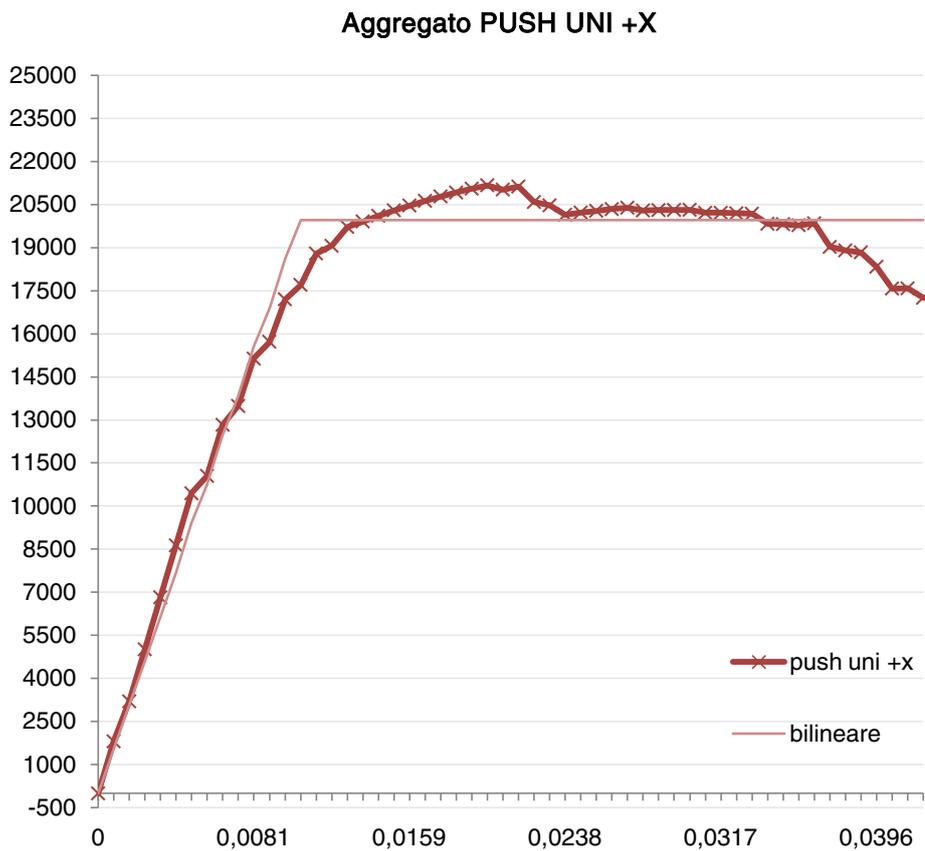
Per quanto riguarda invece il confronto tra i due versi dell'azione in una determinata direzione, si può affermare che:

- in direzioni y le due distribuzioni UNI e MODE forniscono risultati che concordano nell'attribuire una minore vulnerabilità alla y+ , ovvero quando l'azione spinge l'edificio verso Via San Martino, come se il funzionamento delle ali fosse migliore come ritengo che come appoggio, invertendo i risultati ottenuti per il caso del corpo centrale;
- in direzione x, è il verso positivo ad essere più debole nei confronti dell'azione sismica, ovvero per un'azione diretta a ovest.

Infine un ultimo paragone può essere condotto proprio tra i due tipi di distribuzione: come spesso avviene i valori forniti dalla distribuzione di forze proporzionali al modo di vibrare sono molto più severi rispetto a quelli ottenuti con la uniforme.

### 8.6.3. Aggregato

Di seguito si riportano i risultati delle analisi di spinta.

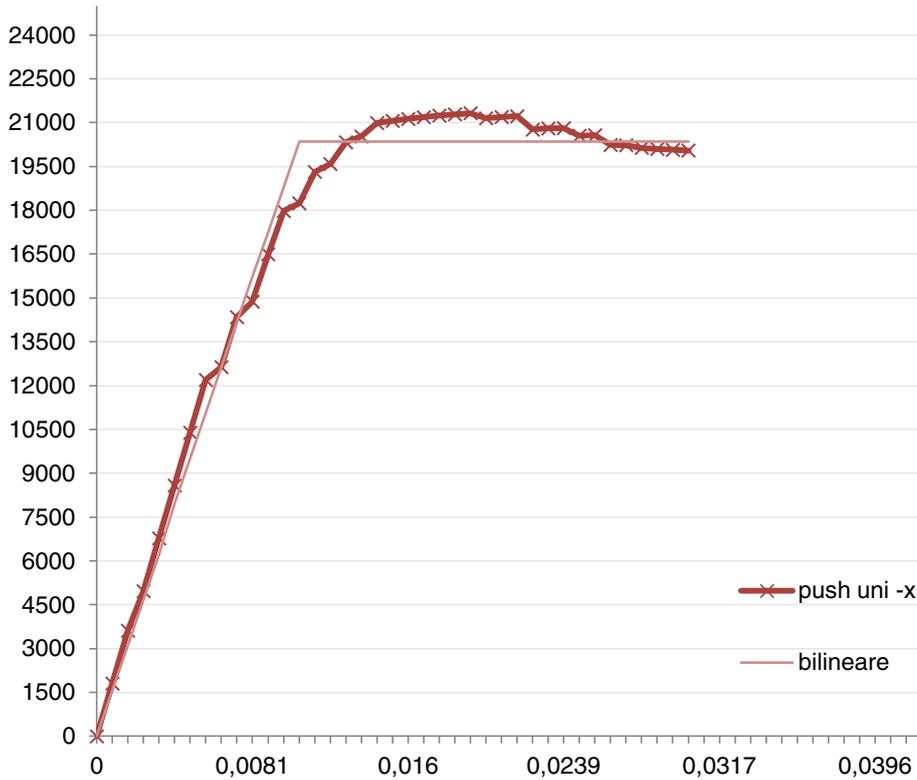


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 5,90 [cm]	> Du 4,19 [cm]	T* [s]	0,501
q* 4,43	> 3 Du/Dmax 0,71	m* [kg]	11936509,267
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	21708031,4
Verifica SLD		m*/w [%]	55
Dmax 2,34 [cm]	> Dd 1,98 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,29
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		F*y [daN]	1554676
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	0,83
Verifica SLO		d*u [cm]	3,25
Dma 1,82 [cm]	<= Do 1,98 [cm]		
<b>La verifica è soddisfatta</b>			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,71
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	244 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,343
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,91
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,677

### Aggregato PUSH UNI -X



Verifica SLV	
Dmax 5,72 [cm]	> Du 4,05 [cm]
q* 4,40	> 3 Du/Dmax 0,71
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>	

Verifica SLD	
Dmax 2,25 [cm]	> Dd 1,99 [cm]
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>	
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco	

Verifica SLO	
Dma > 1,75 [cm]	<= Do 1,99 [cm]
La verifica è soddisfatta	

Parametri di Analisi	
T* [s]	0,489
m* [kg]	11936509,267
w [kg]	21708031,4
m*/w [%]	55
Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,29
F*y [daN]	1567505
d*y [cm]	0,79
d*u [cm]	3,14

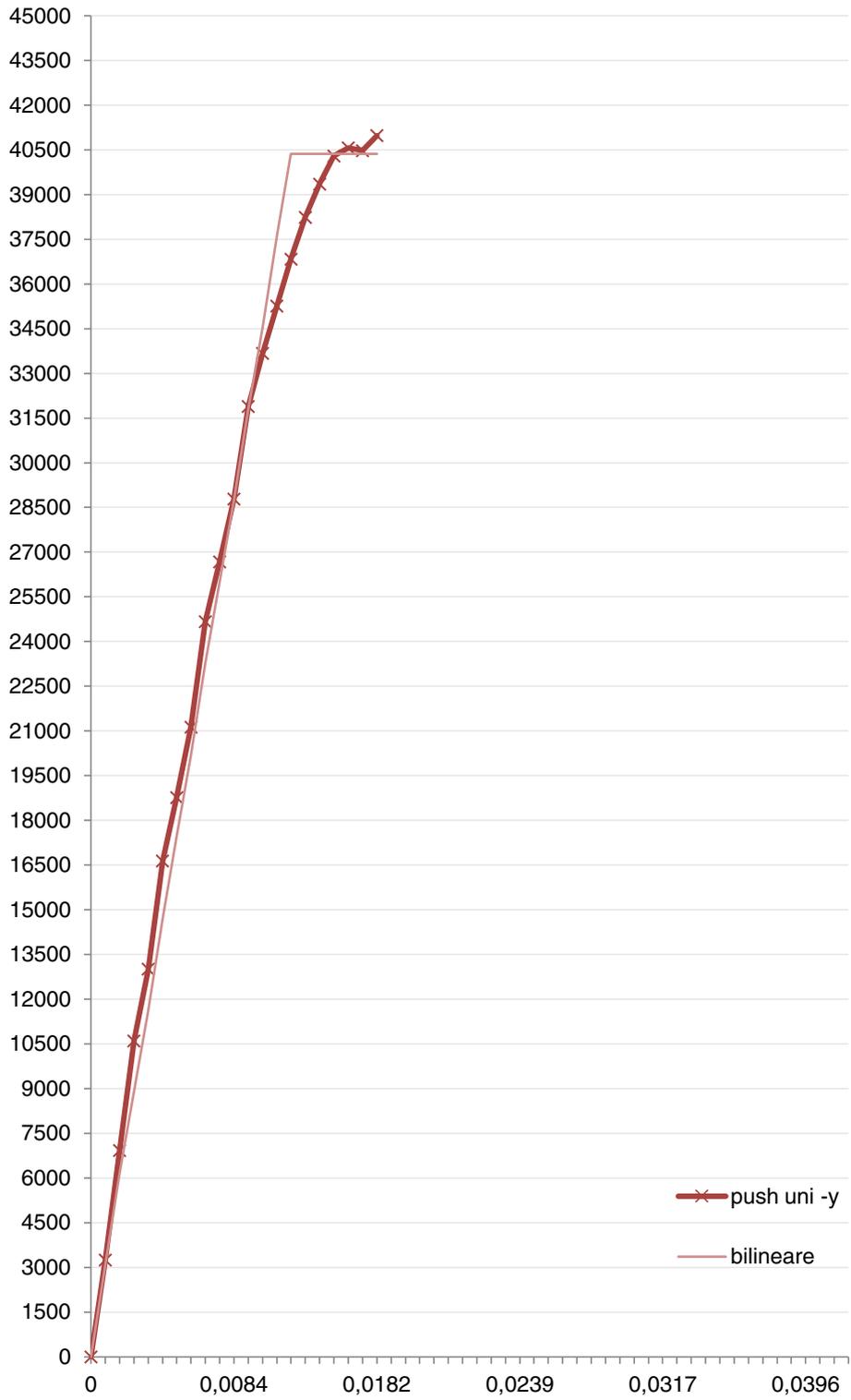
Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,71
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	248 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,348
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,92
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,682

### Aggregato PUSH UNI +Y



### Aggregato PUSH UNI -Y



Dunque per la PUSH UNI +Y:

Verifica SLV			Parametri di Analisi	
Dmax 3,39 [cm]	>	Du 1,86 [cm]	T* [s]	0,338
q* 2,15	<=	3 Du/Dmax 0,55	m* [kg]	10620955,171
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			w [kg]	21708031,4
Verifica SLD			m*/w [%]	49
Dmax 0,98 [cm]	<=	Dd 1,86 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,34
La verifica è soddisfatta			F*y [daN]	2851853
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco			d*y [cm]	0,78
Verifica SLO			d*u [cm]	1,38
Dmax 0,80 [cm]	<=	Do 1,86 [cm]		
La verifica è soddisfatta				

E allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,55
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	219 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,308
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,87
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,651

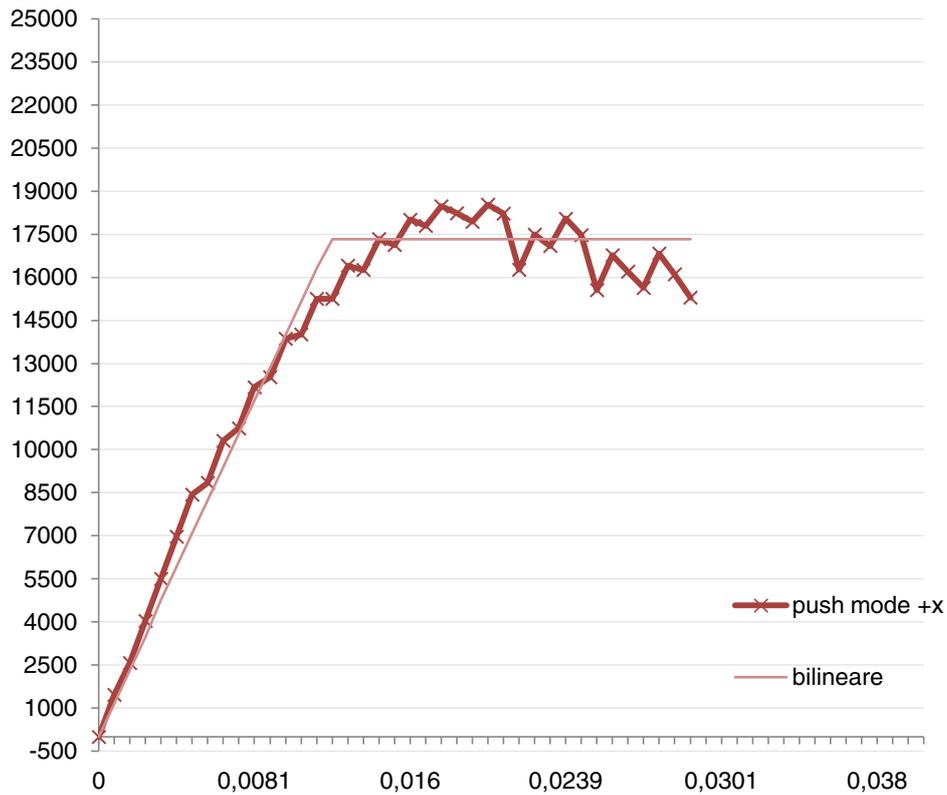
Per la PUSH UNI -Y:

Verifica SLV			Parametri di Analisi	
Dmax 3,48 [cm]	>	Du 1,82 [cm]	T* [s]	0,349
q* 2,04	<=	3 Du/Dmax 0,52	m* [kg]	10620955,171
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			w [kg]	21708031,4
Verifica SLD			m*/w [%]	49
Dmax 1,04 [cm]	<=	Dd 1,82 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,34
La verifica è soddisfatta			F*y [daN]	3000513
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco			d*y [cm]	0,87
Verifica SLO			d*u [cm]	1,35
Dmax 0,85 [cm]	<=	Do 1,82 [cm]		
La verifica è soddisfatta				

E allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,52
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	205 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,288
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,85
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,632

### Aggregato PUSH MODE +X

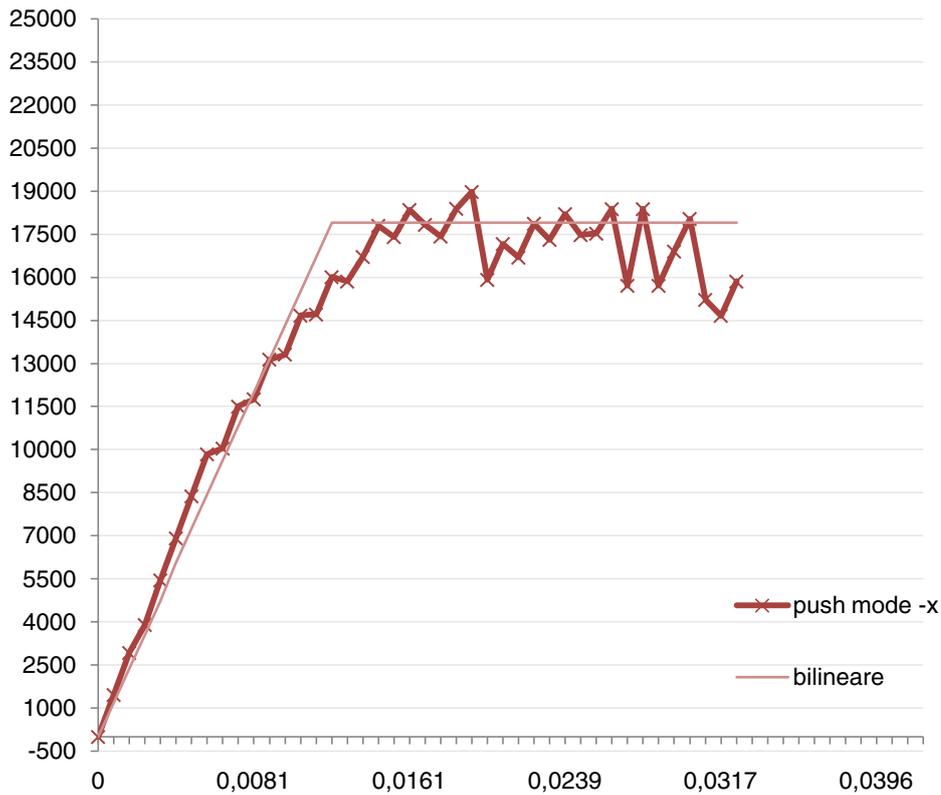


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 7,00 [cm]	> Du 3,09 [cm]	T* [s]	0,576
q* 5,15	> 3 Du/Dmax 0,44	m* [kg]	11936509,267
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	21708031,4
Verifica SLD		m*/w [%]	55
Dmax 2,90 [cm]	> Dd 1,99 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,29
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		F*y [daN]	1338244
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	0,94
Verifica SLO		d*u [cm]	2,4
Dma 2,29 [cm]	> Do 1,99 [cm]		
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			

Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,44
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	87 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,122
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,61
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,455

### Aggregato PUSH MODE -X

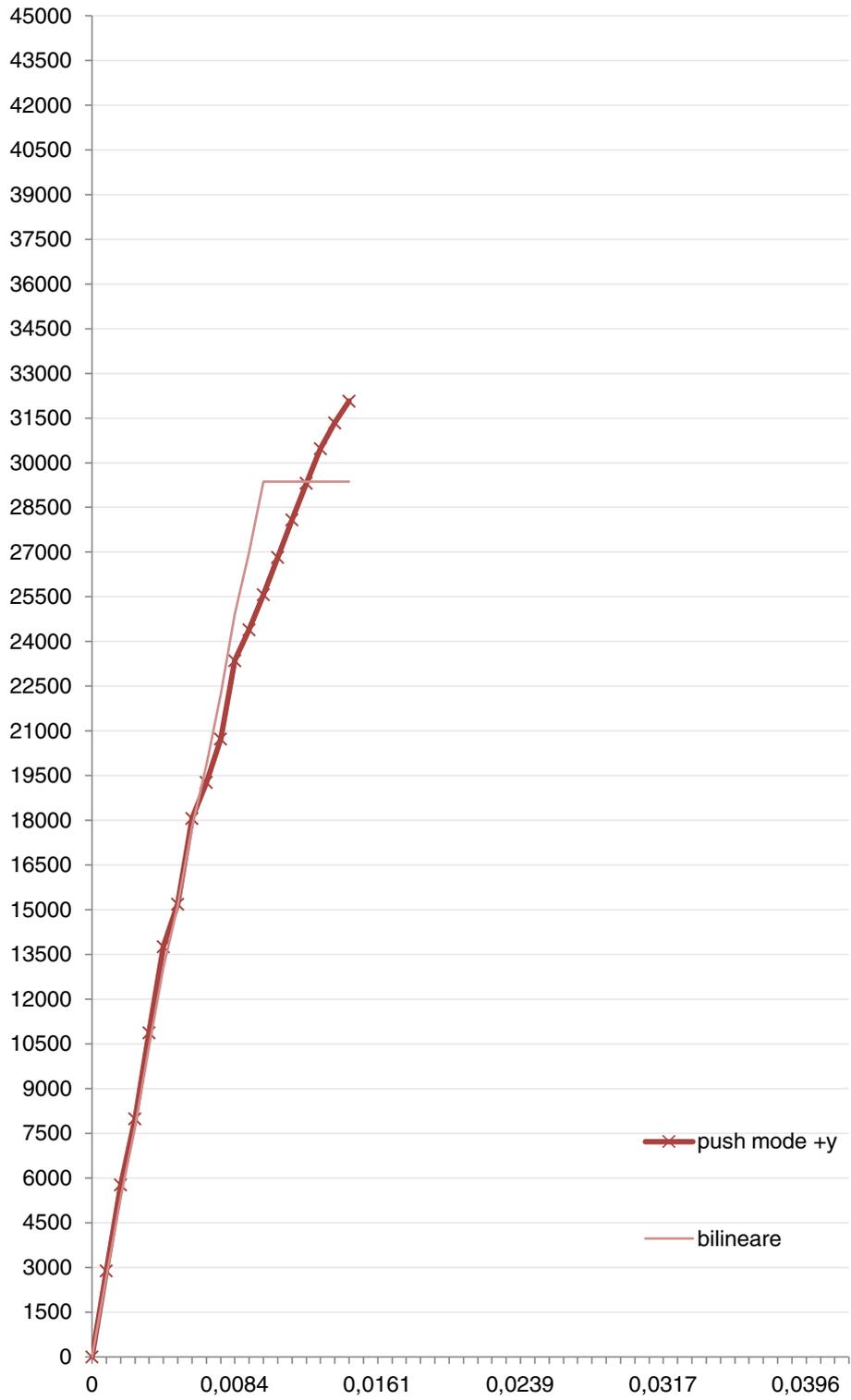


Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 6,96 [cm]	> Du 3,10 [cm]	T* [s]	0,574
q* 4,98	> 3 Du/Dmax 0,45	m* [kg]	11936509,267
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	21708031,4
Verifica SLD		m*/w [%]	55
Dmax 2,88 [cm]	> Dd 2,00 [cm]	$\Gamma$ [m/s <sup>2</sup> ]	1,29
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		F*y [daN]	1384838
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	0,97
Verifica SLO		d*u [cm]	2,4
Dmax 2,27 [cm]	> Do 2,00 [cm]		
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>			

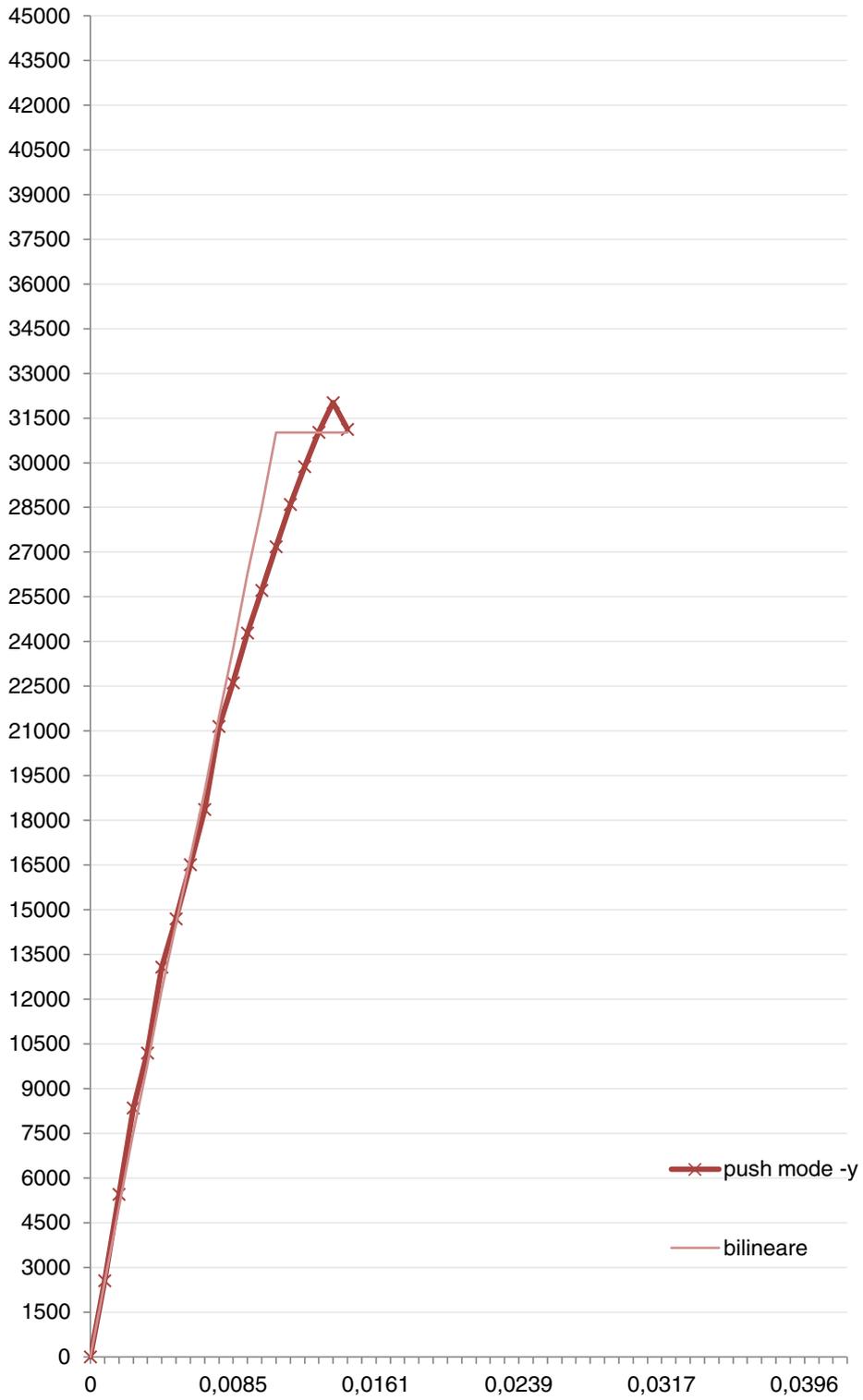
Dunque allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,45
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	89 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,125
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,62
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,460

### Aggregato PUSH MODE +Y



### Aggregato PUSH MODE -Y



Dunque per la PUSH MODE +Y:

Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 4,23 [cm]	> Du 1,54 [cm]	T* [s]	0,383
q* 2,81 <= 3	Du/Dmax 0,36	m* [kg]	10620955,171
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	21708031,4
Verifica SLD		m*/w [%]	49
Dmax 1,41 [cm]	<= Dd 1,54 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,34
La verifica è soddisfatta		F*y [daN]	2180774
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	0,76
Verifica SLO		d*u [cm]	1,15
Dmax 1,03 [cm]	<= Do 1,54 [cm]		
La verifica è soddisfatta			

E allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,36
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	87 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,122
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,62
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,460

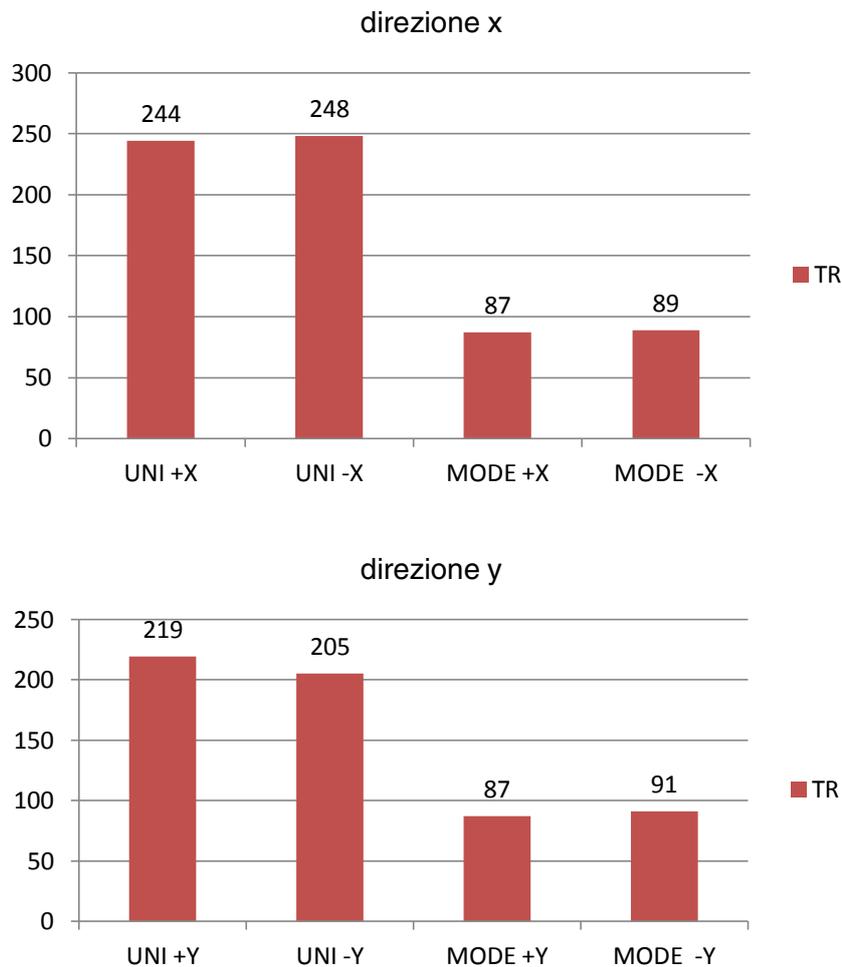
Per la PUSH MODE -Y:

Verifica SLV		Parametri di Analisi	
Dmax 4,36 [cm]	> Du 1,64 [cm]	T* [s]	0,396
q* 2,68 <= 3	Du/Dmax 0,38	m* [kg]	10620955,171
<b>La verifica NON è soddisfatta</b>		w [kg]	21708031,4
Verifica SLD		m*/w [%]	49
Dmax 1,46 [cm]	<= Dd 1,51 [cm]	Γ [m/s <sup>2</sup> ]	1,34
La verifica è soddisfatta		F*y [daN]	2284077
Valore limite per raggiungimento Valore di Picco		d*y [cm]	0,85
Verifica SLO		d*u [cm]	1,22
Dmax 1,09 [cm]	<= Do 1,51 [cm]		
La verifica è soddisfatta			

E allo SLV:

Verifica agli spostamenti	$D_u/D_{max}$	0,38
Tempo di ritorno allo SLV	$T_{RC}$	91 anni
Tempo di ritorno atteso	$T_{RD}$	712 anni
Verifica sul $T_R$	$\alpha_{TR}$	0,128
PGA allo SLV	$PGA_C$	0,63
PGA attesa	$PGA_D$	1,34
Verifica alle forze	$\alpha_{PGA}$	0,469

Gli istogrammi riportati in seguito, riassumono i risultati delle diverse analisi in termini di tempo di ritorno  $T_R$  dell'azione per la quale il modello dell'aggregato raggiunge lo SLV.



In questo ultimo caso assistiamo ad un'inversione di tendenza: non è più la y ad essere associata ad una minore vulnerabilità, ma i valori tra le due direzioni si equiparano, con un leggero prevalere della resistenza lungo x; quest'ultima infatti è la direttrice dello sviluppo dell'aggregato, per cui è plausibile che la presenza del costruito, seppure con rigidzze più elevate in linea di massima lungo y, abbia un influsso positivo sulla vulnerabilità nella direzione parallela a Via San Martino, portandola ai livelli dell'altra.

Per quanto riguarda invece il confronto tra i due versi dell'azione in una determinata direzione, si può affermare che:

- in direzioni y le due distribuzioni UNI e MODE forniscono valori discordanti e non c'è una netta prevalenza di un verso su un altro; ma come abbiamo precedentemente affermato, l'analisi dell'aggregato assume più valore nell'altra direzione;
- in direzione x, è al verso negativo che si associa una maggiore resistenza, anche se lo scarto è relativamente basso; questo può essere facilmente giustificato se pensiamo alla

conformazione del costruito a est e ovest del palazzo, poiché il verso negativo vede un'altezza maggiore rispetto al positivo degli edifici adiacenti.



**Figura 8.7** – Sezioni ambientali in cui si evidenzia la conformazione dell'aggregato analizzato attorno al palazzo nei due versi della direzione  $x$ .

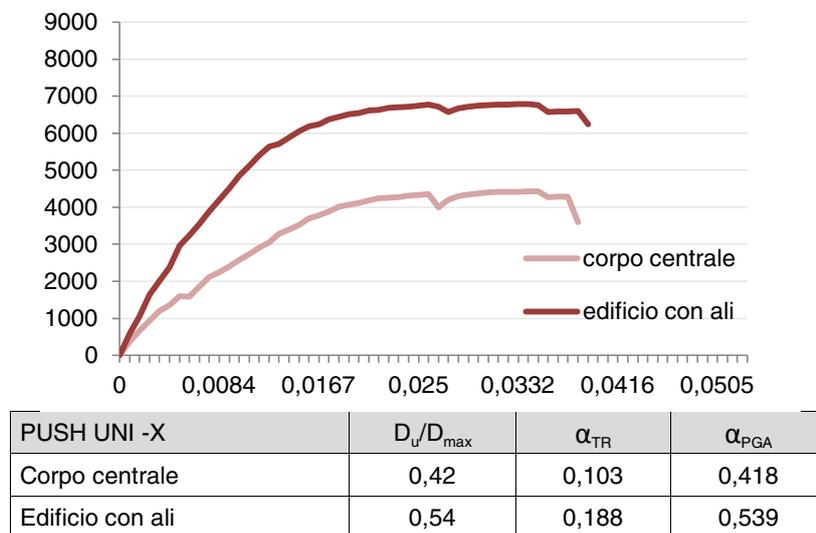
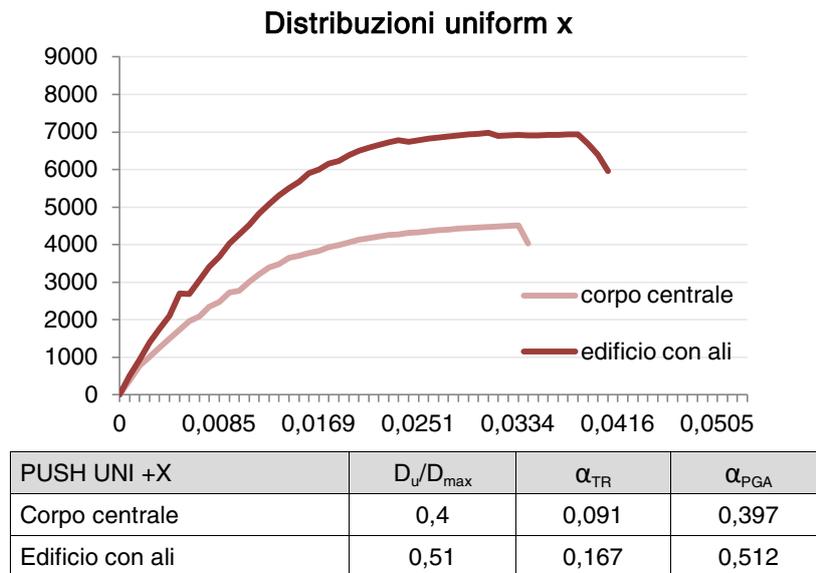
Di nuovo, un ultimo paragone può essere condotto proprio tra i due tipi di distribuzione: come spesso avviene i valori forniti dalla distribuzione di forze proporzionali al modo di vibrare sono molto più severi rispetto a quelli ottenuti con la uniforme.

## 8.7. Comparazioni dei modelli

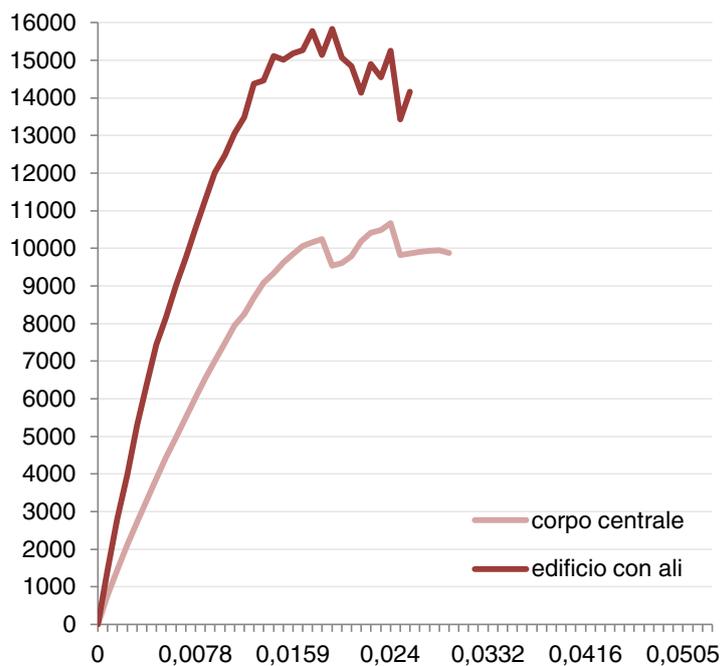
### 8.7.1. Confronto corpo centrale – edificio con ali

Il confronto tra i risultati di questi due modelli, assume significato soprattutto nell’ottica di una valutazione dell’influenza delle ali sul comportamento globale.

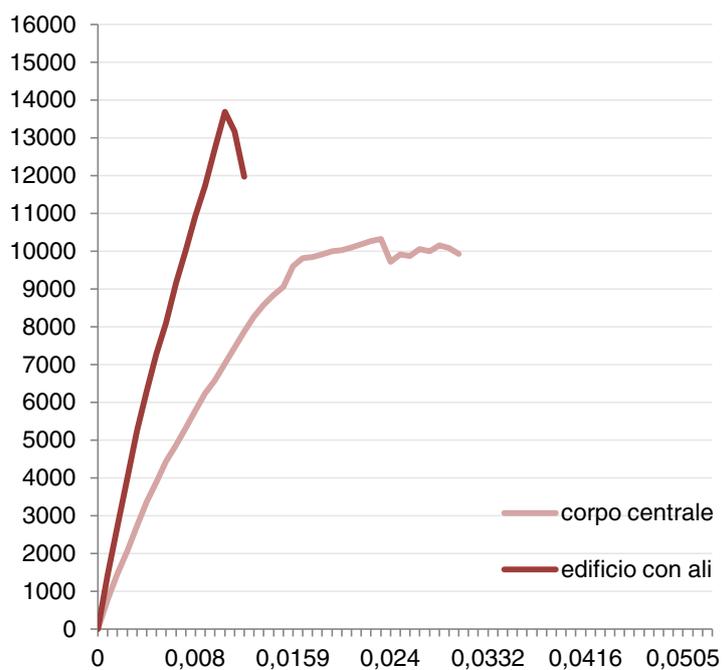
Come detto precedentemente, la modellazione su 3MURI non può fornire un grado di vincolo tra le pareti inferiore all’incastro. Dal momento in cui le conclusioni derivate dall’analisi storica e dai dettagli costruttivi del rilievo in fase conoscitiva non hanno rilevato un buon grado di collegamento delle ali, i risultati che otteniamo sono relativi ad una situazione ipotetica in cui l’ammorsamento delle pareti delle ali venisse ottimizzato.



### Distribuzioni uniform y

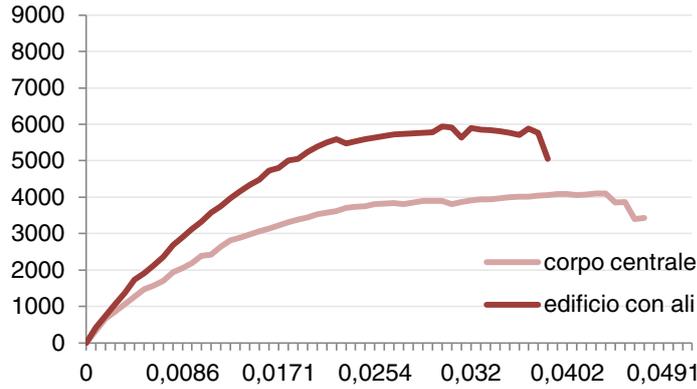


PUSH UNI +Y	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Corpo centrale	0,67	0,406	0,724
Edificio con ali	0,72	0,490	0,775

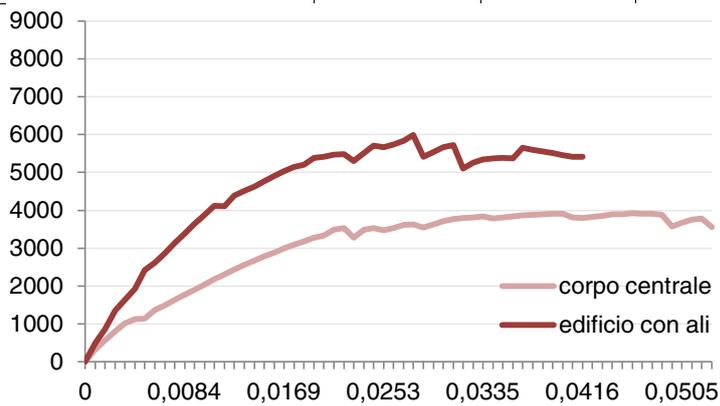


PUSH UNI -Y	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Corpo centrale	0,47	0,4	0,743
Edificio con ali	0,59	0,313	0,659

### Distribuzioni mode x

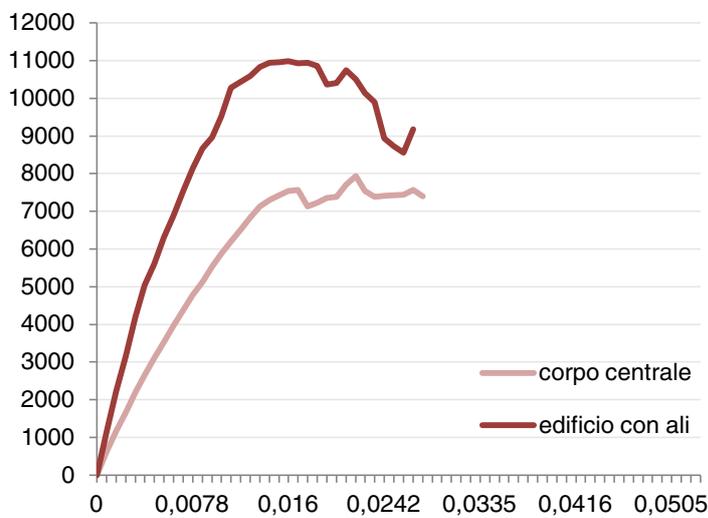


PUSH MODE +X	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Corpo centrale	0,5	0,159	0,501
Edificio con ali	0,44	0,117	0,439

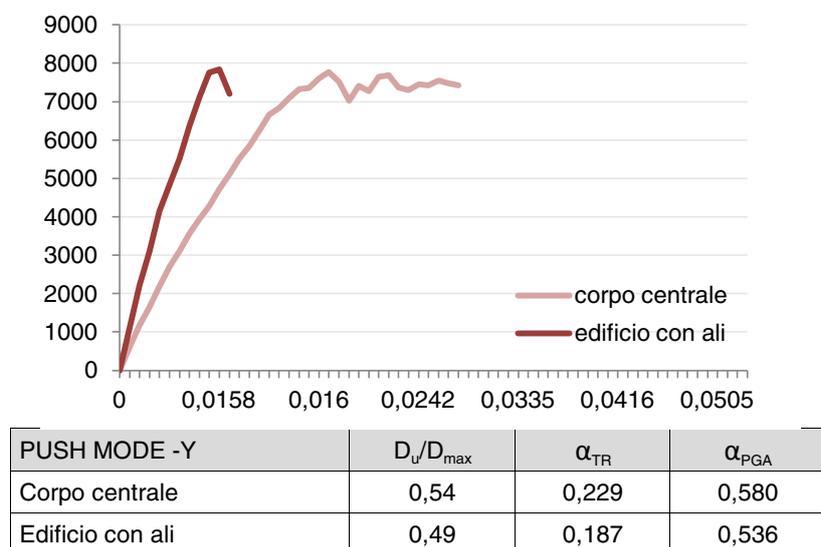


PUSH MODE -X	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Corpo centrale	0,5	0,156	0,499
Edificio con ali	0,48	0,147	0,484

### Distribuzioni mode y



PUSH MODE +Y	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Corpo centrale	0,53	0,223	0,574
Edificio con ali	0,44	0,117	0,439



Da questo primo confronto si può affermare che, ovviamente, in termini di rigidezza e tagliante massimo, l'edificio con le ali raggiunge valori più elevati, mentre per quanto riguarda lo spostamento ultimo è il corpo centrale a deformarsi maggiormente.

Più significative saranno le analisi in direzione Y, lungo la quale le ali sono in grado di fornire un maggior contributo; inoltre in questa direzione l'influenza dell'aggregato (per ora assente) è meno rilevante di quanto non lo sia lungo x, con risultati più verosimili.

Per quanto riguarda la duttilità, stimata col parametro  $D_u/D_{max}$ , i risultati ottenuti sono contrastanti tra le due distribuzioni di forze: con la UNIFORM sembra che le ali diano un contributo positivo a tale parametro, mentre con la MODE si ha un'inversione di tendenza.

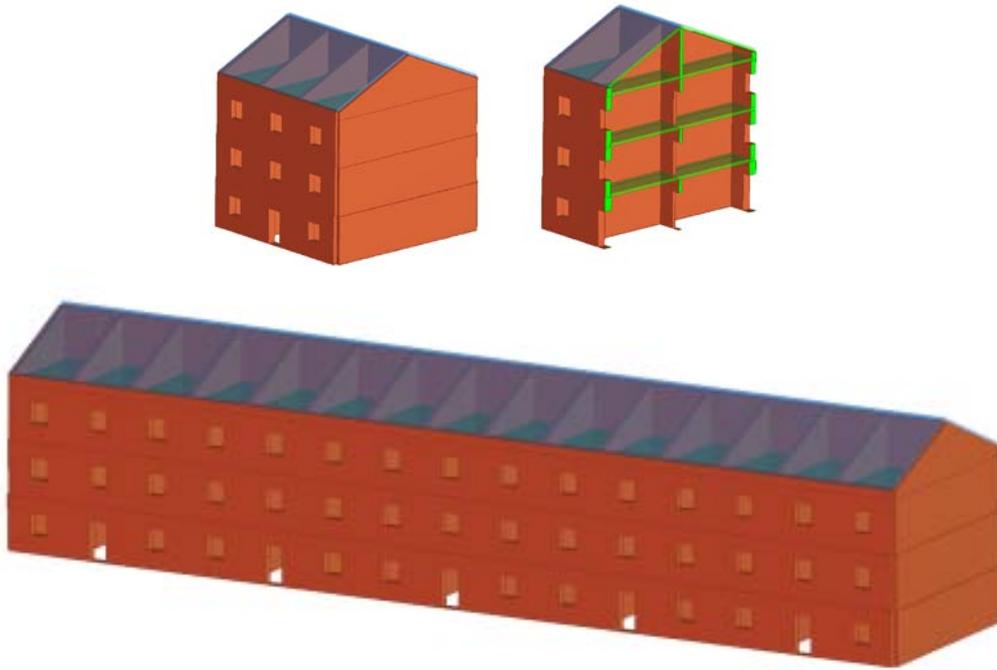
In generale comunque, in ogni tipo di verifica adottata, il contributo delle ali non è particolarmente significativo, e in alcuni casi (distribuzioni MODE) deleterio, allontanando ancora di più dall'unità i valori degli indicatori  $D_u/D_{max}$ ,  $\alpha_{TR}$ ,  $\alpha_{PGA}$ .

### 8.7.2. Confronto edificio con ali - aggregato

I risultati ottenuti del modello semplificato di unità abitativa descritto al capitolo 6 forniscono un contributo interpretativo da sfruttare in questo paragrafo; andremo quindi ad esporli prima della trattazione del confronto edificio con ali - aggregato.

#### Il modello semplificato

Come descritto precedentemente, si sono definiti sette modelli in cui l'unità abitativa venisse ripetuta in serie, accrescendo ogni volta di due blocchi il nuovo modello.



**Figura 8.10** – Modello semplificato ad 1 blocco e relativa sezione, e modello a 5 blocchi.

Abbiamo così ottenuto i seguenti modelli: 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13 blocchi. L'obiettivo è cercare di capire per quale numero di blocchi (nel caso esista) l'influenza dell'aggregato diventi trascurabile sul comportamento globale, non conferendo contributi particolarmente positivi in termini di duttilità.

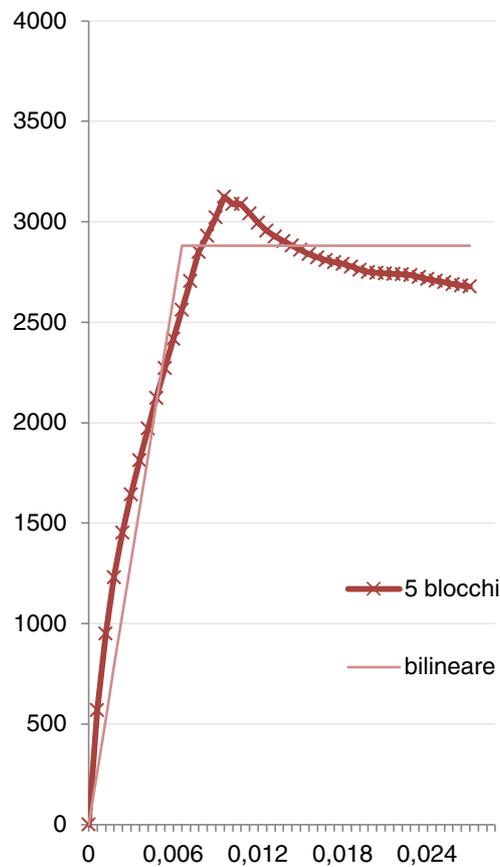
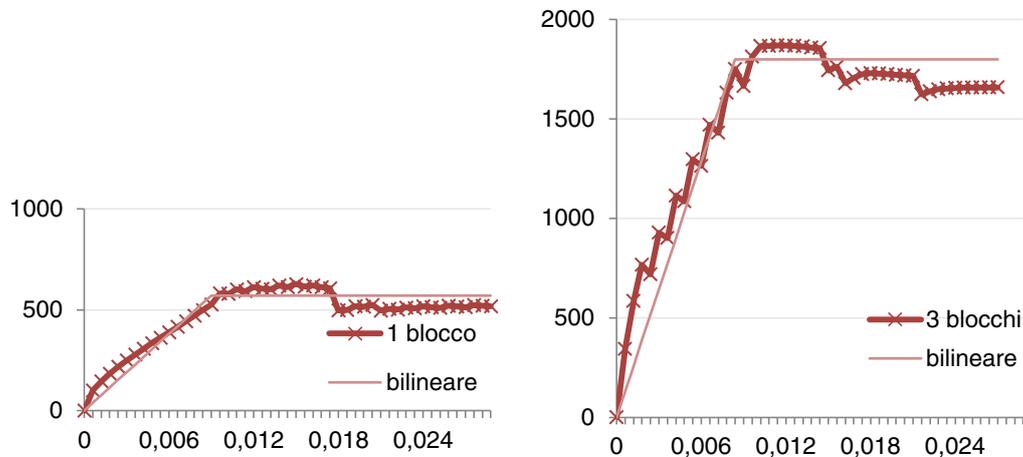
Molto spesso infatti gli edifici storici si presentano in configurazioni in aggregato, per le quali la modellazione si complica nel definire il livello di vincolo offerto dalle strutture adiacenti. Le vie percorribili in questi casi prevedono molte alternative, dalla modellazione isolata, all'incastro completo con vincoli esterni (quando il software utilizzato lo consenta), alla modellazione dell'intero aggregato se si dispone di sufficienti informazioni a riguardo, per assegnare il grado di incastro reale (seppure spesso non senza complicazioni computazionali).

Questa modellazione sperimentale, che utilizzi un modello il più generalizzato possibile rispetto al caso in esame, può riuscire a delineare il criterio secondo il quale una determinata dimensione dell'aggregato fornisca o meno un certo grado di vincolo, per capire in quali casi sia opportuno o meno adottare una modellazione isolata.

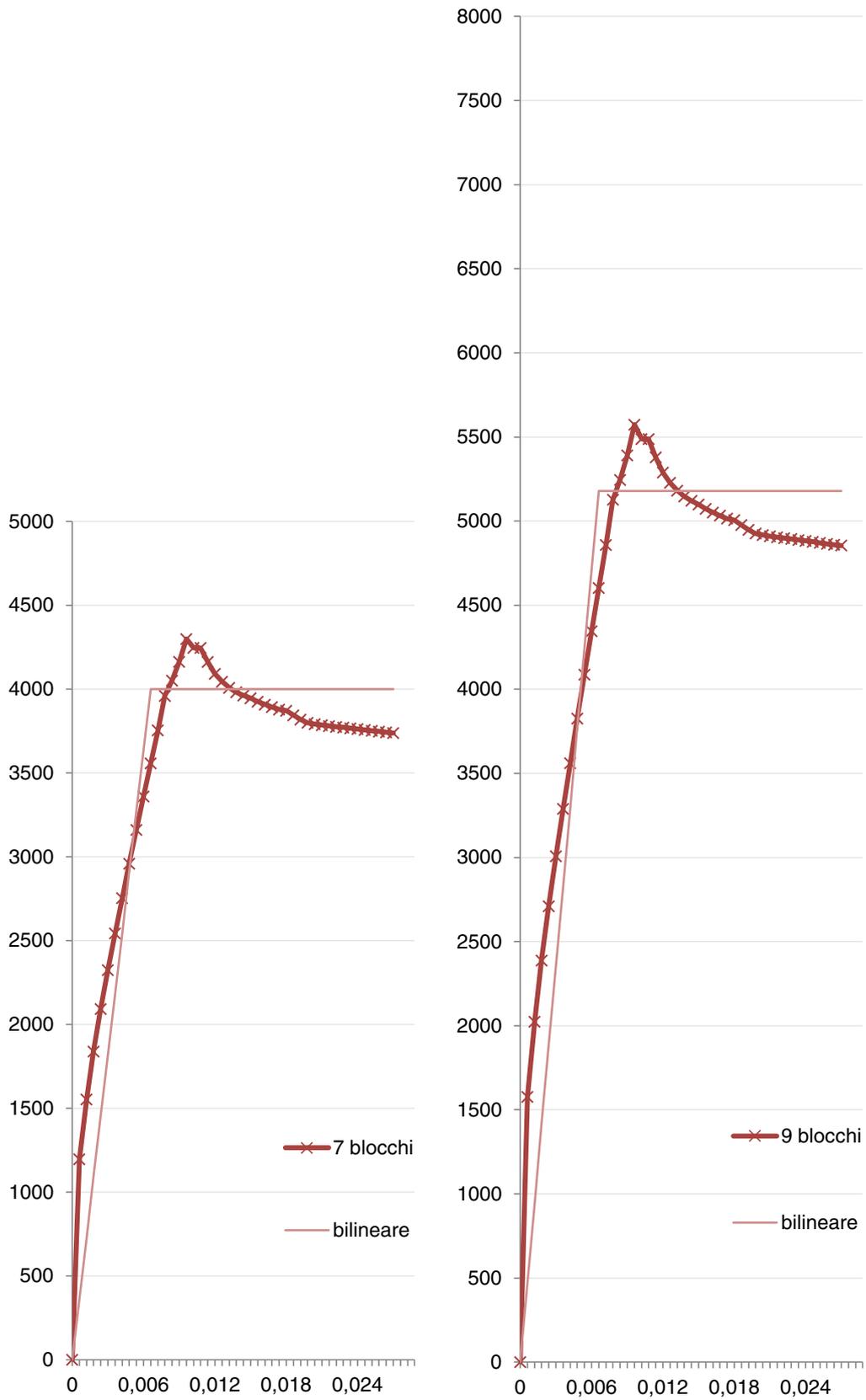
Tutto ciò soprattutto riferendoci alla metodologia utilizzata nel caso studio, in cui l'adozione del software 3MURI non ha permesso l'imposizione di vincoli, e l'unica via percorribile per poter vincolare in qualche modo un edificio che isolato non è, è stata la modellazione dell'aggregato nella sua consistenza reale; il modello semplificato in questo senso ci può perciò essere di notevole aiuto nell'interpretazione dei risultati del modello in aggregato.

Di seguito riportiamo quindi le curve di capacità dei vari modelli a blocchi (kN-m), che sono stati soggetti a spinte in direzione X+ (data la loro simmetria è stata sufficiente un solo verso), sia con distribuzione UNIFORM che MODE.

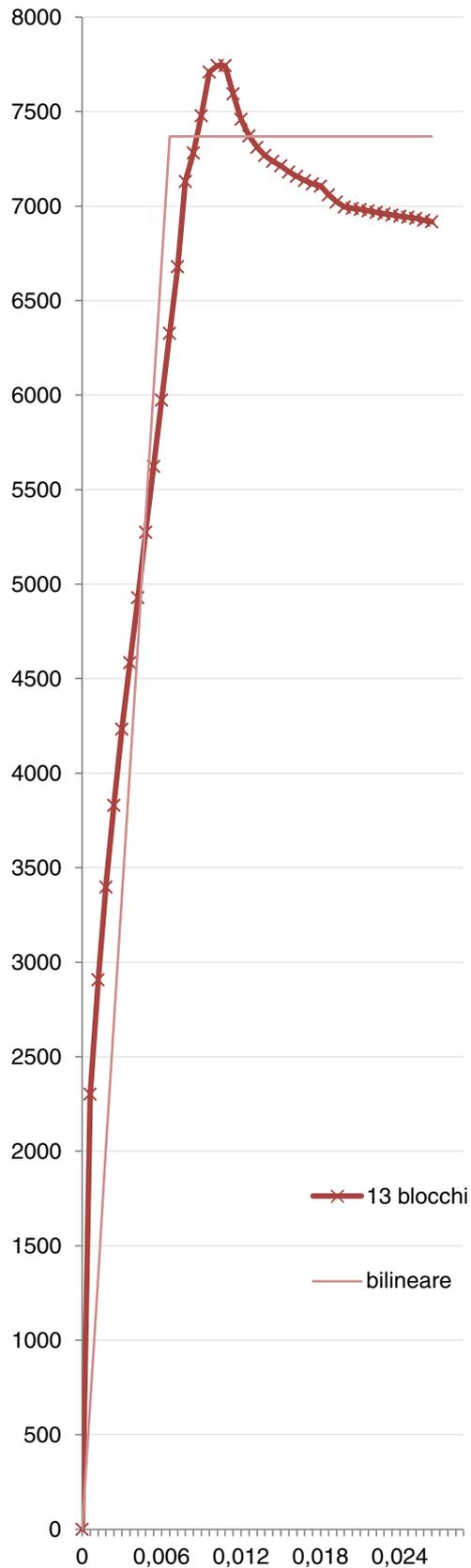
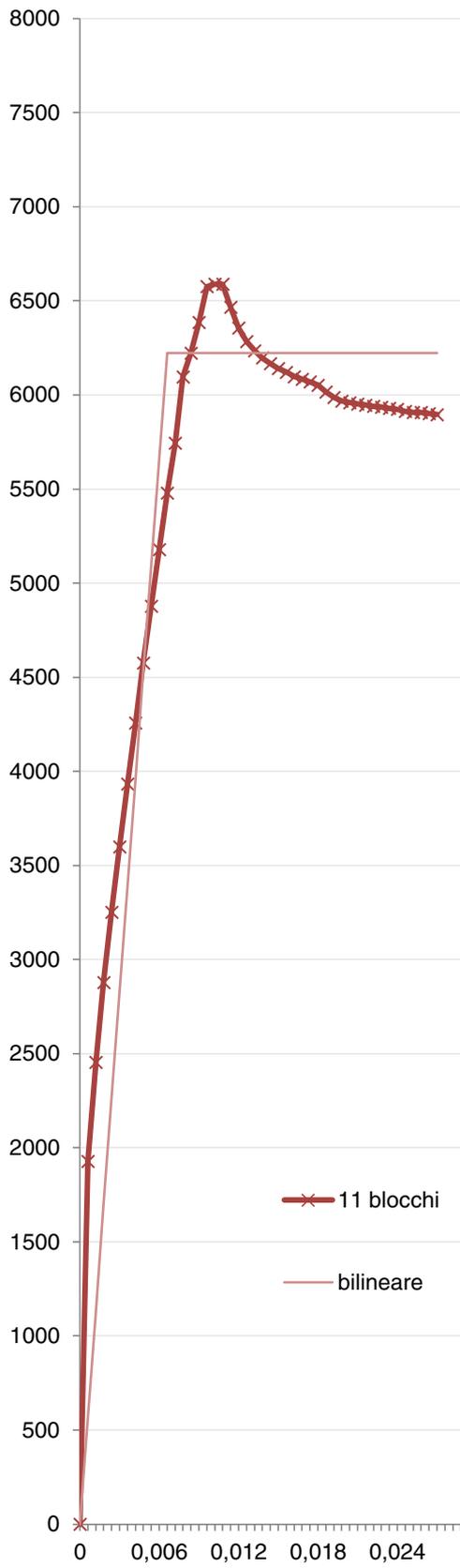
### PUSH UNI +X modello 1,3 e 5



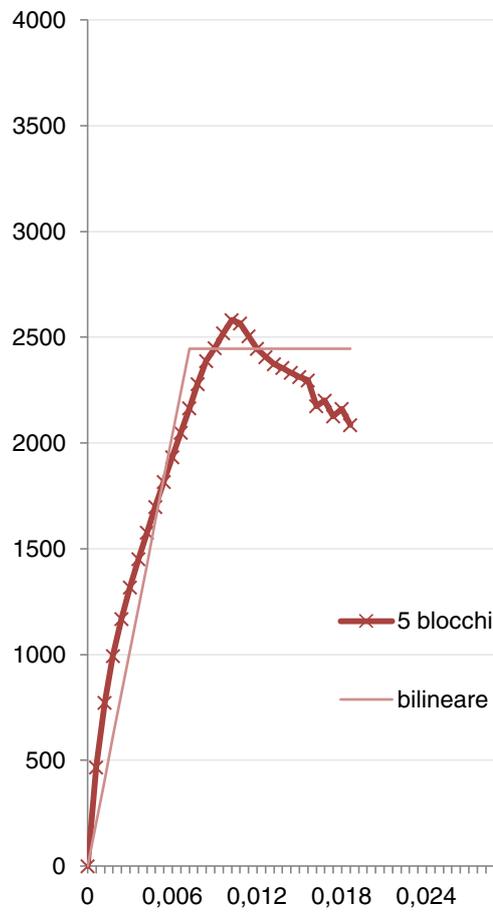
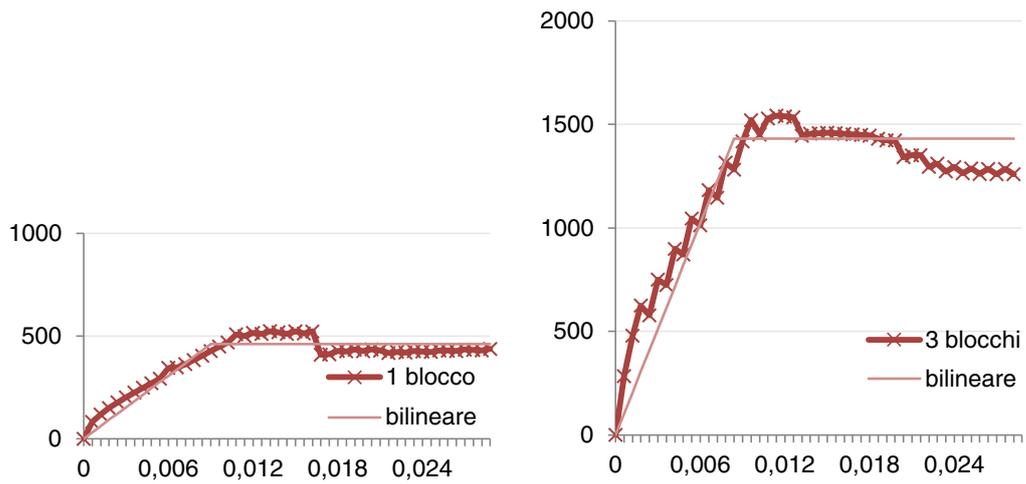
### PUSH UNI +X modello 7 e 9



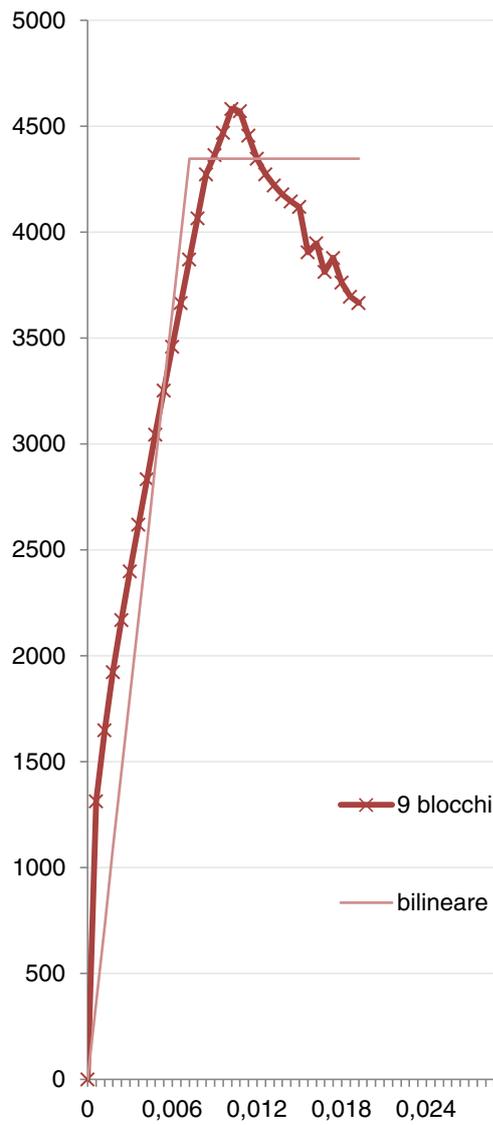
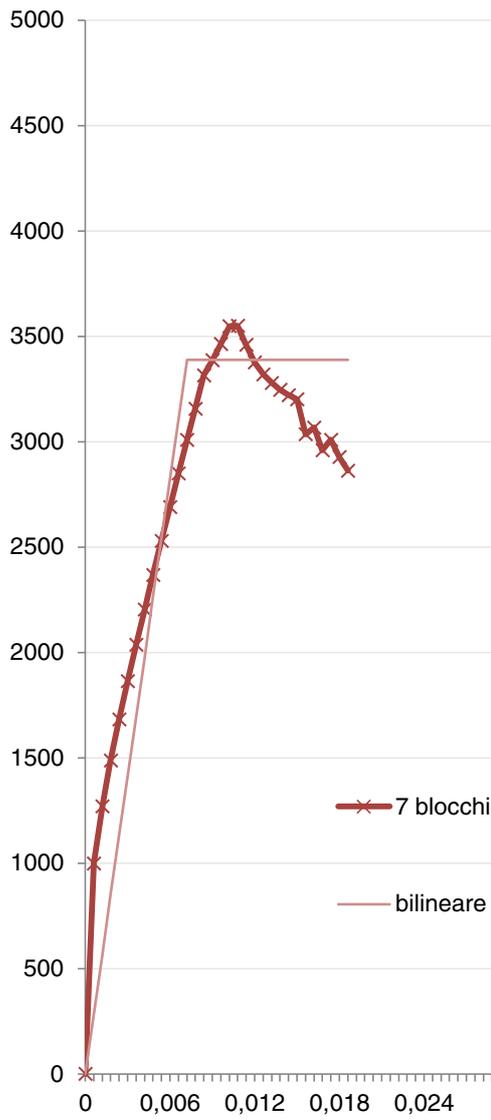
### PUSH UNI +X modello 11 e 13



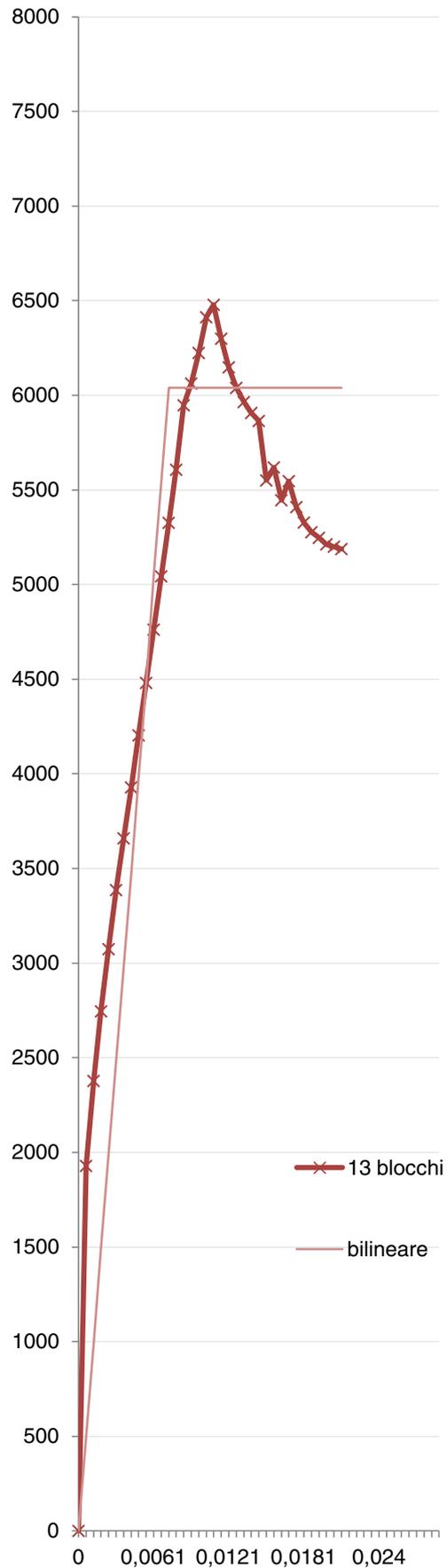
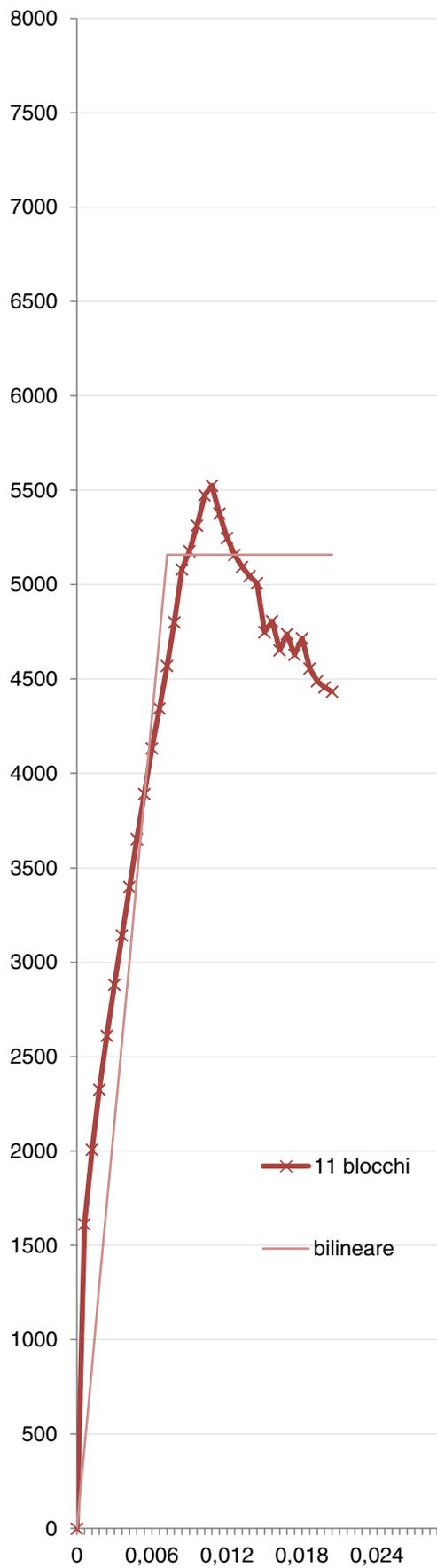
### PUSH MODE +X modello 1,3 e 5



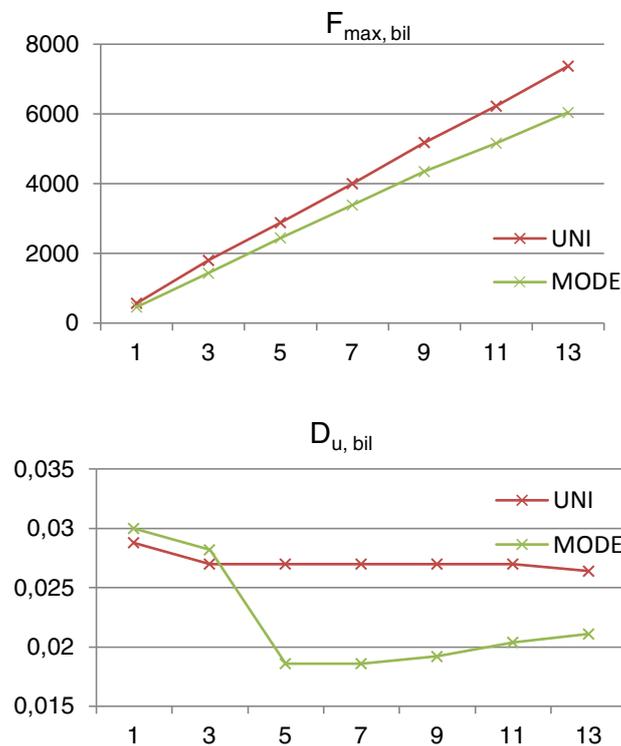
### PUSH MODE +X modello 7 e 9



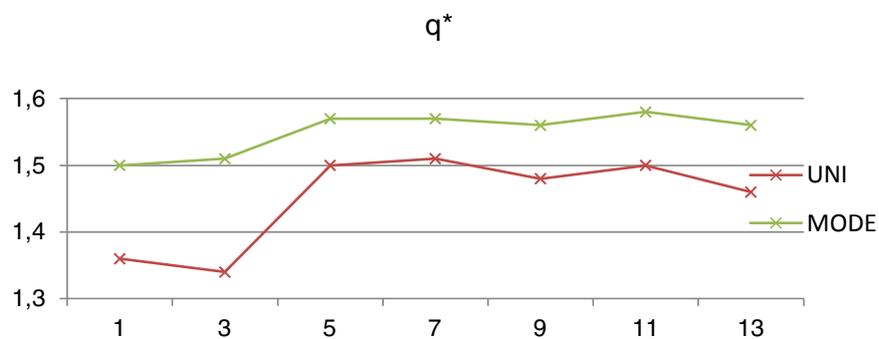
PUSH MODE +X modello 11 e 13

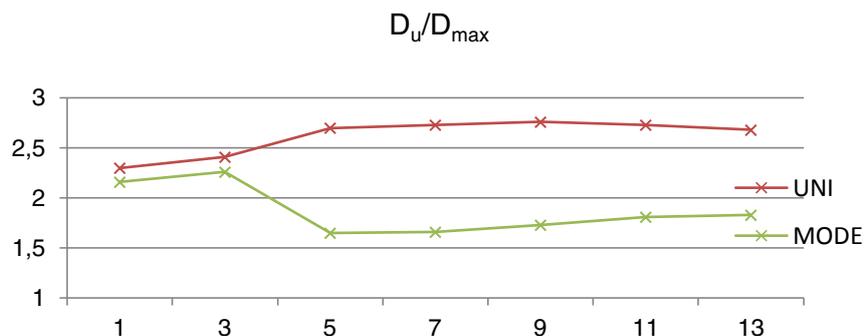


Come era prevedibile, col crescere del numero di blocchi cresce in maniera del tutto lineare il tagliante massimo, sia nelle distribuzioni UNIFORM che MODE; andamento inverso decrescente ha invece lo spostamento massimo, come mostrano i grafici seguenti in cui si sono estrapolati i valori relativi alle bilineari ( $F_{\max, bil}$  e  $D_{u, bil}$ ), in funzione del numero di blocchi.



Più significativi al fine di comprendere il comportamento dell'aggregato, sono invece i grafici seguenti. Si analizza infatti, sempre al variare del numero dei blocchi, l'andamento del fattore di struttura  $q^*$  del sistema bilineare e il rapporto  $D_u/D_{\max}$ , con  $D_{\max}$  spostamento richiesto allo SLV, indicatore del soddisfacimento della verifica agli spostamenti.





È evidente che con l'aumentare del numero di blocchi il beneficio che si trae, tende a diminuire fino praticamente ad annullarsi, per entrambi i parametri presi in considerazione. I valori infatti, dopo una prima fase in cui assumono andamenti crescenti o decrescenti, si attestano su livelli costanti:

- 1,4 per il  $q^*$  e circa 2,5 per il  $D_u/D_{max}$  nella UNI;
- 1,55 per il  $q^*$  e circa 2 per il  $D_u/D_{max}$  nella MODE.

Questo tipo di analisi ci porta a concludere che la modellazione dell'edificio isolato è plausibile anche quando inserito all'interno di un contesto edificato più ampio. Si ottiene un beneficio relativo dalla presenza dell'aggregato, che non incide in maniera sostanziale sui parametri di verifica e sulla duttilità globale.

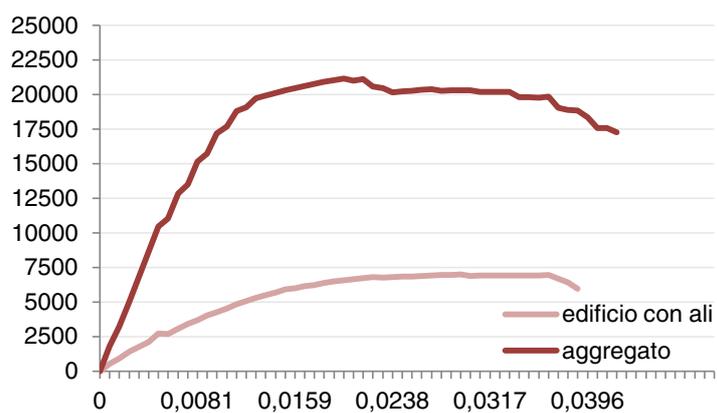
Con ciò non perde tuttavia di senso la modellazione completa che abbiamo eseguito, poiché, comunque permette di cogliere le diversità che si hanno nella realtà del caso in studio e non in un modello generalizzato, dovute principalmente all'asimmetria del costruito sui due lati del palazzo, ma anche alla reale disposizione delle parete e degli impalcati.

Sarà quindi utile valutare il comportamento dell'aggregato nelle due direzioni x e y, e nei due versi positivo e negativo.

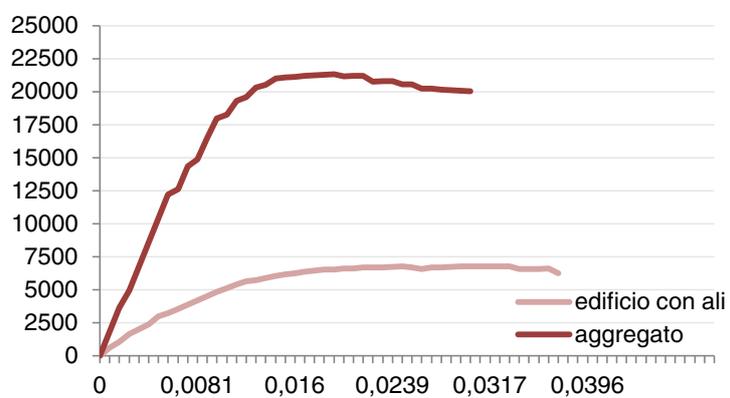
Si rende necessaria a questo punto una precisazione per quanto riguarda la tipologia d'analisi. L'analisi statica lineare, per sua stessa natura, non è in grado di cogliere l'interazione tra i diversi modi di vibrare della struttura; servirebbe in tal caso un'analisi dinamica. Ogni modello allo stesso tempo, con l'accrescersi del numero di unità, avrà modi di vibrare diversi rispetto al precedente, poiché le rigidezze in gioco cambiano; tanto più questo avverrà nei passaggi tra i tre modelli reali. I confronti che stiamo eseguendo sono perciò utili per fornire una stima della sismoresistenza, ma allo stesso tempo sarebbe necessaria una più precisa valutazione del comportamento sismico, nel quale tanta influenza è data dai modi proprio delle strutture modellate.

Passiamo ora al confronto tra i modelli dell'edificio con ali e aggregato.

### Distribuzioni uniform x

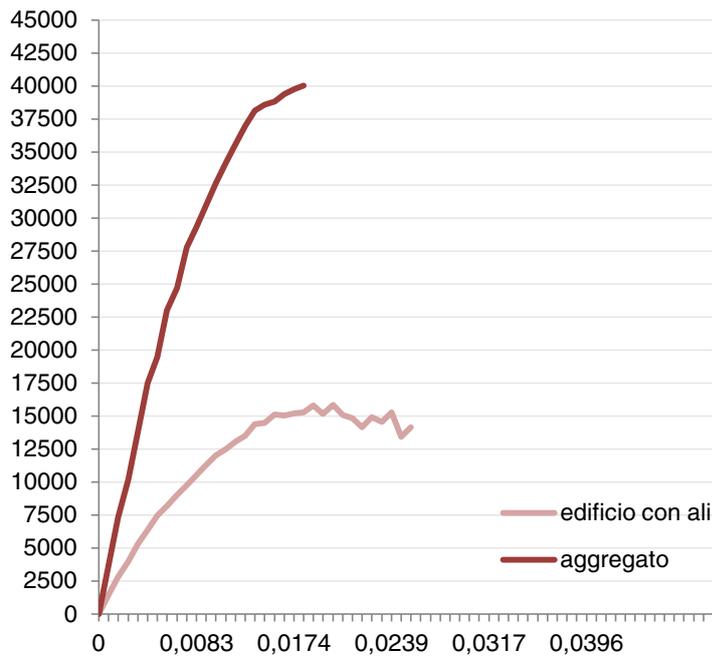


PUSH UNI +X	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Edificio con ali	0,51	0,167	0,512
Aggregato	0,71	0,343	0,677

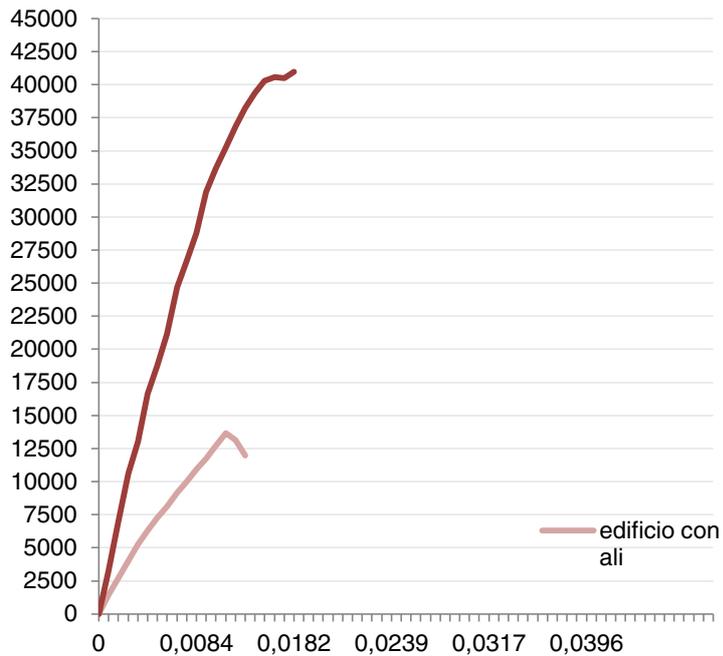


PUSH UNI -X	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Edificio con ali	0,54	0,188	0,539
Aggregato	0,71	0,348	0,682

### Distribuzioni uniform y

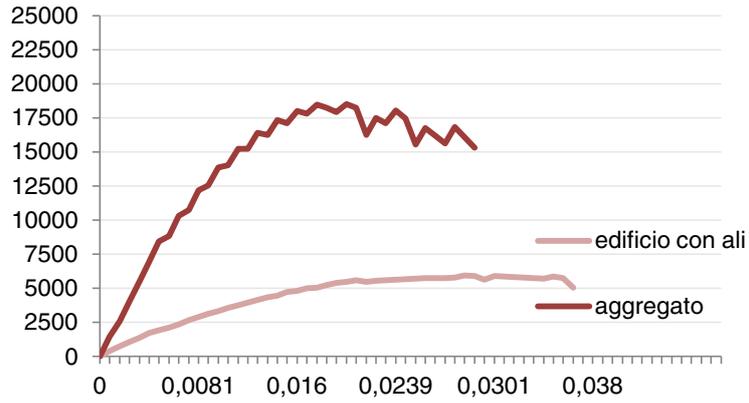


PUSH UNI +Y	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Edificio con ali	0,72	0,490	0,775
Aggregato	0,55	0,308	0,651

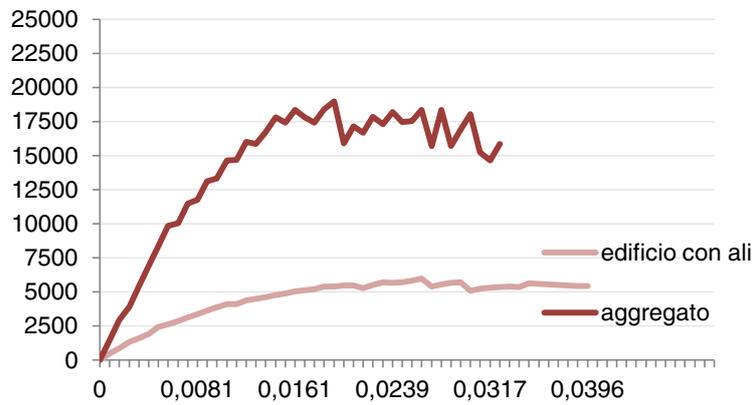


PUSH UNI -Y	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Edificio con ali	0,59	0,313	0,659
Aggregato	0,52	0,288	0,632

### Distribuzioni mode x

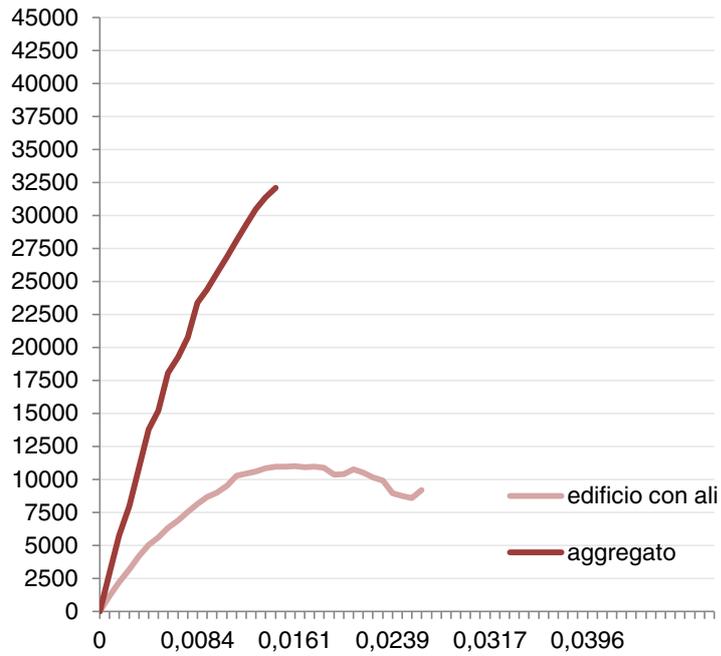


PUSH MODE +X	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Edificio con ali	0,44	0,117	0,439
Aggregato	0,44	0,122	0,455

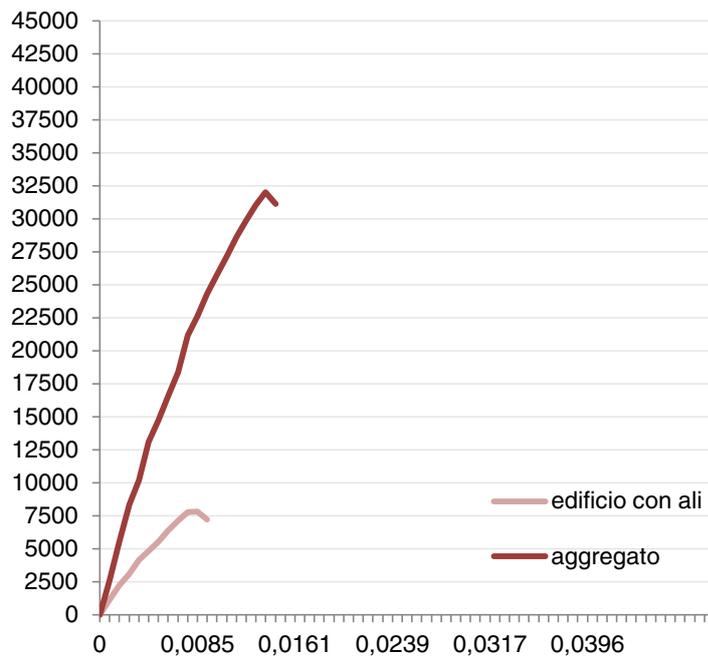


PUSH MODE -X	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Edificio con ali	0,48	0,147	0,484
Aggregato	0,45	0,125	0,460

### Distribuzioni mode y



PUSH MODE +Y	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Edificio con ali	0,44	0,117	0,439
Aggregato	0,36	0,122	0,460



PUSH MODE -Y	$D_u/D_{max}$	$\alpha_{TR}$	$\alpha_{PGA}$
Edificio con ali	0,49	0,187	0,536
Aggregato	0,38	0,128	0,469

I risultati di questo secondo confronto riconfermano quanto affermato nel tra i primi due modelli del corpo centrale e dell'edificio con ali. Di nuovo il tagliante massimo raggiunto è più elevato (ovviamente) nel caso dell'aggregato, mentre in linea generale diminuisce lo spostamento massimo raggiunto.

I risultati lungo  $y$  in questo caso non sono particolarmente significativi, ma si rileva una tendenza peggiorativa del comportamento globale nel caso di aggregato rispetto all'edificio con ali, sia nelle distribuzioni UNI che MODE.

Per quanto riguarda la direzione  $x$ , lungo la quale possiamo avvalerci dei risultati del modello semplificato, la presenza dell'aggregato porta un lieve miglioramento in quasi tutti i casi, in termini sia di  $D_u/D_{max}$ , che  $\alpha_{TR}$ , che  $\alpha_{PGA}$ . Tuttavia, come ci aspettavamo dai risultati del modello a blocchi, l'influenza del costruito adiacente al palazzo non è sostanziale per il risultato globale.

Infine, possiamo notare che il comportamento dell'edificio non è soggetto a variazioni consistenti nemmeno confrontando i due versi positivo e negativo lungo  $x$ ; la conformazione del costruito riportata nelle due restituzioni sotto, poteva farci supporre una diversa vulnerabilità in senso positivo o negativo, ma i valori smentiscono tale ipotesi.



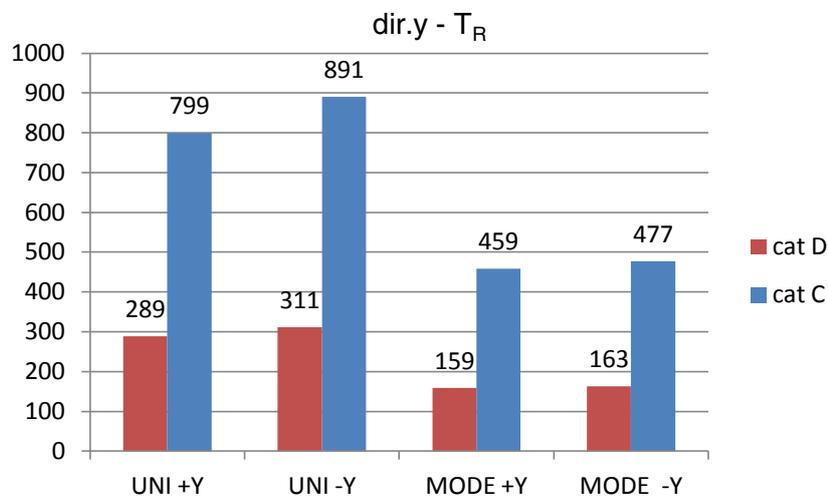
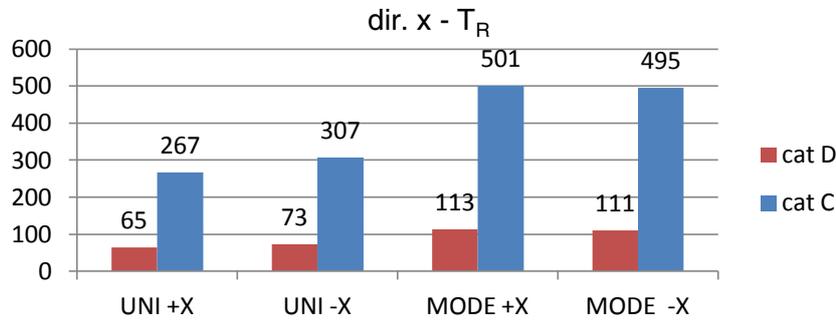
**Figura 8.11** – Sezioni ambientali con piani paralleli alla direzione  $x$ , in cui si evidenzia la conformazione del costruito attorno all'edificio.

### 8.8. Influenza della categoria di sottosuolo

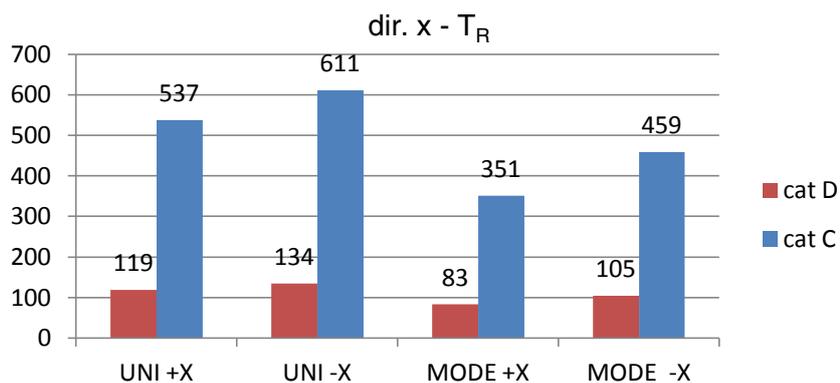
I risultati ottenuti per le analisi pushover condotte hanno rivelato, per lo stabile in studio, una situazione di alta vulnerabilità. Tra i principali fattori che concorrono a delineare questa evidenza possiamo senz'altro citare la categoria di sottosuolo, che nel caso di studio è la più penalizzante tra quelle di normativa.

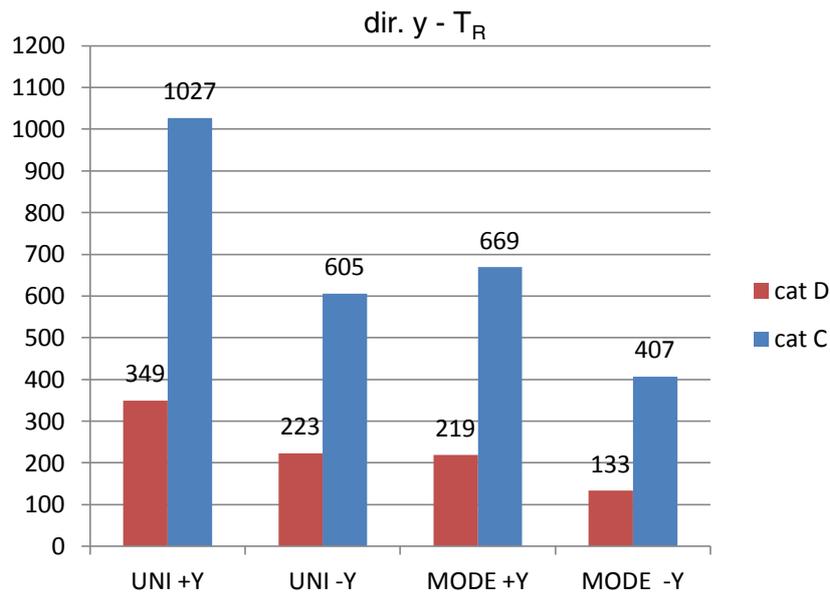
Per determinare il peso di questo fattore nella definizione della vulnerabilità sismica dello stabile, sono state eseguite delle analisi supponendo un terreno di categoria C. Riportiamo di seguito i risultati relativi ai tempi di ritorno dei vari modelli, confrontando i due casi di categoria C e D.

### Corpo centrale

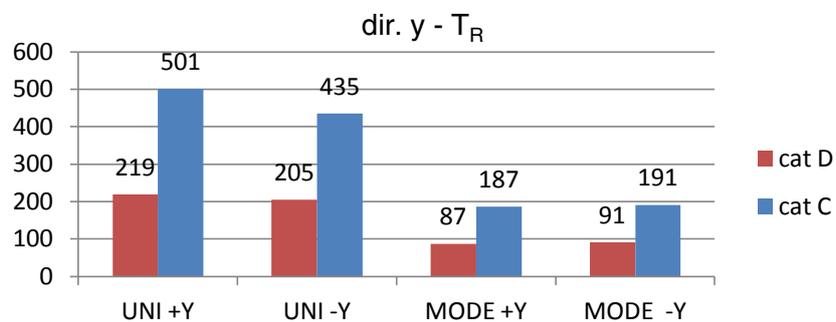
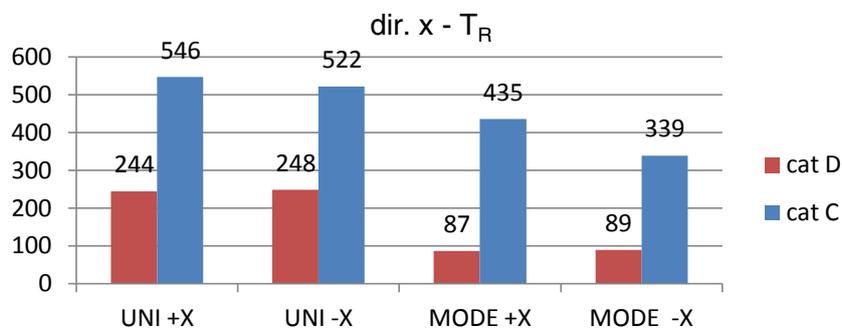


### Edificio con ali





### Aggregato



Gli istogrammi evidenziano il forte miglioramento che otterremmo in termini di tempi di ritorno, nel caso in cui la categoria di sottosuolo passasse anche solamente ad un grado più alto. In alcuni casi, soprattutto se consideriamo l'analisi dell'edificio con ali, si arriva addirittura al soddisfacimento delle verifiche allo SLV con valori del  $T_R$  che superano il limite richiesto di 712 anni.

Si evidenzia comunque un notevole incremento, spesso con valori che raddoppiano e triplicano.

## 8.9. Conclusioni all'analisi sismica

Lo studio della vulnerabilità sismica dell'edificio è stata eseguita, nel rispetto della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011 "*Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni ...*", seguendo un percorso concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, ma opportunamente adattato alle esigenze e alle peculiarità di un immobile sottoposto a tutela e quindi rientrante nell'ambito del patrimonio culturale.

Inoltre, la valutazione del comportamento sismico di edifici storici in aggregato è attualmente un problema ancora in discussione che, soprattutto in casi di particolare complessità, si affida a procedure da scegliere ad hoc; ai diversi livelli di valutazione la modellazione ha quindi adottato apposite generalizzazioni per approssimare la struttura reale in modo plausibile.

In relazione allo studio con modelli meccanici semplificati (LV1) per la valutazione a scala territoriale, l'analisi ha permesso di conseguire valori di vulnerabilità sismica più elevati dei precedenti, evidenziando differenti comportamenti tra le due direzioni principali considerate; ciò avviene principalmente a causa della carenza di elementi portanti disposti nella direzione est-ovest, in cui però agisce il vincolo dell'aggregato. Questa analisi, relativamente alla condizione di modello costituito dal solo corpo centrale isolato, ha restituito un valore paragonabile di PGA conseguito con quello delle analisi pushover, relativamente alla direzione est-ovest mentre, in direzione ortogonale, ha fornito un valore in difetto rispetto al corrispondente valore ottenuto con l'analisi statica non lineare. L'intervallo di valori ottenuto dall'analisi svolta con modelli meccanici semplificati è:

$$a_{g, \max, \text{dirx}} = 0,34 - 0,39 \text{ m/s}^2$$

$$a_{g, \max, \text{diry}} = 0,39 - 0,49 \text{ m/s}^2$$

L'analisi dei meccanismi locali di collasso (LV2) è stata in parte suggerita dal rilievo e dall'esame del quadro fessurativo, con il distacco della facciata principale. Allo stato attuale la vulnerabilità sismica dell'edificio si identifica con il valore di accelerazione di attivazione di tale meccanismo:

$$a_g = 0,22 \text{ m/s}^2$$

che va considerato un limite inferiore per le  $a_g$ ; esso è stato infatti determinato trascurando del tutto, a favore di sicurezza, gli eventuali ammortamenti con i muri di controvento.

Nell'analisi globale (LV3), non potendo prescindere dalle interazioni derivanti dalla presenza di edifici adiacenti, la modellazione più corretta appare senz'altro quella che considera l'intero

aggregato, il che comporta una notevole complessità in termini di calcolo e richiede la disponibilità di informazioni sulle unità edilizie circostanti, non sempre reperibili nella pratica.

Nel caso in esame, essendo riusciti a risalire agli elaborati grafici relativi al costruito adiacente, si sono definiti più modelli, che a mano a mano includessero una porzione più ampia di costruito: del corpo centrale dell'edificio; dell'edificio nel suo complesso comprensivo delle ali; dell'edificio inserito nella porzione di aggregato considerata collaborante.

Il software utilizzato per la modellazione, 3MURI, non dà la possibilità di vincolare esternamente la struttura, se non definendo ulteriori pareti resistenti, per cui i vari modelli risultano liberi lateralmente. Allo stesso tempo però le pareti modellate vengono automaticamente incastrate l'una con l'altra, nell'impossibilità di diminuire il grado di ammassamento per attenersi al livello reale di collegamento; la principale incongruenza tra il modello e lo stato di fatto è stata rilevata nella giunzione tra le ali e il corpo centrale. Un'ulteriore generalizzazione è stata eseguita in riferimento alla rigidità degli impalcati, che sono stati in ultima modellazione impostati come rigidi, per riuscire a valutare il comportamento globale delle pareti. È importante però precisare quanto tale parametro influenzi la reale collaborazione delle pareti tra loro, che seppur fornite di notevole rigidità, potrebbero non esercitare influenze significative sul comportamento del palazzo se portatrici di impalcati poco rigidi, ed avere dunque un comportamento autonomo; si giustifica perciò l'approssimazione utilizzata, considerando la forte presenza di strutture voltate, a cui solitamente è associata una rigidità elevata.

La valutazione della vulnerabilità sismica è stata quindi condotta attraverso l'analisi statica non lineare (pushover). Il programma 3MURI utilizza il macroelemento sviluppato da Lagomarsino et al., andando a definire una mesh sulla base delle caratteristiche di pareti e aperture; quest'ultima è costituita da maschi, fasce e nodi, la cui geometria delinea i profili del telaio equivalente, sfruttato poi nelle analisi di spinta.

L'utilizzo di un programma commerciale come 3MURI, ha consentito una modellazione più rapida, poiché è il programma stesso a sintetizzare la struttura del telaio equivalente, una volta definito un modello volumetrico dell'edificio. Allo stesso tempo i risultati che fornisce possono essere poco attinenti alla reale vulnerabilità dell'edificio: come descritto precedentemente, al raggiungimento da parte di un pannello murario della crisi, l'analisi non viene fermata reputando che un tale evento possa essere causa di perdite di stabilità o comunque di crisi globali della struttura. Ciò non avviene in programmi di analisi come SAP2000, più cautelativi perché soggetti al controllo manuale. Il confronto con i risultati dello stesso tipo di lavoro ottenuti dall'Ing. M. Sguazzino sul corpo centrale del fabbricato utilizzando SAP2000, ci hanno permesso di giungere a queste conclusioni. In tal senso inoltre, i risultati forniti dall'analisi sono stati più significativi in termini di confronto tra un modello e l'altro, che come valore assoluto, al fine di quantificare l'influenza dell'aggregato sul comportamento dell'edificio.

Con quest'obiettivo ci siamo avvalsi anche delle informazioni ricavate da un modello semplificato di unità abitativa, che venisse poi ripetuto in serie a fornire più modelli con numero  $n$  crescente di blocchi base; si è evidenziato che l'aumento delle unità non fosse garanzia di un raggiungimento di una minore vulnerabilità. Seppure l'influenza della schiera non è risultata nulla, gli indicatori di un miglioramento del comportamento sismico, si attestano su valori costanti al crescere di  $n$ .

Dai risultati ottenuti in termini di vulnerabilità sismica, adottando come parametro di riferimento la massima accelerazione PGA cui l'edificio può resistere allo stato limite di salvaguardia della vita, si evince che lo stabile non risulta idoneo a soddisfare la domanda di accelerazione al suolo richiesta nella zona di riferimento, relativa ad un tempo di ritorno di 712 anni, pari a  $a_{g,SLV} = 1,34 \text{ m/s}^2$ .

Per l'analisi non lineare, con riferimento alla direzione est-ovest, il valore della PGA [ $\text{m/s}^2$ ] è risultato pari a:

<b>corpo centrale</b>	<b>+X</b>	<b>-X</b>
Uniform	0,53	0,56
Mode	0,67	0,67
<b>edificio con ali</b>	<b>+X</b>	<b>-X</b>
Uniform	0,69	0,72
Mode	0,59	0,65
<b>aggregato</b>	<b>+X</b>	<b>-X</b>
Uniform	0,91	0,92
Mode	0,61	0,62

Con riferimento alla direzione ortogonale:

<b>corpo centrale</b>	<b>+Y</b>	<b>-Y</b>
Uniform	0,97	1,00
Mode	0,77	0,78
<b>edificio con ali</b>	<b>+Y</b>	<b>-Y</b>
Uniform	1,04	0,88
Mode	0,88	0,72
<b>aggregato</b>	<b>+Y</b>	<b>-Y</b>
Uniform	0,87	0,85
Mode	0,62	0,63

Stante le incertezze circa la reale rigidità dei solai e l'efficacia del ritegno alle unità adiacenti, le analisi pushover hanno definito quindi un intervallo di valori delle PGA possibili.

Per quanto riguarda i primi due modelli, è evidente che lungo la direzione  $y$  l'edificio è in grado di resistere a sismi di intensità molto più elevata rispetto alla  $x$ . Questo è con ogni probabilità

dovuto alla conformazione dell'edificio, la cui maggior rigidità si concentra nella direzione delle spesse pareti trasversali rispetto a Via San Martino, come avevamo già osservato nella trattazione sui modi principali di vibrare dei modelli; inoltre è lungo questa direzione che si ha lo sviluppo prevalente della ali.

I risultati del modello in aggregato sono ovviamente riferiti alla vulnerabilità di tutto il complesso e perdono quindi di significato come valore in sé. Evidenziano però come alla direttrice  $x$  dello sviluppo dell'aggregato sia associata una maggiore resistenza; è plausibile che la presenza del costruito, seppure con rigidità più elevate in linea di massima lungo  $y$ , abbia un influsso positivo sulla vulnerabilità nella direzione parallela a Via San Martino. Emerge infine come alla direzione  $-x$  sia associata una maggiore resistenza, anche se lo scarto è relativamente basso; il che può essere facilmente giustificato pensando alla conformazione del costruito, con edifici più bassi a ovest ( $+x$ ).

Come precisato precedentemente, dobbiamo tener presente che l'analisi statica lineare, per sua stessa natura, non è in grado di cogliere l'interazione tra i diversi modi di vibrare della struttura; soprattutto nel confronto tra strutture diverse, in cui le frequenze proprie cambiano radicalmente. Solo un'analisi dinamica sarebbe in grado di valutare il reale comportamento sismico, ma entro questa sede, una più semplificata analisi pushover ci ha permesso comunque di fornire una stima della influenza di corpi di fabbrica adiacenti, senza eccedere in oneri computazionali.

Un'ultima valutazione è stata condotta modificando la categoria di terreno, nell'ipotesi che dalla D si passasse alla C; è emersa la notevole influenza che tale fattore assume nella definizione della vulnerabilità. I valori del tempo di ritorno dell'azione per la quale lo stabile raggiunge lo SLV aumentano notevolmente, arrivando in alcuni casi a determinare un superamento delle verifiche di vulnerabilità; almeno per quanto riguarda il tipo di informazione che 3MURI può fornire, che deve essere però sempre soggetta a verifiche ulteriori per le motivazioni descritte precedentemente.

## CONCLUSIONI

Il lavoro di tesi ha cercato di delineare un possibile filo conduttore per unificare i risultati dei numerosi studi effettuati su Palazzo Franchetti e poter porre i necessari presupposti per un progetto di restauro.

Come per la maggior parte dei palazzi storici, l'edificio è frutto di una storia evolutiva, i cui tratti non sono spesso identificabili con precisione, ma per i quali si può cercare di trarre la conclusione più probabile. Le informazioni ricavate dallo studio hanno fornito interessanti spunti di riflessione sulle sequenze costruttive e sui rapporti stratigrafici degli elementi strutturali. In particolare, l'indagine termografica ha favorito la comprensione dell'assetto originario e di quello rinascimentale, grazie anche al contributo dell'urbanistica storica del quartiere. Si è potuta così affermare l'origine medievale del costruito, sorto su nuclei di antiche case torri, sulle quali si sono poi impostati i palazzi cinquecenteschi; l'unificazione avvenuta nell'ottocento ha poi condotto all'assetto attuale di Palazzo Franchetti.

Il quadro fessurativo e deformativo, rilevato su tutte le pareti e interpretato alla luce delle informazioni ottenute, ha evidenziato antiche patologie, probabilmente legate al processo di edificazione che sembra iniziato nella zona ad ovest. L'effetto della consolidazione differenziale del terreno può aver prodotto le fessurazioni ad andamento parabolico sulle pareti longitudinali del fabbricato, mentre le numerose verticali possono essere attribuite alle aperture tamponate e alle canne fumarie; è infine evidente il distacco della facciata lungo via San Martino dalle pareti ad essa ortogonali. La configurazione e la conformazione delle fessure rivela comunque una situazione statica non preoccupante.

Tale dato ci è confermato dalle conclusioni dell'analisi statica, eseguita dal software 3MURI; la resistenza ai carichi verticali è verificata per tutte le pareti analizzate, come testimonia l'effettiva presenza dell'edificio.

L'analisi di Palazzo Franchetti ha messo in luce i seguenti difetti strutturali: carenza di elementi verticali resistenti disposti nella direzione parallela a via San Martino (specie al piano terra); assenza di cordoli di collegamento tra orizzontamenti (o copertura) e maschi murari; presenza sporadica di catene in acciaio; incerta efficacia dei collegamenti fra i maschi murari nelle intersezioni d'angolo; assenza di regolarità strutturale e di regolarità nella distribuzione delle aperture; presenza di orizzontamenti di tipologia varia come solai voltati, in legno ed in acciaio. Alcuni solai lignei in cattivo stato di conservazione determinano una ridotta ridistribuzione degli sforzi fra gli elementi resistenti.

Per quanto riguarda l'analisi sismica, vincolante nella scelta della metodologia e del tipo di modellazione è stata la conformazione in aggregato dell'edificio; nella fattispecie del caso studio

questa problematica è stata risolta confrontando i risultati di più modelli che comprendessero via via porzioni di costruito più ampie: corpo centrale dell'edificio, edificio con ali nella sua totalità, modello dell'aggregato ritenuto collaborante; si disponeva infatti degli elaborati grafici degli edifici adiacenti, che ci hanno permesso di delineare con precisione le quote degli impalcati e le pareti resistenti.

Lo studio della vulnerabilità sismica dell'edificio è stato eseguito nel rispetto della Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011 "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni ...", seguendo un percorso concettualmente analogo a quello previsto per le costruzioni non tutelate, secondo i tre livelli di valutazione, ma opportunamente adattato alle esigenze e alle peculiarità di un immobile sottoposto a tutela e quindi rientrante nell'ambito del patrimonio culturale. Il lavoro di tesi ha eseguito una valutazione a livello LV3 della sismoresistenza, con un modello globale sviluppato col software 3MURI, attraverso l'analisi statica non lineare (pushover); per quanto riguarda gli altri due livelli prescritti (LV1 e LV2), ci siamo avvalsi dei risultati forniti dall'Ing. M. Sguazzino.

Dall'analisi globale, adottando come parametro di riferimento la massima accelerazione PGA cui l'edificio può resistere allo stato limite di salvaguardia della vita, è emerso che lo stabile non risulta idoneo a soddisfare la domanda di accelerazione al suolo richiesta nella zona di riferimento, relativa ad un tempo di ritorno di 712 anni, pari a  $a_{g,SLV} = 1,34 \text{ m/s}^2$ . Stante le incertezze circa la reale rigidezza dei solai e l'efficacia del ritegno alle unità adiacenti, le analisi pushover sul modello dell'edificio completo, hanno definito un intervallo di valori delle PGA per le quali esso raggiunge lo SLV, che va da un minimo di  $0,59 \text{ m/s}^2$  lungo x, ad un massimo di  $1,04 \text{ m/s}^2$  in y.

I risultati del modello in aggregato evidenziano come la presenza del costruito, seppure con rigidità più elevate in linea di massima lungo y, abbia un influsso positivo sulla vulnerabilità nella direzione parallela a Via San Martino. In generale però il contributo conferito non è particolarmente elevato in termini di soddisfacimento delle verifiche. Questo risultato è confermato dalle conclusioni raggiunte con l'analisi di un modello semplificato, definito con l'obiettivo di stimare influenza della dimensione dell'aggregato in schiera sul comportamento sismico dell'edificio in esso inserito: l'aumento della dimensione della schiera porta ad un attestamento su valori circa costanti dei parametri indicatori della duttilità globale, non adducendo un significativo beneficio.

È invece emersa la notevole influenza che la categoria di terreno assume nel soddisfacimento delle verifiche sismiche, con valori che arrivano in alcuni casi al soddisfacimento passando solamente alla classe meno gravosa, dalla C alla D di norma.

Si sottolinea che gli impalcati sono stati considerati infinitamente rigidi, seppure tale ipotesi non possa essere affermata con certezza per tutti i solai e le volte; questo può aver influenzato perciò i risultati dell'analisi, rendendo maggiormente collaboranti pareti che invece avrebbero

avuto un comportamento più autonomo. Si giustifica tale modellazione considerando che eventuali interventi di consolidamento comprendano l'irrigidimento degli impalcati.

Come precisato nei capitoli precedenti, dobbiamo tener presente che l'analisi statica lineare, per sua stessa natura, non è in grado di cogliere l'interazione tra i diversi modi di vibrare della struttura; soprattutto nel confronto tra strutture diverse, in cui le frequenze proprie cambiano radicalmente. Solo un'analisi dinamica sarebbe in grado di valutare il reale comportamento sismico, ma entro questa sede, una più semplificata analisi pushover ci ha permesso comunque di fornire una misura dell'influenza dei corpi di fabbrica adiacenti, senza eccedere in oneri computazionali.

Un'ultima riflessione può essere fatta in merito all'importanza dei coefficienti di sicurezza sulla stima della vulnerabilità dell'edificio: una più approfondita campagna di analisi, oltre a dare un quadro preciso dello stato di fatto, potrebbe fornire valori più confortanti, andando ad agire sul fattore di confidenza da adottare in fase di verifica; analogamente, un declassamento dell'edificio alla classe d'uso II (normali affollamenti), con la modifica conseguente del  $C_u$ , potrebbe portare ad una diminuzione dell'azione sismica di progetto.

È importante sottolineare come il comportamento globale si attui qualora non si verificano meccanismi locali di collasso, a cui sono facilmente soggetti edifici storici come Palazzo Franchetti, sorti dalla stratificazione di più fasi costruttive, e nei quali perciò spesso gli ammorsamenti sono carenti. L'analisi dei meccanismi locali di collasso (LV2) è stata in parte suggerita dal rilievo e dall'esame del quadro fessurativo, e individua nel distacco della facciata principale il cinematismo più vulnerabile. In relazione allo studio con modelli meccanici semplificati per la valutazione a scala territoriale (LV1), l'analisi ha permesso di conseguire valori di vulnerabilità sismica più cautelativi rispetto a quelli della modellazione globale.

Molteplici sono gli interventi strutturali che possono essere proposti: accrescimento del grado di vincolo delle pareti, tramite l'esecuzione di perforazioni armate o più efficacemente con l'inserimento di catene; irrigidimento dei solai per garantire il comportamento scatolare ipotizzato; chiusura delle aperture non necessarie nelle pareti resistenti, per aumentare rigidità e resistenza dei maschi; placcaggi delle pareti per migliorarne le caratteristiche resistenti. Trattandosi tuttavia di un edificio tutelato, sarà necessario nella progettazione degli interventi di consolidamento, tenere ben presenti i rispettosi concetti del Restauro. Si dovrà adottare quindi la metodologia migliore per evitare di danneggiare il patrimonio storico e artistico, fortemente presente all'interno del palazzo; valutare gli interventi meno invasivi, selezionando le porzioni di muratura in cui non siano presenti affreschi o pitture seppure sottointonaco; nei casi in cui non fosse possibile evitare di intaccare affreschi o stucature, dovranno essere presi in considerazione anche interventi di distacco che ne preservino la consistenza fino al loro ripristino; la chiusura delle aperture che indeboliscono eccessivamente le

pareti dovrà essere attentamente stabilita alla luce delle conclusioni dell'analisi storico critica, con l'obiettivo generale di far emergere la configurazione del palazzo nel tempo e le sue fasi costruttive, e ovviamente non andando ad intaccare eventuali cornici o decorazioni.

Si conclude osservando che i valori di presunta vulnerabilità determinati, per le modalità di crisi degli elementi attraverso la procedura dell'analisi statica non lineare, appaiono invero eccessivamente cautelativi se si considera che l'edificio, nel corso dei secoli, è già sicuramente stato sollecitato da terremoti relativi a tempi di ritorno dell'ordine di 30 - 70 anni, corrispondenti ai minimi delle accelerazioni massime al suolo dedotte per la struttura in esame attraverso le metodologie di analisi sopradette. Certo è che, attenendosi ai risultati delle analisi, un eventuale progetto di restauro che miri a determinare una plausibile fruibilità dell'edificio, non potrebbe conservare la funzione strategica di edificio pubblico entro la quale attualmente rientra, e sarebbe necessario ad oggi un declassamento dello stesso a funzioni meno vincolanti.

Dal lavoro di tesi è emersa la notevole interazione tra i molteplici campi disciplinari coinvolti, e la necessità di analizzarne le conclusioni alla luce delle reciproche informazioni per riuscire a delineare il quadro generale che rappresenti il più fedelmente possibile la situazione reale. Si evidenzia la necessità di adattare al singolo caso studio gli strumenti analitici, per meglio cogliere le sfumature che i modelli normativi, per loro natura generalizzati, non riescono spontaneamente a sottolineare. Sarà poi compito del progettista sfruttare al meglio i dati forniti in questa fase di studio, spesso definita preliminare, ma che tanta importanza assume nella stesura di ogni progetto di restauro.



---

## BIBLIOGRAFIA

- Arcamone M. G., *Chinzica: toponimo pisano di origine longobarda*, in "Bollettino Storico Pisano", XLVII, 1978.
- Boccaccio G., *Decameron, X novella della seconda giornata e X novella della quarta giornata*, Einaudi, Roma 1992.
- Garzella G., *Pisa com'era: topografia e insediamento dall'impianto tardoantico alla città murata del secolo XII*, Liquori Editore, Pisa 1990.
- Sac. Don Spartaco Mugnai, S. *Giovanni al Gatano in Porta a mare nelle vicende storiche di Pisa*, Pisa 1965.
- Redi F., *Pisa com'era: archeologia, urbanistica e strutture materiali (secoli V-XVI)*, Liquori Editore, Napoli 1990.
- Rossetti G., *Un palazzo, una città: il Palazzo Lanfranchi in Pisa*, Pacini Editore, Pisa 1980.
- Lazzaroni M.T. – Lorenzi R., *Il palazzo signorile a Pisa tra '500 e '600*, in *Pisa e Livorno: due città nella politica dei Medici*, Pacini Editore, Pisa 1980.
- Luzzati M., *Momenti di un processo di aristocratizzazione in Pisa e Livorno: due città nella politica dei Medici*, Pacini Editore, Pisa 1980.
- Scarrozzi M., *Itinerari dell'integrazione: una grande famiglia tra la fine del settecento e il primo novecento*, in P. Pezzino - a. Tacchini, *Leopoldo e Alice Franchetti e il loro tempo*, Petrucci Editore, Città di Castello 2002.
- Scarrozzi M., *Una storia di famiglia: i Franchetti dalle coste del mediterraneo all'Italia liberale*, in «Quaderni storici», 114/3, Petrucci Editore, Città di Castello 2003.
- Melis A. – Melis G., *Architettura pisana: dal Granducato lorenese all'unità d'Italia*, Edizioni ETS, Pisa 1996.
- Frediani C., *Notizie della vita di A. G.*, Massa 1828.
- Tolaini E., *Forma Pisarum. Storia urbanistica della città di Pisa. Problemi e ricerche*, Nistri Lischi Editore, Pisa 1979.
- Codini E. K., *Architettura a Pisa nel primo periodo mediceo*, Gangemi Editore, Roma 2010.
- Banti O., *Breve storia di Pisa*, Pacini Editore, Pisa 1989.
- AA. VV. a cura di A. Zampieri, *Pisa nei secoli: la storia, l'arte, le tradizioni*, Edizioni ETS, Pisa 2005.
- Ciuti R. – Lunatici S., *Itinerari medievali: le case torri di Pisa*, Felici Editore, Pisa 2006.
- Redi F., *Dalla torre al palazzo: forme abitative signorili e organizzazione dello spazio urbano a Pisa dal XI al XV secolo*, Papafave Editore, Napoli 1983.

- Tabani G., *Nuova guida di Pisa e de' suoi contorni preceduta da cenni storici e dalla topografia della città, seguita dai rapporti tra alcune monete, pesi e misure toscane con altre estere, e dalle tariffe delle strade ferrate etc.*, Nistri Editore, Pisa 1852.
- Bellini Pietri A., *Guida di Pisa*, Vallerini editore, Pisa 1913.
- Garzella G., *Palazzo Lanfranchi : la famiglia e la proprietà, in Un palazzo, una città: il Palazzo Lanfranchi in Pisa*, Pacini Editore, Pisa 1980.
- AA. VV. a cura di Nistri G., *Livorno e Pisa; due città nella politica dei Medici*, Pacini Editore, Pisa 1984.
- Papi G. – Contini R., *Pittura a Pisa tra manierismo e barocco*, Mondadori Electa Edizioni, Roma 1997.
- Caroli P., *Alessandro Gherardesca. Architetto toscano del Romanticismo*, ETS Edizioni, Pisa 2002.
- Ciuti R., *Case torri di Pisa*, Felici Editore, Pisa 2009.
- Ceccarelli Lemut M.L., *Il conte Ugolino della Gherardesca tra antropologia e storia*, Plus-Università di Pisa, Pisa 2003.
- Daniele E., *Le dimore di Pisa, l'arte di abitare i palazzi di un'antica Repubblica marinara dal medioevo all'Unità d'Italia*, Alinea editrice, Firenze 2010.
- Bartalini A., *L'architettura civile del Medioevo in Pisa*, Pacini Editore, Pisa 1937.
- Lupi C., *La casa pisana e i suoi annessi nel Medioevo, in "Archivio Storico Italiano" serie V*, 1901.
- Tolaini E., *Pisa*, Laterza Edizioni, Bari 1982.
- Panajia A., *I palazzi di Pisa nel manoscritto di Girolamo Camici Roncioni*, ETS Edizioni, Pisa 2004.
- Macchi G., Magenes G., *Le strutture in muratura in "Ingegneria delle strutture"*, vol. 3, UTET, Roma 2002.
- Magenes G., *Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura*, CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti, Roma 2000.
- Cangi G., *Manuale del recupero strutturale e antisismico*, DEI editore, Roma 2005.
- Boscotrecase L., Piccarella F., *Edifici in muratura in zona sismica*, Flaccovio Editorte, Palermo 2006.
- Lenza P., Ghersi A., Calderone B., *Edifici in muratura alla luce della nuova normativa sismica*, Flaccovio Editorte, Palermo 2012.
- Augenti N., *Il calcolo sismico degli edifici in muratura*, UTET, Roma.
- Iacobelli F., *Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica*, EPC Libri, Roma 2009.
- Cattari S., *Analisi sismica lineare e non lineare degli edifici in muratura teoria ed esempi di applicazione secondo OPCM 3274/2003 e 3431/2005*, Sistemi editoriali 2005.

- Giuffré A., *Lecture sulla meccanica delle murature storiche*, Kappa Edizioni, Bologna 2005.
- Rugarli P., *Analisi modale ragionata: teoria e pratica*, EPC Libri, Roma 2005.
- Petrini L., Pinho R., Calvi G.M., *Criteri di progettazione antisismica degli edifici*, IUSS PRESS, Pavia 2004.
- Antonucci R., *Restauro e recupero degli edifici a struttura muraria : analisi e interventi sul costruito storico*, Maggioli Editore, Rimini 2009.
- Theodosios P. Tassios , *Meccanica delle murature*, Liquori Editore, Pisa 1988.

### ***Consultazioni archivistiche***

#### Archivio Storico Fiumi e Fossi di Pisa (ASFFPi)

- *Lavori sede 1910-1916. Documento n. 212, Pisa 31 dicembre 1882.*
- *Lavori sede 1910-1916, n. 214. Pisa 31 dicembre 1882*
- *Atto Bellacchi del 15 gennaio 1892, registrato a Firenze il 2 febbraio n. 2769.*
- *Lavori sede 1910-1916, Atto affitto del 1 dicembre 1889 tra Ciampolini e direttore del consorzio di Fiumi e Fossi, Felice Bocci. Atto privato registrato a Pisa il 2 dicembre 1889 n. 1549 vol. 111.*
- *Atto compra-vendita Ufficio dei Fiumi e Fossi di Pisa e Ciampolini Vincenzo, rogato da Giuseppe Barsali notaio, il 16 novembre 1910 e registrato a Lari il 26 novembre detto al vol. 56, n. 186.*
- *Lavori sede 1910-1916, 18 maggio 1914 atto rogato Barsali, registrato a Pisa il 20 n. 457.*
- *Lavori sede 1967-1979, Fascicolo Affreschi sviluppo delle superfici da restaurare.*
- *Fascicolo danni della guerra al fabbricato. 14 aprile 1945*

#### Archivio di Stato di Pisa (ASPi)

- *Archivi privati, Del Torto, fas.1, ins.3. Contratto d'acquisto 2 ottobre 1589.*
- *Archivi privati, Del Torto, fas.1, ins.3. Memorie riguardanti la casa di Via San Martino.*
- *Catasto Leopoldino, n. 508.*
- *Fiumi e Fossi, n. 2793, c. 70.*
- *Fiumi e Fossi, 2792-2793.*
- *Fiumi e Fossi, n. 2793, c. 786.*
- *Fondo Alliata n. 725.*
- *Catasto terreni, sez. C, reg. n. 362, c. 1378.*
- *Catasto terreni, sez. C, reg. n. 15, c. 164.*
- *Catasto terreni, sez. C, reg. n. 492.*

- *Comune F, n. 492, foglio sciolto.*
- *Catasto fabbricati, n. 1051.*
- *Camera Comunitativa, n.724, ins.I-II-III-IV-V.*
- *Camera Comunitativa, n.724, c. sciolta.*
- *Camera Comunitativa, n.724, fascicolo sciolto marcato “N°I” e “N°II”.*
- *Comune F, 95, Adunanza XIII del 15 novembre 1838.*
- *Comune F, 114, perizia dell’11 gennaio 1853.*
- *Comune F, 170, fascicolo 26.*
- *Comune F, 940, c.127.*
- *Comune, F.940, c.132.*
- *Comune F, 940, cc.150-159.*
- *Comune F, 942, c.n.n.*
- *Comune F, 945, c.n.n. e c. sciolta.*
- *Comune F, 946, c.n.n.*

#### Archivio di Stato di Firenze (ASFi)

- *Notarile moderno, notaio Giovan Battista Lombardini, prot. 31525, n. 26.*
- *Scrittoio delle Fortezze e Fabbriche, Pianta n. 492, cart. Viii 6 F6.*
- *Notarile moderno, notaio Giovan Battista Lombardini, prot. 31525, n. 26 e n. 19, 13 febbraio 1833, registrato a Pisa il 15 febbraio.*

#### Archivio Storico Soprintendenza dei Beni Artistici e Architettonici di Pisa (ASSBAAPi)

- *Foglio 125, Mappa 244-585, codice immobile 86.1, fas. 458.*
- *c. i. 86.1, f. 458. Verbale giuramento 27 aprile 1912.*
- *F. 125, M. 244-585, contratto n. 2195 del 10.10.1981. Lavoro terminato 12.10.1982.*
- *c. i. 86.2, f. 3203/98 20084.*

#### ***Riferimenti normativi***

- D.M. 14 Gennaio 2008 – *“Norme tecniche sulle Costruzioni (NTC)”*
- Circolare ministeriale 2009 n°617 – *“Istruzioni per l’applicazione delle NTC di cui al Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008”*
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei ministri del 12 Ottobre 2007, Assemblea generale del Consiglio superiore dei lavori pubblici, Adunanza 23 luglio 2010 - *“Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale”*

## **ALLEGATO A**

Palazzo Lanfranchi, Moschino o Michelangelo?

Estratto da: "Architettura a Pisa nel primo periodo mediceo",  
E. K. Codini, Roma 2010.

## Palazzo Lanfranchi, Moschino o Michelangelo?

Nel palazzo Lanfranchi si riscontrano alcuni stilemi simili, per ciò che riguarda elementi della decorazione architettonica, a quelli del monumento funebre del napoletano Francesco Sanseverino (rinominatosi a Pisa Francesco Murci) e a quelli del palazzo Lanfranchi (poi Toscanelli) sull'attuale Lungarno Mediceo, ambedue opere progettate dal Moschino.

Nell'edicola del sepolcro di Murci<sup>1</sup> le due lesene laterali, rastremate alla base e impreziosite in sommità delle gocciulae, sorreggono il timpano curvilineo spezzato e trovano rispondenza nelle forme delle modanature del portale della dimora Lanfranchi in Via San Martino. I due manufatti hanno in comune anche l'impiego di maschere antropomorfe che adornano i cartigli degli stemmi.



Significativi appaiono soprattutto gli stilemi dei vasi posti nel mezzo dei timpani spezzati: essi risultano applicati nelle due finestre inginocchiate del nostro palazzo in modo del tutto simile a quello che era presente sul coronamento delle finestre del primo piano dell'altro palazzo Lanfranchi di Lungarno Mediceo<sup>2</sup>.

La decorazione delle anfore con mascheroni disegnate dal Moschino costituisce a sua volta una sorta di sigillo per l'esecuzione degli ornamenti da parte della bottega dei Tadda<sup>3</sup>.

Per quanto riguarda la decorazione pittorica di alcuni ambienti interni del palazzo di via San Martino, quali il "saloncino" e la volta del vano scala, non sembra casuale che sia affidata a Agostino di Giovanbattista Ghirlanda da Fivizzano<sup>4</sup>, "conterraneo" del Moschino con cui egli

<sup>1</sup> Cfr. Ciardi, Casini, Tongiorgi Tomasi, 1987, p.260. Il motivo delle lesene rastremate lo troviamo anche nel monumento funebre di Francesco Vegio, la cui esecuzione è attribuita a Francesco Ferrucci detto il Tadda e in quello di Bartolomeo Medici, realizzato nel 1573 (cfr., Ibid., pp.255, 258).

<sup>2</sup> Tali elementi sono stati eliminati dall'intervento ottocentesco. L'impiego di anfore nei timpani spezzati è stato riproposto anche in un altro palazzo pisano, oggi di proprietà Zucchelli - Vaglini, situato in via Santa Maria di fronte all'originario ingresso del Giardino dei Semplici.

<sup>3</sup> E' interessante che i mascheroni sui vasi del palazzo Lanfranchi sul Lungarno Mediceo siano stati realizzati dai Tadda, come specificato nei documenti, pur non essendo previsti nel contratto. Una simile decorazione è presente anche nel monumento funebre di Matteo Corte che, pur essendo eseguito da Antonio Lorenzi e Pierino da Vinci, vide la partecipazione del Tadda (Ciardi, Casini, Tongiorgi Tomasi, 1987, pp.234, 261).

<sup>4</sup> Riguardo all'attività svolta a Pisa dal Ghirlanda è opportuno ricordare che l'8 novembre 1585 fu a lui commissionata "una opera di pittura da dipingersi [...] a fresco in camposanto tra la sepoltura di messer Giovanfrancesco Vegio e la sepoltura del capitano Muchio de' Medici". Mentre l'esecuzione del sepolcro Vegio è

aveva collaborato a Genova. Si ricorda in proposito che il Moschino aveva eseguito diversi disegni per il palazzo genovese di Niccolò Grimaldi, marito di Giulia Cybo e “parente” dei Signori di Massa ai quali fu “familiare” il Ghirlanda. Queste molteplici coincidenze suggeriscono l’ipotesi che il Moschino, oltre che nel palazzo dei Lanfranchi sul Lungarno, potesse essere impegnato anche in quello di via San Martino. Si tratterebbe, dunque delle costruzioni quasi contemporanee di entrambe le dimore Lanfranchi, una (quella sul Lungarno Mediceo) promossa da Albizio e Giovanni e l’altra (quella ora in esame) dallo zio Curzio, ambedue attuate dallo stesso architetto e dalle medesime maestranze.

L’interpretazione da parte del Moschino di alcuni archetipi michelangioleschi, come le finestre inginocchiate e le lesene rastremate alla base, deve aver suggerito agli studiosi l’attribuzione di entrambi i palazzi al Buonarroti.



*Prospetto del palazzo Lanfranchi su via San Martino*



*Prospetto dell’altro palazzo Lanfranchi sul Lungarno, oggi palazzo Toscanelli*

---

attribuita al Tadda, rimane dubbia l’attribuzione del sepolcro di Bartolome Medici realizzato nel 1573 e decorato con un’edicola molto simile a quella prevista dal Moschino nel disegno preparatorio per il sepolcro Murci.

## **ALLEGATO B**

Le famiglie che abitarono il palazzo

- La famiglia Lanfranchi
- La famiglia del Torto
- La famiglia di Abramo e Isach Franchetti

### **La famiglia Lanfranchi**

Famiglia nobile di Pisa. Frequente fu in essa l'esercizio della professione forense; e già nella prima metà del Duecento, partecipava all'amministrazione cittadina.

Le proprietà terriere dei Lanfranchi erano particolarmente estese sulle colline tra i torrenti Cecina e Crespina e in Valdarno. Godettero del patronato sulla pieve di S. Casciano, il cui rettore era tradizionalmente scelto tra membri della famiglia, e in simili modo ebbero il patronato anche su altre chiese, come su quella di S. Andrea in Pescaiola. Ebbero anche diritti di pesca sul mare, fiumi e isole, e sul traghetto con chiatta sull'Arno, presso S. Casciano. Solo dalla seconda metà del Duecento parteciparono alle sanguinose lotte di fazione.

In città dimorarono nella Cappella di S. Bartolomeo che da quella famiglia prese il nome 'dei Lanfranchi'. Una 'loggia Lanfrancorum' esisteva in Porta di Ponte.

Entro la grande consorteria si formarono varie famiglie, come i L. Cappone, i L. Chiccolo, i L. Chilbio, i L. Gualterotti, i L. Malepa, i L. Pellai e i L. Rossi. Quest'ultima ebbe un particolare rilievo nella vita commerciale della città e nei traffici marittimi, compreso il commercio del minerale di ferro dell'Elba.

Stirpe fieramente ghibellina, con Sismondi e Gualandi i Lanfranchi furono tra i promotori del complotto teso all'abbattimento del potere signorile a tendenza guelfa del conte Ugolino della Gherardesca e del giudice Nino Visconti di Gallura. E appunto come tali, Dante fece fare menzione di quelle famiglie dal conte Ugolino in *If XXXIII* 32. Da allora in poi, i Lanfranchi si mantennero in stato d'inimicizia con i Gherardesca, quando questi ultimi, nella prima metà del Trecento, tennero la signoria di Pisa, partecipando attivamente a congiure contro il loro potere, come nel 1322 contro il conte Ranieri, e poi nel 1336 contro il conte Bonifazio Novello<sup>1</sup>.

### **La famiglia del Torto**

I del Torto erano originari di Lari e svolgevano l'attività di pellicciai. La famiglia assurse ad una posizione di rilievo nella Pisa del XV secolo con lucrose attività mercantili. Si estinsero nel 1833 con la morte di Anna del fu Giovan Battista, sposata al cavalier Camillo del Mosca. Agli inizi dell'Ottocento la fallimentare situazione economica di casa del Torto consigliò l'alienazione di quasi tutta la totalità dei beni aviti: il palazzo di via S. Martino alla famiglia della Fanteria, recentemente nobilitata, e la villa-fattoria de La Sughera di Santo Pietro nella Comunità di Capannoli ai Vincenti, anche loro recentemente nobilitati.

---

<sup>1</sup> Estratto da: *"Nobiltà e Popolo nel Comune di Pisa"*, E. Cristiani, Napoli 1962.

## **La famiglia di Abramo e Isach Franchetti**

Il ramo della famiglia Franchetti da cui discendono Abramo e Isach giunse a Livorno da Tunisi verso il 1782 quando Raimondo, padre dei due fratelli, aveva 27 anni. Per la ditta il porto labronico non fu solo un luogo favorevole per ottenere un passaporto europeo, ma anche e soprattutto un nodo essenziale sotto il profilo strategico; commerciando principalmente in chechias, i berretti detti “alla tunisina” di larghissimo uso in tutto l’impero ottomano, Livorno costituiva, infatti, lo scalo migliore per rifornirsi della lana spagnola, la più pregiata sul mercato. Ad attrarre in Toscana il resto della famiglia fu la raggiunta posizione dell’azienda nella gerarchia sociale dell’allora mondo mercantile: in particolare l’ingresso della ditta Manzoni e Pacchiani nel 1785, quale nuovo partner, le avrebbe spalancato le porte dell’industria laniera di Prato.

Il primo investimento immobiliare dei Franchetti non avvenne a Livorno bensì a Pisa poiché una casa in quella città costituiva uno dei lussi in grado di contrassegnare l’appartenenza all’élite della comunità ebraica labronica: per questa ragione, nel 1803 fu rilevato agli Aghib un palazzo sito in Via Sant’Andrea, poco lontano dalla Sinagoga. Alcuni anni più tardi, nel 1833, la ditta intestata ai fratelli Abramo e Isach Franchetti (figli di Raimondo e Isabella), ormai proprietaria anche di un prestigioso palazzo sulla livornese Piazza d’Arme, acquista una nuova dimora pisana (il Palazzo Balbiani e il fabbricato detto “il Piaggioncino” già spettante al fu Ferdinando Sbrana), più confacente alle nuove esigenze di rappresentanza rispetto a quella già posseduta in Via Sant’Andrea (e trasferita al cugino Davide).

Isach ebbe in sposa Elena Tedeschi (proveniente da un’influente casata radicata a Genova), mentre Abramo si unì ad Allegra di Samuel A. Levi Sonsino. Grazie a questi matrimoni i Franchetti si congiunsero saldamente al gruppo dirigente delle università israelitiche di Livorno entrando così in contatto con il gruppo delle famiglie ebraiche più ricche e maggiormente attive nelle istituzioni governative e associative. Per la comunità ebraica, profondamente attratta dal mondo della cultura, ancora in buona parte inaccessibile, tali rapporti costituivano un importante tassello nel disegno nel disegno di integrazione sociale.

Gli interventi voluti dalla committenza richiesero la soppressione di un vicolo interno agli edifici contigui e per tale ragione i Franchetti riuscirono ad acquistare anche il limitrofo Palazzo Fanteria già del Torto, rendendo così possibile la definitiva cancellazione del “chiassetto”. L’alienazione fu autorizzata con il visto dell’Ingegnere Puccioni in data 27 agosto 1833. Alla richiesta è allegata la planimetria firmata da Gherardesca. Ancora in altra filza è conservata una pianta del “Chiassetto o vicolo del quale si domanda la chiusura” e una “Pianta di corredo all’informazione Franchetti” che riguarda un padiglione da porre all’ingresso della rimessa della ex casa fanteria<sup>2</sup>.

---

<sup>2</sup> Estratti da: M. Scarrozzi, *Una storia di famiglia: i Franchetti dalle coste del mediterraneo all’Italia liberale*, in «Quaderni storici», 114/3 (2003), e da: E. Daniele, *Le dimore di Pisa, l’arte di abitare i palazzi di un’antica Repubblica marinara dal medioevo all’Unità d’Italia*, 2010.

## **ALLEGATO C**

Alessandro Gherardesca

1837-1846: La vicenda tribunale di prima istanza- Accademia delle Belle  
Arti. Le occasioni perdute.

## Alessandro Gherardesca

Nacque a Pisa l'11 marzo 1779, da famiglia di origine israelita. Dopo aver usufruito di un pensionato di studio a Roma, entrò a fare parte della pubblica amministrazione pisana e, nel 1805, fu nominato secondo ingegnere della Camera delle Comunità, luoghi pii, strade e fiumi; nel 1811 divenne ingegnere ordinario per il dipartimento dell'Ombrone del Servizio imperiale di ponti e argini e, nel 1822, ingegnere dell'Ufficio generale delle Comuni di Toscana. Nel 1827 ricevette la nomina a maestro di geometria pratica, architettura civile e prospettiva all'Accademia di Belle Arti di Pisa, incarico che manterrà fino alla morte.

Complessa e ancora da chiarire in sede critica è l'attività e la figura del Gherardesca che, fedele portavoce della cultura eclettica e accademica, aderisce al neogotico e al "pittorresco" divenendo un protagonista del dibattito architettonico pisano di quegli anni. Assai ricco è il curriculum dei suoi interventi, non sempre sufficientemente chiariti nella cronologia e nei contenuti a causa delle lacune documentarie.

L'esordio è legato alla ricostruzione della chiesa di S. Giovanni Evangelista a Ponsacco, vicino a Pisa<sup>1</sup> di cui lo stesso architetto pubblicò i disegni nell'Album dell'ingegnere, dell'architetto, del paesista, del pittore, del giardiniere, dell'agricoltore, del meccanico etc. (Pisa 1837, tav. XXXV s.); mentre senza esito, per il prepotente intervento di P. Poccianti, che avocò a sé l'incarico, fu il progetto per il restauro della cinquecentesca chiesa dei Cavalieri di Pisa, varato nel 1840 dall'Ordine di S. Stefano.

Ben più cospicui e di maggiore interesse gli interventi sul tema di ville e giardini, dove il Gherardesca trovò la più congeniale espressione per la sua vena romantica e neomedievalista. Sovrintese alla trasformazione in parco di un lotto di terreno della famiglia Venerosi Pesciolini (passato poi ai Rosselmini) dove ambientò, fra gli altri inserti, una singolare aedicula assemblata con avanzi trecenteschi, provenienti dalla vicina chiesa di S. Francesco<sup>2</sup>, ricuciti insieme così da creare, fra cuspidi e archi acuti trilobati, una riedizione di forme gotiche: l'idea risale alla prima metà degli anni Venti, dal momento che il disegno si trova nel libro del Gherardesca "La casa di delizia, il giardino e la fattoria", edito a Pisa nel 1826 (tav. XVII); mentre una didascalia alla tavola XXIII del suo Album annota come nel 1837 i lavori fossero in corso di esecuzione.

Il parco della villa Roncioni a Pugnano (sempre nei pressi di Pisa) è stato sottoposto a partire dal 1826 a una puntuale rivisitazione da parte del Gherardesca che ha qui realizzato il più compiuto esempio di giardino romantico, tuttora esistente, in area pisana. Sempre sul tema paesaggistico, si segnala l'organizzazione del giardino della villa Bianchi a Pagliaia (nel Senese) documentata dal Gherardesca nella Casa di delizia... (tav. XXVI). Tappa fondamentale nel

---

<sup>1</sup> E. Tolaini, *Forma Pisarum. Storia urbanistica della città di Pisa. Problemi e ricerche*, Pisa 1979, p.241. E anche C. Cresti - L. Zangheri, *Architetti e ingegneri nella Toscana dell'Ottocento*, Firenze 1976, p.113.

<sup>2</sup> E. Tolaini, *Forma Pisarum. Storia urbanistica della città di Pisa. Problemi e ricerche*, Pisa 1979, p.241.

percorso del Gherardesca fu il coinvolgimento alla fine degli anni Venti nel complesso programma di allestimento del giardino Puccini di Scornio (fuori Pistoia).

Di carattere restaurativo le prove del Gherardesca su residenze private; fra queste, i lavori in palazzo Venerosi Pesciolini, in via S. Gilio a Pisa (La casa di delizia..., tav. XXXIII), gli interventi nelle ville Grassi a Mezzana, nel Pisano (ibid., tav. XXV), e Scotto a Vallisonzi<sup>3</sup>. Nel campo dell'edilizia pubblica, è attribuibile al Gherardesca l'intervento sul palazzo pretorio di Pisa (1825) di gusto neogotico, decorato in facciata da M. van Lint a bassorilievo con emblemi e stemmi cittadini e dotato di campanile nel 1826.

Ancorché architetto alieno da contaminazioni funzionalistiche, nella terza decade del secolo il Gherardesca fu protagonista di un progetto, rimasto sulla carta, per un grandioso *Stabilimento di associazione civica per la città di Pisa* (Album..., tav. XXIV) da ubicarsi fra la piazza dei Cavalieri e via S. Frediano, che prevedeva un teatro diurno e notturno, portici, bagni, scuole, stanze civiche e ancora altre funzioni.

In tema esclusivamente teatrale, al Gherardesca sono da ricondurre due interventi: l'attribuzione del restauro del settecentesco teatro dei Rossi (1824), gestito dall'Accademia dei Ravvivati succeduti all'Accademia dei Costanti, e dell'arena Garibaldi che, sorta nel 1807 come anfiteatro, sotto la spinta di Sabatino Federighi venne trasformata, per volontà del figlio Giuseppe e con la guida del Gherardesca, in teatro diurno dotato di palchi e gallerie con loggione (1831).

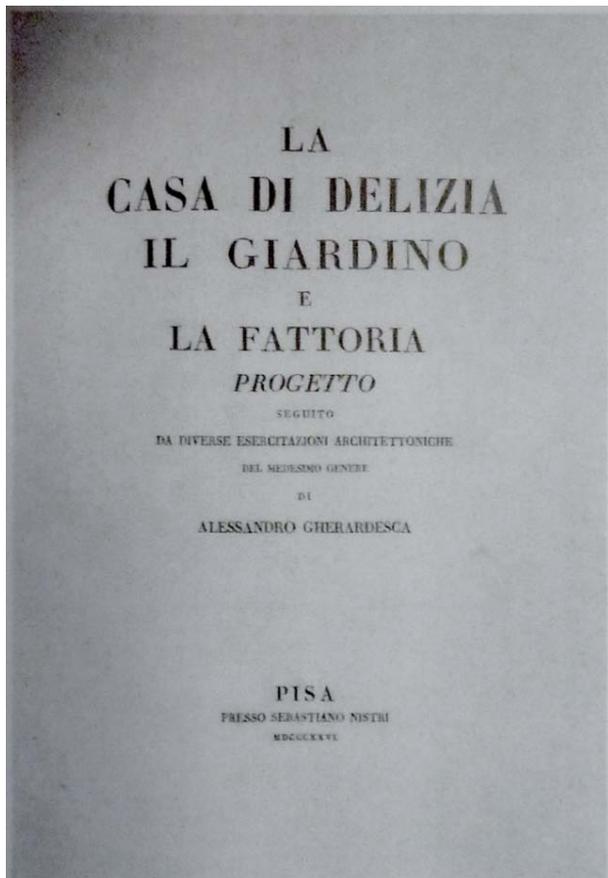
Nel 1833, in occasione della visita a Pisa dei granduchi Leopoldo II e Maria Antonia, al Gherardesca venne offerta l'occasione di interessarsi degli allestimenti urbani.

Al Gherardesca è attribuita l'esecuzione a Pisa della residenza e archivio del capitolo canonico del duomo, ubicati dietro la tribuna maggiore del duomo, dove sorgeva l'antico locale di S. Spirito (1836). Nel settore del restauro di residenze private risalgono al 1838 la riorganizzazione in un unico edificio di palazzo Franchetti e al 1838 l'intervento sulla cinquecentesca facciata del palazzo Lanfranchi, passato poi ai Toscanelli, e quello del palazzo Prini Aulla, ubicati sui lungarni pisani.

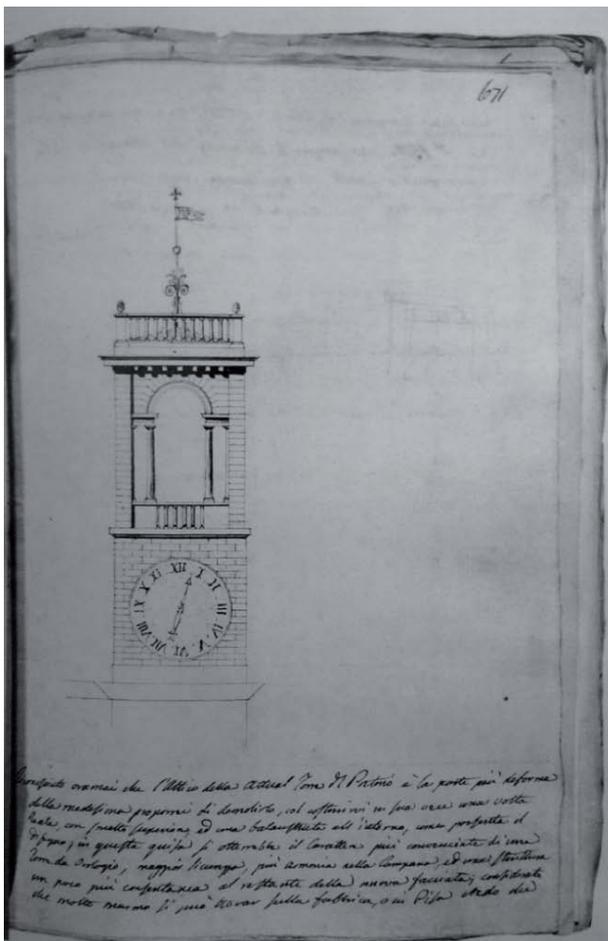
Parallelamente assai fervida fu l'attività di studioso del Gherardesca che, fra gli altri, pubblicò a Pisa un manuale pratico, *La geometria applicata all'agrimensura. Livellazioni, divisioni di terreno* (1831), nonché tre saggi legati alla natura dei terreni e, in particolare, alle vicende della torre pendente. Alla fine degli anni Trenta il Gherardesca lasciò Pisa per proseguire la sua attività a Livorno (sebbene restino ignote le ragioni di questo trasferimento), dove entrò a far parte delle commissioni per diverse opere come un ricovero per poveri, la chiesa di S. Giuseppe, la chiesa di S. Andrea e la nuova porta doganale dei Cappuccini. Durante l'occupazione austriaca di Livorno nel 1849 l'intero archivio personale dell'architetto fu disperso. Il Gherardesca morì a Livorno l'11 gennaio 1852.

---

<sup>3</sup> E. Tolaini, *Forma Pisarum. Storia urbanistica della città di Pisa. Problemi e ricerche*, Pisa 1979, p.241.



*La casa di Delizie del Gherardesca è, forse, una delle opere più riuscite nel panorama architettonico ottocentesco, in cui l'autore propone sue realizzazioni e proposte progettuali. L'opera è dedicata al Presidente dell'Accademia delle Belle Arti, Tommaso Poschi.*



*Progetti coevi alla realizzazione del prospetto sul Lungarno Galilei di palazzo Franchetti, 1836-39.*

## **1837-1846: la vicenda tribunale di prima istanza - Accademia delle Belle Arti. Le occasioni perdute.**

In seguito al Motuproprio granducale del 2 agosto 1838 l'organizzazione dei Tribunali Civili e Criminali del Granducato fu radicalmente riformata, facendosi più complessa e impiegando personale più numeroso<sup>4</sup>. Dopo averne valutato le possibilità di ampliamento, la sede di piazza dei Cavalieri –già Casa Auditoriale alla fine del Seicento, poi sede della Cancelleria dell'Ordine di Santo Stefano- fu ritenuta non più sufficiente allo scopo: nacque quindi l'esigenza di trovare una nuova adeguata sede.

La ricerca affannosa condotta negli anni successivi rimarca l'interesse speculativo di alcuni privati a vendere i propri palazzi, l'incapacità dei governanti di affrontare la questione con completezza, sfruttando l'occasione per modernizzare la medievale struttura urbanistica di Pisa, il mero tecnicismo degli ingegneri pubblici, le solite ristrettezze economiche, infine i validi suggerimenti del Gherardesca, che se in un primo tempo ebbe successo nell'imporre il tema dell'Accademia<sup>5</sup>, non riuscì mai seriamente ad accreditarsi come progettista per la nuova prestigiosa occasione.

Le prime mosse per valutare la possibilità di mantenere il Regio Tribunale di Prima Istanza nella solita sede, opportunamente restaurata, anticiparono il Motuproprio: infatti il 25 marzo 1837 l'ingegnere del circondario Corrado Puccioni presentò un progetto (per la spesa di lire 5.669) che ora vedeva la demolizione dei mezzanini per ottenere più ampi locali al piano terra, aggiungendo però “che semplici rifacimenti poco giovano, e non sono alcuno bastanti per rendere quella Fabbrica capace di servire ai bisogni degli attuali Tribunali Civili di questa Città poiché il numero dei vani è comunque inferiore a quelli richiesti<sup>6</sup>”.

L'anno successivo lo stesso Puccioni eseguì il “*Progetto di ristrutturazione del Palazzo Pretorio per insediarvi il Regio Tribunale Criminale*”<sup>7</sup>, che andò così ad occupare i locali dell'Accademia di Belle Arti; approvato dal Regio Consiglio degli Ingegneri il 6 Agosto 1838, fu immediatamente messo in opera. Il riadattamento della sede del Tribunale di Prima Istanza, già sottolineata dal Puccioni come una insufficiente soluzione di ripiego, fu poco apprezzata dalla Camera di Sovrintendenza Comunitativa, responsabile dell'intervento, la quale fece pressione sul gonfaloniere Antonio Simonelli perché usasse “*ogni premura a ritrovare il locale più adatto, e che più prontamente si prestasse all'uopo*”.

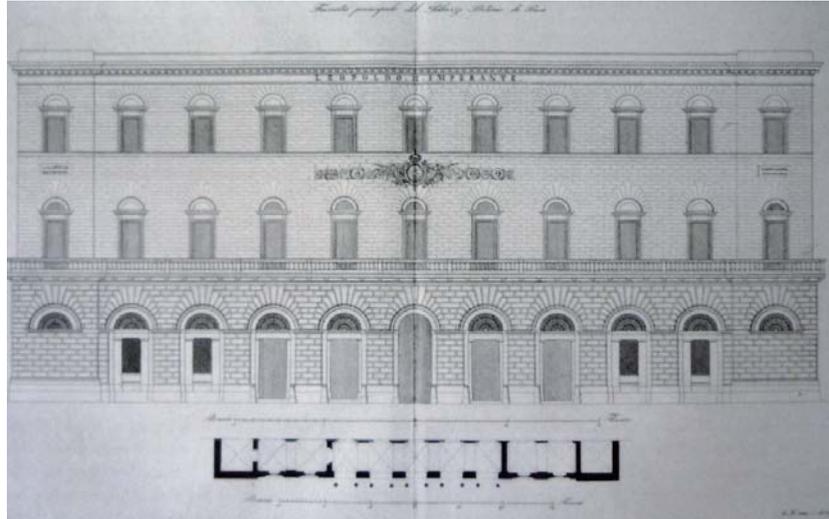
---

<sup>4</sup> Furono infatti istituiti tre diversi istituti, a seconda della gravità del reato: al Tribunale Criminale competevano i reati lievi; a quello di Prima Istanza quelli con pene fino all'esilio compartimentale. Quelli più gravi, con pene fino ai lavori forzati, erano di competenza della Corte Regia di Firenze.

<sup>5</sup> L'Accademia aveva avuto sede dal 1818 al piano superiore del Casino dei Nobili, per poi essere ospitata dal 1825 nel Palazzo Pretorio. Gherardesca ne divenne Direttore nel 1838; dall'agosto del 1838 all'aprile del 1839, quando l'intera Accademia fu trasferita al primo piano del Palazzo Bracci in Borgo Largo a seguito dei lavori di sistemazione del Tribunale Criminale presso il Palazzo Pretorio, la Scuola di Architettura Civile fu addirittura ospitata nella casa stessa del Gherardesca.

<sup>6</sup> ASPi, *Camera Comunitativa*, n.724, ins.I.

<sup>7</sup> ASPi, *Comune F.*,940, c.132.



*Progetto "Facciata principale del Palazzo Pretorio di Pisa", 1837.*

Nel frattempo il Puccioni fu promosso Sottospettore aggiunto al Compartimento di Firenze; gli subentrò l'ingegnere Gaetano Becherucci, fino allora impiegato a Pontedera, il quale, investito con urgenza della questione, subito dichiarò la scarsa conoscenza della città. Pertanto dall'inizio del settembre 1838 il Simonelli si adoperò in prima persona per "rintracciare dei locali, e sapendo che il Sig. Alessandro Gherardesca possiede una quantità di piante dimostrative dei migliori, e più ampi fabbricati di Pisa, lo pregai di passarmele, e graziosamente si è prestato"<sup>8</sup>.

Becherucci dapprima passò in rassegna "tutti gli stabili appartenenti alla Comunità, ma non ritrovandone alcuno adatto all'uopo, né di facile e pronta riduzione", ispezionò, questa volta accompagnato dal gonfaloniere in persona, i palazzi privati suggeriti dal Gherardesca, alla ricerca di "un locale che offra spazio sufficiente per collocarvi il nuovo Tribunale Collegiale, e che contenga almeno n° 33 stanze decenti, e due Sale spaziose".

Gli stabili visitati furono: "Casa del nobile Sig. Federigo Lanfranchi, situata in Via San Martino a contatto con L'attuale Palazzo Pretorio [meglio nota come Palazzo Cevoli]; Casa del Sig. Tommaso Taddei detta l'abbondanza, posta in Via S. Martino; Casa Altemps in unione alla Casa Ciarlotti, situate ambedue nel così detto Borgo Largo; [...]; Casa del Sig. Ranieri Scorzi nel Borgo Largo; Casa dei Nobili Signori Gherardo, e Fratelli Silvatici situata in Piazza Santa Caterina"<sup>9</sup>.

A parte l'ultimo, tutti gli altri edifici furono scartati dal Becherucci per la mancanza di sale di grande dimensione, la carenza di luce naturale, l'eccessiva entità dei lavori di ristrutturazione, la spropositata spesa occorrente. L'11 settembre il Gherardesca, avendo unito con acume la ghiotta occasione progettuale alla soluzione di diverse questioni a lui particolarmente a cuore,

<sup>8</sup> ASPi, *Camera Comunitativa*, n.724, ins. III.

<sup>9</sup> ASPi, *Camera Comunitativa*, n.724, ins. IV. Il Gherardesca dimostrò una conoscenza diretta dei principali edifici privati Pisani, segno forse di interventi purtroppo a noi ancora non noti, e sicuramente di intimità con il *gotha* pisano.

propose la trasformazione del convento di S. Anna in un complesso polifunzionale, in cui sarebbero stati riuniti non solo i vari uffici giudiziari, allora dislocati in diverse parti della città, ma anche la nuova sede dell'Accademia, della quale era stato da poco eletto direttore.

Inoltre la realizzazione della nuova facciata principale gli avrebbe permesso di completare la scenografia di piazza Santa Caterina fornendole la desiderata quinta e occultando le difformità degli edifici del convento. Scavalcando la Camera Comunitativa e lo stesso gonfaloniere, inviò il proprio progetto direttamente agli "Ill.mi Signori Gonfalonieri e Priori Rappresentanti la Magistratura Civica di Pisa"<sup>10</sup>, aprendo così la competizione col Becherucci. Questi il 14 settembre mise a punto il progetto di ristrutturazione del palazzo Silvatici, che prevedeva la realizzazione nel giardino di un nuovo corpo di fabbrica per le sale delle udienze<sup>11</sup>.

Tra il 17 e il 24 settembre 1838 Gherardesca fu incaricato da Ranieri Scorzi di "redigere un Disegno e Progetto in maggior chiarezza, ed intelligenza che quello dal s. Gonfaloniere già ordinato" per la ristrutturazione del suo palazzo; anche in questo caso le sale per le udienze erano previste all'interno dei nuovi volumi realizzati nel giardino al di là di Via delle Sette Volte<sup>12</sup>.

Da questo punto in poi l'operazione seguì due strade parallele: nel primo caso il Becherucci ribadì il 27 settembre che la sede di piazza dei Cavalieri, consistente di sole sedici stanze e tre ricetti, non sarebbe stato sufficiente a collocarvi tutti i Ministri -le richieste prevedevano almeno "ventiquattro sale e un vestibolo"- a meno di non sfruttare la porzione del primo piano e tutto il secondo, destinati all'Archivio dell'Ordine dei Cavalieri di Santo Stefano.

Per quanto riguarda la seconda ipotesi, Gherardesca suggerì una nuova possibilità: il palazzo Franchetti, del quale aveva appena completato il restauro. Il 28 settembre 1838 il Provveditore della Camera Comunitativa, scrisse al Gonfaloniere della Comunità di Pisa Antonio Simonelli: "Essendo dal Sig<sup>r</sup> Architetto Alessandro Gherardesca stato offerto in vendita a nome e per interesse del Sig<sup>r</sup> Abramo Franchetti il di Lui palazzo posto in via S. Martino di questa città per l'oggetto di collocarvi il Nuovo Tribunale di Prima Istanza istituito col veneratissimo Motuproprio del 2 agosto decorso, mi occorre invitare VS Ill<sup>ma</sup> [...] ad intraprendere col medesimo la opportuna trattativa, e rendermi quindi conto del Risultato di quelle".

La richiesta del Franchetti, datata 1 ottobre 1838, fu di 21.000 scudi fiorentini, avvertendo che "saranno pure consegnate le persiane nuove destinate per i due rondò, e che non sono ancora state messe a posto", e che era in corso una controversia con il vicino cavalier Dal Borgo per una servitù di visuale<sup>13</sup>.

Nel frattempo la Camera Comunitativa esaminò il precedente progetto del Becherucci, incaricandolo nuovamente "d'osservare se fosse stato possibile ampliar quel locale occupando

---

<sup>10</sup> ASPI, Camera Comunitativa, n.724, ins.III. Ancora nel 1852 Silvio dell'Hoste propose di schermare il convento di S. Anna con un lungo loggiato sormontato da una terrazza.

<sup>11</sup> ASPI, Camera Comunitativa, n.724, ins. IV. La spesa prevista era di lire 34.687.

<sup>12</sup> ASPI, Camera Comunitativa, n.724, ins. V.

<sup>13</sup> ASPI, Camera Comunitativa, n.724, ins. II.

una porzione dell'Orto spettante la Chiesa curata di S. Sisto". Il 30 settembre l'ingegnere propose di costruire ex novo "le due sale che abbisognano, formando al fianco e sopra le stanze che mancano", per un totale di trentadue vani, dove "ci staranno tutti i Ministri e avanzano per l'Archivio e per altri usi"; non avendo avuto tempo sufficiente –"solo 30 ore"- per redigere un progetto completo, allegò la sola pianta del piano terreno, ed una perizia di spesa del valore di lire 47.176 comprensiva di quella già proposta dal Puccioni, secondo lui sottostimata. Da notare la ristrettezza degli intervalli di tempo che intercorsero tra una proposta e l'altra, segno della concitazione con cui fu affrontato l'argomento<sup>14</sup>.

Spaventato dall'eccessiva spesa, il Provveditore della Camera Comunitativa raccogliendo il precedente suggerimento, incaricò il 5 ottobre il Bacherucci di compiere gli opportuni rilievi al piano superiore; due giorni dopo questi presentò un nuovo progetto, con annesso preventivo di spesa per lire 10.131<sup>15</sup>, che prevedeva l'accorpamento della porzione utilizzata dall'Ordine di S. Stefano. L'11 ottobre 1838 la proposta fu approvata con l'ordine di completare i lavori entro tre mesi. Nel frattempo avrebbe dovuto allestire una sede provvisoria nel Palazzo della Carovana, di cui resta a testimonianza una planimetria e alcuni disegni di dettaglio per la "Tribuna semicircolare occorrente nella Sala delle Udienze Criminali". La spesa complessiva per tutto il lavoro, terminato il 31 dicembre 1838, fu di lire 17.044<sup>16</sup>.

Il 2 gennaio 1839 il Bacherucci, essendosi reso conto che il progetto del 7 ottobre non sarebbe stato comunque sufficiente, poiché solo "dopo aver eseguita la montatura del Locale per il Tribunale Collegiale stabilito provvisoriamente nel Palazzo della Carovana di questa Città, sono venuto a conoscere in atto pratico di quale ampiezza occorrono le due sale, e qual corredo di stanze abbisognano intorno ad Esse", ed interrotti i lavori, frattanto iniziati, presentò un nuovo progetto, ampliando verso sud occupando parte dell'orto della Chiesa di S. Sisto (ricalcando la proposta del 30 settembre 1838), "eseguito il quale, non solo si avrebbero le Sale, ed il numero delle Stanze di corredo per servizio del Tribunale, ma al Secondo Piano, e sopra le sale, si verrebbe a formare un Locale per collocarvi l'Accademia delle Belle Arti, di cui la Comunità oggi è mancante".

Seguì un'appendice datata 26 gennaio con la quale, essendo stato "richiamato verbalmente dall'Illmo Ingegnere Sotto Ispettore Ridolfo Castinelli a fare qualche variazione ed aumento al Progetto sopra trascritto per conseguire un assoluto isolamento del Locale da destinarsi per l'Accademia delle Belle Arti da quello che servir deve per il Tribunale Collegiale, dando ad ambedue detti locali un separato ingresso", propose l'accesso dell'Accademia da via della Carità. La spesa prevista per il primo progetto era di lire 60.861, quella per il secondo lievitò a lire 75.210. Il nuovo progetto fu approvato il 5 aprile 1839, ma immediatamente si levarono le

---

<sup>14</sup> ASPi, *Camera Comunitativa*, n.724, ins. I.

<sup>15</sup> ASPi, *Comune F*, 95, Adunanza XIII del 15 novembre 1838.

<sup>16</sup> La planimetria è conservata in ASPi, *Comune F*, 940, c.127; i dettagli in *Comune F*, 946, c.n.n. Il resoconto della spesa definitiva in *Comune F*, 945, c.n.n.

proteste del Rettore della chiesa di S. Sisto, Gradulfo Palamidessi, che ne impediranno la realizzazione<sup>17</sup>.

Il 3 maggio 1839 fu dato incarico al direttore dello Scrittojo delle R.R. Fabbriche “di portarsi da Livorno a Pisa per esaminare il progetto concernente lo stabile da destinarsi ad uso dei Tribunali, e dell’Accademia delle Belle Arti di codesta Città”. La risposta, datata 7 maggio 1839, recita: “Tengo dunque adesso a pregarla dietro l’istruzioni da me date all’Architetto Sig. Luigi Bettarini che venghino abbassati i di Lei ordini, acciò il precitato Architetto possa nella giornata di domani liberamente visitare i Locali destinati per i Tribunali, e che al medesimo si unisca codesto Sig. Ingegnere del Circondario Autore del progetto di riduzione dei Locali medesimi, per tutti quegli schiarimenti che potessero da esso essere somministrati in caso di dubbi. Del pari pure la prego che il mio commissionato sia istruito di come poter visitare lo stabile Schipiss, onde parlo in grado di corrispondere agli ordini prescrittili, e che qualora gli occorresse un’esatta pianta di detto stabile, venisse dalla Degnissima di Lei Persona ordinata. La presente Le sarà recapitata dal Sig. Bettarini in unione del quale si troverà il di lui Aiuto Architetto Salvatore Guidi, onde coadiuvarlo dell’incarico ricevuto”.

La menzionata planimetria, probabilmente proprio una di quelle che il Gherardesca fornì a Simonelli, è allegata ad una lettera del Bettarini del 23 luglio 1839 che dice “In adempimento <gli ordini abbassarimi dal Sig. Direttore delle RR.° Fabbriche mio Superiore, ho l’onore di rimettere a VS Ill<sup>ma</sup> il progetto di Ingegnere del Circondario per ridurre e ampliare il Soppresso Tribunale e Regia Ruota di Pisa per servire ai nuovi tribunali di Prima Istanza della Città medesima, unitamente al Quaderno di Oneri e condizioni [firmato dal Becherucci e datatao 17 aprile] per servire di base all’Accollo dei predetti lavori. Le unisco parimenti una Pianta in foglio sciolta, di uno dei piani del Palazzo Scipitz, la quale formava parte del Corredo delle carte lasciatemi dal prefato Superiore”<sup>18</sup>. Tracciato lievemente a matita vi si legge un’ipotesi di ampliamento nell’orto con prospetto su via S. Frediano, analogamente al progetto dello “Stabilimento di Associazione civica per la città di Pisa”.

Dopo l’interruzione autoimpressasi nel gennaio 1839, tra il luglio e l’agosto il Becherucci fu incaricato di cercare nuove soluzioni, tenendo presente che presto sarebbe stato messo all’incanto il palazzo Poschi in Borgo stretto, con base d’asta 6800 scudi. Il 17 agosto il Becherucci presentò ben due progetti: il primo riguardava la demolizione della soppressa chiesa di S. Sebastiano per ricostruirvi la nuova sede del Tribunale di Prima Istanza<sup>19</sup>; il secondo era il progetto di ristrutturazione del palazzo Poschi, con la costruzione nel giardino di due vaste sale per le udienze<sup>20</sup>.

---

<sup>17</sup> ASPi, *Camera Comunicativa*, n.724.

<sup>18</sup> ASPi, *Camera Comunitativa*, n.724, c. sciolta.

<sup>19</sup> ASPi, *Camera Comunitativa*, n.724, fascicolo sciolto marcato “N°I”.

<sup>20</sup> ASPi, *Camera Comunitativa*, n.724, fascicolo sciolto marcato “N°II”. L’effettivo valore dell’edificio fu stimato in 8.000 Scudi.

Il 19 agosto le proposte furono esaminate dal Castinelli, che così si espresse: “Il primo Progetto offre uno spartito per i due locali da eseguirsi di pianta sopra un’area dalla quale il Becherucci suppone siano tolti affatto tutti i muri esistenti: metodo che solo può prestarsi all’intento di ottenere una fabbrica precisamente idonea all’uso al quale si destina. Il secondo disegno è una riduzione pel già detto oggetto del Palazzo Poschi in Borgo. Ora una riduzione eseguita in questo o in altro modo ha sempre delle imperfezioni, e solo si può studiare di renderla quanto è possibile minori. L’ubicazione delle due fabbriche in quanto ai loro rapporti col resto della Città è buona, tanto nel primo che nel secondo Progetto. Ma la vicinanza delle pubbliche carceri al locale di S. Sebastiano rende quest’ultimo preferibile d’assai all’altro. È vero che la spesa nel primo tema è maggiore secondo il Becherucci di circa Scudi 5500. Ma i vantaggi fin qui notati compensano a parer mio questo tollerabile scapito economico. Resterebbemi a dir qualche cosa dell’altro locale che VS Ill<sup>ma</sup> mi commise prender di mira, cioè quello dell’attuale Pretorio nel quale si tratterebbe di situare il Tribunale Collegiale e l’Accademia, valendosi dell’attuale abitazione di S.E. il Sig. Governatore di Pisa e comprando un cambio il Palazzo Silvatici sulla Piazza S.<sup>ta</sup> Caterina. Per giudicare della bontà di questo progetto, troppe cose mi converrebbe esaminare, e avanti tutto, risolvere il grave dubbio emesso alla presenza di VS Ill<sup>ma</sup> dal Sig. Gherardesca autore del disegno e costruzione del detto Palazzo Pretorio, il quale Architetto asserisce essergli riuscito così difficile mettere in equilibrio le parti antichissime di quella fabbrica colle nuove che il farvi adesso degli essenziali cambiamenti (lo so che si renderebbe inevitabile) ne disturberebbe forse e senza forse la statica. Le quali considerazioni mi conducono a concludere che prima di commettere all’Ing. Becherucci anche questo studio era ragionevole dar sfogo a quello degli altri due progetti fin qui contemplati”.

Il 24 agosto il progetto di ristrutturazione di Palazzo Poschi fu definitivamente bocciato dal Presidente del Tribunale poiché “presenta gravi inconvenienti fra i quali sono da rilevarsi la necessità in cui sarebbero i due Turni Civile e Criminale di valersi della medesima Camera di Consiglio; il non aver luce sufficiente alle stanze che sarebbero destinate per la Cancelleria”.

Il 2 ottobre il Segretario delle Finanze spezzò una nuova lancia in favore dell’acquisto del palazzo Franchetti giudicandolo la sede ideale sia per il Tribunale che per l’Accademia: “Nella scelta del partito da prendersi per il definitivo collocamento del Tribunale di Prima Istanza di Pisa conviene aver presenti le vedute, che appresso;

1° La convenienza di render libero il più presto possibile il Palazzo della Carovana

2° Il minore possibile aggravio delle Comunità contribuenti

3° L’opportunità del luogo, avuto riguardo alle esigenze del servizio, e al comodo pubblico

Quest’ultima veduta si riunirebbe senza dubbio nel Palazzo dei Sigg.<sup>ri</sup> Franchetti situato in prossimità dei primari Dicasteri della Cottà, cioè della Posta delle Lettere, della Dogana, del Palazzo della Comune, della Direzione del Registro, della Camera di Soprintendenza Comunitativa, della Residenza del Governatore e delle Carceri. Questo Palazzo offrirebbe inoltre la facilità di occuparlo immediatamente, essendo per quanto dicesi di poca entità o

lavori necessari a renderlo atto a servire agli usi del Tribunale di Prima Istanza, e anco a quelli dell'Accademia delle Belle Arti. Finalmente non esigendosi costruzioni fondamentali, è da premusarmi che l'acquisto di detto Palazzo fosse per essere di minore aggravio delle Comunità contribuenti di quello che sarebbe in ultima analisi il Progetto della riduzione all'uso di che si tratta, della Chiesa di San Sebastiano.

Oltre ciò venedo supposto che il Proprietario consentirebbe di ricevere il pagamento del prezzo in rate di lunga scadenza, potrebbe anche questo comodo rientrare nelle vedute di Chi dirige l'economia delle Comunità interessate. Prima pertanto di ressegnare a S.A.I. e R. il progetto di riduzione della Chiesa di S. Sebastiano, comunicato da VS Ill<sup>ma</sup> a questa segreteria con Partecipazione del 26 agosto prossimo decorso, debbo invitarla ad esaminare e verificare, consultato codesto Ingegnere del Circondario, se si riuniscano realmente le sopraesprese nell'enunciato Palazzo, e a riferire il risultato delle relative sue verificazioni ed indagini, dopo di che le saranno abbassate le opportune istruzioni in proposito”.

Pertanto il Gherardesca eseguì un primo progetto di ristrutturazione<sup>21</sup>, che prevedeva l'ampliamento del palazzo verso il giardino.

Il 12 novembre gli fu risposto: “In seguito a tal commissione [la valutazione di palazzo Franchetti], come a lei è ben noto, consultai l'Architetto Sig, Alessandro Gherardesca per conoscere quali fossero le sue idee per ricavare in quel locale i comodi necessari e per il Tribunale, e per l'Accademia delle Belle Arti, limitandosi ai soli disegni. Avendo adesso il prefato Sig. Architetto Gherardesca soddisfatto il mio deisderio con rimettere i disegni in pianta, io gli raccompagno qui annessi a VS M.<sup>to</sup> Ill<sup>re</sup>, commettendola di concordarsi oppportunamente con esso per visitare con ogni accuratezza la locaità, farmi l'alzato che manca, e quindi redigere con tutta precisione il dettaglio estimativo della spesa, per pormi in grado di rendere esatto conto all'I. e R. governo del costo di tale stabile, non tanto per il prezzo di acquisto quanto per la completa sua riduzione per gli usci indicati”.

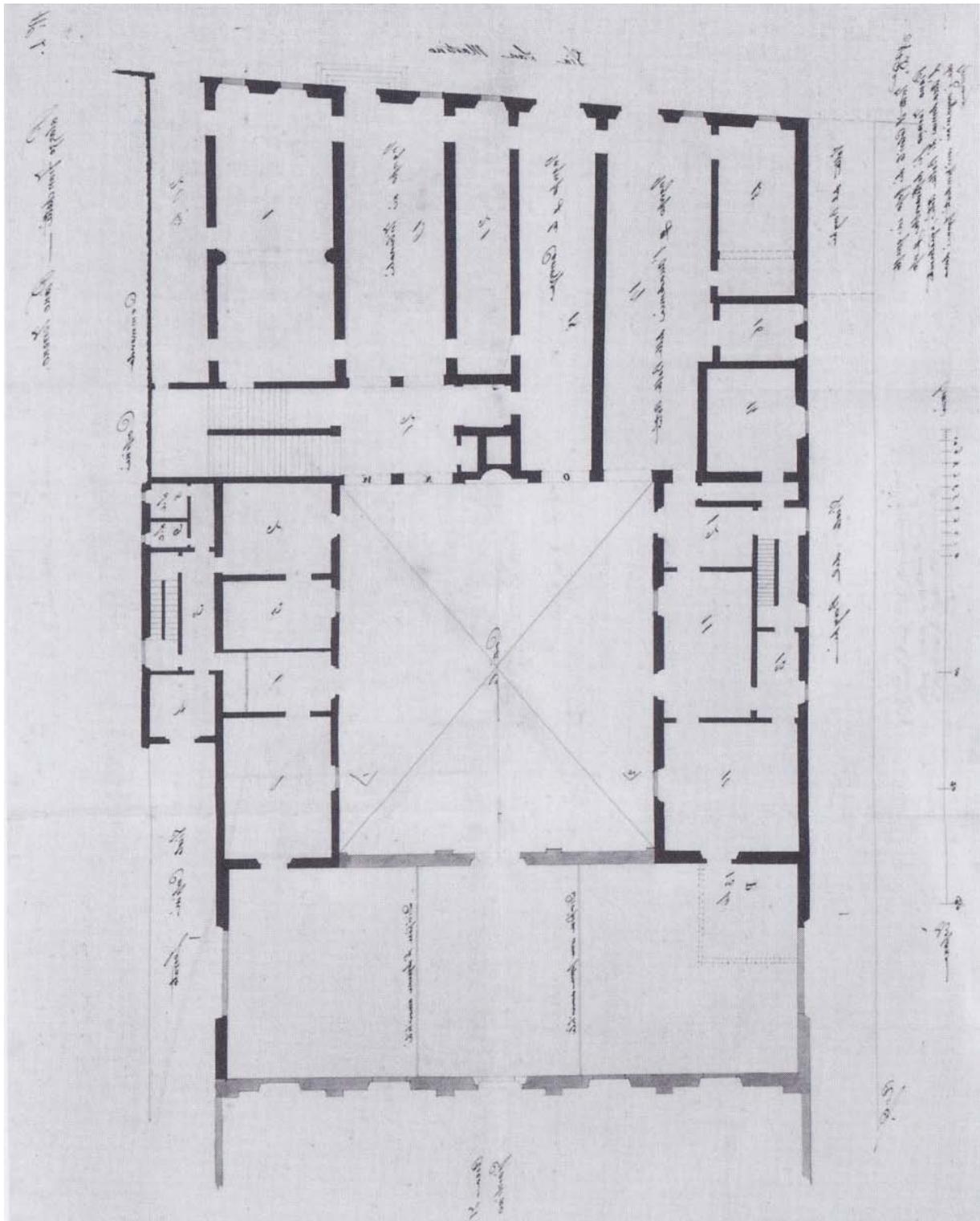
Ricevute le quattro nuove tavole del Gherardesca, il Becherucci eseguì la perizia, aggiungendo però alcune critiche al progetto del collega, adducendo tempi e costi di esecuzione evidentemente impossibili da accettare (28.562 scudi) e seminando dubbi sulla reale fattibilità. Come tocco finale, fece circolare due tavole alternative, con le quali propose di limitare al minimo gli interventi sulla struttura dell'edificio<sup>22</sup>.

A seguito della perizia il Castinelli, giudicando il progettato edificio sovrabbondante per il solo Tribunale, ed insufficiente ad ospitare anche l'Accademia, propose di non acquistarlo, bensì eventualmente di prenderne in fitto la sola parte necessaria al Tribunale. In alternativa rilanciò l'acquisto e successiva demolizione della chiesa di S. Sebastiano per stabilirvi ambedue le istituzioni. Il Provveditore ne prese atto il 7 marzo del 1840 e rinviò la proposta al Segretario delle Finanze.

---

<sup>21</sup> Questo e i successivi documenti dono in ASPi, *Camera Comunitativa*, n. 724, ins. II e ins. sciolto.

<sup>22</sup> ASPi, *Comune F*, 946, carte sciolte.



Progetto di riduzione di palazzo Franchetti: piano terra



Questi l'8 febbraio 1841<sup>23</sup> bocciò l'ipotesi della chiesa di S. Sebastiano per le costose opere murarie e la lunghezza dei tempi di esecuzione, che “obbligherebbero a protrarne molto al di là del tempo previsto la Sovrana Concessione, per cui il Tribunale fu provvisoriamente collocato nel palazzo della Carovana”. Sottolineando la difficoltà di trovare un locale adatto ad ospitare sia il Tribunale che l'Accademia, aggiunse: “ma non si potrebbe quanto all'Accademia provvedersi altrimenti?”. Il Provveditore gli rispose il 2 giugno: “abbandonata l'idea di riunire in un medesimo locale anche l'Accademia di Belle Arti il che [...] difficoltà formava di ritorvarlo adatto agli usi, ad al comodo dell'uno e dell'altra, presi di mira la fabbrica del soppresso Collegio Ferdinando, e dopo averla personalmente visitata in unione con questo Sig. Cav<sup>r</sup> Gonfaloniere, e dell'Ing. Di Circondario, ed essermi persuaso che quella località si prestasse al bisogno, ordinai all'Ing. predetto la formazione del relativo progetto”, del qual purtroppo sono stati rintracciati solo parziali schizzi<sup>24</sup>.

Il 21 luglio la Direzione generale delle Acque e Strade, esaminato il progetto, che prevedeva “la riduzione in comodo e decente stato del Collegio predetto per uso del Tribunal Collegiale e del Direttore degli Atti Criminali, l'allargamento del Vicolo di Fianco a quella Fabbrica dalla parte di Mezzogiorno, la prosecuzione della Via Mugelli fino all'altra detta dell'Arcivescovado col taglio dell'Orto del contiguo Spedale dei Trovatelli per dare al Tribunale stesso una maggiore ventilazione, e più comodo accesso, e la costruzione delle Carceri sulla piazzetta denominata di San Biagio nella parte postica di detto Collegio”, ordinò “di farvi introdurre delle vistose correzioni e dei cambiamenti diretti ad ottenere, anche dietro ai rilievi comunicati dal prefato Funzionario, una miglior disposizione della nuova fabbrica rapporto agli usi a cui è destinata”. Di lì a poco anche l'ipotesi del Collegio Ferdinando fu accantonata.

In un momento non precisabile il Becherucci disegnò anche un modello per “una nuova sede del Tribunale di Prima Istanza”: probabilmente si trattò di una esercitazione, o di una proposta per realizzare lo stabile ex novo in un'area libera della città<sup>25</sup>.

Finalmente, dopo cinque anni di estenuante lavoro, si giunse alla soluzione già menzionata dal Castinelli nell'agosto del 1839: il progetto del Becherucci “per ridurre il secondo piano del Palazzo Pretorio per servizio del Tribunale di Prima Istanza”, datato 24 novembre 1842 –ma consistenti lavori, sotto la sua direzione, risultano avviati già da luglio- fu eseguito con estrema celerità e dal 1843 il Tribunale ebbe definitiva sede al secondo piano del Palazzo Pretorio<sup>26</sup>.

---

<sup>23</sup> Dopo la densità temporale dei progetti del 1838 e del 1839, nei due anni seguenti la questione si trascina stancamente, come dimostrano le pause sempre più lunghe tra le lettere.

<sup>24</sup> ASPi, *Camera Comunitativa*, n. 724. In *Comune F*, 946 è la bozza originale della relazione progettuale del Becherucci del 18 marzo.

<sup>25</sup> ASPi, *Comune F*, 942, c.n.n. Da realizzare nell'orto Schippisi, come il successivo modello del Gherardesca.

<sup>26</sup> ASPi, *Comune F*, 940, cc.150-159. La “pianta posta di corredo alla presente perizia” non è stata rintracciata. Il 5 febbraio 1852 a pochi giorni dalla morte del Gherardesca, nella stessa adunanza in cui venne esaminata la petizione della moglie, fu approvata la “Perizia relativa alla seconda Sala del Tribunale di Prima Istanza”, redatta dall'Ingegnere di Distretto Ferdinando Sanminiatielli il 15 novembre del 1851 (ASP, *Comune F*, 113).

L'Accademia delle Belle Arti trovò invece spazio nel palazzo di Augusto Schippisi, fino allora concesso a livello a favore dell'Università dei Cappellani della Primaziale e degli Spedali di Pisa<sup>27</sup>. Con deliberazione del 14 agosto 1845 la Comunità delegò il gonfaloniere Roncioni alla trattativa per l'acquisto. Il Gherardesca, non del tutto convinto della modesta scelta, aveva provato a compiere un ultimo vano tentativo per sistuare l'Accademia non nel palazzo ma in un nuovo edificio realizzato nel giardino, di cui progettò due versioni che inviò il 12 maggio 1845 al gonfaloniere come “schizzi [...] di un'Accademia proporzionata al bisogno in discorso – aggiungendo innocentemente- da realizzarsi in qualche terreno ortale di qualche stabile centrale della città”<sup>28</sup>.

Conclusa nel 1846 la trattativa, l'intervento di ristrutturazione fu condotto dal Becherucci nel corso del 1847, anno in cui l'istituzione artistica prese pieno possesso dello stabile<sup>29</sup>. Nel 1853 furono intrapresi nuovi lavori sotto la direzione dell'Ing. Pietro Bellini<sup>30</sup>, che successivamente stese una “proposta dei lavori da farsi nel Comune di Pisa secondo il Rapporto dell'Ingegnere Comunale del 28 ottobre 1862”: tra gli altri, sono elencati la ristrutturazione dei locali del secondo piano e “l'edificazione del nuovo Liceo e Ginnasio nell'orto dell'Accademia delle Belle Arti quando la quale sia destinato alle Scuole Tecniche e alle Scuole Primarie”. Nel 1878 l'Accademia, in netta crisi fin dal 1871, fu definitivamente soppressa, e l'edificio destinato alla Scuola industriale.

---

<sup>27</sup> ASPi, Comune F, 170, fascicolo 26.

<sup>28</sup> *Ibidem*. Le piante e le sezioni sono del tutto analoghe all'edificio della Corte d'Assise, eseguito da Gaetano Corsani nel 1875 poi utilizzato come Istituto Statale d'Arte e recentemente restaurato. I disegni e la memoria, con una lettera di accompagnamento, sono raccolti in una cartellina rilegata.

<sup>29</sup> ASPi, Comune F, 945, c. sciolta. Le note di spesa si conservano in ASP, Comune F, 942, mentre qui sono conservati il progetto e, in busta indirizzata al Molto Illustre Signor Ingegnere Ridolfo Castinelli Segretario dell'I e R Accademia di Belle Arti di Pisa”, un grande spolvero tratteggiato a china e acquerello con la pianta del palazzo e del giardino.

<sup>30</sup> ASPi, Comune F, 114, perizia dell'11 gennaio 1853.



*“Veduta dell’ingresso dalla parte del Giardino del Palazzo”, 1826-38 Tav. XLV, studio per palazzi da: “La casa di delizie”.*



*In alto: “Veduta di un ingresso di Giardino dalla parte del Palazzo”, 1826-1838 Tav. XLIII.*