

Università di Pisa



Scuola di Ingegneria

DICI- Dipartimento di Ingegneria Civile e Industriale  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

*Anno Accademico 2013-2014*

TESI DI LAUREA

**Valutazione della sicurezza statica e della  
vulnerabilità sismica di palazzo “Centurione” ad  
Aulla.**

Relatori:

Prof. Ing. Walter Salvatore

Ing. Silvia Caprili

Candidato:

Simon Javier Ausili



1.	Concetti introduttivi .....	6
1.1	Comportamento delle strutture murarie sotto l'effetto del sisma.....	6
1.2	Il comportamento dinamico delle strutture in muratura.....	9
1.3	L'importanza della regolarità strutturale.....	11
1.4	La scatolarità negli edifici.....	14
2	Il caso studio: Palazzo Centurione .....	17
2.1	Inquadramento .....	17
2.2	Descrizione del fabbricato .....	20
2.3	Metodologia .....	31
2.4	Indagini conoscitive dello stato attuale .....	33
2.4.1	Analisi Storico Critica.....	33
2.4.2	Rilievo geometrico e strutturale .....	48
2.4.3	Indagini sulle strutture verticali .....	50
2.4.4	Indagini sulle strutture orizzontali.....	65
2.4.5	Indagini sulle catene.....	78
2.4.7	Rilievo del quadro fessurativo.....	87
3	Definizione del modello .....	92
3.1	Nozioni generali.....	92
3.2	Individuazione dell'organismo strutturale e costruzione del modello .....	93
3.3	Inquadramento geomorfologico e schematizzazione .....	99
3.4	Fattore di confidenza e caratteristiche dei materiali.....	106
3.4.1	Livello di conoscenza.....	107

3.4.2	Muratura.....	109
3.4.3	Cemento Armato .....	112
3.4.4	Acciaio .....	113
3.5	Analisi dei carichi .....	114
3.5.1	Peso proprio degli elementi strutturali $G_1$ .....	115
3.5.2	Peso proprio degli elementi non strutturali $G_2$ .....	115
3.5.2.1	Riempimenti Volte .....	115
3.5.3	Carichi variabili.....	116
3.5.4	Azione della neve.....	116
3.5.5	Azione del vento .....	121
3.5.6	Azione Sismica.....	127
3.6	Combinazioni di carichi non sismici.....	136
3.7	Combinazione dei carichi con azioni Sismiche .....	137
3.8	Scelta del tipo di analisi .....	138
4	Verifiche di sicurezza.....	140
4.1	Verifiche di sicurezza elementi in Muratura.....	140
4.1.1	Verifica a pressoflessione nel piano della parete .....	143
4.1.1.1	Verifica a pressoflessione nel piano per carichi statici (SLU) .....	144
4.1.1.2	Verifica a pressoflessione nel piano Sisma X (SLV).....	151
4.1.1.3	Verifica a pressoflessione nel piano Sisma Y (SLV).....	157
4.1.2	Verifica per taglio a fessurazione diagonale .....	163
4.1.2.1	Verifica a fessurazione diagonale per i carichi statici (SLU).....	164

4.1.2.2	Verifiche a taglio per fessurazione diagonale sisma (SLV).....	166
4.1.3	Verifica di taglio scorrimento .....	168
4.1.3.1	Verifiche per taglio scorrimento per carichi statici (SLU).....	169
4.1.3.2	Verifiche a taglio scorrimento per carichi sismici (SLV). .....	171
4.1.4	Verifiche statiche di taglio congiunte per carichi statici (SLU).....	174
4.1.5	Verifiche di taglio congiunte per carichi sismici (SLV) .....	179
4.1.6	Verifica di pressoflessione fuori piano per carichi statici .....	190
4.1.7	Verifica di presso flessione fuori piano per azioni sismiche (SLV).....	201
4.2	Verifica elementi in Acciaio .....	212
4.2.1	Solai realizzati con IPE 140 a orditura semplice (SLU) .....	212
4.2.2	Solai realizzati con HE A 140 a orditura semplice (SLU) .....	215
4.3	Verifica elementi in Cemento Armato .....	218
4.3.1	Trave di colmo .....	219
4.3.2	Trave in cemento piano primo .....	223
4.4	Verifica sul tiro delle catene .....	228
5	Conclusioni .....	235
6	Bibliografia .....	238
7	Elenco Allegati.....	240

# **1. CONCETTI INTRODUTTIVI**

Per vulnerabilità sismica è la propensione di una struttura a subire un danno di un determinato livello, a fronte di un evento sismico di una data intensità.

L'operazione di comprendere la natura del danno a seguito di un determinato terremoto, appare sostanzialmente semplice a evento concluso, risulta essere assai più complessa la valutazione della vulnerabilità degli edifici prima che si verifichi un evento sismico. Per questa sono stati messi a punto metodi di tipo statistico, meccanicistico.

I metodi di tipo statistico classificano gli edifici in funzione dei materiali e delle tecniche con cui sono costruiti, sulla base dei danni osservati in precedenti terremoti su edifici della stessa tipologia. Questa tecnica richiede dati di danneggiamento dei passati terremoti, non sempre disponibili, e non può essere utilizzata per valutare la vulnerabilità del singolo edificio, perché ha carattere statistico e non puntuale.

I metodi di tipo meccanicistico utilizzano, invece, modelli teorici che riproducono le principali caratteristiche degli edifici da valutare, su cui vengono studiati i danni causati da terremoti simulati.

Per studiare questo concetto si è reputato utile i concetti fondamentali che ci consentiranno di trattare in maniera appropriata lo studio di un manufatto la cui struttura portante sia formata prevalentemente da setti in muratura e da fasce murarie.

## **1.1 Comportamento delle strutture murarie sotto l'effetto del sisma**

In questo paragrafo introduttivo alla Tesi in esame, si vuole evidenziare la complessità del comportamento dinamico delle strutture in muratura, influenzato dal comportamento di ogni sua singola parte, ma soprattutto dall'interazione tra le parti.

In particolare si sottolinea come le caratteristiche geometriche (distribuzione delle masse e delle rigidità) influenzano il

comportamento globale della struttura e inoltre si pone l'attenzione sul funzionamento della struttura in campo non lineare: esso è di fondamentale importanza per fornire, ad una tipologia strutturale tipicamente fragile, quella duttilità sufficiente per fare fronte alle deformazioni che il sisma richiede alla struttura.

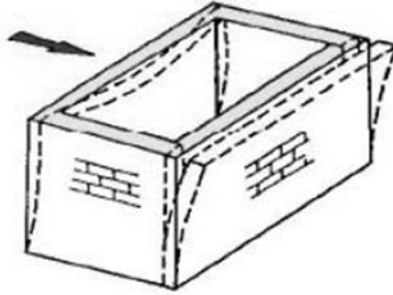
Come ben noto, le murature offrono ottima resistenza ai carichi verticali, ossia al peso proprio e ai carichi variabili, che producono effetti di compressione.

I carichi sismici che si manifestano con azioni orizzontali, possono, invece, indurre sollecitazioni di trazione, incompatibili con la capacità di resistenza del materiale, come è evidente al manifestarsi di crepe che denunciano lo stato di sofferenza della struttura.

La risposta di una struttura in muratura sottoposta ad azione sismica deve essere valutata considerando il livello di interazione presente tra gli elementi strutturali costituenti.

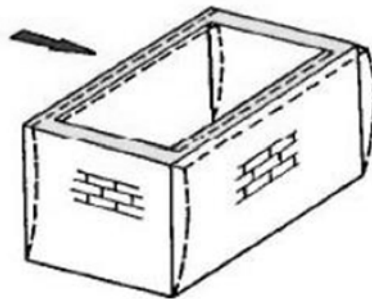
Si riportano di seguito i principali comportamenti di una struttura semplice in muratura in relazione al grado di ammorsamento presente tra le parti:

- 1) Nel caso in figura 1, in presenza di ammorsamenti scarsi o assenti, le pareti ortogonali alla direzione del sisma si trovano ad essere sollecitate da forze orizzontali e raggiungeranno rapidamente la crisi senza poter contare sull'aiuto delle pareti adiacenti, che hanno un miglior comportamento nei confronti delle azioni orizzontali.



**Figura 1.1-1:** Comportamento in caso di assenza di ammortamento

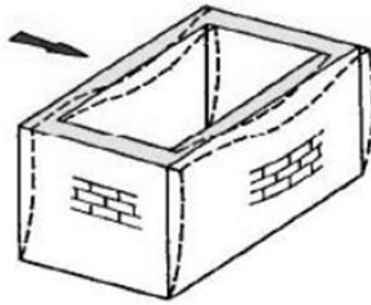
- 2) Nel caso in figura 3 le pareti e il solaio sono ben ammortati tra loro ma la flessibilità di quest'ultimo scarica l'azione sismica nel centro delle pareti perpendicolari alla direzione del sisma invece di convogliarla correttamente alle pareti laterali



**Figura 1.1-2:** Comportamento in caso ammortamento tra elementi verticali

- 3) Nel caso in figura 4 si hanno buoni ammortamenti e il solaio sufficientemente rigido nel piano, quindi le azioni sismiche vengono ripartite tra le pareti parallele alla direzione del sisma, le quali presentano un buon comportamento nel proprio piano.





**Figura 1.1-3:** Comportamento di pareti ben ammassate anche con gli elementi orizzontali di chiusura

Si viene così a costituire grazie al collegamento tra elementi verticali (pareti) ed orizzontali (solai), che mutuamente vincolati costituiscono l'organismo strutturale, uno schema scatolare.

## 1.2 Il comportamento dinamico delle strutture in muratura

Qualora le strutture siano soggette ad un evento sismico presentano un comportamento dinamico estremamente complesso, anche considerando valida l'ipotesi di elasticità lineare.

E' importante notare che la validità di tale ipotesi risulta molto approssimativa per alcune tipologie di tecniche costruttive, tra cui la muratura, per la quale il comportamento ciclico non lineare del materiale, peraltro molto difficile da cogliere, assume un ruolo fondamentale nella risposta.

In particolare il degrado di resistenza della muratura induce una significativa redistribuzione delle forze tra le varie pareti al crescere della severità dell'evento, inoltre l'energia dissipata nei cicli d'isteresi può sopperire talvolta alla limitata capacità duttile dei singoli pannelli.

Inoltre il degrado di rigidità durante l'azione di un terremoto, porta la struttura a modificare il proprio modo di vibrare e dunque ad avere una differente richiesta in termini spettrali.

Ulteriori meccanismi di danno, locali o globali, possono poi essere innescati dall'interazione e dal diverso modo di vibrare delle singole parti strutturali: discontinuità murarie, presenza di nicchie o cavità, martellamento dei solai, variazione della spinta, molte volte possono essere fonte di vulnerabilità locali e globali.

Le sollecitazioni sismiche provocano solitamente, alle prime oscillazioni, dei fenomeni lesivi costituiti da fessurazioni, ma se la struttura è dotata di un buon funzionamento scatolare la lesione di uno o più elementi non ne provocano il collasso, ma anzi permettono di smorzare maggiormente le sollecitazioni, aumentandone la deformabilità e accrescendone il periodo proprio.

In ogni caso, a parità di accelerazione al suolo, il valore delle sollecitazioni che subisce l'edificio dipende principalmente da fattori che sono caratteristiche proprie dell'edificio in esame, in particolare:

- a) Rigidità globale, a cui è legato il periodo proprio della struttura;
- b) Capacità di smorzamento;
- c) Risposta a sollecitazioni cicliche di ogni singolo elemento.

Queste caratteristiche contribuiscono ad amplificare o a smorzare l'effetto del sisma sulla struttura in termini di oscillazioni e di sollecitazioni e, in particolare, nel caso delle strutture in muratura, un basso valore del periodo proprio ed una scarsa capacità di dissipazione procurano un'amplificazione dell'accelerazione trasmessa dal suolo alla struttura, provocando sollecitazioni maggiori.

Solo se il fabbricato presenta un comportamento globale di tipo scatolare l'organismo strutturale può presentare una adeguata duttilità d'insieme,

quindi, atta a salvaguardare la vita umana ed a evitare danni strutturali di grande entità

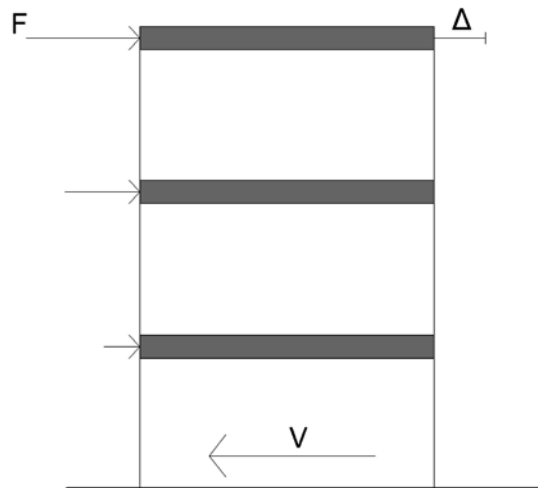
### 1.3 L'importanza della regolarità strutturale

Il requisito di regolarità in pianta ed in altezza influenza il comportamento degli edifici sottoposti ad azioni orizzontali.

Per fabbricati di altezza quali quelli in muratura, le azioni orizzontali sono limitate agli eventi sismici.

Durante la sua azione, il sisma induce un'accelerazione nella struttura che provoca la nascita di forze d'inerzia orizzontali, rappresentate da forze  $F$  agenti a livello di ciascun solaio nel centro di massa ( $G$ ), dove si può assumere concentrata la massa dell'edificio stesso.

Assumendo i solai rigidi nel proprio piano, si ha che le forze orizzontali producono traslazioni e rotazioni rigide di un generico piano della struttura rispetto al piano sottostante.



Lo spostamento imposto agli elementi resistenti verticali provocherà la nascita di forze orizzontali resistenti, proporzionali alla rigidità degli stessi. Il baricentro delle forze di taglio è il centro di rigidità ( $R$ ). Gli

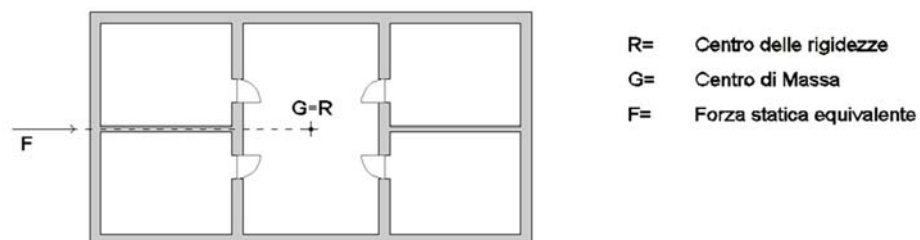
edifici nei quali il centro delle masse non coincide con il centro delle rigidezze, sono definiti asimmetrici, e quest'eventualità può essere prodotta non soltanto da una disposizione non regolare degli elementi resistenti ma anche da una distribuzione asimmetrica delle masse al piano.

Premesso ciò, per un sistema di controventamento di tipo spaziale, quale può essere ad esempio l'insieme delle pareti di taglio negli edifici in muratura, si possono fondamentalmente verificare due casi:

- a) Il sistema ha due assi di simmetria e il centro di massa coincidente con il centro di rigidezza.
- b) Il sistema non è simmetrico e il centro di massa non coincide con il centro di rigidezza.

Nel primo caso, con riferimento alla figura 4, il movimento teorico del piano è puramente traslatorio e, nell'ipotesi di solai rigidi nel piano, tutti i punti dell'impalcato subiscono uguale spostamento.

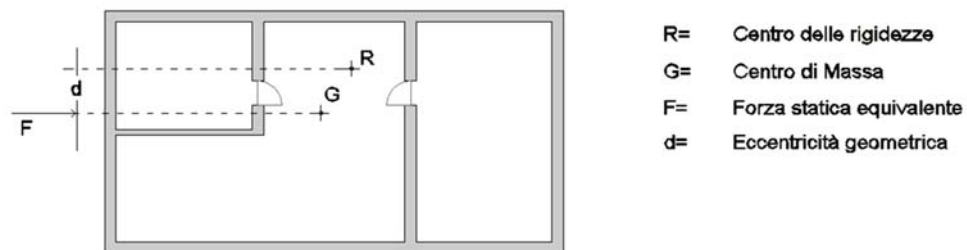
Scomponendo la forza sismica genericamente orientata nelle componenti lungo le due direzioni principali in pianta  $x$  e  $y$ , l'analisi può essere condotta in modo indipendente per i due sistemi di pareti lungo le due direzioni principali.



**Figura 1.3-1:** Sistema spaziale di controventamento geometricamente simmetrico in pianta.

Nel secondo caso, con riferimento alla figura 5, la forza agente e la forza resistente possono equilibrarsi solo con l'introduzione di un momento torcente che produce una rotazione relativa del piano.

Lo studio può essere effettuato sovrapponendo agli effetti della forza sismica  $F$ , applicata nel centro di rigidezza  $R$ , gli effetti del momento torcente  $M_t = F \cdot d$ , dove  $d$  rappresenta la distanza della retta di applicazione della forza  $F$  dal centro delle rigidezze.



**Figura 1.3-2:** Sistema spaziale di controventamento geometricamente asimmetrico in pianta.

Ciò comporta sia un aumento della forza di taglio su alcuni elementi resistenti sia ulteriori spostamenti di interpiano che possono diventare eccessivi.

In caso di asimmetria, siccome le pareti di taglio generalmente si considerano prive di rigidezza a flessione, si ha lo sviluppo di significative rotazioni attorno al baricentro delle rigidezze e la coppia  $M_t$  risulta equilibrata dalle coppie generate dai tagli di piano che agiscono sui vari elementi.

E' evidente come in questa circostanza gli elementi si trovino ad essere sollecitati in modo assai differente rispetto al caso di struttura simmetrica in pianta e come siano soggetti a spostamenti elevati in prossimità dell'estremo meno rigido.

## 1.4 La scatolarità negli edifici

Come precedentemente accennato, il fattore fondamentale per ottenere una buona distribuzione dei carichi, ma non solo, soprattutto per assicurare un meccanismo d'insieme degli elementi murari che compongono l'edificio, è il funzionamento scatolare della struttura stessa.

In tal modo le sollecitazioni vengono contrastate da più elementi che reagiscono mutuamente tra loro ed i meccanismi di collasso tendono a coinvolgere porzioni di struttura, allontanando in parte il pericolo di meccanismi locali.

Per garantire un buon ammortamento, una rigidità estensionale nei solai e una massima solidarizzazione fra orizzontamenti ed elementi verticali, sono disponibili diverse soluzioni architettoniche: cordolature, incatenamenti e rispetto della simmetria planimetrica di cui si è già parlato.

Si vogliono illustrare brevemente queste soluzioni architettoniche e i benefici che esse apportano al comportamento dell'intera struttura.

### 1.4.1 Cordolature

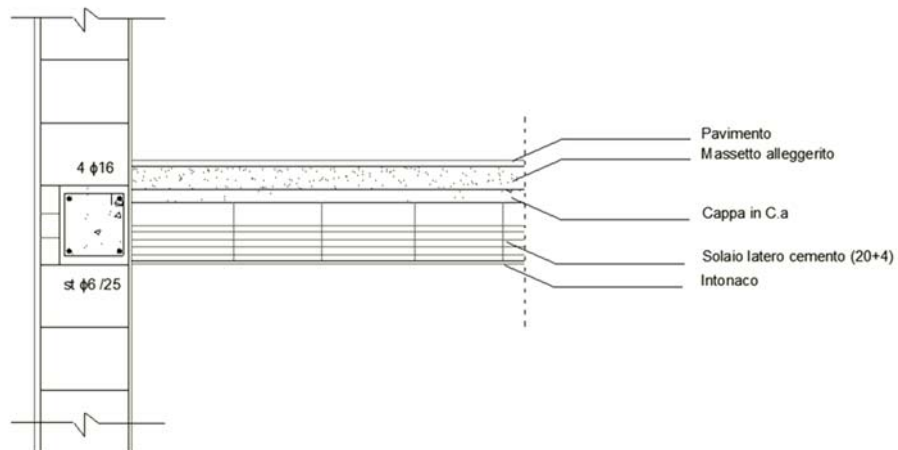
Tra le tecniche più adottate c'è l'introduzione di cordoli, ossia elementi orizzontali, continui, all'altezza dei solai e che percorrono tutta la lunghezza dei muri.

Solitamente sono realizzati in cemento armato oppure possono essere sostituiti da armature orizzontali, annegate nei letti di malta, poste all'altezza degli orizzontamenti.

In particolare, i cordoli devono avere larghezza almeno pari a quella del muro, con un arretramento massimo consentito di *6 cm* dal filo esterno, mentre l'altezza minima consentita è pari all'altezza del solaio.

L'armatura corrente non deve essere inferiore a  $8 \text{ cm}^2$  (corrispondente quindi ad un minimo di 4 barre  $\Phi 6$ ), e le staffe devono avere diametro non inferiore a  $6 \text{ mm}$  ed interasse non superiore a  $25 \text{ cm}$ .

Tali prescrizioni minime sono rappresentate nel dettaglio costruttivo di figura 6



**Figura 1.4-1:** Cordolo esterno in C.A., dimensionamento minimo

I cordoli svolgono diverse funzioni:

- a) Irrigidiscono ulteriormente i solai nel loro piano;
- b) Fungono da vincolo per le pareti soggette a carichi orizzontali ortogonali al loro piano medio ostacolando il meccanismo di ribaltamento fuori dal piano;
- c) Permettono una opportuna distribuzione delle azioni orizzontali fra le pareti di controvento complanari, in particolare fra un piano e l'altro;

- d) Procurano maggiore stabilità alla struttura e iperstaticità al sistema resistente.

L'iperstaticità ha come conseguenza, infatti, la redistribuzione degli sforzi tra gli elementi costituenti la struttura: quando un elemento della struttura è soggetto ad un carico tale da superare la sua soglia di resistenza, gli sforzi vengono ripartiti fra gli altri elementi adiacenti; si evita, così, che l'eccessiva sollecitazione di un elemento sia causa immediata di crisi per l'intera struttura.

#### **1.4.2 Incatenamenti**

Un'altra soluzione architettonica atta a garantire la scolarità della struttura, è costituita dagli incatenamenti<sup>1</sup>.

Si tratta di barre metalliche poste a livello di solaio, che collegano fra loro le pareti parallele della struttura; sono solitamente ancorate ai cordoli opposti e sono disposte ortogonalmente ai muri da collegare.

Talvolta sono le armature dei solai stessi che assolvono la funzione di incatenamento, ma deve esserci un perfetto ancoraggio tra queste armature ed i cordoli; inoltre, ulteriori barre metalliche sono indispensabili nella direzione ortogonale all'orditura dei solai.

La funzione degli incatenamenti è duplice: quando collegano le pareti sollecitate a sollecitazioni orizzontali ortogonali al loro piano medio, essi forniscono un vincolo per le pareti, in modo da evitare ogni rischio di inflessione fuori dal piano con conseguente ribaltamento, mentre gli incatenamenti tra le pareti di controvento (pareti disposte lungo la direzione del sisma), invece, migliorano la distribuzione dei carichi orizzontali tra di esse.

---

<sup>1</sup> Tipologia di intervento che verrà ripresa e descritta nel paragrafo dedicato al rilievo di tali elementi presenti sull'edificio preso in esame



## 2 IL CASO STUDIO: PALAZZO CENTURIONE

### 2.1 Inquadramento

L'edificio oggetto di studio è Palazzo Centurione, situato nel comune di Aulla, provincia di Massa Carrara al limite del centro storico sulla linea delle vecchie mura della città, tra Largo M. Andrea e via Galileo Galilei.

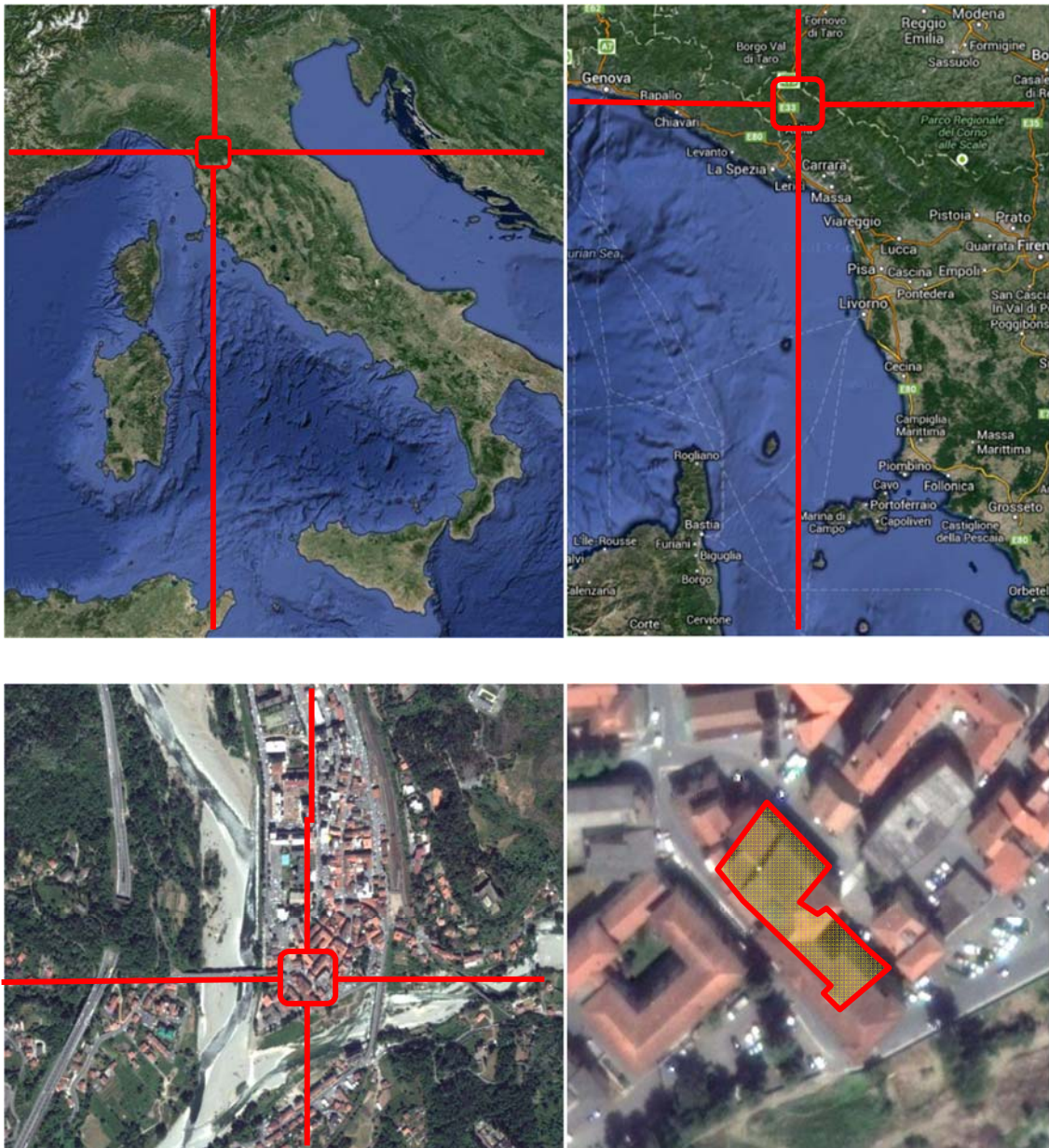


Figura 2.1-1: Inquadramento

Lo stabile è cresciuto a ridosso di quelle che un tempo erano le mura difensive della città, sono state annesse da palazzo Centurione sia una parte delle dette mura sia una delle due antiche porte di accesso al borgo, la “porta di sotto”.

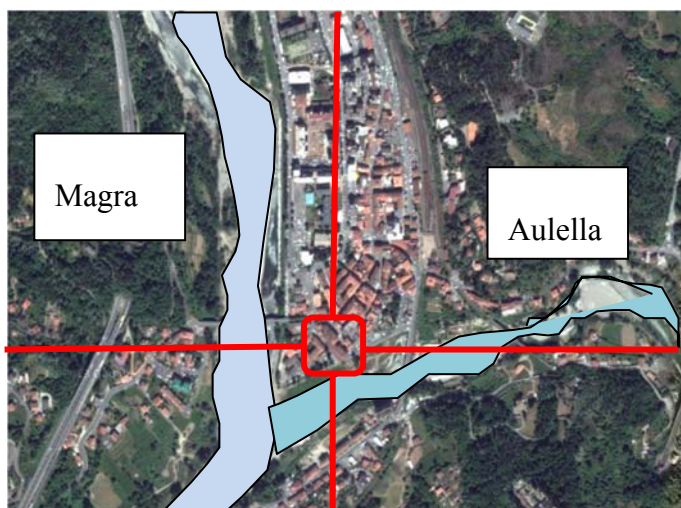
Tale elemento rimane attualmente ben distinguibile da un’osservazione esterna, come si nota dalla figura 8.

La porta cittadina è difatti situata indicativamente al centro del fabbricato e lo divide in 2 volumi ben distinguibili da largo M. Andrea.



**Figura 2.1-2:** Porta di sotto, lato Largo M. Andrea

La posizione in cui è situato il fabbricato è prossima alla convergenza dei due maggiori corsi d'acqua del comune, l'Aulella ed il Magra, si veda la figura 3. Questa posizione che in passato è risultata strategica per le tasse di passaggio, difatti intercettava l'unico ponte che attraversava il Magra da cui passavano sia la via delle Lame che la via Francigena. Negli ultimi anni però l'adiacenza ai 2 corsi d'acqua ha costituito un problema viste le frequenti alluvioni che si sono verificate nella zona.



**Figura 2.1-3:** Posizione rispetto ai corsi d'acqua

## 2.2 Descrizione del fabbricato

L'edificio sorge attualmente su tre piani fuori terra, ciascuno dei quali avente una superficie di circa 1040 m<sup>2</sup>, ai quali vi è da aggiungere un piano sottotetto ed un piano ammezzato.

Per quanto riguarda le dimensioni dello stabile esso è iscrivibile in un rettangolo di quasi 60 m per quanto riguarda il lato maggiore e di 26 m per il lato minore.

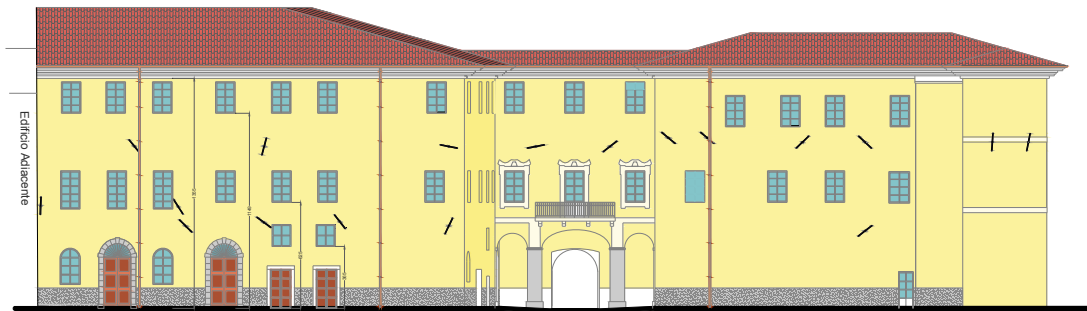


Figura 2.2-1: Prospetto Nord- Est

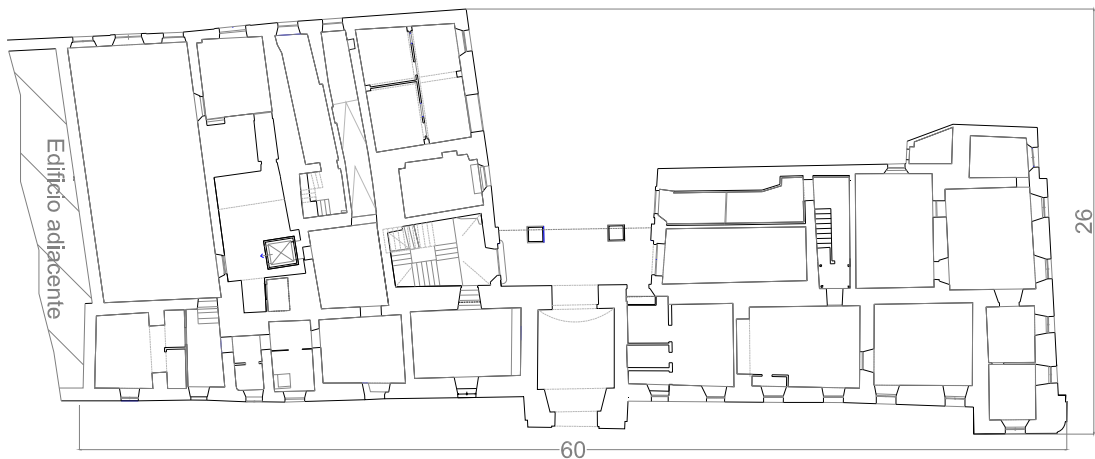


Figura 2.2-2: Pianta piano primo

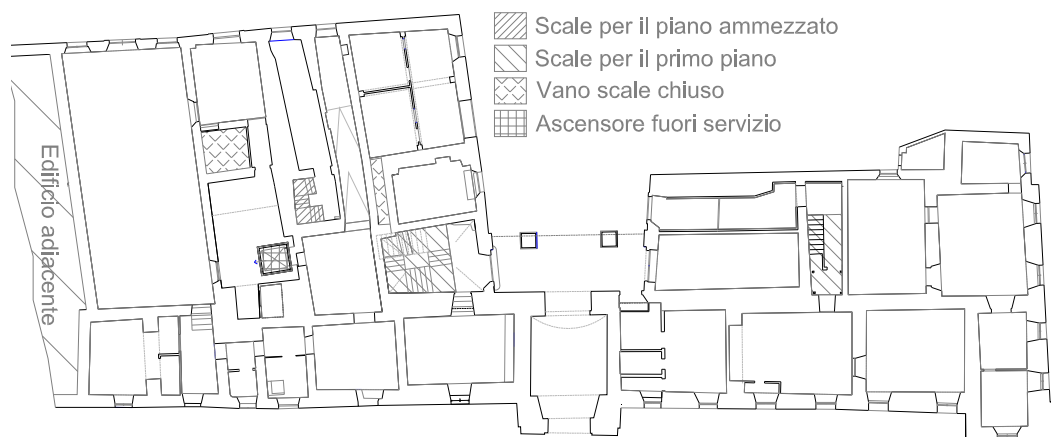


Il piano terra ospitando varie attività dispone di numerosi ingressi, ben 13 in tutto, 3 sul lato sud-ovest e 10 sul largo M. Andrea a discapito di locali interni scarsamente collegati tra di loro. Sono inoltre da aggiungere a quelli sopra citati 3 ingressi che portano ai collegamenti verticali che permettono di accedere ai piani soprastanti. Da un'osservazione esterna è possibile notare sul lato dell'edificio riportato nel prospetto Sud Ovest l'accesso ad un piano sotto-strada, da cui si riescono a vedere due locali voltati, ai quali però non si è riuscito ad avere accesso.



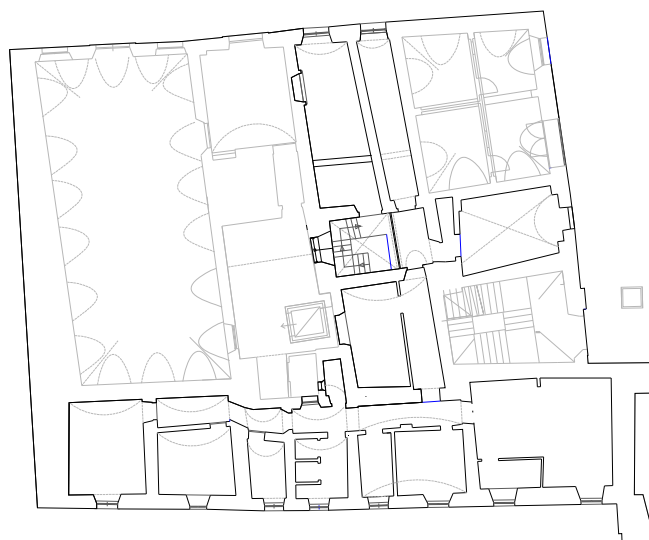
**Figura 2.2-3:** Accesso piano sotto-strada

I collegamenti verticali sono costituiti da 3 vani scale, dei quali uno conduce esclusivamente al piano ammezzato, mentre gli altri 2 collegano il piano terra ai piani primo e secondo. Tra i collegamenti verticali vi è inoltre da segnalare la presenza di un ascensore collocato nella piccola corte interna, al quale si ha accesso da largo M. Andrea, tale ascensore è però fuori servizio.



**Figura 2.2-4:** Indicazione collegamenti verticali

Il piano ammezzato posizionato tra il piano terra ed il primo, si trova nella porzione dell'edificio che guarda verso la basilica di San Caprasio, non ricopre tutto il piano terra ma occupa una superficie di circa 230 m<sup>2</sup>.



**Figura 2.2-5:** Pianta piano ammezzato

Il fabbricato è scollegato da altre strutture, fatta eccezione per il lato Nord - Ovest, sul quale è addossato ad un altro edificio ad uso abitativo, come si veda la figura 14.

Nonostante i 2 stabili abbiano il medesimo numero di piani fuori terra (3 piani), lo stabile addossato al palazzo Centurione risulta di altezza inferiore (circa 3 m), questo fatto assieme ad una osservazione dell'altezza delle aperture porta ad ipotizzare una assenza di allineamento tra gli orizzontamenti.



**Figura 2.2-6:** Edificio contigua al palazzo Centurione

L'edificio presenta inoltre tra la copertura e il piano secondo un piano sottotetto, accessibile da una piccola botola. Il livello di calpestio di tale piano, come si vede nelle foto sottostanti (figura 15), è costituito direttamente dalle sue parti portanti, consistenti in elementi in cemento armato prefabbricati, travetti di tipo Varese, e da tavelloni in laterizio. Data l'assenza di un getto in cemento e di una pavimentazione

per comprendere la natura dal solaio è stata sufficiente l'osservazione e la misurazione degli elementi a vista. Nelle foto si possono notare inoltre parti dell'impianto elettrico relativo ai sistemi di illuminazione sottostante.

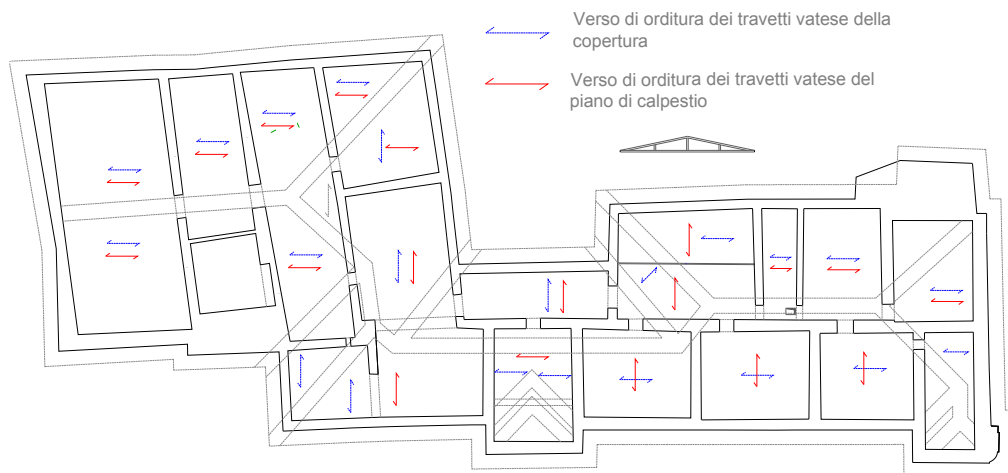


**Figura 2.2-7:** Foto piano sottotetto

A seguito di una ispezione del locale sottotetto si è meglio compreso la natura della copertura. Il tetto è infatti realizzato con una serie di falde inclinate, gli elementi portanti della copertura sono ben visibili dal piano sottotetto e sono costituiti da elementi primari in cemento armato gettati in opera e secondari sempre in cemento ma in questo caso prefabbricati (di tipo Varese come quelli impiegati per i solai). Le dette falde sono in fine completate con tavelloni in laterizio. Dal piano sottotetto non è possibile comprendere se sopra ai tavelloni sia presente un getto in cemento armato



o meno, anche se in alcuni punti in cui i tavelloni sono lesionati sono visibili le tegole che compongono il manto di copertura il che ha portato ad ipotizzare la totale assenza di alcuna soletta soletta in cemento, e la conseguente diretta posa del manto di copertura ad embrici e coppi posati direttamente sui tavelloni stessi.



**Figura 2.2-8:** Pianta piano sottotetto

Nel locale sottotetto si è riscontrata la presenza una capriata metallica, si veda la figura 17, realizzata con profili metallici a doppio T, collegati tramite saldatura. Tale elemento ad oggi non sembra avere alcuna funzione strutturale dato che il piano di copertura non vi è a contatto. È possibile che sull'elemento in questione poggiasse la vecchia copertura in seguito rialzata, ipotesi supportata anche da i cambi di orditura del tessuto murario presenti in alcune delle parti alte dei detti locali.



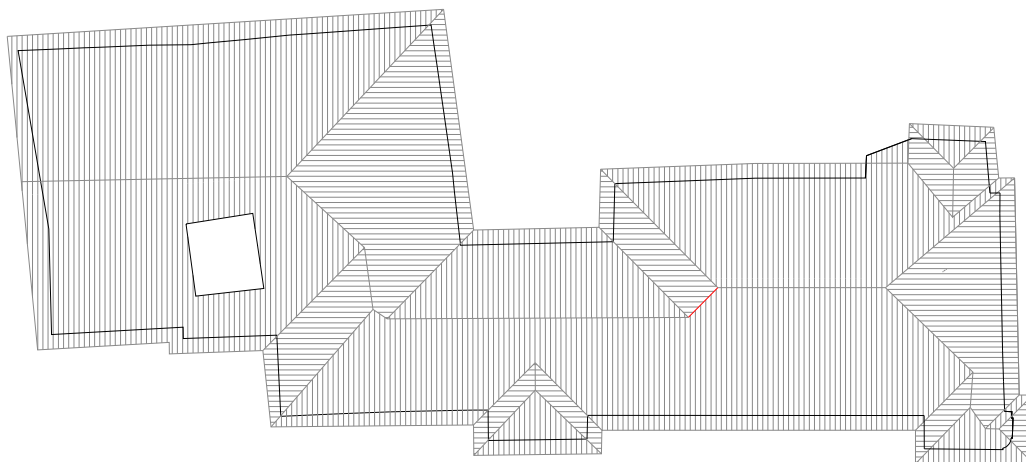
**Figura 2.2-9:** Capriata metallica

Come si può vedere dalle figure 18 si è riscontrata la presenza di un cordolo in cemento armato in chiusura delle murature su tutto il perimetro dell'edificio. La presenza del cordolo e l'impiego di cemento armato negli elementi strutturali del tetto indica un tipo di copertura di tipo non spingente sulle murature di appoggio.



**Figura 2.2-10:** Foto copertura sottotetto

Si riporta di seguito una pianta (figura 19) che indica l'andamento delle falde che compongono l'elemento di copertura. Si noti la presenza di un una zona del tetto in cui è presente una superficie vetrata sostenuta da una struttura in acciaio. La sopradetta superficie vetrata è di forma quadrangolare e copre la corte interna del palazzo Centurione.

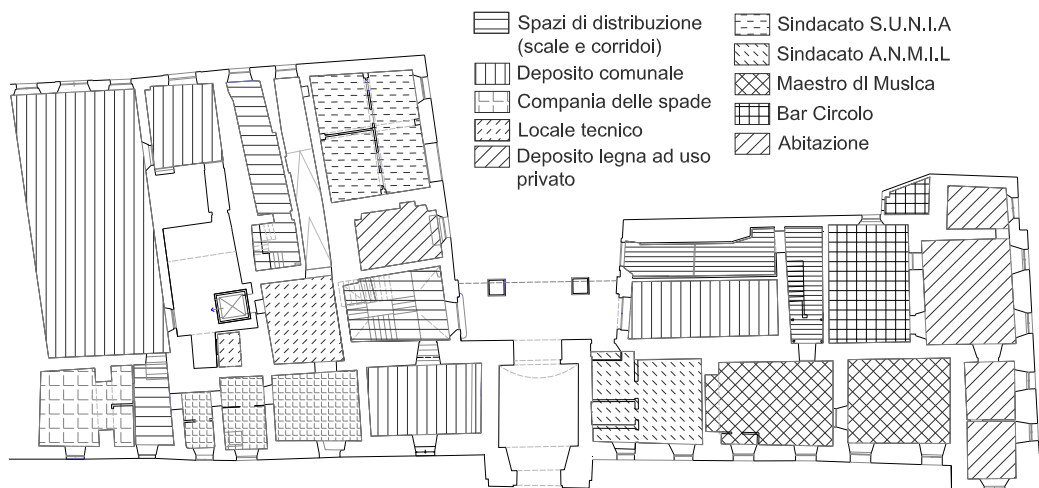


**Figura 2.2-11:** Pianta copertura

Durante i lunghi anni della sua vita lo stabile ha ospitato diverse attività, le ultime destinazioni d'uso riguardano principalmente l'ambito scolastico. Vediamo difatti che al secondo piano era interamente occupato dalle classi del liceo classico G. Leopardi di Aulla, mentre il primo piano era impegnato per ospitare le scuole elementari.

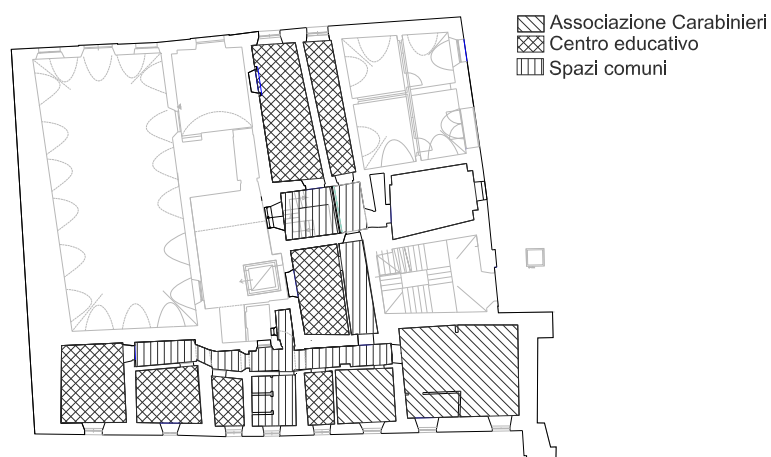
Si riporta di seguito nel dettaglio la descrizione delle attività che hanno impegnato i vari locali del palazzo.

Il piano terra è quello in cui le attività si differenziano maggiormente, vi era infatti un piccolo circolo facente funzione di bar a servizio delle scuole, questi locali sono attualmente abitati dall'ex gestore di tale attività. Sempre al piano terra troviamo 2 locali che ospitano l'attività didattica di un maestro di musica, un locale in cui è situato il patronato A.N.M.I.L., un altro che ospita la sede del sindacato S.U.N.I.A., ed alcuni fondi sempre di proprietà del comune, tra cui depositi a servizio delle scuole e il deposito elettorale del comune situato nella grande sala delle muse, che ospitava prima dell'emergenza dovuta all'alluvione la palestra delle scuole. Si riporta in figura 13 la pianta del piano terra con la distribuzione delle attività.



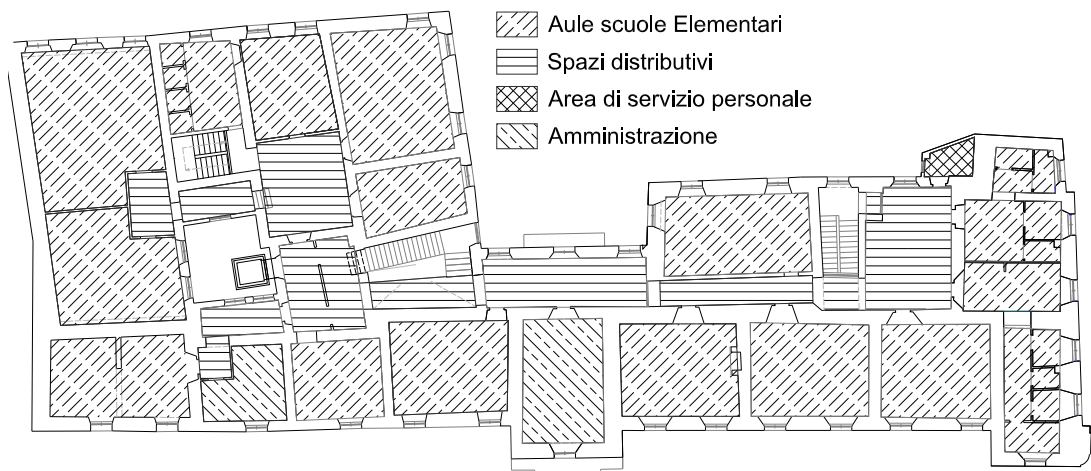
**Figura 2.2-12:** Destinazione funzionale piano terra

Al piano ammezzato vi era il centro educativo “La fortezza”, e la sede dell’associazione nazionale Carabinieri sez. Giuliano Guazzelli.

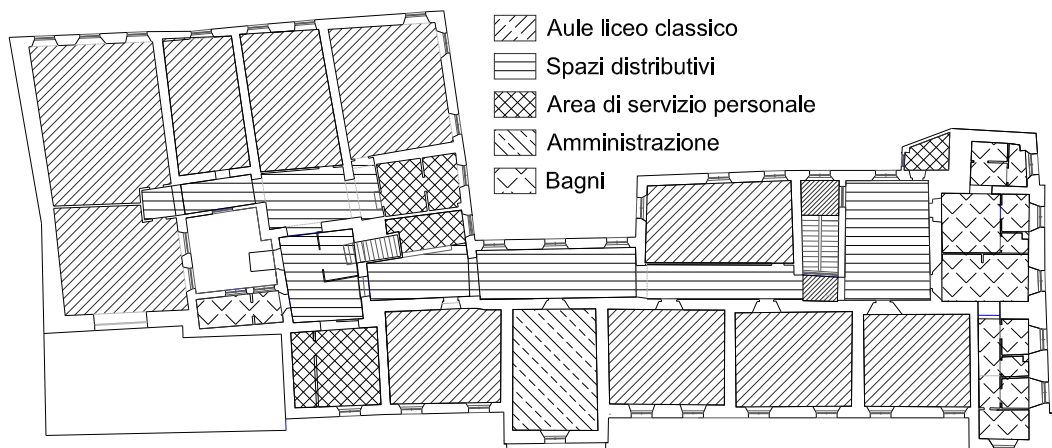


**Figura 2.2-13:** Destinazione funzionale piano ammezzato

Per quanto riguarda il piano primo e quello secondo, osserviamo una distribuzione delle attività molto più uniforme di quella ai piani sottostanti. Si ha di fatti che il piano primo era interamente occupato dalle scuole elementari. Mentre il piano secondo ospitava esclusivamente il liceo classico G. Leopardi di Aulla.



**Figura 2.2-14:** Destinazione funzionale Piano Primo



**Figura 2.2-15:** Destinazione funzionale Piano Secondo

Nel passato i sopradetti locali hanno avuto destinazioni d'uso tra le più disparate. Vediamo difatti che i locali del primo e secondo piano originariamente svolgevano funzione di abitazione nobile, mentre il piano terra ospitava locali di servizio, fondi, cucine, e gli alloggi per la servitù.

Dopo il risorgimento italiano il palazzo ospitò nei 2 piani alti il comune e la prefettura di Aulla. Mentre nel piano ammezzato era situato un piccolo carcere con stazione di guardia dei Carabinieri. Il piano terra ospitava fondi per i depositi del

comune e la sala delle Muse servì prima come sala da ballo ed in seguito ospitò il primo cinematografo della città.

### **2.3 Metodologia**

L'obiettivo della seguente tesi è la valutazione della vulnerabilità sismica di Palazzo Centurione ad Aulla. Trattandosi di un edificio in muratura che negli anni ha subito notevoli mutazioni nel corso degli anni, al fine di valutare sia le resistenze, che la corretta natura del grado di interazione tra le parti, nonché la natura dei carichi gravanti sull'edificio.

Per il raggiungimento dell'obiettivo lo studio ha previsto 3 fasi:

- la fase conoscitiva finalizzata a riconoscere la storia, la morfologia e le caratteristiche strutturali dell'edificio,
- la fase di analisi con la verifiche statica e l'analisi di vulnerabilità sismica
- la fase finale di sintesi ed elaborazione dei risultati.

La campagna di indagine svolta sul palazzo Centurione ha permesso di poter giungere ad un livello conoscitivo adeguato, al fine di poter sfruttare al meglio le risorse in termini di resistenza che lo stabile offre, visti anche i limiti nelle possibilità di intervento, dal momento che si tratta di un monumento tutelato da vincolo storico.

Al fine di andare a comprendere i processi che hanno generato lo stabile e che lo hanno modificato durante gli anni della sua vita si è svolta innanzitutto un'accurata ricerca storico critica attingendo dalle fonti catastali, dai documenti d'epoca conservati presso l'archivio di stato Massa, e consultando i testi che trattano le vicende che hanno coinvolto Aulla e i suoi dintorni con particolare attenzione alle notizie inerenti il fabbricato.

Dopo questa fase, a causa dell'inesattezza riscontrata in sito degli elaborati a disposizione, si è scelto di condurre una campagna di rilievo, sia geometrico che

strutturale. In questa fase si sono misurati i vari elementi architettonici e strutturali sia in pianta che negli alzati. In un secondo tempo si è riprodotto graficamente le informazioni acquisite.

Visto il gran numero delle catene visibili dall'esterno, e dato che non si disponeva di un elaborato completo che riportasse posizione e natura dei tiranti metallici impiegati e dei loro elementi di chiusura, si è scelto di svolgere una campagna di rilievo mirata ad averne una completa mappatura, in cui risulti chiara la posizione, e la geometria sia delle catene, che dei relativi capochiave.

Nel momento in cui si è reso disponibile il rilievo geometrico si è scelto di procedere con un rilievo del quadro fessurativo. Questo elaborato permette di comprendere dove si trovano le criticità dell'edificio e quali lesioni ha ad oggi subito. Questo elaborato permette inoltre di andare a fare plausibili ipotesi sulle reazioni che la struttura può manifestare a seguito dei nuove sollecitazioni.

Con il fine di comprendere la disposizione e la natura degli elementi che compongono le strutture orizzontali e per essere in grado di poterne descrivere le caratteristiche in un modello di calcolo, si è condotta una campagna di saggi sugli orizzontamenti. In tale fase si è voluto inoltre determinare gli spessori delle parti resistenti delle volte, effettuando misurazioni, sia sui saggi, che per differenza dai piani sottostanti

Sempre al fine di determinare caratteristiche e dimensioni degli elementi costituenti il fabbricato si è condotta una campagna saggi ed endoscopie sugli elementi verticali.

In tale campagna di indagine si è cercato di comprendere con quali materiali e con quali tecniche sono state realizzate le murature, nonché la qualità degli ammorsamenti tra gli elementi stessi. Confrontando elaborati d'epoca e quelli prodotti durante la campagna di rilievo geometrico si è voluto anche individuare le aperture presenti in passato ed in seguito richiuse e di andarne a determinare la natura degli elementi impiegati.



## 2.4 Indagini conoscitive dello stato attuale

Nelle situazioni esistenti le situazioni concrete riconoscibili 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.

- Analisi Storico critica
- Rilievo geometrico
- Rilievo strutturale
- Caratterizzazione dei materiali

### 2.4.1 Analisi Storico Critica

L'assetto con cui ci si presenta oggi l'immobile è frutto di una continua successione di interventi, fortemente legati alla evoluzione complessiva dell'insediamento. Non è semplice identificare una precisa datazione delle varie tappe, in questa sede ci si limiterà ad una comprensione delle fasi in cui si è andato a comporre l'edificio ed ad una datazione indicativa di ogni fase.

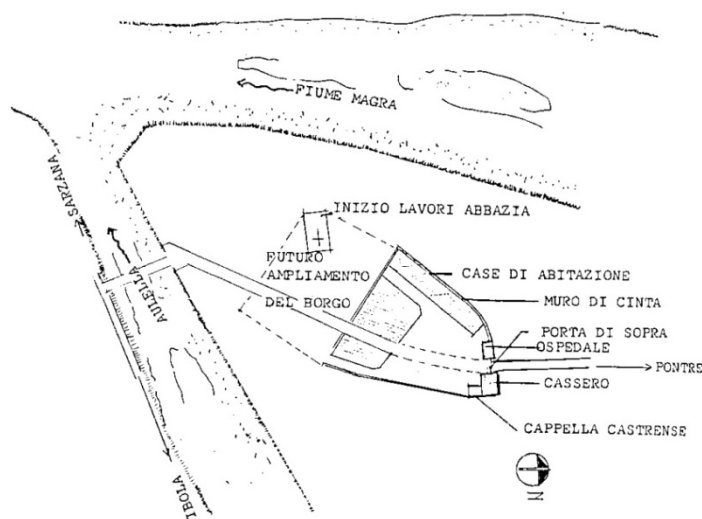
Ci si limiterà quindi ad andare a distinguere le parti in relazione alla loro presunta formazione, legandole al periodo ed al contesto storico che le ha generate.

884-1000

L'884 è la data di un atto notarile riportante la fondazione dell'abazia di Aulla da parte di Adalberto I. Tale documento dà come già esistente, in quella data, un castello, come è meglio un abitato fortificato, di nome Aulla, che Adalberto sostiene di aver fatto costruire. Questo edificio potrebbe quindi risalire ad una quarantina di anni prima visto che Adalberto compare attorno al 846. Nel documento del 884 risultano già funzionanti assieme al castello anche una cappella castrense ed un ospedale (od ospizio) che addirittura potrebbero essere preesistenti al castello.

Questi edificati ad eccezion fatta per l'abbazia erano presumibilmente circondati da una prima cinta muraria che si estendeva dalla "porta di sopra" verso sud, con sia l'ospedale che il cassero sui 2 lati della porta, e la cappella a ridosso del cassero. Oltre a questi all'interno delle mura dal castello esisteva un anche un complesso di abitazioni. Il complesso conventuale è localizzato in un sito a sud la di fuori delle mura presso l'area di confluenza dei fiumi.

RICOSTRUZIONE IDEALE DEL "CASTELLO" DI AULLA  
BORGHO FORTIFICATO DI ADALBERTO I DI TOSCANA  
(ANNO 884).

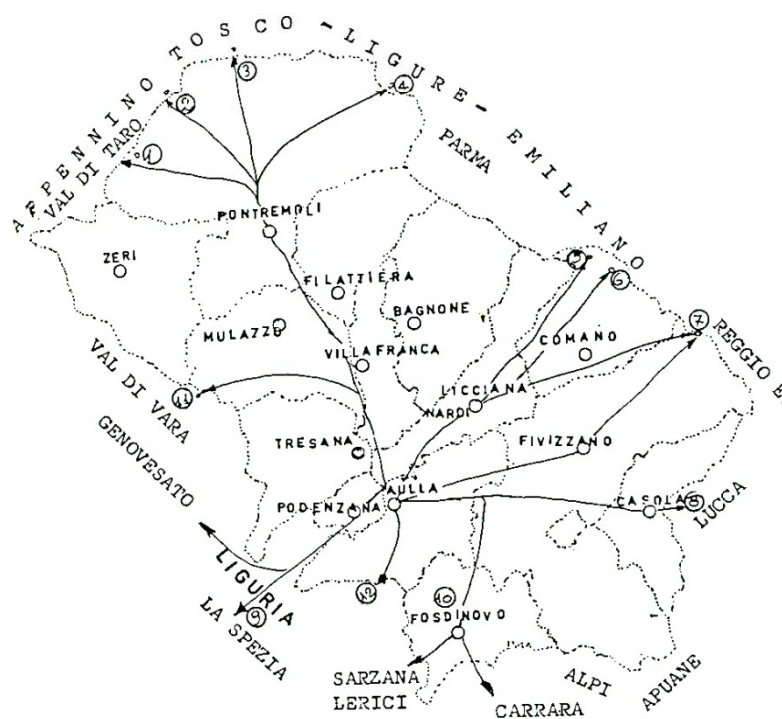


1000-1100

Si ipotizza che l'abbazia di San Caprasio grazie alla posizione particolarmente favorevole abbia avuto un cospicuo aumento del proprio patrimonio, che arriva a concretizzarsi nel dominio temporale dei monaci sul borgo. La posizione geografica è di particolare rilievo dal punto di vista della viabilità e dei traffici, essa infatti era tappa obbligata per il passaggio di eserciti, di viandanti, e di pellegrini in genere.

**IMPORTANZA VIARIA DI AULLA NEL MEDIOEVO**  
**SOSTANZIALMENTE CONSERVATASI OGGI CON LE MODERNE**  
**ARTERIE STATALI, AUTOSTRADALI, FERROVIARIE.)**

- 1 - PASSO DEL BORGALLO
- 2 - PASSO DEL BRATELLO
- 3 - PASSO DELLA CISA
- 4 - PASSO DEL CIRONE
- 5 - PASSO DI LINARI (LAGASTRELLO)
- 6 - PASSO DEL GIOGO
- 7 - PASSO DELL'OSPEDALACCIO. CENTOCROCI
- 8 - STRADE PER LA GARFAGNANA E LUCCA
- 9 - VERSO IL TIRRENO
- 0 - DA E PER FOSDINOVO
- 1 - PASSO DEI CASONI
- 2 - LUNI — SARZANA — BIBOLA — AULLA



**Figura 2.4-1:** Collocazione rispetto alle vie di transito di Aulla nel medioevo

Si riporta un forte sviluppo delle attività commerciali ed un incremento demografico con conseguente l'ampliamento del borgo verso sud. Allora determinato sembra dal superstite torrione sul Lungo-aulella, dello scomparso Vico del Solco, e dell'altro torrione presente fino al 1944 a pochi metri dall'abside della chiesa.

1100-1200

L'abazia viene ad assumere forma di sovranità nel territorio ratificata in una bolla di Onorio II del 1126 e da un diploma di Federico II del 1222; È ipotizzabile una ulteriore espansione della cinta muraria a contenere il complesso dell'abazia. Tale cinta si sarebbe estesa sino alla zona attualmente occupata dal palazzo Centurione, in cui viene collocata la seconda porta cittadina, la "porta di sotto". Il palazzo attualmente ingloba sia la porta che quella che fu la cerchia muraria.

1200-1300

Nella grande divisione dei feudi datata al 1221 Aulla, poiché posta sulla sponda sinistra del fiume Magra, viene a ricadere sotto possedimenti di Obizzino. Vediamo quindi che dopo i marchesi di Massa ed i marchesi D'Este troveremo i Malaspina del capo feudo della Filattiera, quello dello spino fiorito.

1300-1500

La zona rimane abbastanza esterna alle dinamiche della riforma e della controriforma, nelle cronache dell'epoca sono pochissimi gli indizi di un'influenza calvinista.

Il territorio diviene possesso dei Malaspina di Lusuolo e cresce l'importanza dell'insediamento dal punto di vista strategico commerciale. La complessità dei rapporti politici, sociali ed economici dell'epoca è evidenziata da un documento risalente al 1450 nel quale si confermano i patti e le convenzioni tra il feudatario e gli uomini di Aulla, i quali godono di particolari esenzioni dal pedaggio delle mercanzie in cambio di determinati servizi da prestarsi in caso di guerra.

I Malaspina non sembrano edificare un nuovo castello ma si presume impiegassero il castello adalbertino apportandovi solo alcuni adattamenti. Inoltre pare siano stati

artefici della realizzazione di alcuni apparati difensivi a ridosso della nuova porta di sotto, dotata anche di ponte levatoio.

Del 1451 è la notizia della distruzione del ponte sull'Aulella causata da una piena, tale ponte sorgeva in corrispondenza della porta di sotto.

1500-1700

Aulla nel 500, benché piccolo borgo, non poteva non conservare il ruolo di centro viario, continuando a beneficiare dei traffici e dei commerci ed al contempo continuando a soffrire delle transito di soldatesche. Nei primi anni del 500 Giovanni de' Medici, detto dalle bande nere si portò in Lunigiana con il presumibile intento di stabilirvi la sua signoria. Aulla assieme ad altri territori limitrofi vi vennero forzatamente venduti da Antonio Malaspina a Giovanni de' Medici nel 1523. L'insediamento Mediceo ebbe vita assai breve in quanto Antonio, radunati numerosi aiuti dai consanguinei, dal papa e dagli spagnoli, mosse un grande esercito contro Giovanni dalle bande nere. Questi dopo un forte conflitto venne convinto dal papa a cedere nuovamente Aulla ai Malaspina nel 1525.

Vediamo come dalla fine del 400 ed i primi secoli del 500 Genova va ad estendere il proprio dominio in tutta la bassa valle del fiume Magra e sul litorale annettendo oltre ad Aulla anche Santo Stefano ed altre piccole frazioni.

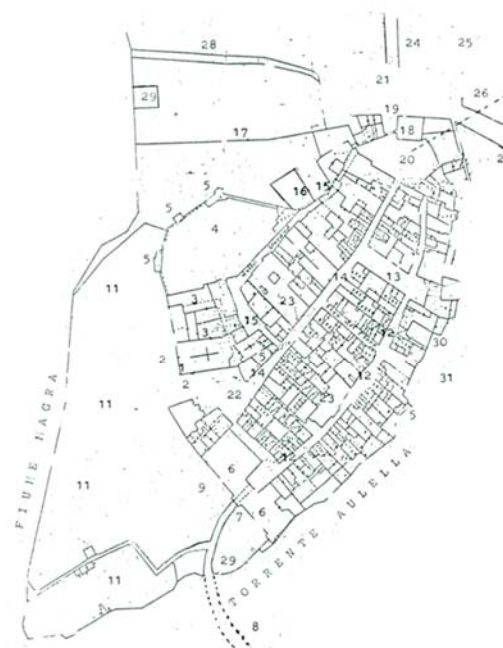
Nel 1543 il feudo di Aulla e numerose altre frazioni con essa confinanti, viene comprato al prezzo di milleduecento scudi d'oro dai Centurione di Genova. In verità Adamo Centurione stette ad Aulla per un breve lasso di tempo nei primi momenti dopo l'acquisto, egli infatti in seguito entro in possesso di alcuni feudi spagnoli in cui stabilì la sua residenza. La gestione del borgo di Aulla viene affidata quindi ad una serie di reggenti e podestà,

I Centurione, ma forse anche prima di essi i Malaspina di Lusuolo, ampliarono ed adattarono al fine di renderlo dignitoso ed accogliente, il fabbricato che era nato,

attorno alla porta di sotto, vicino alla confluenza dell'Aulella e del Magra. Verso la confluenza dei fiumi si stendeva protetto da un alto muro l'orto-giardino "viridarium" dei centurione, a confine dei terreni della comunità dell'Abbazia detti "Campi dei Chiostri".

#### LEGGENDA

- 1 Chiesa abbaziale con oratorio
- 2 Cimitero (piazza della Chiesa) e pozzo
- 3 Ex convento benedettino
- 4 Orto e giardino dell'ex convento con pozzo
- 5 Torrioni lungo le mura del borgo
- 6 Palazzo dei Centurione (ex municipio)
- 7 Porta di sotto e strada che conduceva al ponte caduto dell'Aulella
- 8 Ruederi del ponte sull'Aulella caduto nel 1451
- 9 Giardino ("viridarium") dei Centurione
- 10 Via che porta alla Magra
- 11 I campi dei Chiostri
- 12 La via del Borgo Mancino
- 13 Piazza della Colonna (con le misure pubbliche)
- 14 Via del Borgo Diritto
- 15 Via della Dogana
- 16 La fabbrica della Concia
- 17 I campi della Concia
- 18 Il castello già di Adalberto
- 19 La porta di Sopra, con fossato e ponte levatoio
- 20 La piazza interna del Castello, con fontana e imbocco alla parte coperta del Borgo della Dogana
- 21 L'aia e l'orto comunali e un prato dell'Abbazia
- 22 Imborgo
- 23 Suoli ancora ineditati
- 24 Via per Pontremoli o delle Lame
- 25 Terreni ampi detti il Favale
- 26 Dalle propaggini della Brunella arrivava nella piazza interna l'acqua di una sorgente
- 27 Via per Pallerone o del Vignolo
- 28 Via alla Magra
- 29 Casotti del servizio di traghetto
- 30 Dietro il Borgo
- 31 Il Molinello



RICOSTRUZIONE IDEALE DELL'AULLA DEL 500 ( Su mappa anteguerra )

Nel 500 Aulla cresce economicamente grazie alla sua posizione che la favorisce fortemente in ambito commerciale, nonostante l'agricoltura continui ad avere una forte importanza. Sotto i centurione ha modo di svilupparsi nel borgo una certa borghesia.

Nel 600 Aulla rimane sotto la giurisdizione dei Centurione. L'influenza di questa grande famiglia genovese oltre a favorire la città dal punto di vista commerciale, nella seconda metà del 600 porta il borgo a riorganizzarsi anche dal punto di vista burocratico, dei servizi e nell'aspetto agrario.

Nel 1700 la Lunigiana ed in particolar modo Aulla fu oggetto di contesa nella guerra di successione al trono di Spagna, scoppiata nel 1700, che vedeva Francia e Spagna fronteggiare la grande coalizione antiborbonica costituita dall'Austria, dalla Germania, dall'Olanda, dalla Danimarca dall'Inghilterra.

Nel 1706 il comandante spagnolo ad Aulla, Martino Moreno passò dalla parte degli imperiali che ebbero così via libera l'occupazione della fortezza della Brunella. Da lì a poco gli spagnoli dovettero abbandonare completamente la Lunigiana. A seguito di questo cambio di fazione si ha la decadenza per provvedimento cesareo della famiglia Centurione dalla reggenza di Aulla che passa nelle mani del fisco imperiale. Nell'atto formale di passaggio di proprietà del feudo, e di confisca di vari beni della famiglia Centurione, tra i quali compare "un palazzo di molte stanze che di presente serve di quartiere per i soldati" che altri non è che una parte del palazzo Centurione, la seconda parte, verrà acquistata in pessime condizioni dal duca Francesco IV nel 1823.

La situazione della Lunigiana feudale rimane pressoché invariata negli anni che precedono la rivoluzione francese e fino all'arrivo dei francesi in Italia, rimanendo organizzata in un gran numero di feudi imperiali.

Negli ultimi anni del 700 (1797) con l'arrivo delle truppe napoleoniche nasce in Italia la Repubblica Cisalpina, di cui la Lunigiana farà parte. Questo per un breve periodo, difatti nel 1799 le truppe austro-russe riportano le terre di Lunigiana nelle mani delle famiglie feudatarie imperiali, e quindi Aulla torna in mano ai Malaspina. Da lì a breve tempo il territorio lunigianese tornò in possesso dei repubblicani, prima andando a fare parte della seconda Repubblica Cisalpina, poi sostituita dalla Repubblica Italiana nel 1802.

(Il 26 gennaio 1802 i deputati della Repubblica Cisalpina proclamarono la trasformazione di questa in Repubblica Italiana, con presidente Napoleone Bonaparte. A seguito della proclamazione e incoronazione di Napoleone a Imperatore dei francesi nel 1804 e alla sua successiva incoronazione a Re d'Italia

(avvenuta il 26 maggio 1805 nel Duomo di Milano), la Repubblica Italiana cesserà di esistere per evolvere nel Regno d'Italia.)

1800

Il 7 marzo 1803 si riunisce per la prima volta il consiglio comunale di Aulla, nel Palazzo Centurione vediamo che in questi anni nasce il registro della Municipalità di Aulla, ed è questo il motivo per cui di questo periodo si ha un maggior numero di notizie storiche dettagliate.

Aulla dopo la restaurazione cade sotto il ducato di Modena e Reggio quindi amministrata dalla famiglia D'Este. A causa della sua posizione centrale rimane sede della rappresentanza ducale, mantenendo la sua funzione sul controllo viario, soprattutto per quel che riguarda il commercio del sale.

In questi anni ad Aulla, in mano agli Estensi, vi fu grande impegno per migliorare i servizi statali, sia per quel che riguarda l'igiene pubblica che per l'organizzazione finanziaria e notarile.

Si ha notizia che nel 1816 il duca Francesco IV di Modena si recò ad Aulla, di essa nelle sue annotazioni riporta sia le cattive condizioni delle strade che la visita effettuata al palazzo Centurione:

“La strada è piana, ma solo cavalcabile, non troppo buona. Dopo Pallerone si ripassa il fiume a guado e alle 7 1/4 arrivammo ad Aulla. Ivi alloggiati nel palazzo dell'Abate Malaspina, ove risiede il delegato del Governo, che è un palazzo vasto assai ha due piani e almeno 10 stanze e una sola abbasso e 12 e più stanze sopra, ma quelle sopra non finite in rovina perfetta, ma adattabili con poco.

Vi sono in casa bellissimi fondachi (magazzini – depositi), cantine, camere a pian terreno, magazzini, cucina stalla, un orto o giardinetto. Guarda al confluente di Aulella e Magra, che si fa in Aulla;”



Nel 1822 risulta il passaggio di proprietà della seconda parte del palazzo Centurione, ancora in mano agli eredi Centurione, in favore del conte Francesco IV d'Este delegante al conte Bayard De Volo il titolo di governatore della provincia della Lunigiana Estense. Nel passaggio di proprietà Vi è l'elenco in dettaglio degli ambienti e dei beni ceduti.

1822 risulta il pagamento a cottimo per la costruzione della scaletta "contigua alla scala" per un totale di lire 1300, inclusi pianerottoli, tre finestre, rintonacatura degli esterni e pavimentazione.

Nell'1823 viene data disposizione di svolgere alcuni lavori di manutenzione sul palazzo Centurione, nella parte non appena acquistata, individuabili da 5 punti,

Far accomodare per renderla abitabile la stanza retrostante quelli che furono gli alloggi del duca nel precedente viaggio ad Aulla. I lavori consistevano della ritinteggiatura, nel rendere servibili gli infissi e nella apertura di una nuova porta.

Far accomodare uno dei gabinetti e togliendo un cucinino

Far realizzare le scale principali nuove che dal piano terra conducano al piano primo

Far aprire 4 finestra al piano nobile verso i giardini

Realizzare una nuova cucina al pian terreno appena giù dalla nuova scaletta, con una corrispondente camera per la servitù

Il duca Francesco IV nelle annotazioni del suo secondo viaggio nella lunigiana scrive: Martedì 5 agosto 1823 "... Giunto ad Aulla nel Palazzo vi trovai il delegato di Governo, conte Volo, con sua moglie e due figli; ivi alloggiavi nell'appartamento vicino ora accomodato, ripulito, mobiliato e che è decentissimo ed ha la bella vista del confluente dell'Aulella colla Magra e per la vallata di Magra viene l'aria di mare e le brezze di mare, sebbene il mare non si veda, ma le montagne e i fiumi hanno un

bell'aspetto. Pranzammo colli coniugi e col Marchese Tommaso Malaspina. Il mio cuoco da Gragnola andò all'Aulla innanzi a preparar pranzo e dopo pranzo girai la casa e l'annesso orto ora acquistato colla parte Centurione di Palazzo. Nella metà del palazzo, già mia, vi sono 10 stanze nel piano nobile e altrettante sopra, ora quasi tutte accomodate di nuovo e sotto a pian terreno vi può farvi una buona cucina, camera del cuoco, dispensa. Si è fatto, da cima a fondo, una scaletta di disimpegno ben fatta chiara, larga e si rifarà ora lo scalone che porta al solo piano nobile. Dallo stesso scalone si potrà entrar nella parte ora rustica del palazzo Centurione, facilmente riducibile all'uso di un seminario per 12 seminaristi e sarebbe non attaccato, ma poco lontano dalla chiesa. “

Sempre nel 1823 è testimoniato un ulteriore riadattamento delle 4 stanze al primo piano, detto appartamento nobiliare. Tale riadattamento consiste nel rifacimento degli intonaci e della tinteggiatura di pareti e soffitti, nonché la completa riamobiliatura. In questa fase dei lavori è stato incluso il restauro della scala.

Proprio in merito alla disposizione della scala nacque nel 1823 una piccola disputa tra il Conte De Dolo ed il Marchese Tommaso Malaspina. Pare che la disposizione definitiva della detta scala sarà affidata ad una terza persona Luigi Parisei. Delle disposizioni proposte da Volo e da Malaspina ve ne è copia presso l'archivio di stato di Massa alla busta 152 del governo della Lunigiana Estense.

In una missiva del 1824 si fa presente che della necessità di rialzare i muri della parte del palazzo acquistata nel 1822 per portarlo alla quota del palazzo nuovo, dovendo anche provvedere in tale parte alla realizzazione della nuova copertura. Per tale motivo il costo dei lavori si è notevolmente alzato e la realizzazione della scala nobile, inizialmente anch'essa pianificata, viene rimandata a data da discutersi.

1824 Risulta il pagamento di lire 640 come prima rata per il lavoro di incorniciamento del secondo piano

1829 Riaccomodamento dei tetti, e la sostituzione di alcune serraglie. Il ripristino dei tetti si è reso necessario per la rottura di una trave che ha fatto crollare il soffitto in corrispondenza di una camera

Tra il 1830 ed il 1850 nel centro di Aulla avvengono trasformazioni significative tra cui l'abbattimento di "portici" del borgo mancino nonché nei pressi della porta di sopra in cui il vecchio castello che aveva assunto funzione di carcere, tornò ad assumere un ruolo militare difensivo.

1839 a seguito di un terremoto si sono verificate lesioni notevoli sia sulla facciata Nord-Est che su quella Sud-Ovest. In seguito un delegato della corona si recò ad Aulla per accertare la natura dei danni, e diede disposizione di porre 2 catene, in corrispondenza del vano scale lateralmente ai muri che lo delimitano. Tali catene sono state pensate di lunghezza circa 16 m, cosicché siano passanti da un estremo all'altro dell'edificio.

Dopo l'unità d'Italia 1860-1861, nonostante le difficoltà di bilancio, anche allo scopo di offrire un chiaro segnale di cambiamento, venne stabilito ed avviato un piano di grandi opere pubbliche, che contribuissero allo sviluppo economico della nazione, specialmente nel campo delle comunicazioni viarie, sia stradali che ferroviarie.

Vediamo in particolare che la popolazione di Aulla fu coinvolta negli anni successivi al 60 nella realizzazione della strada statale Caprigliola-Aulla-Pontremoli, nonché la costruzione di vari ponti, e con il tratto ferroviario Parma - La Spezia che fu funzionante nel 1888.

In quegli anni si iniziò a valutare l'acquisto da parte del comune del palazzo ex marchionale, all'epoca di proprietà del pubblico demanio. L'acquisto avvenne nel 24 luglio del 1865 dopo una lunga trattativa. Fatto molto importante dell'epoca fu anche l'inizio dei lavori per il ponte che avrebbe collegato le 2 rive dell'Aulella consentendo così un facile collegamento tra Sarzana e Pontremoli.

La seconda metà del 1800 fu caratterizzata ad Aulla da una crescente forza del partito socialista spesso repressa ma che gradualmente entrerà, anche se pur un percentuale molto minoritaria, nell'amministrazione pubblica. La comunità in quel tempo aveva grandi problemi di tipo sanitario, difatti l'assenza di un sistema fognario e la scarsa presenza di fonti pubbliche portarono a rischiare gravi epidemie quali il colera.

Sulle già esigue casse del comune di Aulla in quegli anni gravarono le spese d'istruzione pubblica, all'epoca assai scarsa di infrastrutture, e il rischio idrogeologico, che portò l'amministrazione a dover operare alcuni onerosi espropri.

1900

Il ventesimo secolo vede uno sviluppo sostanziale in molti campi soprattutto in quelli dell'edilizia, delle vie dei trasporti, e soprattutto in quello delle rappresentanze sindacali e dei lavoratori in genere.

In questi anni La Spezia ha un enorme progresso economico che la porteranno a diventare provincia. Questa nuova provincia diviene di grande attrazione per Aulla, sia dal punto di vista del lavoro fuori sede, sia dal punto amministrativo a causa delle differenze di interessi economici e logistici con Massa.

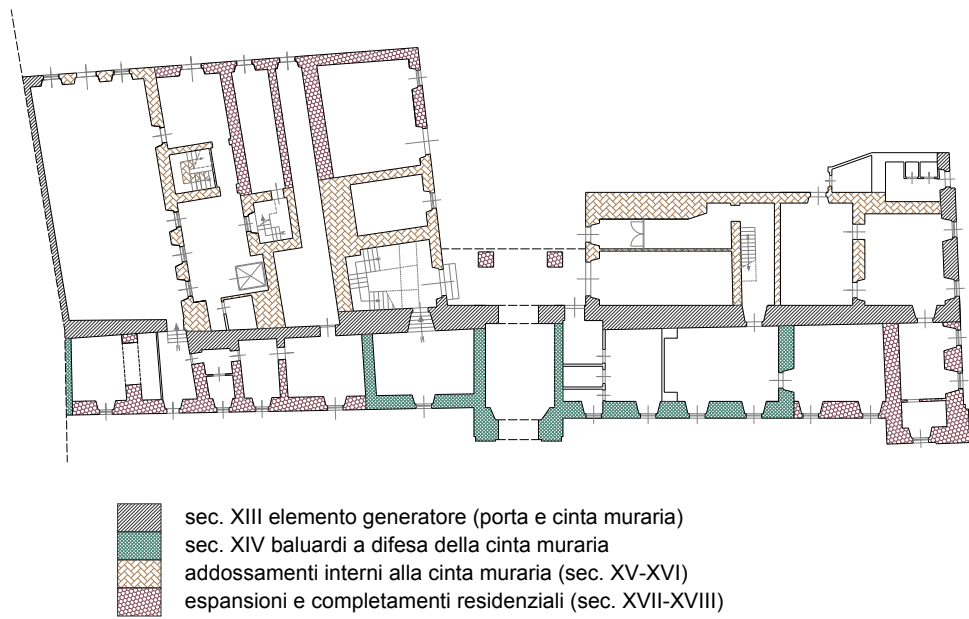
Alla fine del 800 ma soprattutto agli inizi del 900 sono celebrate feste da ballo al locale al piano terra del palazzo del comune in un locale piuttosto ampio detto dagli aulesi dell'epoca "teatro" anche tale locale non presenta ne presentava le caratteristiche di un teatro. Oltre alle feste da ballo in tale locale si celebravano feste di beneficenza, per alcuni tempi ospitò un teatro di marionette, nel 1904 ospiterà una compagnia teatrale di Firenze che vi rappresenterà una commedia. Nel 1908 il "teatro" ospiterà un cinematografo e continuerà ad essere utilizzato per le feste da ballo.

Nonostante i rapporti rimangono sostanzialmente tesi tra il comune, quasi sempre dominato da moderati, e la società operaia di mutuo soccorso nel 1901 viene apposta dalla società operaia sulla facciata laterale del comune una lapide in onore di Giuseppe Garibaldi, tutt'ora presente. E nella medesima seduta in cui si concedeva si apporre la lapide, in comune si discusse la richiesta della società operaia di svolgere dei lavori di tinteggiatura e di pulizia sull'esterno del palazzo comunale.

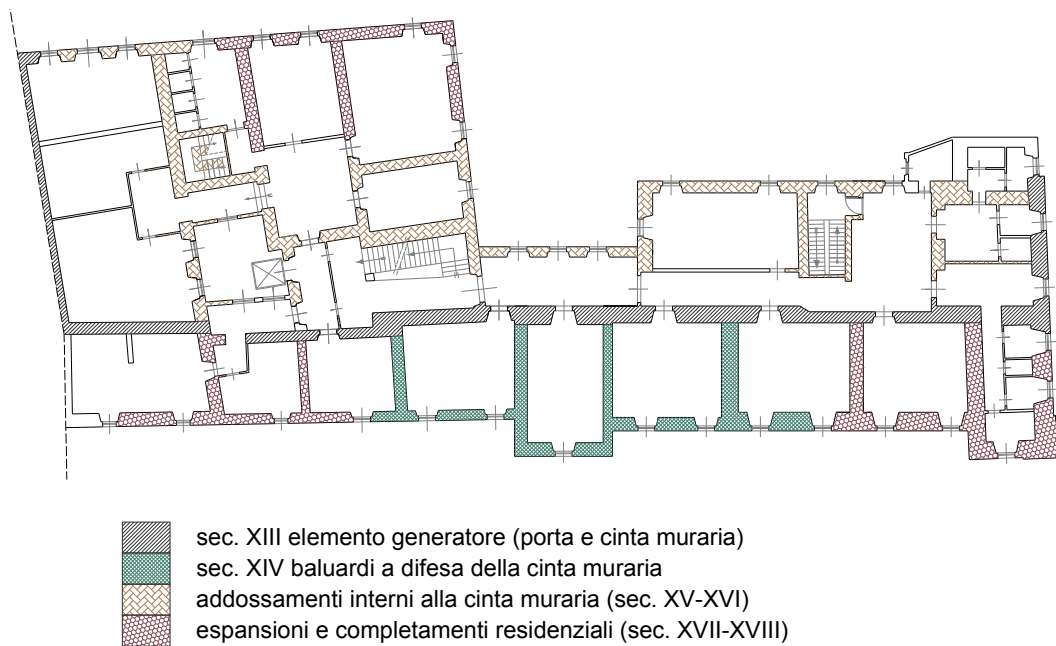


**Figura 2.4-2:** Immagine storica, palazzo centurione visibile sulla sinistra

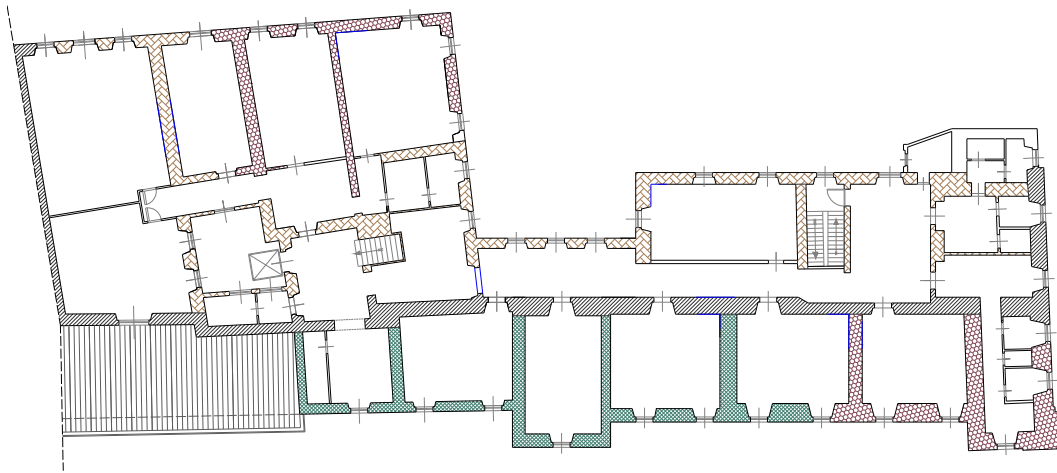
Si riporta di seguito l'ipotesi di formazione storica depositata presso il genio civile di Massa







**Figura 2.4-3:** Piano terra ipotesi di formazione ed evoluzione storica



**Figura 2.4-4:** Piano primo ipotesi di formazione ed evoluzione storica

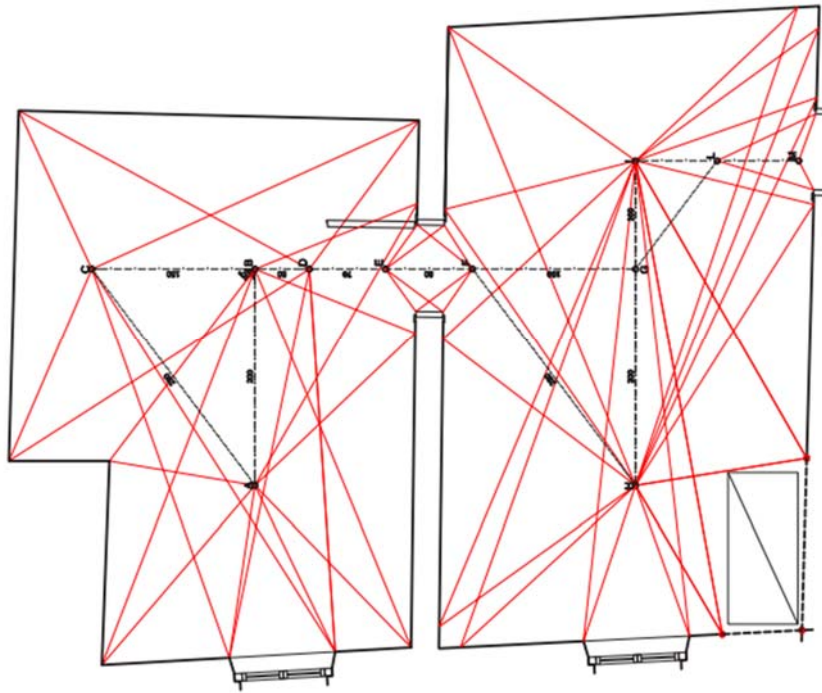


-  sec. XIII elemento generatore (porta e cinta muraria)
-  sec. XIV baluardi a difesa della cinta muraria
-  addossamenti interni alla cinta muraria (sec. XV-XVI)
-  espansioni e completamenti residenziali (sec. XVII-XVIII)

**Figura 2.4-5:** Piano secondo ipotesi di formazione ed evoluzione storica

## 2.4.2 Rilievo geometrico e strutturale

Data l'assenza di elaborati completi ed esaustivi riguardo lo stabile preso in esame si è sentita la necessità di condurre una campagna di rilievo geometrico, andando di volta in volta ad individuare e misurare gli elementi strutturali visibili, tenendo conto e confrontando i risultati con i progetti eseguiti negli ultimi anni di cui si è trovata copia negli uffici del Genio Civile di Massa. Il rilievo si è eseguito tramite l'impiego del metodo della poligonale. La poligonale è il sistema di riferimento delle operazioni di rilievo, ed è definita come il luogo dei caposaldi che forniscono gli



elementi per la coerenza dei rilievi parziali nel rilevamento generale, essa è una spezzata che assolve la funzione di base per le trilaterazioni. Una volta fissata la poligonale con i relativi capisaldi, in maniera da attraversare e collegare i vani di interesse sia all'esterno che all'interno dell'edificio, si sono eseguite le misure attraverso una serie di trilaterazioni collegate alla poligonale. i punti rilevati sono vertici di triangoli impostati sulla poligonale; ogni punto è definito dall'incrocio di



due distanze (raggi) da due punti di riferimento sulla poligonale, puramente a scopo illustrativo di tale tecnica si veda la figura 18.

Questa metodologia ha permesso la corretta rappresentazione sia delle distanze che degli angoli. La corretta misura degli angoli degli elementi è di fondamentale importanza per i vecchi edifici in muratura, data la loro particolare irregolarità, e la quasi totale assenza di perfetta ortogonalità delle pareti. Le rappresentazioni così ottenute si sono in seguito verificate attraverso il rilievo longimetrico diretto ove possibile per misurazione diretta degli elementi od alternativamente con misurazioni per differenza. Si sono dunque rappresentate le informazioni ottenute sul campo in piante, prospetti e sezioni.

Nella fase di rilievo del vano sottotetto oltre alle misure geometriche si sono annotati sia i versi di orditura sia del solaio, sia quelli delle falde del tetto, nonché i punti di presa fotografica.

Si riportano nell'allegato A gli elaborati di rilievo eseguiti.

Tavola A1: Pianta piano terra  
  
prospetto Nord- Est

Tavola A2: Pianta piano primo  
  
Pianta piano ammezzato  
  
prospetto Sud- Est

Tavola A3: Pianta Secondo

prospetto Sud- Ovest

Tavola A4: Pianta piano sotto tetto

Pianta coperture

Tavola A5: Relazione fotografica Piano sotto tetto

### 2.4.3 Indagini sulle strutture verticali

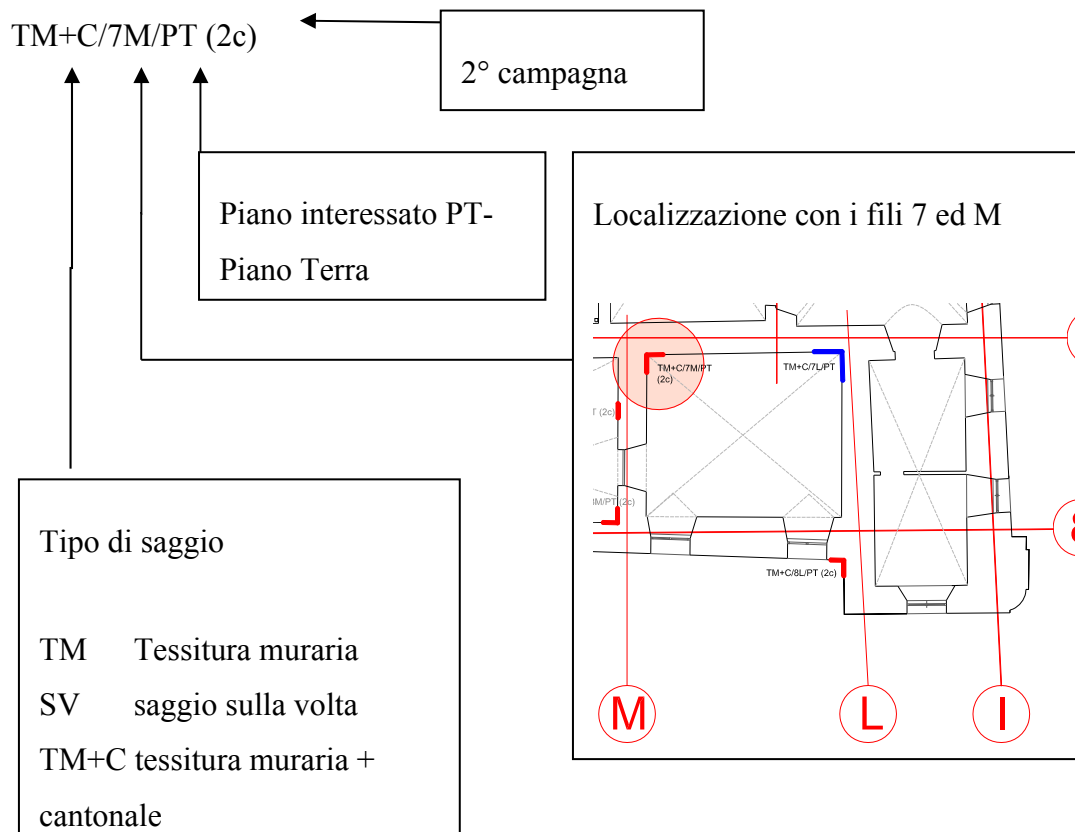
La struttura portante verticale è composta da setti di muratura realizzati prevalentemente con l'impiego del materiale di più semplice reperibilità, che essendo l'edificio situato in adiacenza ai 2 maggiori corsi d'acqua della zona, si tratta di pietra di fiume. I blocchi di materiale lapideo si presentano sia squadriati che non squadriati, in entrambe i casi sono legati tramite malta.

Al fine di andare ad individuare le caratteristiche dei materiali impiegati e per così caratterizzare il comportamento meccanico delle murature, e saggiarne il grado di ammorsamento, si è scelto di effettuare una campagna conoscitiva sugli elementi verticali. In tale campagna si sono disposti una serie di saggi, nei quali a seguito della rimozione degli strati di verniciatura e di intonaco si sono portati alla luce gli elementi resistenti, andando a individuare i materiali impiegati, la qualità degli ammorsamenti, e la eventuale presenza di aperture chiuse in un secondo momento.

Nei numerosi anni di esistenza lo stabile ha subito varie mutazioni che hanno coinvolto il suo assetto murario, tra le quali le più numerose riguardano la apertura e chiusura di aperture sui paramenti interni. Nella scelta del posizionamento dei saggi sui paramenti murari si è scelto di consultare e seguire la ipotesi di formazione storica dell'agregato presente presso il genio civile, che si riporta schematicamente di

Ciascun saggio è caratterizzato da un codice di riconoscimento, come consigliato dalla regione toscana. Tale riconoscimento è formato da una serie di 3 codici, il

primo indica il tipo di saggio, il secondo codice indica il posizionamento in pianta del saggio riferendoci ad un griglia di fili, in cui 2 fili indicano un punto, il terzo codice indica il piano di riferimento. Il codice può essere corredato dalla dicitura (2c) che indica che il saggio fa parte della seconda campagna di saggi effettuata.



Si riportano inoltre le piante indicanti le posizioni in cui si sono svolti i saggi sugli elementi verticali.

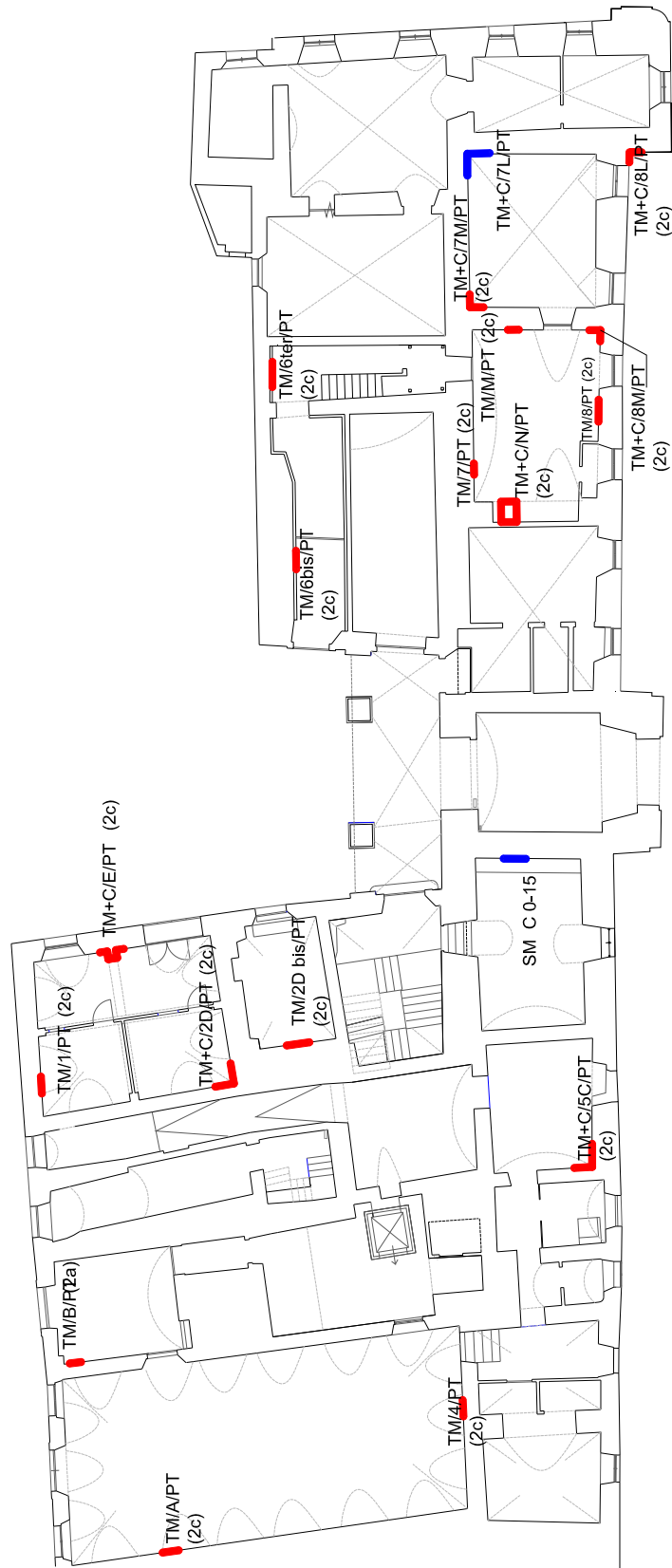


Figura 2.4-6: Saggi murature piano terra (19 saggi)



**Figura 2.4-7:** Saggi murature piano ammezzato (2 saggi)

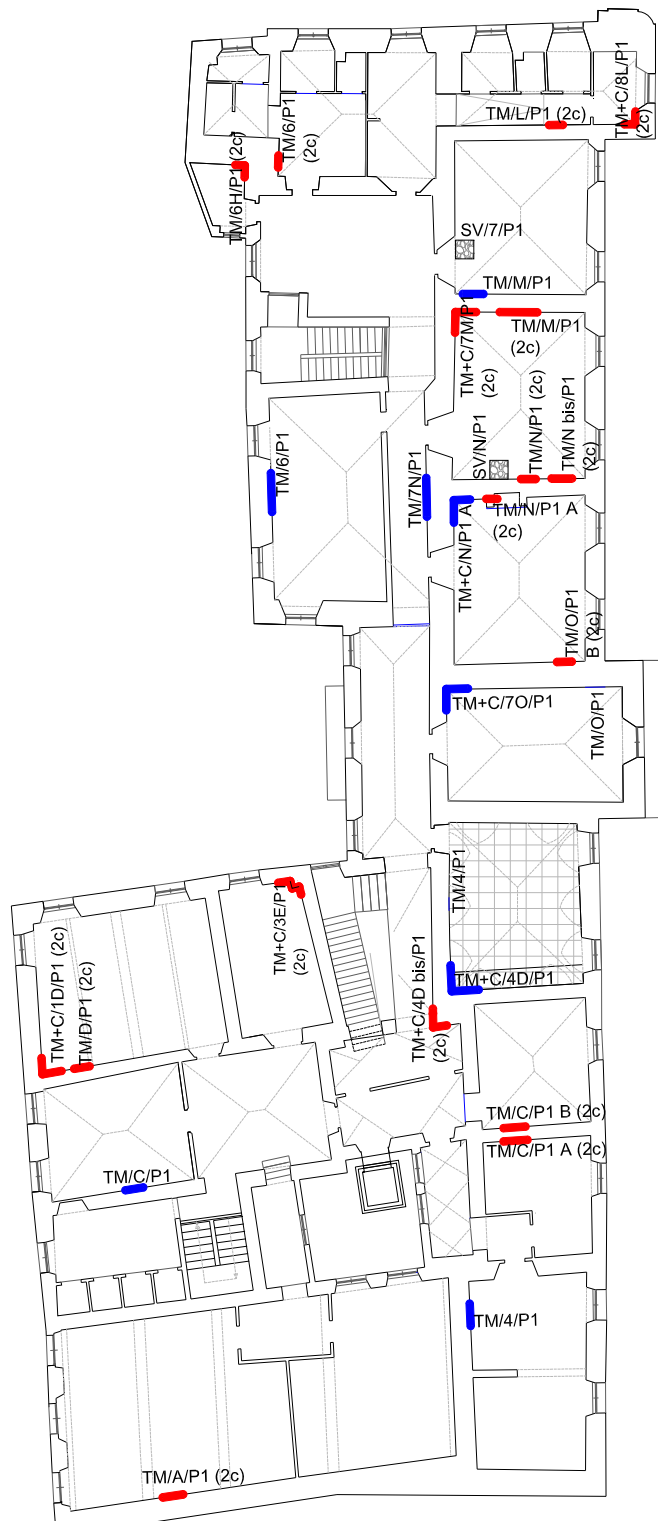


Figura 2.4-8: Saggi murature piano primo (29 saggi)

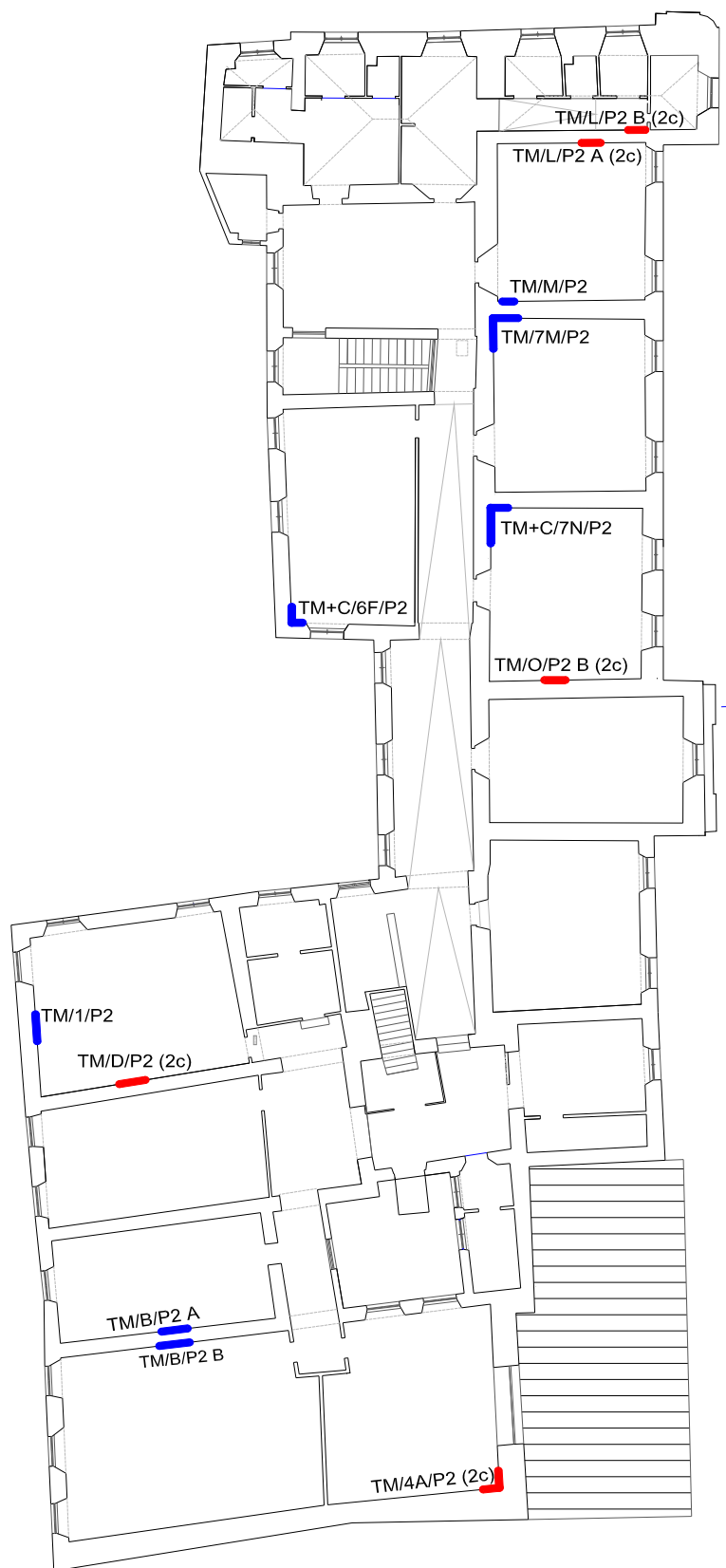


Figura 2.4-9: Saggi murature piano secondo (12 saggi)

I saggi sulle murature si sono realizzati tramite l'asportazione dell'intonaco fino a raggiungimento dei materiali resistenti.

I saggi sulle murature sono tesi a individuare il tipo di materiali impiegati, sia per quel che riguarda i blocchi che per quel che riguarda gli la malta. Si è inoltre riscontrato il problema di andare a individuare le originali aperture successivamente murate. Tali aperture sono caratterizzate da una chiusura realizzata tramite mattoni di laterizio pieni. La necessità di andare ad individuare tali elementi è dovuta sia motivazioni architettoniche che a ragioni strutturali.

Vediamo difatti che nel nuovo progetto si è riscontrata per necessità di carattere architettonico di aprire alcune aperture, in tale situazione, al fine di danneggiare il meno possibile gli elementi portanti originali, si è scelto di posizionare, compatibilmente alla funzionalità dei vari locali, di individuare le aperture un tempo murate e di renderle nuovamente operative. Per svolgere tale intervento diventa quindi indispensabile la corretta degli antichi varchi.

Dal punto di vista strutturale sappiamo inoltre che le tensioni, a seguito di un primo assestamento della muratura andranno ad assumere una determinata disposizione. Tale disposizione varierà di poco nonostante la successiva chiusura di un'apertura. Ecco perché la nostra muratura non sarà uniformemente sollecitata ma le porzioni di muratura impiegata per chiudere le aperture saranno meno caricate, mentre una parete che non ha mai subito mutazioni riceverà sollecitazioni maggiori.

Nello svolgimento dei saggi, nel momento in cui si è individuata un'apertura in seguito murata, si è scelto di procedere con un secondo saggio ad una distanza di circa un metro da primo, allo scopo di andare a comprendere quali potessero essere le dimensioni della porta. Nel caso in cui sul secondo saggio si sia individuata la parete portante, si sono quindi uniti i saggi cosicché da individuare precisamente la linea di divisione dei 2 paramenti murari, in caso contrario si procede con un terzo saggio. A



scopo di illustrare tale procedimento si riportano di seguito la figura 46 inerente il saggio TM /M/P1.



**Figura 2.4-10:** Saggio TM/M/P1

La presenza di saggi ci permette inoltre di valutare la presenza di degrado nel manto murario, inoltre su alcune murature sono stati effettuate endoscopie esplorative, al fine di andare a comprendere le condizioni interne di degrado, di capire se sono stati impiegati diversi materiali all'interno dei paramenti murari, e per individuare cavità quali canne fumarie.



**Figura 2.4-11:** Endoscopia e saggio TM/ C/ P1

Dato che l'edificio in esame è considerato bene tutelato dalla sovrintendenza dei beni culturali di Lucca si è manifestata la necessità di svolgere i detti saggi senza andare ad arrecare danni al bene stesso. Ecco perché è stato richiesto l'intervento di personale specializzato. Vediamo infatti che preventivamente ad ogni saggio effettuato sulla muratura in esame un restauratore ha effettuato una serie di stratigrafie della parete, per accertarsi di non danneggiare o asportare alcuna decorazione od affresco che potrebbe essere ipoteticamente presente. A titolo di esempio si riporta di seguito le immagini dei saggi TM/B/P2 e TM/D/P2, in cui sulla sinistra si possono notare gli strati delle varie colorazioni impiegate negli anni



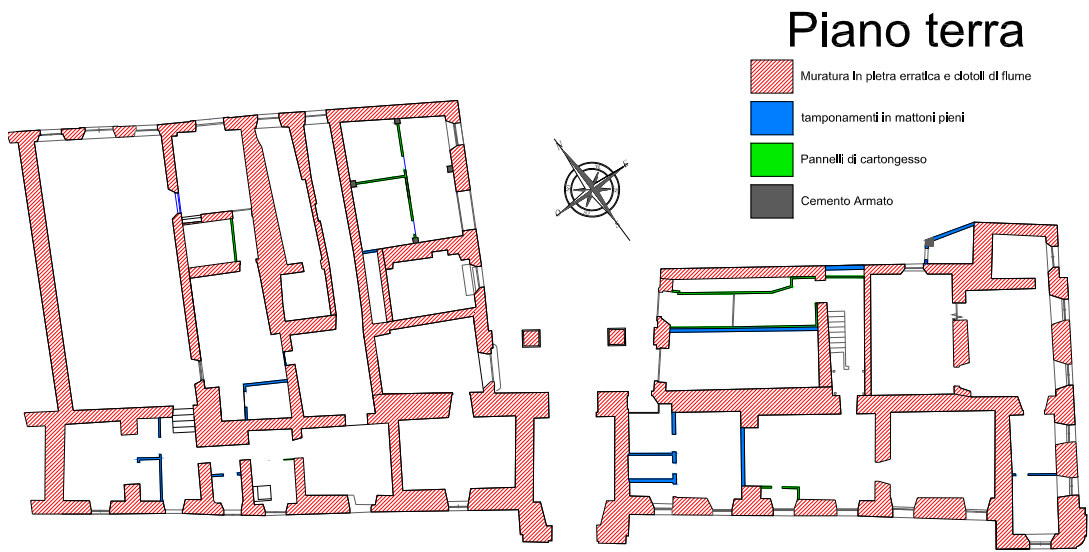
**Figura 2.4-12: Saggi TM/ D/ P2 e TM/ B/ P2**

Alcuni saggi sulla muratura sono stati effettuati in posizioni d'angolo, questo per accertare la presenza e la buona qualità degli ammorsamenti dei paramenti murari, oppure per andare ad individuare le aperture murate, che risultano prevalentemente in posizione adiacente agli spigoli della stanza. A titolo di esempio si riportano le immagini dei saggi TM+C/8M/PT (2c) e TM+C/7N/P1

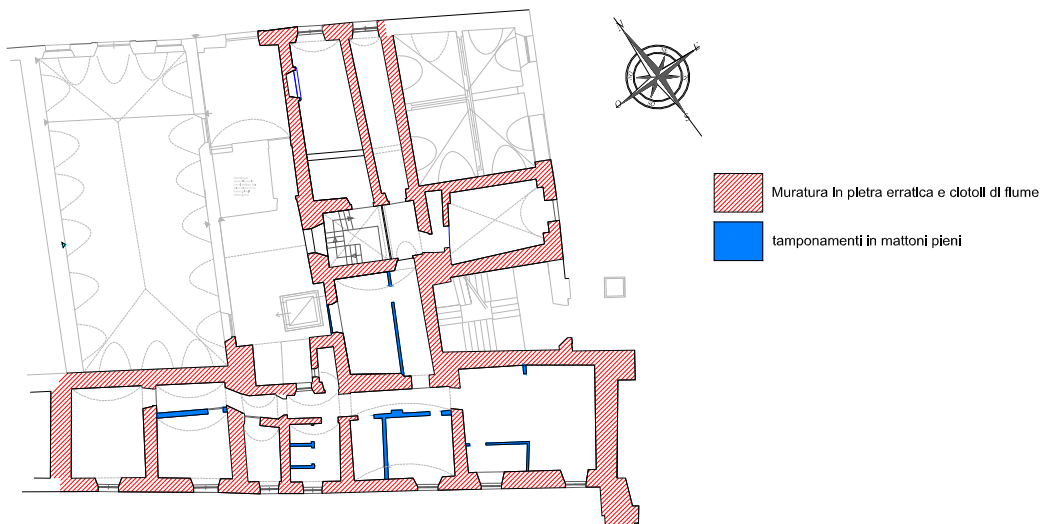


**Figura 2.4-13:** TM+C/8M/PT (2c) e TM+C/7N/P1

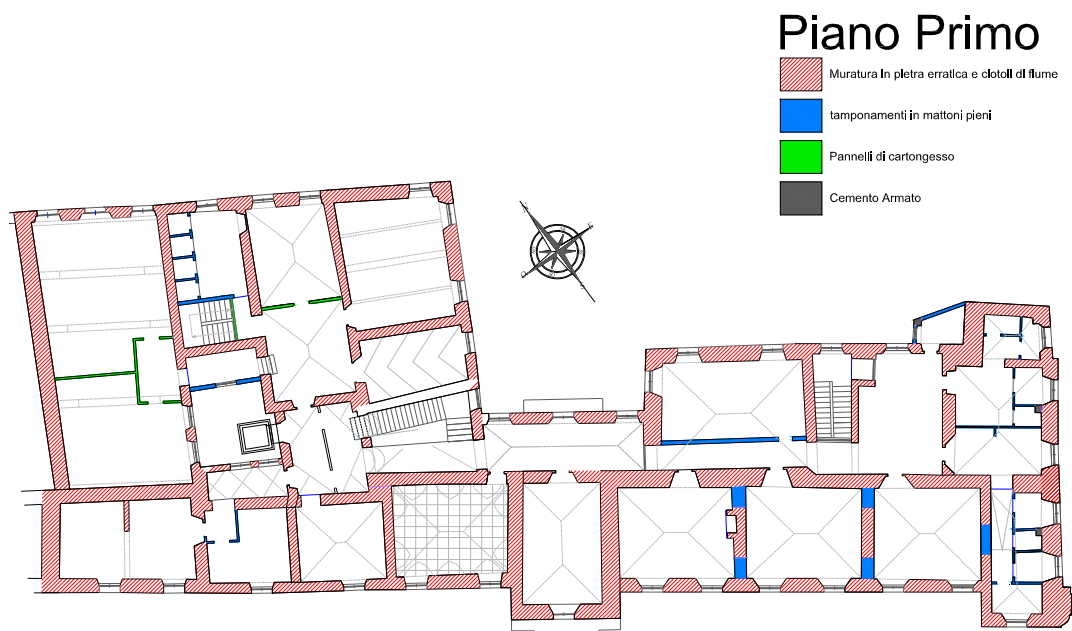
Si riportano di seguito delle piante riassuntive con i risultati delle indagini e a scopo illustrativo a seguire una scheda di classificazione dei saggi sulle murature, tutte le schede complete inerenti i saggi conoscitivi sugli elementi verticali sono riportati in allegato E.



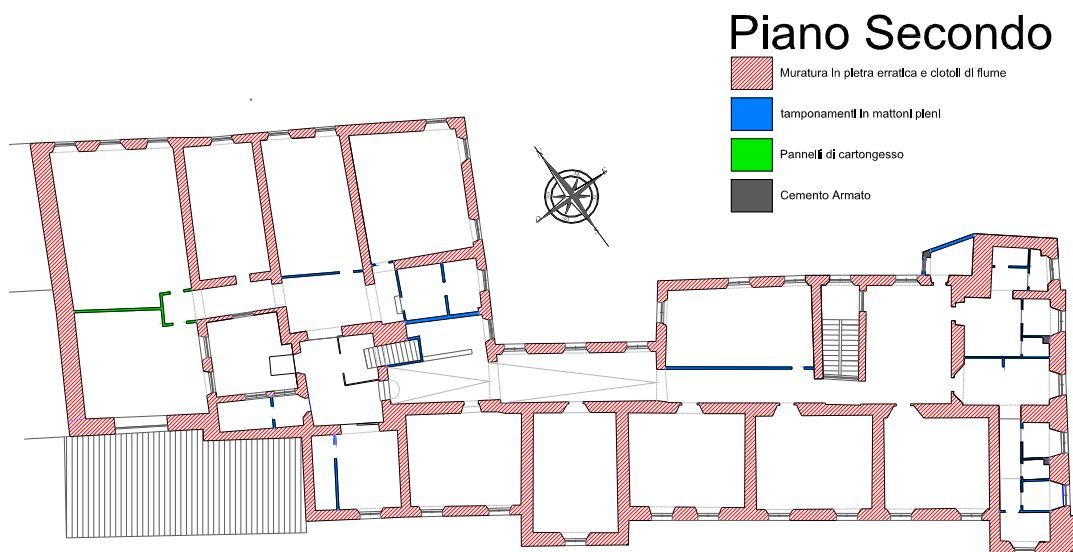
**Figura 2.4-14:** Risultati saggi sulle murature Piano Terra



**Figura 2.4-15:** Risultati saggi sulle murature Piano Ammezzato



**Figura 2.4-16:** Risultati saggi sulle murature Piano Primo



**Figura 2.4-17:** Risultati saggi sulle murature Piano Ammezzato



<p>CODICE SAGGIO</p>	<p>TM+C/7L/PT</p> <p>TM+C/8L/PT (2c)</p> <p>TM+C/7M/PT (2c)</p>
<p>NOTE</p>	
<p>PIANTA DI RIFERIMENTO</p>	
<p>Piano terra</p>	
<p>INGRANDIMENTO VANO</p>	<p>FOTO SAGGI</p>
<p>TM+C/7M/PT (2c)</p> <p>TM+C/7L/PT</p> <p>TM+C/8L/PT (2c)</p>	<p>Figura 2.4-18: TM+C/7M/PT (2c)</p>



**Figura 2.4-19: TM+C/8L/PT (2c)**



**Figura 2.4-20: TM/7L/PT**



#### 2.4.4 Indagini sulle strutture orizzontali

Dal rilievo geometrico del fabbricato oggetto di analisi sono state individuate le varie tipologie di orizzontamento presenti ai vari piani: in particolare, è stata rilevata la presenza di un notevole numero volte di vario genere (a padiglione, a crociera, a botte).

Ove è stata riscontrata la presenza di volte si è eseguita innanzitutto una prima fase di misurazione, sia delle dimensioni in pianta che di quelle in altezza su più punti alle imposte ed in chiave. Distinguendo graficamente il tipo di elemento riscontrato. In seguito all'estradosso del solaio interessato si è effettuato un saggio, solitamente al vertice della volta. I detti saggi sono stati eseguiti per conoscere la natura degli elementi strutturali componenti la volta, che in questa forma sono venuti alla luce senza rischiare di intaccare i dipinti presenti all'intradosso delle volte stesse. Inoltre è stato possibile osservare spessore e natura dei materiali di riempimento delle volte, questi dati assieme ai dati geometrici del rilievo hanno permesso la corretta valutazione dei pesi delle aree voltate.

La manualistica tecnica ricorre di frequente ad una classificazione delle volte secondo tipologie canoniche, da quelle elementari alle più articolate e complesse, presentate come elementi dalle configurazioni strutturali adatte a diverse soluzioni architettoniche e statiche. La più semplice delle volte nasce da una successione di archi affiancati impostati su due muri paralleli per assumere la caratteristica forma a botte, di uso comune soprattutto negli ambienti di forma allungata, ai quali si adatta con maggiore flessibilità.

La volta a crociera e quella a padiglione si ottengono dall'abbinamento di due volte a botte ortogonali, per semplice unione o intersezione di volumi, in modo da formare superfici caratterizzate rispettivamente dall'insieme di quattro unghie o quattro fusi simmetrici.



**Figura 2.4-21:** Principali tipologie di volte, botte, crociera, padiglione

Uno dei fattori che influenza il comportamento statico in modo significativo e del quale si è tenuto di conto in fase di modellazione strutturale, è costituito dal peso proprio della volta, che è direttamente legato alla configurazione geometrica della struttura.

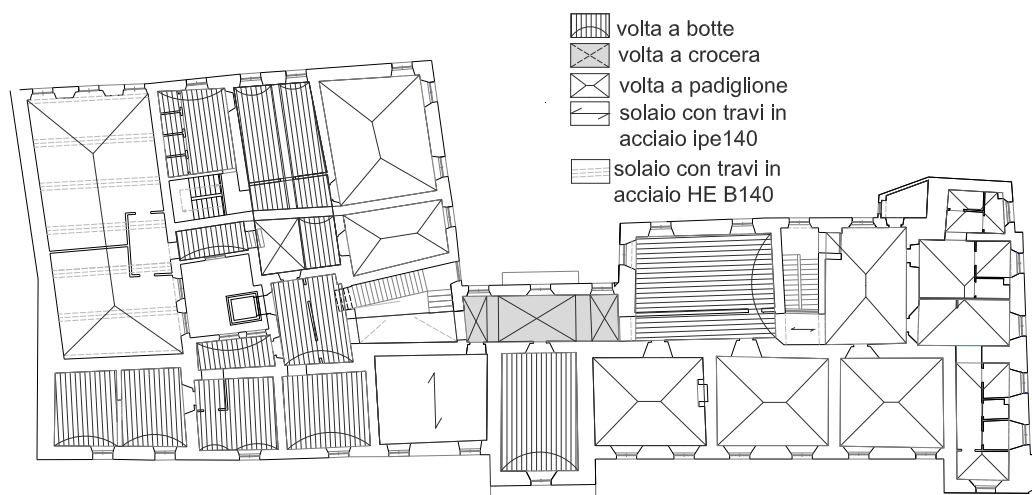
A parità di superficie coperta, infatti, le volte a padiglione sono molto più pesanti delle volte a botte, a causa del maggiore volume strutturale, mentre le volte a crociera sono le più leggere. Per apprezzare meglio questo elemento di distinzione fra le tre tipologie classiche, si noti che la volta a crociera si ottiene per sottrazione di due lunette dalla volta a botte, mentre per ottenere la volta a padiglione si devono aggiungere le due lunette alla stessa volta a botte.



**Figura 2.4-22:** aree di riempimento delle 3 principali tipologie di volte

Si noti come il volume di riempimento delle volte vari in maniera anche considerevole, al variare del solo dato geometrico. A titolo di esempio si propone un semplice schema di calcolo su un elemento di copertura di un'area 5x5m. A parità di superficie coperta il volume della volta a padiglione è circa il doppio di quello della volta a botte e più del triplo del volume della crociera.

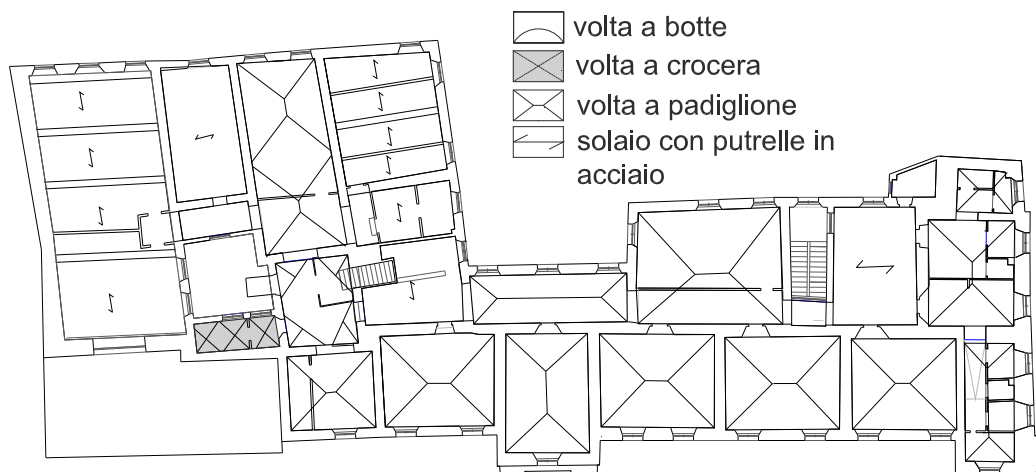
Oltre alle aree ricoperte dalle volte alcuni locali dei piani terra, primo ed ammezzato sono presenti solai piani. Anche in questo caso si è scelto di procedere disponendo saggi conoscitivi per andare a comprendere la natura degli elementi strutturali e misurando i riempimenti, al fine di una corretta valutazione dei pesi. La maggior parte dei solai piani presentano una struttura portante in profili metallici a doppio T ed elementi in laterizio a completare, riempiti o con un getto in cemento non sempre armato o materiale sciolto. Nelle figure 13 14 e 15 si riporta in forma sintetica la localizzazione delle varie tipologie di solaio.



**Figura 2.4-23:** Strutture orizzontali portanti piano primo



**Figura 2.4-24:** Schema strutture portanti piano ammezzato



**Figura 2.4-25:** Schema strutture portanti piano secondo

La maggior parte delle strutture orizzontali sono realizzate con l'elemento portante a volta edificate principalmente in pietra di fiume non squadrata e malta oppure con mezzane e malta, in entrambe i casi le volte sono poi riempite con materiale sciolto vario. Si riporta di seguito un'immagine relativa ad una delle volte del piano sottostrada, al momento non accessibili, la foto è scattata da piazza Garibaldi, ed è particolarmente interessante poichè sono ben visibili gli strati che compongono la volta e l'impiego di materiale fluviale non squadrato.



**Figura 2.4-26:** Strati di pietra di fiume nelle volte

Nel fabbricato sono presenti diverse tipologie di volta. Le volte a padiglione, oltre ad essere tra le più impiegate (12 al piano terra, 3 al piano ammezzato e 14 al primo piano), sono anche quelle che coprono le luci maggiori (la maggiore copre la sala delle muse di area 110 m<sup>2</sup> e luci 7,1 m per 15m, tale volta è stata recentemente rinforzata all'estradosso con una struttura metallica.

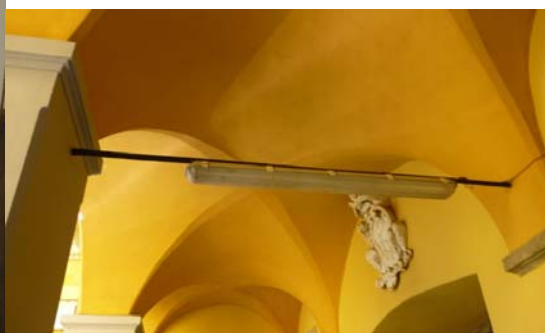
Sono poi presenti volte a botte, al piano terra (13) ed in quello ammezzato (7), anche per luci considerevoli (fino a 50 m<sup>2</sup>). Si sono in fine rilevate in numero assai esiguo di volte a crociera (in totale su tutta la struttura solo 6 su luci assai ridotte).



**Figura 2.4-27:** Volta a botte



**Figura 2.4-28:** Volta a padiglione



**Figura 2.4-29:** Volta a crociera

I solai realizzati successivamente sono portati solitamente da profili metallici, completati a volte con l'uso di tavelloni in laterizio, e un successivo getto, oppure direttamente con un getto in cemento. Grazie ai saggi si è determinato la natura e lo spessore dei vari strati impiegati ed anche la profondità con la quale i profilati metallici sono stati incastrati nelle murature. Si riporta di seguito un schema con le tipologie di solaio impiegate per ciascun piano.

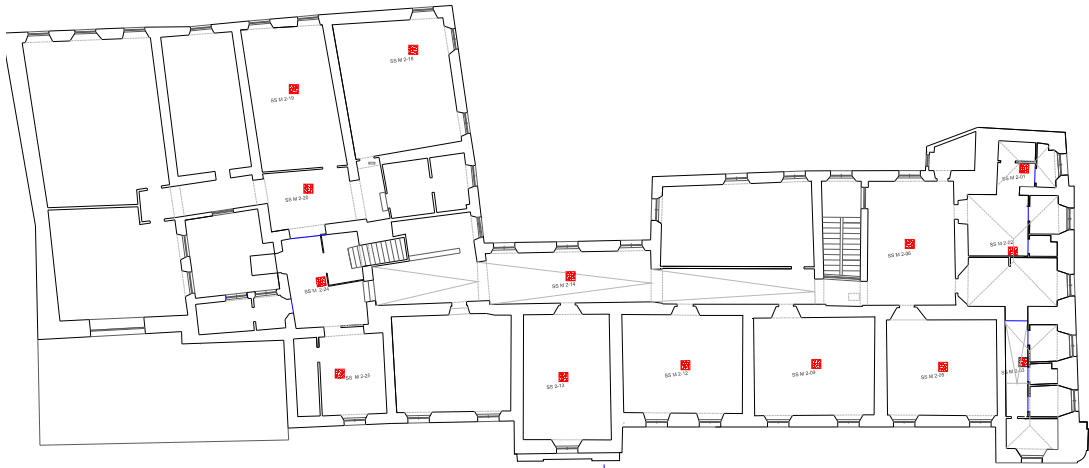
La tecnica del latero-cemento è stata utilizzata per il rifacimento delle falde del tetto. Attraverso un'ispezione del vano sottotetto si è notato l'impiego di una struttura portante realizzata con travi in cemento armato, nella quale si può distinguere una orditura primaria in cemento armato gettato in, e una orditura secondaria realizzata con elementi prefabbricati di cemento armato, tali elementi sono stati completati con

l'impiego di tavelloni in laterizio, a tale livello non si sono effettuati saggi, ma da alcune lesioni presenti sugli elementi in laterizio si può notare l'assenza di un getto in cemento di completamento (foto 48)

Per determinare le caratteristiche ed il comportamento degli orizzontamenti è stata condotta una campagna di saggi, finalizzata alla corretta individuazione della tipologia strutturale (solai piani, volte di vario genere) e dei carichi gravanti sulla struttura (massetti, riempimenti, pavimentazione e quant'altro). I saggi sono stati eseguiti in corrispondenza dei solai tra piano terra e piano primo e tra piano primo e piano secondo. Sono stati svolti 21 saggi al piano primo e 14 saggi al secondo piano, per un totale di 35 saggi di indagine sulle strutture orizzontali.

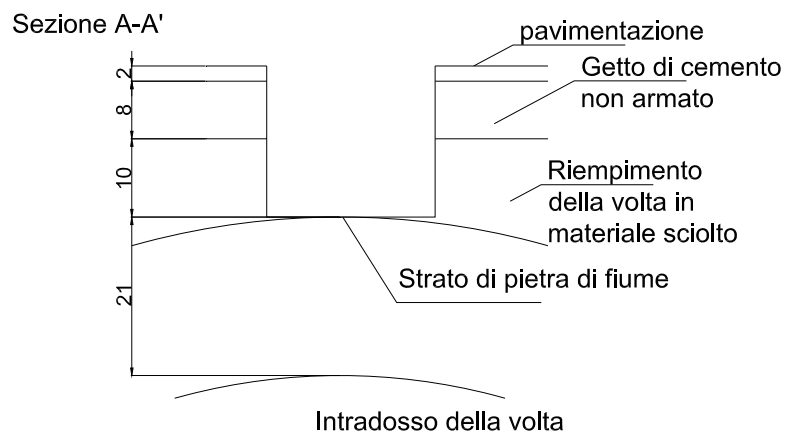


**Figura 2.4-30:** Saggi solaio piano primo, 21 saggi



**Figura 2.4-31:** Saggi sugli orizzontamenti secondo piano, 14 saggi

Si riportano i particolari desunti dai saggi effettuate, delle tipologie di strutture orizzontali più diffuse.



**Figura 2.4-32:** Particolare volta



Sezione A-A'

Tipologia solaio: travetti in acciaio e getto  
Passo dei travetti 75 cm

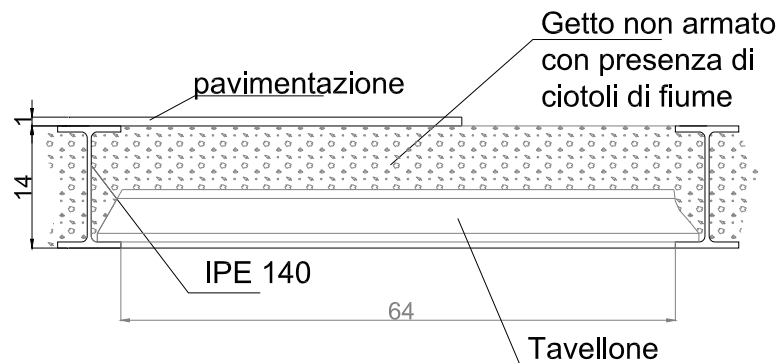


Figura 2.4-33: Particolare di solaio con putrelle in acciaio

Si è ipotizzato il solaio che ricopre la sala dalle muse tra il piano terra ed il primo piano. Di tale elemento è riportato in un disegno firmato dall'ing. Testa solo l'orditura principale con le travi sbadacchiate, senza alcun riferimento al tipo di solaio impiegato. Si riporta di seguito un particolare del disegno rinvenuto ed il particolare del solaio ipotizzato.

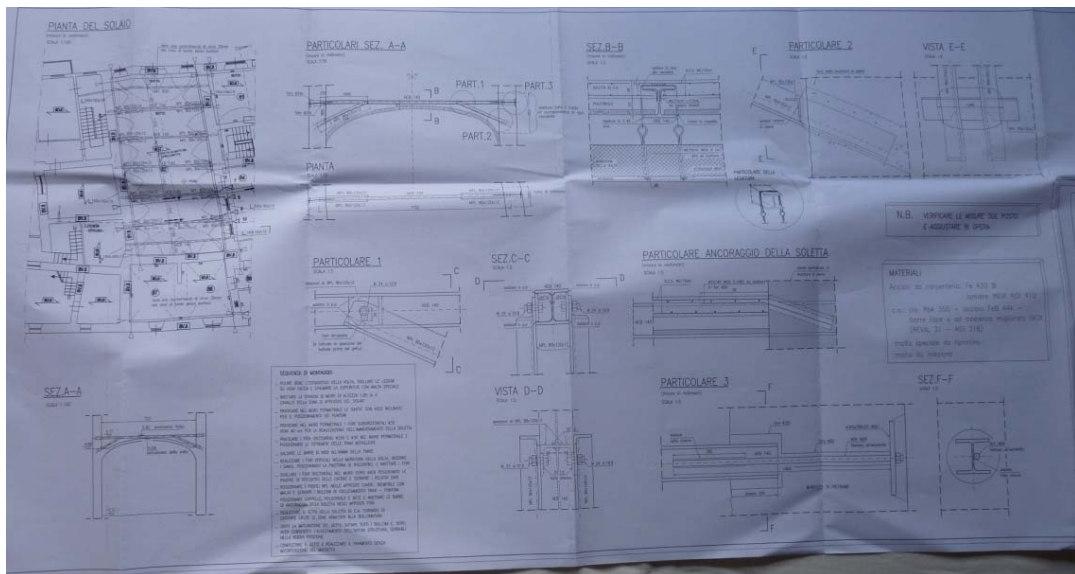
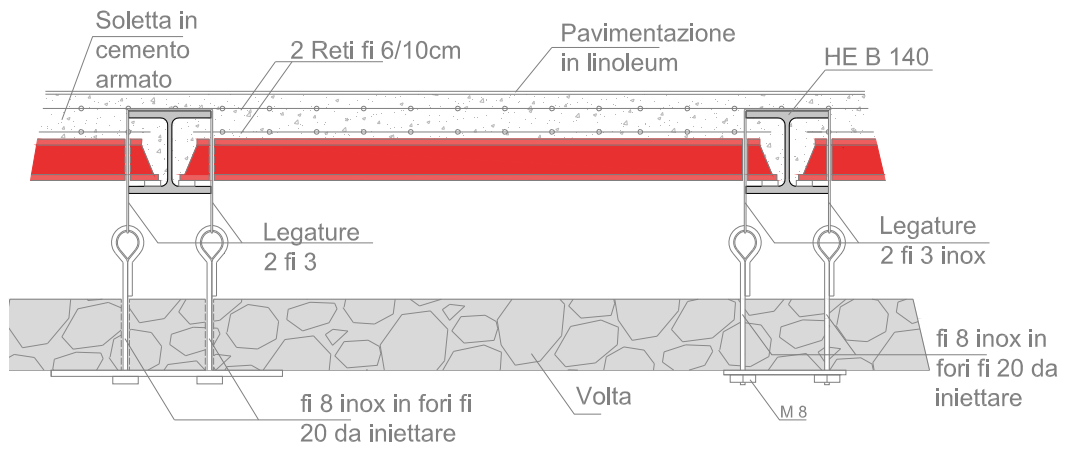
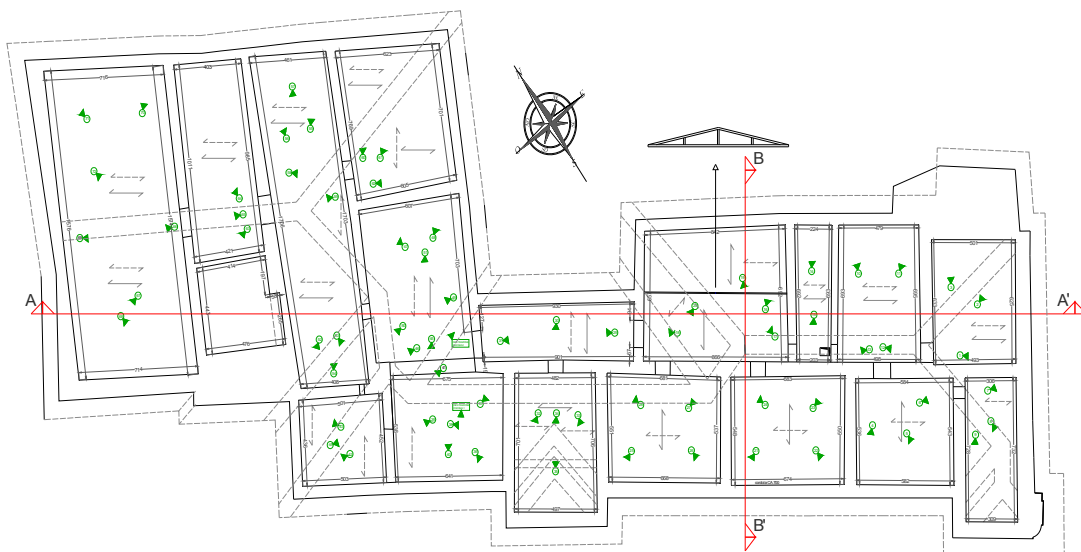


Figura 2.4-34: Disegno redatto dall' Ing. Testa



**Figura 2.4-35:** Particolare solaio sala delle Muse

Si riporta la pianta del piano sottotetto con riportati i punti di presa delle fotografie.



**Figura 2.4-36:** Pianta di riferimento sottotetto con punti di presa fotografica



**Figura 2.4-37:** Foto 2



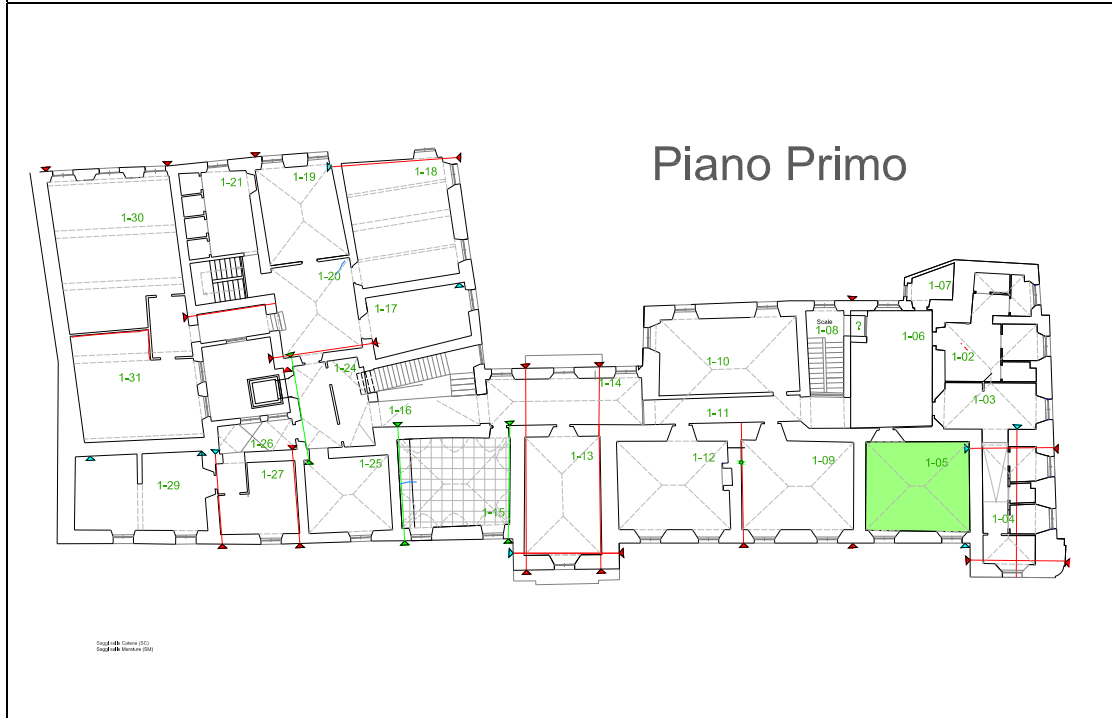
**Figura 2.4-38:** Foto 29

Si riportano in allegato D tutte le fotografie scattate nel piano sottotetto e relativa pianta di riferimento.

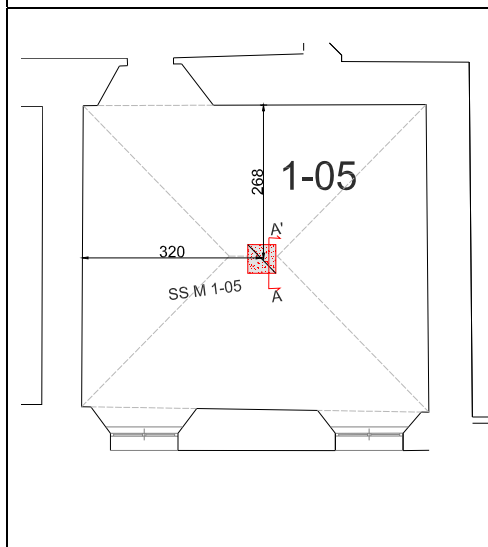
Si riporta di seguito a titolo di esempio una delle schede che sono state redatte per ciascun solaio. Nell'allegato D sono presenti tutte le schede complete per le strutture orizzontali.

CODICE VANO	1-05
NOTE	L'elemento strutturale (volta) si presenta al suo estradosso in pietra di fiume unita con malta. Tale elemento è stato poi ricoperto con materiale sciolto. All'intradosso la volta si presenta intonacata.

PIANTA DI RIFERIMENTO



INGRANDIMENTO VANO



DETTAGLIO CON STRATI SOLAIO

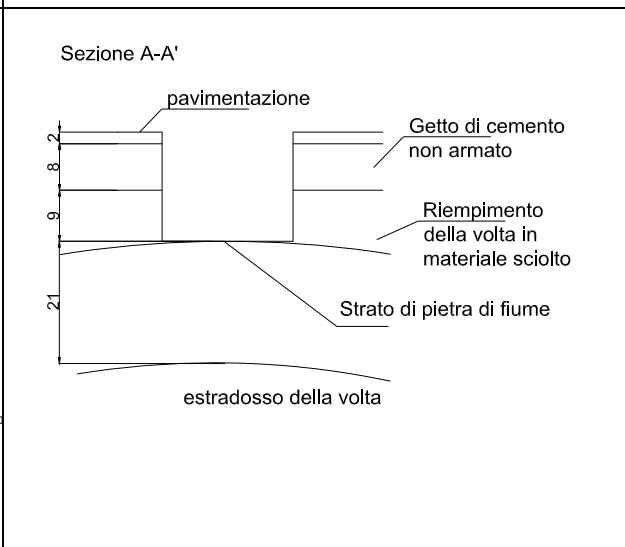


FOTO SAGGI



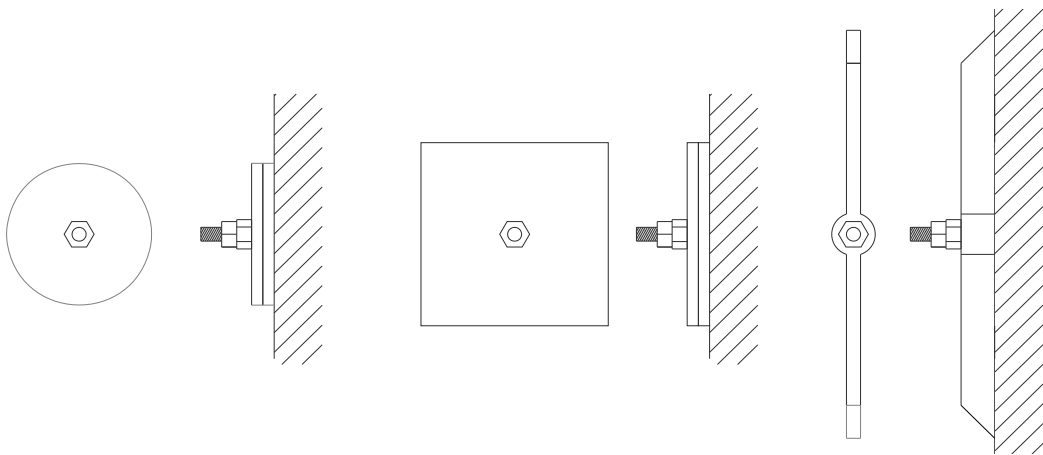
**Figura 2.4-39:** Saggio sui solai 1-05



**Figura 2.4-40:** Volta sottostante al saggio 1-05

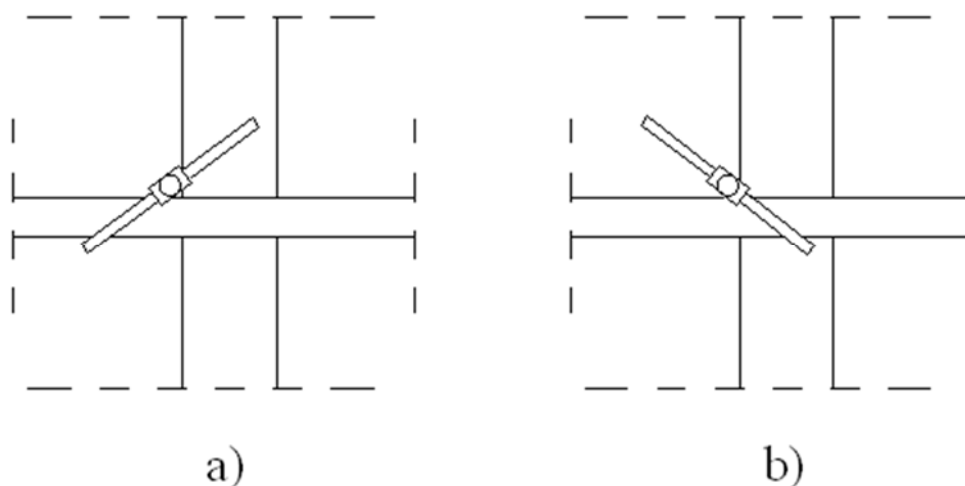
### 2.4.5 Indagini sulle catene

I tiranti metallici, o catene, sono degli efficaci strumenti di consolidamento provvisorio, oltre che definitivo. Sono realizzati con elementi monodimensionali in acciaio, messi in leggero stato di trazione, che applicano sulle masse murarie un'azione di contenimento localizzata, per il tramite di elementi di ancoraggio, costituiti da piastre o barre, tradizionalmente denominati capichiave.



**Figura 2.4-41:** Alcuni Capichiave impiegati nel palazzo centurione

La messa in tiro del tirante richiede la presenza di un elemento di contrasto ad esso perpendicolare che funga da puntone, in modo che non sia direttamente la parete muraria che costituisce la massa presidiata a dover assorbire con sollecitazioni flettenti il tiro in condizioni statiche, è quindi fondamentale il corretto posizionamento delle catene. L'elemento in questione può essere costituito da un muro trasversale o dal solaio. Si riporta schematicamente il corretto e scorretto, posizionamento di un capo chiave a paletto rispetto all'elemento di contrasto.



**Figura 2.4-42:** Disposizione di un capochiave a paletto a) corretta, b) scorretta

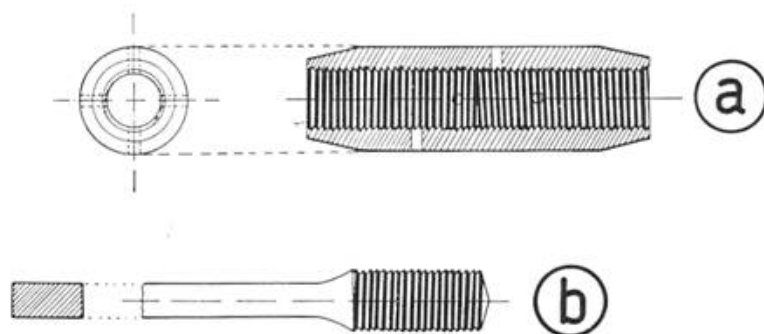
Per questa ragione i tiranti metallici si applicano preferibilmente a livello di solaio, in corrispondenza e parallelamente alle pareti trasversali, ortogonali a quella da presidiare. È possibile allontanarsi dalle pareti trasversali se il solaio ha caratteristiche tali da garantire da solo l'assorbimento del tiro delle catene, così come si possono applicare tiranti in adiacenza alle pareti trasversali anche in posizioni intermedie nell'interpiano.

Si noti come la maggior parte delle catene presenti siano posizionate all'interno del solaio. Questo tipo di elementi risulta sempre protetto dalle guaine in pvc, tali elementi garantiscono che il getto di cemento del solaio non interagisca per attrito sullo stato tensionale del tirante metallico e permette che in caso di sisma il tirante possa correttamente assorbire le sollecitazioni.



**Figura 2.4-43:** Catena con guaina protettiva

Dopo un'indagine sul campo si è riscontrato un largo impiego di tiranti metallici a sezione circolare, con dimensioni che oscillano dai 28 mm ai 30 mm di diametro. I tiranti di questo tipo sono filettati agli estremi, collegati e messi in tensione tramite manicotti tenditori anch'essi filettati, come illustrato in figura 22



**Figura 2.4-44:** Sistema di giunto a vite e manicotto



Appartengono a questa tipologia tutti i tiranti dell'edificio, fatta eccezione per 2 catene impiegate al secondo piano, che presentano una sezione rettangolare e quadrata. Tale elementi risultano essere i più antichi, e differiscono dalle altre catene presenti nell'edificio sia per la loro sezione, sia per gli elementi di chiusura (riportati in figura 23). Queste due catene inoltre non presentano alcun elemento con funzione di guaina.



**Figura 2.4-45:** capichave di catene a sezione quadrilatera

Per l'applicazione dei tiranti è necessario che la muratura in corrispondenza dell'ancoraggio abbia buone caratteristiche meccaniche e comunque che l'elemento di ancoraggio sia opportunamente dimensionato per trasferire la massima forza del tirante alla muratura senza creare stati tensionali insostenibili.

Un'eccessiva lunghezza del tirante determina la sua eccessiva deformabilità, e quindi, una ridotta efficacia della sua azione di contenimento sotto l'effetto delle azioni sismiche. È quindi opportuno che i tiranti abbiano lunghezze inferiori ai 20 m.

L'impiego di questi dispositivi presenta una serie di vantaggi, di seguito elencati, soprattutto nel caso di interventi su edifici storici in muratura.

- Ingombro quasi nullo e, pertanto, non determina ostacoli né alla transitabilità delle strade adiacenti alla massa da presidiare né alla fruibilità all'interno.
- Non incrementa la massa dell'edificio.
- In caso di terremoto, svolge un ruolo attivo, migliorando sensibilmente il comportamento d'insieme della struttura.
- È durevole.
- Consente, generalmente, una ripresa del tiro, se necessario, in tempi successivi.

Per quanto riguarda il palazzo Centurione, visto il grande numero di catene impiegate e la varietà degli elementi utilizzati in primo luogo si è reso necessario andare ad individuare catene, e i relativi elementi di chiusura, vista l'assenza di un elaborato esaustivo in tal senso

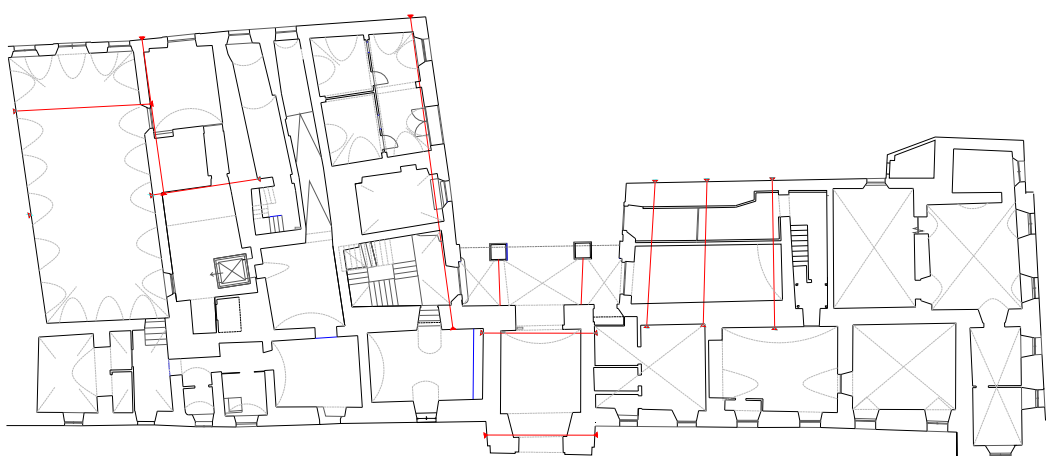
Allo scopo di individuare correttamente tutti gli elementi impiegati si è scelto di procedere con una campagna di saggi. Tale campagna consente di comprendere la natura degli elementi impiegati, misurarne la geometria oltre a dare la certezza del posizionamento sia delle catene che dei relativi capichiave.

I saggi sono situati nell'estradosso del solaio interessato e consistono nella rimozione degli strati sovrastanti all'elemento di interesse, del quale, in un secondo momento sarà rilevata la geometria.

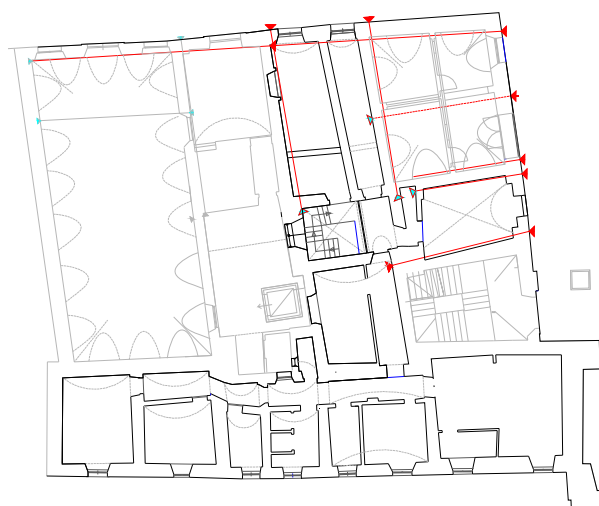
Per la scelta del posizionamento dei saggi, si è effettuata tramite l'individuazione a vista dei capichiave dall'esterno dell'edificio. Dopo tale fase con l'ausilio di un

dispositivo “cerca-ferri” e tramite l’osservazione dell’andamento delle strutture murarie con misurazioni, si è ipotizzata la posizione delle catene, e solo a questo punto si è eseguita la rimozione della pavimentazione e dei vari strati fino al raggiungimento delle catene, andando di volta in volta a coinvolgere porzioni limitate di pavimentazione, al fine di limitare i danni al fabbricato.

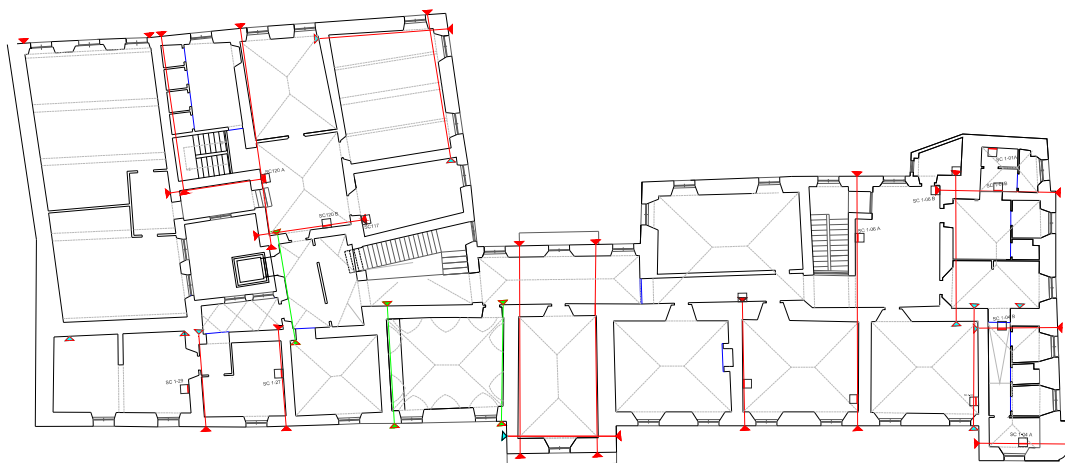
Si riportano di seguito le piante con il posizionamento dei saggi effettuati e l’andamento delle catene.



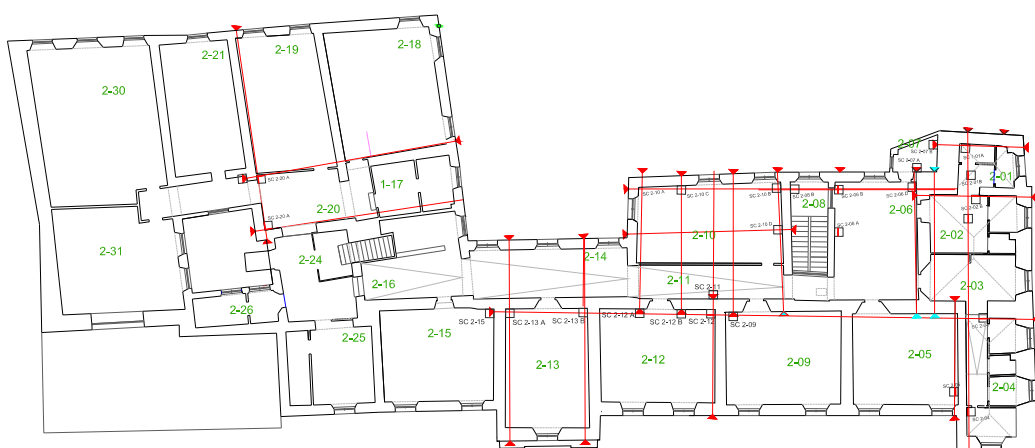
**Figura 2.4-46:** Rilievo catene piano terra



**Figura 2.4-47:** Rilievo catene piano ammezzato



**Figura 2.4-48:** Rilievo catene piano primo e individuazione saggi (17 saggi)



**Figura 2.4-49:** Rilievo catene e individuazione saggi piano secondo (24 saggi)

Nell'allegato C sono riportate le singole schede suddivise per piano, in cui si illustrano per vano quali saggi sono stati eseguiti, posizione e si riportano le misurazioni effettuate.

Si riporta di seguito inoltre a fine illustrativo una delle schede compilate per il rilievo delle catene. Il rilievo completo delle catene è riportato in allegato C

CODICE VANO	1-01
NOTE	
PIANTA DI RIFERIMENTO	
<p style="text-align: right; font-size: 24px; font-weight: bold;">Piano Primo</p>	
INGRANDIMENTO VANO	Misurazioni sugli Elementi individuati dal saggio
	<p>Catena saggio SC 1-01A</p> <p>Sezione circolare</p> <p>Diametro 26 mm</p> <p>Catena saggio SC 1-01B</p> <p>Sezione circolare</p> <p>Diametro 26 mm</p>

FOTO SAGGI



Figura 2.4-50: SC 1-01 A



Figura 2.4-51: SC 1-01 B







#### 2.4.7 Rilievo del quadro fessurativo

Questo elaborato risulta fondamentale per avere un quadro di insieme delle lesioni che l'edificio ha subito nel corso dei secoli. La presenza di un rilievo del quadro fessurativo, sarà inoltre molto importante in futuro, a seguito di un nuove, eventuale, evento sismico. Difatti in questo caso sarà possibile effettuare un confronto per andare a capire quali sono le nuove lesioni, e quali sono invece imputabili ad eventi sismici precedenti, o per comprendere come e quanto le lesioni già esistenti si saranno modificate ed estese.

Al fine di una facile lettura delle tavole del quadro fessurativo, si sono diversamente rappresentate le lesioni presenti, distinguendo in base all'elemento su cui esse si presentano. Si è distinto tra le lesioni che si presenti su elementi orizzontali, differenziando quelle che si presentano all'estradosso del solaio considerato (indicato come "pavimento") da quelle all'intradosso del vano considerato (indicate in seguito come "soffitto").

Invece le lesioni rappresentate su elementi verticali sono state rappresentate solo per posizione, apponendo in pianta un indicatore circolare.

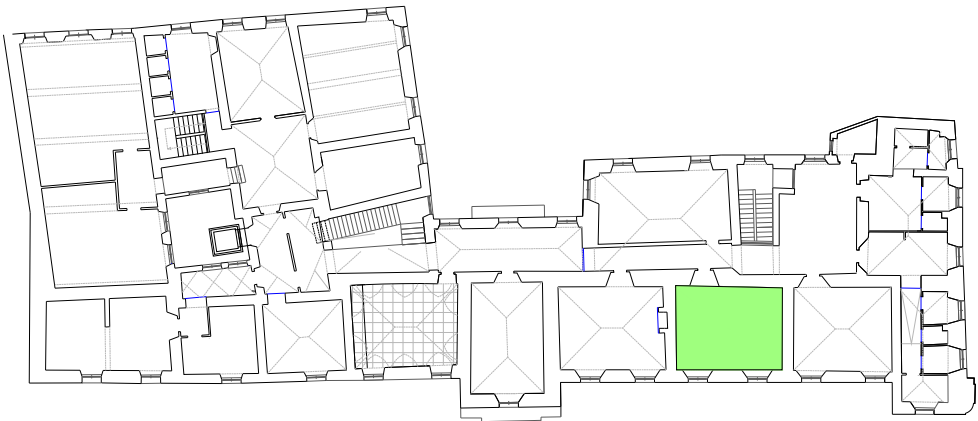
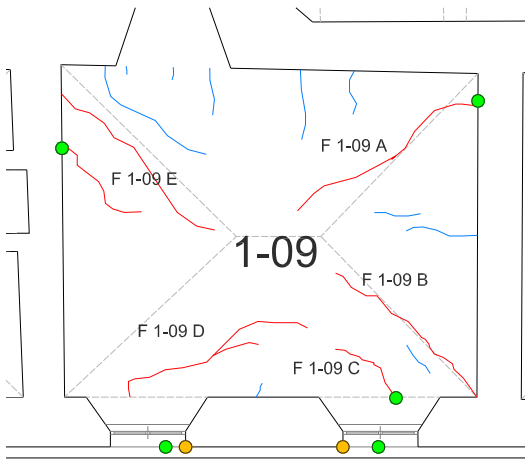
- Le lesioni sugli elementi orizzontali sono state rappresentate sia in forma che in posizione, impiegando diverse colorazioni in base all'entità.
- Delle lesioni sugli elementi verticali, è stata rappresentata solo la posizione attraverso un indicatore, di diversa colorazione sempre in base alla natura della lesione.

-  Lesione sulla parete lieve
-  Lesione sulla parete ben evidente
-  Lesione sul soffitto lieve
-  Lesione sul soffitto ben evidente
-  Lesione sulla pavimentazione lieve
-  Lesione sulla pavimentazione ben evidente

I colori impiegati illustrano l'entità delle lesioni al momento del rilievo, vediamo difatti che per le lesioni su elementi verticali i cerchi verdi indicano lesioni di apparente lieve entità mentre quelle arancioni indicano lesioni ben marcate ed evidenti. Sui pavimenti le lesioni ben visibili sono indicate con il colore magenta, mentre quelle poco visibili sono indicate dal ciano. Sui soffitti invece le lesioni ben visibili sono indicate dal rosso, mentre quelle poco visibili dal blu.

Si riporta di seguito a titolo di esempio una scheda del quadro fessurativo. Tutte le schede del quadro fessurativo sono riportate nell'allegato B.



CODICE VANO	1-09	
NOTE		
PIANTA DI RIFERIMENTO		
 <p data-bbox="703 1019 927 1048" style="text-align: center;"><b>Pianta 1: Piano Primo</b></p>		
INGRANDIMENTO VANO	LEGENDA QUADRO FESSURATIVO	
	<ul style="list-style-type: none"> <li data-bbox="879 1288 1155 1317">● Lesione sulla parete lieve</li> <li data-bbox="879 1355 1230 1384">● Lesione sulla parete ben evidente</li> <li data-bbox="847 1400 1139 1429">— Lesione sul soffitto lieve</li> <li data-bbox="847 1467 1219 1496">— Lesione sul soffitto ben evidente</li> <li data-bbox="847 1534 1241 1563">— Lesione sulla pavimentazione lieve</li> <li data-bbox="847 1601 1318 1630">— Lesione sulla pavimentazione ben evidente</li> </ul>	

FOTO



**Figura 2.4-52:** F1-09 A



**Figura 2.4-53:** F1-09 B



**Figura 2.4-54:** F1-09 C



**Figura 2.4-55:** F1-09 D



**Figura 2.4-56:** F1-09 E

### **3 DEFINIZIONE DEL MODELLO**

#### **3.1 Nozioni generali**

Le NTC 2008 al § 7.2.6 specificano che il modello della struttura deve essere tridimensionale e rappresentare in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza. Nella definizione del modello gli elementi che non possono essere considerati resistenti al sisma devono essere inseriti unicamente in termini di massa, in quanto il loro contributo alla rigidezza e resistenza del sistema strutturale è trascurabile. Per la definizione degli elementi resistenti al sisma si fa riferimento alla Tabella 7.8.II delle NTC 2008 che definisce la geometria degli elementi resistenti, in funzione della tipologia costruttiva, dello spessore minimo e della snellezza.

Tutti gli elementi che vengono inseriti nel modello e che quindi contribuiscono alla rigidezza e resistenza della struttura devono essere verificati, ed è proprio per questa ragione che si è scelto di non inserire nel modello le “fasce di piano” se non esclusivamente in termini di massa. Anche a causa delle scarse informazioni sulla presenza di elementi resistenti a trazione in tali parti.

Una volta definiti gli elementi resistenti al sisma si passa alla definizione del modello vero e proprio.

Il modello di calcolo può essere costruito in due modi:

1. Elementi monodimensionali: schema a telaio equivalente, ovvero costituito da elementi deformabili (che sono i maschi murari) e link rigidi di collegamento;
2. Elementi bidimensionali: modello agli elementi finiti.

Per il lavoro in questione è stato realizzato un modello numerico ad elementi finiti (FEM) attraverso l'utilizzo del software SAP2000 v.14.

La modellazione agli elementi finiti prevede che gli elementi resistenti vengano schematizzati come elementi bidimensionali (shell-thin) ai quali vengono assegnate le caratteristiche geometriche (spessore al netto dell'intonaco) e meccaniche della muratura.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche le NTC 2008 al § 7.2.6 specificano che per rappresentare la rigidezza degli elementi si possono adottare modelli lineari, che trascurano le non linearità di materiale e geometriche, e modelli non lineari, che le considerano.

In ambo i casi si deve tener conto della fessurazione dei materiali fragili. È per questo che si è ridotta la rigidezza di muratura e conglomerato cementizio fino al 50% tenendo proporzionalmente del grado di compressione, effettuando quindi una riduzione del 50% al piano secondo, e progressivamente inferiore nei piani sottostanti fino ad un 20 % nel piano terra.

Nel caso in esame, si effettuano verifiche agli Stati Limite Ultimi per cui si prevede che gli elementi resistenti siano nella condizione fessurata. Inoltre, l'azione sismica in alcuni casi tende a scaricare gli elementi soprattutto ai piani superiori confermando l'ipotesi delle sezioni fessurate.

### **3.2 Individuazione dell'organismo strutturale e costruzione del modello**

E' stata scelta una tipologia di modellazione ad elementi finiti, sottoposta ad una analisi Modale, in grado di fornire risultati attendibili nonostante le analisi non lineari tengano conto direttamente degli aspetti del comportamento non lineare del materiale Muratura.

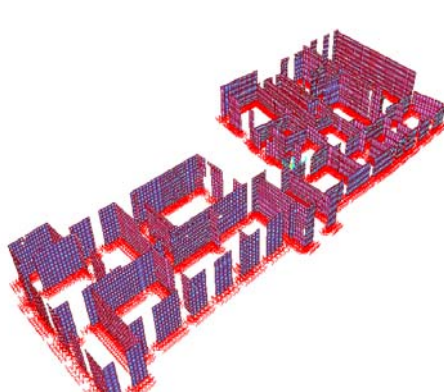
Il primo passo effettuato a monte della modellazione strutturale è stato quello di determinare gli elementi resistenti che compongono il telaio equivalente a cui è stato ridotto l'edificio.

La realtà strutturale dello stabile presenta muri portanti con spessori molto eterogenei, al piano terra si hanno muri che arrivano ad uno

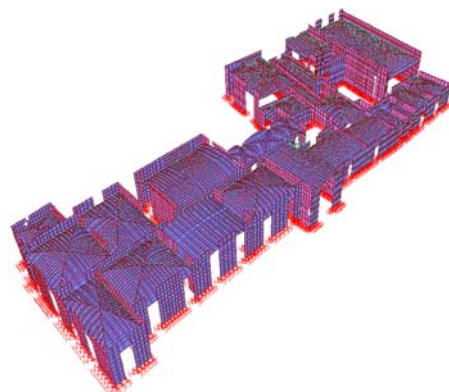
spessore di 140 cm fino ad altri di spessori dell'ordine dei 60 cm; si nota che caratteristica comune a tutti i setti murari è il loro restringimento con l'aumentare della quota; i cambiamenti di spessore non sono stati, non sono stati modellati, salvo l'impiego di spessori medi ove necessario. Considerando i spessori differenti al piano superiore ove necessario.

Si è scelto di procedere ad una modellazione delle volte seguendone in maniera più realistica possibile la geometria, senza ricorrere ad elementi piani equivalenti. Questa metodologia è parsa maggiormente accurata sia per andare a considerare la reale distribuzione degli sforzi negli elementi resistenti, sia per valutare la rigidità dei vari elementi.

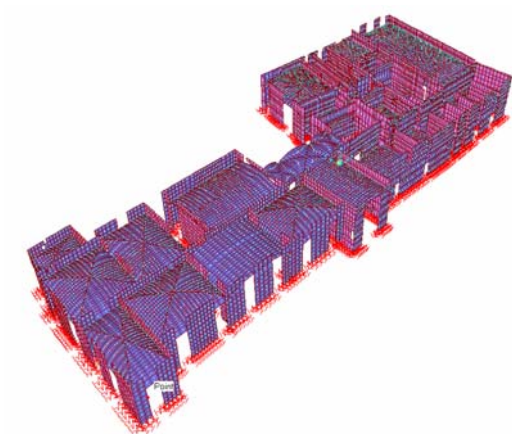
Il processo è terminato nella individuazione di una serie di maschi murari, assoggettabili a mensole di altezza pari a quella dell'edificio stesso, uniti fra loro mediante fasce di piano. Si è scelto di non modellare le fasce di piano in termini di resistenza e rigidità, ma di computarle esclusivamente in funzione del peso. Questa scelta è stata dettata dalla scarsità delle informazioni a riguardo di questo tipo di elementi. Delle travi in muratura si ignora se presentano elementi in grado di assorbire almeno in parte sforzi di trazione. Difatti a parte quello presente in copertura, non si hanno notizie di cordoli di interpiano, e nonostante le catene presenti nell'edificio esse rimangono in numero assai inferiore alle fasce di piano. Le catene presenti in loco presentano uno scarso od assente stato tensionale.



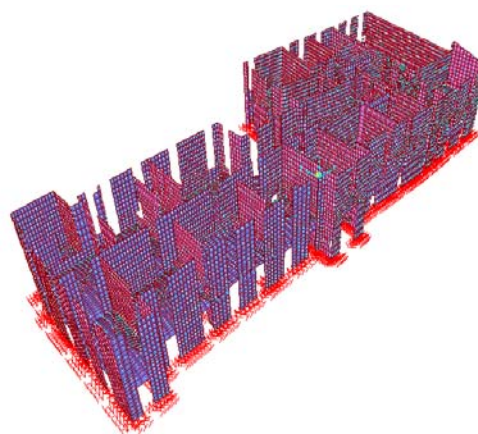
**Figura 3.2-1:** Maschi piano terra



**Figura 3.2-2:** Aggiunta delle volte



**Figura 3.2-3:** Aggiunta del piano ammezzato

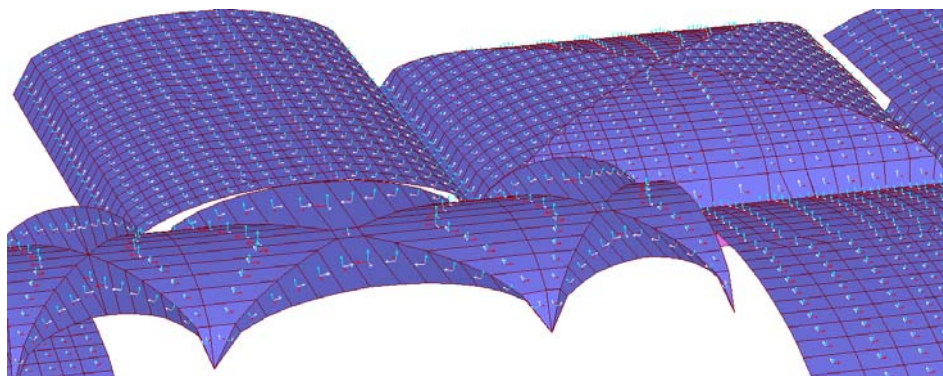


**Figura 3.2-4:** Aggiunta dei maschi piano primo

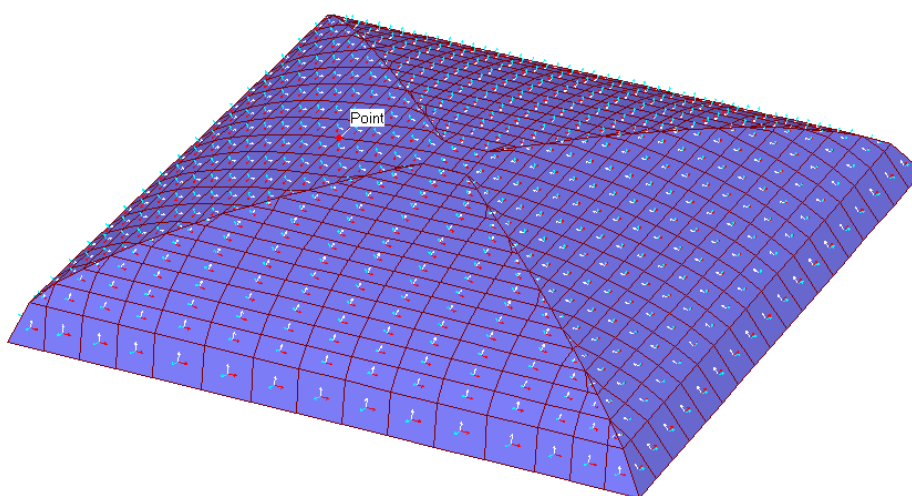
Nell'ultimo impalcato calpestabile e nel solaio di copertura invece, la presenza di un cordolo in C.A. determina una fascia confinata, in grado in questo caso di trasmettere sollecitazioni mutue ai vari elementi.

Sono stati quindi inseriti all'interno del programma SAP 2000v.14 elementi shell, successivamente discretizzati in un numero adeguato di aree tali da offrire un onesto risultato computazionale a fronte di un valido onere di controllo.

Allo stesso modo le volte sono state modellate con una serie di elementi shell piani, ai quali è stata data una corretta inclinazione nello spazio cosicchè da andare a rappresentare nel modo più corretto possibile le curvature doppie o semplice delle volte. La costruzione delle volte con gli shell è stata realizzata in modo da farla combaciare con la discretizzazione eseguita sulle murature, cosicchè da considerare l'interazione degli elementi.



**Figura 3.2-5:** Esempio di volte discretizzate



**Figura 3.2-6:** Discretizzazione di volta a padiglione

L'analisi strutturale delle volte è un compito complesso, che presuppone di assumere informazioni relative alla geometria, al tipo e qualità dei materiali impiegati ed al sistema di tessitura adottato, nonché relative alla configurazione dei vincoli ed all'interpretazione del quadro di dissesto potenziale o manifesto.

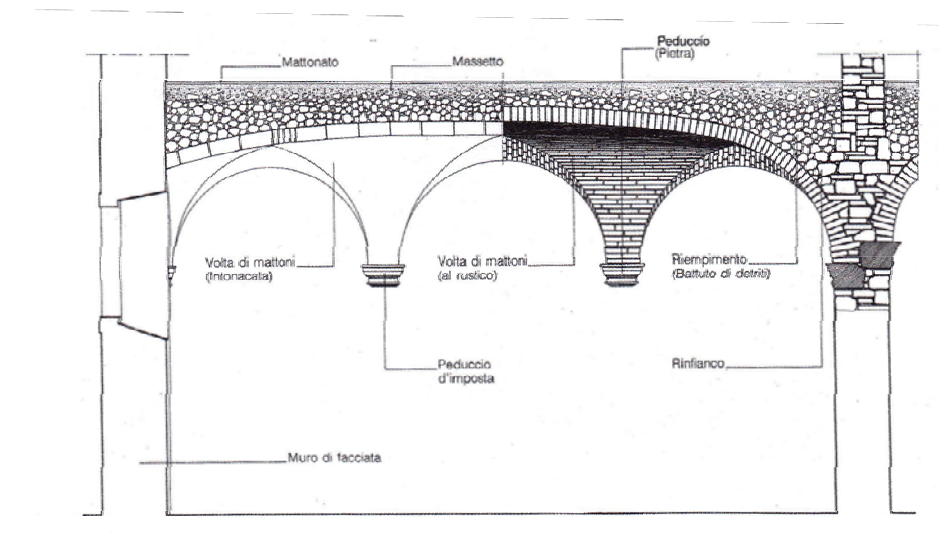
Per questo motivo è stato fondamentale studiare la conformazione geometrica e trovare la corretta rappresentazione grafica.

Lo spessore degli schell che costituiscono le volte è corrispondente agli spessori ricavati per misurazione indiretta sulle volte stesse misurate all'intradosso, e grazie ai saggi effettuati anche all'estradosso, si vedano le schede inerenti gli orizzontamenti all'allegato D.



Nella modellazione si è trascurato, poiché a favore di sicurezza, il contributo alla stabilità delle volte dato dalla presenza delle lunette, elementi funzionali che lungo il perimetro delle volte assicurano, caso per caso, l'altezza per un vano di porte o finestre; inserite infatti tra le reni ed il cervello della volta, le lunette assumono il ruolo di puntoni addossati alle reni: inoltre producono una sensibile riduzione del peso complessivo dovuto al riempimento della volta.

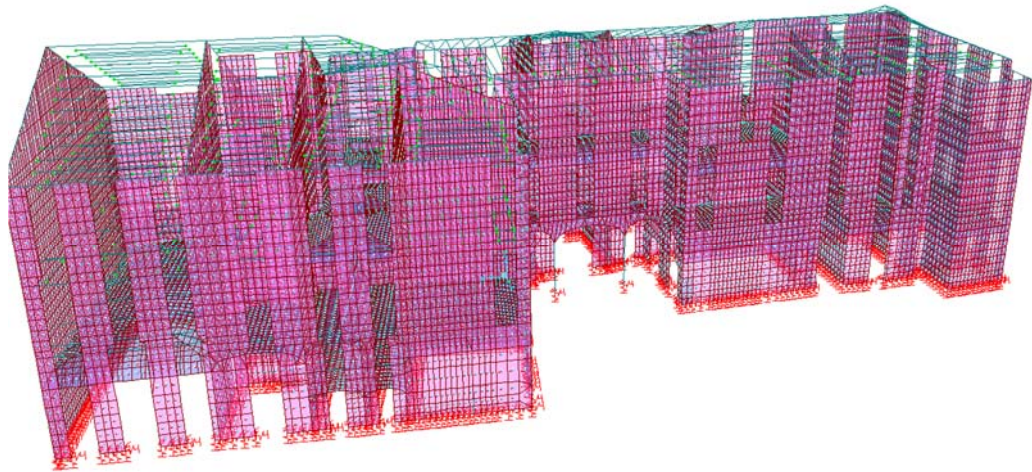
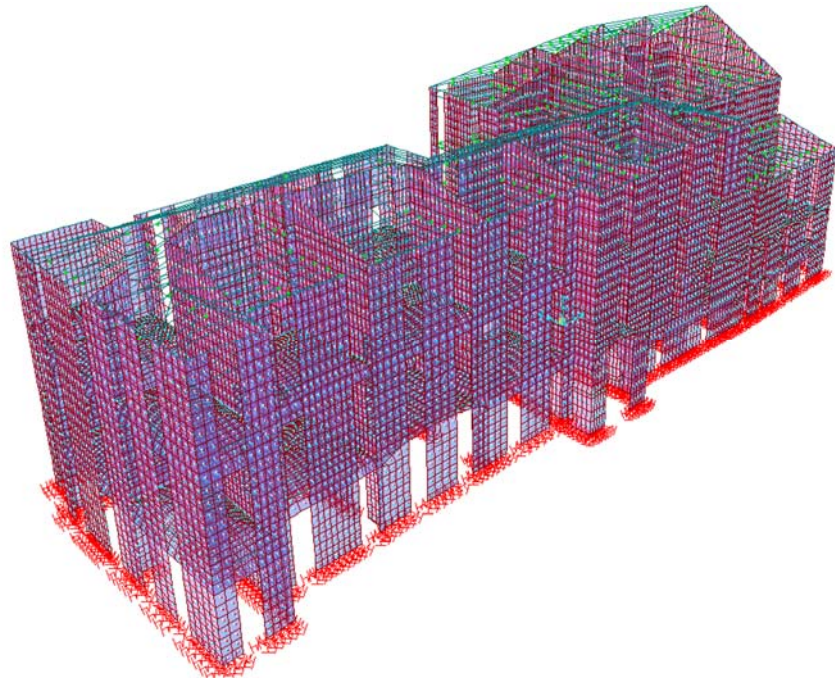
Richiamando ad un semplice esempio, si osserva il rispetto ad una volta a botte, caratterizzata da sezioni tutte uguali, l'inserimento della lunetta introduce variazione di forma che conferisce maggiore inerzia e pertanto maggiore stabilità alla struttura.



*Sezione particolareggiata Volta – Sezione similare al caso di studio*

In definitiva i tipi di volte che possono essere riscontrate all'interno dell'istituto richiamano la forma delle volta a padiglione con lunette, particolarmente versatile, leggera ed irrigidita, più raramente volte a botte, e a crociera.

Si propongono di seguito alcune immagini del modello di calcolo.



### 3.3 Inquadramento geomorfologico e schematizzazione

Per la valutazione della situazione geologica si è fatto riferimento alla relazione compilata dal Dott. Geol. Giovanni Balestri nel 1997, si è fatto inoltre ricorso ai dati presenti sul sito della regione Toscana alla sezione dedicata alle indagini geologiche sul territorio in cui si sono trovati dati inerenti un sondaggio a pochi metri dell'edificio preso in esame.

L'edificio in questione si trova sulla riva destra del torrente Aulella, poche decine di metri prima del suo confluire con il fiume Magra. Palazzo Centurione si trova quindi in prossimità dell'alveo ed è separato solo dalla strada comunale che porta a Piazza Garibaldi, ad una quota morfologica di alcuni metri rispetto all'alveo ed da un suo primo accumulo di depositi alluvionali recenti dell'Olocene. Infatti il materiale che troviamo alla base dell'edificio è rappresentata da depositi quaternari di origine fluviale, spianati nei secoli dai corsi d'acqua composti di sabbie e ghiaie.

La porzione di suolo all'estremità dell'edificio, nella parte ad angolo rivolta a sud-est verso l'Aulella, non è altro che materiale di riporto utilizzato per spianare quello che era il nucleo originale di roccia sopra il quale è stata fondata la parte centrale dell'edificio, ovvero la porta con il suo antico ponte. Infatti in questa posizione affiora la formazione del gruppo del Flysch cretacico composta da argille scure alternanti con calcari e calcareniti, arenarie quarzose-micacee, arenarie ofioliti che ed anche breccie poligeniche e diabasi brecciati.

Si è riscontrato sul lato di piazza Garibaldi l'inizio delle fondazioni a circa 0.7 metri dal piano della strada l'inizio delle fondazioni dell'edificio, costituite da ciottoli arrotondati direttamente appoggiati sulla roccia cretacica. L'ammasso roccioso è visibile fino ad una quota di -1,7metri, si tratta di calcare/arenaria con unità litografica tecnica di tipo "B". Questo affioramento è osservabile per circa 4 metri di lunghezza, evidentemente il nucleo centrale dell'edificio è stato poggiato proprio su questa "isola" di rocciosa.

Per quanto riguarda la parte dell'edificio a nord della porta di sotto essa sembra situata su brecce che rientrano sempre nel tipo "B", essendo compatte e difficilmente separabili dal resto dell'ammasso.



**Figura 3.3-1:** Disposizione dei 3 tipi di terreno riscontrati

Sul lato rivolto verso il torrente Aulella (a Sud-Est) a seguito di un campionamento si è osservato che il materiale prelevato non è altro che un'intercalazione calcarea marnosa. Questi depositi alluvionali essi rientrano in unità di tipo E (coperture) e precisamente E3 (sabbie) più o meno addensate (a-b).

La modellazione dell'interazione terreno-struttura è stata effettuata sia tenendo conto dei risultati delle indagini geotecniche che attingendo da dati sperimentali effettuati su terreni simili a quello preso in esame, di cui la bibliografia è ricca.

L'unico sondaggio a disposizione ad una distanza utile dall'edificio è stato trovato utilizzando il programma di Valutazione degli Effetti Locali (VEL) realizzato dalla

Regione Toscana; i dati di hanno rilevato che tale sondaggio intercettava il terreno di tipo C. Si sono quindi elaborati i dati a disposizione per eseguita una modellazione elastica del suolo alla Winkler mediante molle disposte nelle tre direzioni e di adeguata rigidezza, considerando la rigidezza in direzione orizzontale cautelativamente pari ad un quarto di quella calcolata in direzione verticale.

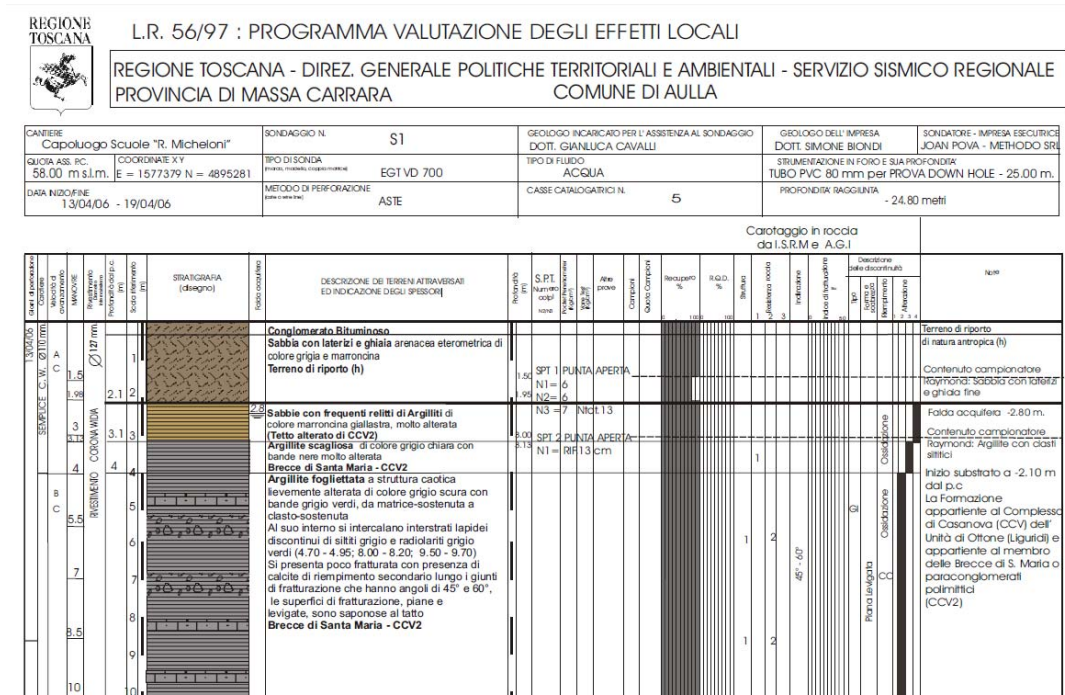


Figura 3.3-2: Stralcio dei dati geologici trovati sul sito della regione Toscana

La costante di sottofondo, o appunto costante di Winkler, è un parametro che caratterizza il terreno e dipende non solo dalle sue caratteristiche, ma anche dai carichi applicati, dalla forma e della dimensione della fondazione; attraverso i parametri meccanici ricavati dalla prova SPT, secondo relazioni fornite dalla letteratura tecnica, è stato possibile definire tale costante del terreno come verrà di seguito descritto.

Dalla prova penetrometrica sono stati estrapolati il numero di colpi necessari all'infissione del campionatore fino alla quota ipotetica di fondazione; il primo risultato utile si ricava ad una quota di profondità di circa 2 m:

$$N_2/N_3 = 6/7$$

$$N_{spt} = N_2 + N_3 = 13$$

A partire da questo dato si è ricavato il modulo elastico del terreno  $E_s$  ottenuto come la media dei risultati corrispondenti alle seguenti relazioni:

$$E_s = 1200 \cdot (N_{spt} + 6) \quad \text{Bowles}$$

$$E_s = 600 \cdot (N_{spt} + 6) \quad \text{Bowles}$$

$$E_s = 7000 \cdot \sqrt{N_{spt}} \quad \text{Tornaghi ed altri autori}$$

$$E_s = 771 \cdot N_{spt} + 19100 \quad \text{D'Appolonia ed altri autori}$$

Ottenendo:

$$E_s = 69347,76 \text{ kN/m}^2$$

In assenza di informazioni sulle fondazioni si è ipotizzato in relazione con le tecnologie dell'epoca la presenza di fondazioni a sacco. È stato preso come valore di calcolo della larghezza, lo spessore del setto murario a livello del terreno (B) e ipotizzato un'altezza (H) pari alla larghezza più significativa della porzione di muratura poggiate sul terreno corrispondente a 1,2 metri, all'incirca in linea con le profondità delle fondazioni di quel periodo.

Dal valore del modulo elastico è possibile definire la capacità portante del terreno

$q_{amm}$  secondo le seguenti espressioni presenti in letteratura:

$$q_{amm} = \frac{N_{spt}}{F_1} \cdot K_d \quad B \leq F4$$

$$q_{amm} = \frac{N_{spt}}{F_2} \cdot \left(\frac{B+F_3}{B}\right)^2 \quad B > F4$$

$$q_{amm} = \frac{N_{spt}}{F_2} \cdot K_d$$

$$q_{amm} = \frac{30 \cdot N_{spt}}{FS}$$

Dove:

$$K_d = 1 + 0,33 \cdot \frac{H}{B} \quad \text{Costante adimensionale;}$$

$$F1 = 0,05; F2 = 0,08; F3 = 0,3; F4 = 1,2 \quad \text{costanti adimensionali;}$$

$$FS = 2,3 \quad \text{fattore di sicurezza.}$$

Il valore di  $q_{amm}$  utilizzato per il terreno in esame è pari alla media dei valori ottenuti con le precedenti espressioni e risulta:

$$q_{amm} = 345,8 \text{ kN/m}^2 \quad B \leq F4$$

$$q_{amm} = 297,4 \text{ kN/m}^2 \quad B > F4$$

La costante di sottofondo  $K_s$  è stata calcolata come la media dei valori ottenuti dalle due seguenti espressioni:

$$K_s = 40 \cdot FS \cdot q_{amm}$$

$$K_s = \frac{E_s}{B \cdot (1 - \mu^2)}$$

Dove:

FS = 2,3      fattore di sicurezza;

Es:            modulo elastico del terreno;

B:             larghezza della fondazione;

$\mu = 0,35$       coefficiente di viscosità del terreno.

Si riportano alcuni risultati relativi agli spessori murari più comuni:

$$K_s = 125433,836 \text{ kN/m}^3 \quad (B = 60\text{cm})$$

$$K_s = 108969,506 \text{ kN/m}^3 \quad (B = 80\text{cm})$$

$$K_s = 99090,908 \text{ kN/m}^3 \quad (B = 100\text{cm})$$

$$K_s = 82927,35 \text{ kN/m}^3 \quad (B = 125\text{cm})$$

Per ottenere la rigidezza delle molle in direzione verticale da inserire nel modello la costante di sottofondo deve essere moltiplicata per la larghezza della fondazione (B) e per l'interasse tra i vincoli (i) (tanto più è ridotto l'interasse delle molle tanto meglio è approssimata la condizione ideale di suolo elastico).

$$K_z = K_s \cdot B \cdot i$$



$$K_x, K_y = K_z/4$$

dove:

$i = 0,35$       distanza media tra le mesch.

Per quanto riguarda il terreno di tipo B in assenza di una affidabile campionatura ci si è affidati a dati tratti dalla bibliografia, e prendendo dei valori medi. Tale trattazione è però di natura esclusivamente qualitativa data la grande ampiezza dell'intervallo dei valori considerati.

Trattandosi di un terreno formato in parte da un ammasso di roccia affiorante, ed in parte da argille molto compatte si è scelto di impiegare una rigidità pari a 4,8 kg/cm

Terreno	Minimo (Kg/cm <sup>3</sup> )	Massimo (Kg/cm <sup>3</sup> )
Sabbia sciolta	0.48	1.60
Sabbia mediamente compatta	0.96	8.00
Sabbia compatta	6.40	12.80
Sabbia argillosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia limosa mediamente compatta	2.40	4.80
Sabbia e ghiaia compatta	10.00	30.00
Terreno argilloso con $q_u < 2 \text{ Kg/cm}^2$	1.20	2.40
Terreno argilloso con $2 < q_u < 4 \text{ Kg/cm}^2$	2.20	4.80
Terreno argilloso con $q_u > 4 \text{ Kg/cm}^2$	>4.80	

**Figura 3.3-3:** Valori indicativi della costante di Winkler k

Le rigidità trovate, vengono di volta in volta moltiplicate per la larghezza del muro (alla quale vien approssimata la base delle fondamenta) e per il passo delle maschi.

### **3.4 Fattore di confidenza e caratteristiche dei materiali**

È importante ricordare che il progetto strutturale dell'edificio spesso non risulta disponibile in quanto la norma vigente fino al 1971, il R.D. n. 2229 del 16 Novembre 1939, prevedeva, all'art. 4 del Capitolo I, soltanto l'obbligo per i costruttori di presentare, prima dell'inizio dei lavori, denuncia alla Prefettura della provincia, allegando una copia del progetto di massima, il quale non conteneva nessun dettaglio ma soltanto dimensioni e caratteristiche principali dell'edificio da realizzare.

Al termine dei lavori, per ottenere la licenza d'uso della costruzione, il committente doveva poi presentare il certificato di collaudo delle opere alla Prefettura.

Soltanto a seguito della legge 5 Novembre 1971, n. 1086, “ Norma per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio, normale o precompresso ed a struttura metallica ” è stato disposto, all'art. 4, l'obbligo di depositare il progetto esecutivo ed i calcoli statici presso l'ufficio competente del Genio Civile (ora sostituito dal corrispondente Ufficio regionale) all'atto della denuncia dei lavori.

Pertanto, l'individuazione della quantità e della disposizione delle armature, nel caso di edifici in C.A. o misti, oppure della tessitura e della tipologia costruttiva dei setti murari in edifici in muratura, costituisce un grosso problema per la cui soluzione è necessario adottare procedure di valutazione che consentano di individuare i dettagli costruttivi in maniera sufficientemente affidabile ma non eccessivamente oneroso.

Il caso in esame, presenta elementi che in parte si possono presumere risalenti al 1200, con varie aggiunte nei secoli, e strutturalmente adeguato in altri interventi intorno ai primi anni 70 e nel 1996, rientra comunque nella categoria di edifici, di cui non è stato possibile ottenere informazioni esaustive di carattere strutturale e in particolar modo relative alla tessitura ed al metodo costruttivo dell'organismo strutturale.

La soluzione a tale problema sono delle Verifiche in-situ con adeguate tecnologie volte a scannerizzare la struttura della muratura;

Data l'onerosità dell'intervento in sito, il processo d'analisi strutturale si è limitato all'individuazione delle tessiture murarie operando distacchi d'intonaco e classificando le tipologie murarie. In questo modo incrociando le tipologie di murature riscontrate nel palazzo Centurione, con i dati riportati in norma per le più comuni tipologie di materiali impiegate, sono state desunte informazioni decisive per la determinazione delle caratteristiche fondamentali della muratura, seppur in maniera approssimativa.

#### 3.4.1 Livello di conoscenza

La normativa italiana, ben conscia delle problematiche legate alla conoscenza dei fabbricati esistenti prevede differenti livelli di conoscenza. I livelli di conoscenza variano in funzione del numero e del tipo di indagini (visive, prove non distruttive, prove distruttive) effettuate sul fabbricato. Una volta stabilito il “livello di conoscenza” (LC) posseduto ed il rispettivo “fattore di confidenza” (FC), come indicato nella Tabella C8.A.1.1 della Circolare Esplicativa alle NTC 2008 (Tab. 3.2) è possibile determinare le caratteristiche del materiale da impiegarsi in sede di calcolo.

LC	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	FC
1	Rilievo muratura, volte, solai, scale.	Verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C.8A.2.1. Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C.8A.2.1.	1.35
2	Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete.	Verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio di Tabella C.8A.2.1. Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C.8A.2.1.	1.20
3	Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	Verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive <b>Caso a) disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza</b> Resistenza: media dei risultati delle prove. Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C.8A.2.1. <b>Caso b) disponibili 2 valori sperimentali di resistenza</b> Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 - caso a). <b>Caso c) disponibile 1 valore sperimentale di resistenza</b> Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 - caso a).	1.00

**Figura 3.4-1:** Estratto di tabella C8.A.1.1

Nonostante il gran numero di prove nel caso preso in esame, non si possiedono prove sui materiali, quindi si dovrebbe impiegare un livello di conoscenza pari a 1. In questa sede, in cui la trattazione dei dati è di natura puramente teorica, e dato il gran numero saggi che si sono effettuati, si è scelto comunque di impiegare un livello di conoscenza 2. Si rimanda comunque in futuro a più accurate analisi per desumere le caratteristiche dei materiali con maggior accuratezza, con l'impiego di prove in situ e prove di laboratorio su campioni prelevati, al fine di riuscire meglio a sfruttare le caratteristiche dell'immobile.

### 3.4.2 Muratura

Facendo riferimento all'allegato C8A.2.- tipologie e relativi parametri meccanici delle murature, riportato nella circolare applicativa, e considerando le classificazioni introdotte dalla tabella C8A.2.1<sup>2</sup>, della quale se ne riporta solo un estratto in tabella 1, utile ai fini del caso in esame, è stato possibile ricavare i valori fondamentali delle caratteristiche meccaniche.

Tali caratteristiche fanno riferimento a condizioni predeterminate, ovvero qualora la malta abbia scarsa resistenza, assenza di listature, paramenti mal collegati, muratura non consolidata, ma con tessitura a regola d'arte.

<b>Tipologia Muraria</b>	<b>f<sub>m</sub></b>	<b>T<sub>0</sub></b>	<b>E</b>	<b>G</b>	<b>W</b>
Muratura in pietrame	100	2	690	230	19
disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	180	3,2	1050	350	

**Tabella 3.4-1:** Tipologie e parametri meccanici delle murature [KN/m<sup>2</sup>] e W [KN/m<sup>3</sup>]

Dove:

**f<sub>m</sub>** = Resistenza media a compressione

**T<sub>0</sub>** = Resistenza media – caratteristica al taglio

**E** = Modulo di elasticità normale

**G** = Modulo di elasticità tangenziale

**W** = Peso specifico

I coefficienti così considerati sono stati in seguito modificati tramite dei parametri correttivi che inducono ad ottenere un risultato più prossimo a

---

<sup>2</sup> Valori di riferimento dei parametri meccanici, minimi e massimi, e peso specifico medio per diverse tipologie murarie

ciò che effettivamente potrebbe essere la reale situazione dell'elemento in questione.

<b>Tipologia</b>	1	2	3	4	5	6	7
<b>Muraria</b>							
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1	1,5	0,5	2	2,5

**Tabella 4.4.b:** Coefficienti correttivi dei parametri meccanici delle murature

Dove:

- 1 = Malta buona
- 2 = Giunti sottili
- 3 = Ricorsi o listature
- 4 = Connessione trasversale
- 5 = Nucleo scadente o ampio
- 6 = Iniezioni miscele o leganti
- 7 = Intonaco Armato

Vi è inoltre da tenere di conto di un ulteriore diminuzione delle caratteristiche dei materiali, quale ci viene richiesta dalla normativa al capitolo 7.2.6, difatti viene richiesto di tenere di conto dei fenomeni di fessurazione. In caso non siano effettuate analisi più specifiche, la rigidità flessionale e a taglio degli elementi in muratura, cemento armato e acciaio da calcestruzzo, può essere ridotto fino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Tale diminuzione è stata effettuata in maniera progressiva con il salire dell'altezza come riportato in tabella. Dato che il programma non

permette di modificare la rigidezza si è preferito modificare il modulo elastico  $E$ , a cui la rigidezza è legata in maniera direttamente proporzionale.

	% di rigidezza	$E$ modificato [KN/m <sup>2</sup> ]
Piano terra	-10%	783 000
Piano ammezzato	-10%	783 000
Piano primo	-25%	652 500
Piano secondo	-45%	478 500

In seguito verranno riportate le caratteristiche dei materiali, adoperando una classificazione sia funzionale che prestazionale.

#### **Caratteristiche non ridotte**

$f_m$ = Resistenza media a compressione	1400 [KN/m <sup>2</sup> ]
$T_0$ = Resistenza media – caratteristica al taglio	26 [KN/m <sup>2</sup> ]
$E$ = Modulo di elasticità normale	870 000 [KN/m <sup>2</sup> ]
$G$ = Modulo di elasticità tangenziale	290000 [KN/m <sup>2</sup> ]
$W$ = Peso specifico	19 [KN/m <sup>2</sup> ]

Questi valori saranno moltiplicati i coefficienti correttivi, quindi per 1,5 (coefficiente associato alla malta di buona qualità) e per 0,5 (coefficiente associato a muri larghi o con nucleo scadente).

#### **Piano terra:**

Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)

$f_m$ = Resistenza media a compressione	997,5 [KN/m <sup>2</sup> ]
$T_0$ = Resistenza media – caratteristica al taglio	18,52 [KN/m <sup>2</sup> ]
$E$ = Modulo di elasticità normale	588 881,3 [KN/m <sup>2</sup> ]
$G$ = Modulo di elasticità tangenziale	206 625 [KN/m <sup>2</sup> ]
$W$ = Peso specifico	19 [KN/m <sup>2</sup> ]

**Piano ammezzato:**

Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)

$f_m$ = Resistenza media a compressione	945 [KN/m <sup>2</sup> ]
$T_0$ = Resistenza media – caratteristica al taglio	17,55 [KN/m <sup>2</sup> ]
$E$ = Modulo di elasticità normale	557 887,5 [KN/m <sup>2</sup> ]
$G$ = Modulo di elasticità tangenziale	195 750 [KN/m <sup>2</sup> ]
$W$ = Peso specifico	19 [KN/m <sup>2</sup> ]

**Piano primo:**

Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)

$f_m$ = Resistenza media a compressione	787,5 [KN/m <sup>2</sup> ]
$T_0$ = Resistenza media – caratteristica al taglio	14,625 [KN/m <sup>2</sup> ]
$E$ = Modulo di elasticità normale	464 906,3 [KN/m <sup>2</sup> ]
$G$ = Modulo di elasticità tangenziale	163 125 [KN/m <sup>2</sup> ]
$W$ = Peso specifico	19 [KN/m <sup>2</sup> ]

**Piano secondo:**

Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)

$f_m$ = Resistenza media a compressione	577,5 [KN/m <sup>2</sup> ]
$T_0$ = Resistenza media – caratteristica al taglio	10,725 [KN/m <sup>2</sup> ]
$E$ = Modulo di elasticità normale	340 931 [KN/m <sup>2</sup> ]
$G$ = Modulo di elasticità tangenziale	119 625 [KN/m <sup>2</sup> ]
$W$ = Peso specifico	19 [KN/m <sup>2</sup> ]

### 3.4.3 Cemento Armato

Avendo solo dei alcuni disegni inerenti l'intervento svoltisi nel 1995, in cui non sono riportate informazioni qualitative specifiche rispetto ai materiali impiegati. Per tener conto dei contributi in rigidità degli elementi in C.A. si è scelto di impiegare in sede di progetto, dei materiali riportati nella normativa attuale, di cui si conoscono le caratteristiche. Tali materiali sono stati scelti cautelativamente tra quelli con caratteristiche abbastanza basse, ma plausibilmente verosimili.



Per quanto riguarda il cemento armato si è ipotizzato l'impiego di un C16/20 avente

$$f_{ck} = 16 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Si può quindi calcolare la resistenza di calcolo caratteristica  $f_{cd}$ , che risulta:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} * f_{ck}}{\gamma_c} = 8,53 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Con  $\alpha = 0,8$  e  $\gamma = 1,5$

Si ha inoltre

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 24 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

$$E = 22\,000 * (f_{cm} / 10)^{0,3} = 28\,608 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Si è considerata un peso specifico di  $24 \text{ KN/m}^3$

Grossa incognita degli elementi realizzati in cemento armato rimane il numero, la qualità e la disposizione delle armature. Rimandando a futuri saggi tesi a comprendere questi dati, ad oggi assenti in questa tesi si sono trattati solo alcuni elementi in cemento armato e solo in fase di progetto.

#### 3.4.4 Acciaio

Per quanto riguarda gli elementi strutturali in acciaio, in questa sede si è scelto di rappresentarli come realizzati in S235. Che presenta come suggerisce il nome valore della tensione caratteristica a snervamento  $f_{yk} = 235 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ .

In tale sede si è inoltre considerato

$$\text{Modulo elastico} \quad E = 21000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

Modulo di elasticità trasversale	$G = E/[2(1+\gamma)] = 8\,076,9 \text{ [N/mm}^2\text{]}$
Coefficiente di Poisson	$\gamma = 0,3$
Densità	$\rho = 7850 \text{ [kg/m}^3\text{]}$

### 3.5 Analisi dei carichi

Le azioni che si prendono in considerazione nelle verifiche di sicurezza sono definite nelle NTC 2008 ai capitoli 2 e 3.

Le azioni possono essere classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo

a) Permanenti (G): agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali ( $G_1$ )
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ )

b) Variabili (Q): agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) Azioni sismiche (E): azioni derivanti da terremoti

### 3.5.1 Peso proprio degli elementi strutturali $G_1$

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato assegnato direttamente dal programma di calcolo in base al materiale costituente l'elemento in questione, nello specifico si riporta:

- Muratura con ciottoli di fiume      24       $\text{KN/m}^3$
- Elementi in acciaio                      78,5       $\text{KN/m}^3$
- Elementi in calcestruzzo armato      24       $\text{KN/m}^3$

### 3.5.2 Peso proprio degli elementi non strutturali $G_2$

I pesi delle varie tipologie di orizzontamenti sono stati assegnati di volta in volta agli elementi strutturali di competenza o come carichi distribuiti su area nel caso delle volte, o come carichi distribuiti per unità di lunghezza nel caso delle travi.

#### 3.5.2.1 Riempimenti Volte

I pesi dei riempimenti delle volte sono stati valutati in maniera forfettaria tenendo conto della geometria del volume di riempimento e degli spessori dei saggi effettuati.

I volumi ricavati sono stati poi moltiplicati per il peso specifico del materiale di riporto, stimato come  $1300 \text{ Kg/m}^3$ .

A questi volumi sono stati aggiunti il

peso della caldana non armata       $1,5 \text{ KN/m}^2$

peso della pavimentazione       $0,5 \text{ KN/m}^2$

Considerando che gli spessori dei riempimenti delle varie non presentano grosse differenze, si sono omologati come seguono.

Volta a crociera       $4 \text{ KN/m}^2$

Padiglione                    5,5 KN/m<sup>2</sup>

volte a Botte                5 KN/m<sup>2</sup>

### 3.5.3 Carichi variabili

I carichi variabili sono legati alla destinazione d'uso dell'opera e sono definiti al § 3.1.4 delle NTC 2008. Nel caso in esame avremo:

- Cat. C.1 Ospedali, caffè, banche, scuole  $q_k=3.00 \text{ kN/m}^2$
- Cat. C.2 Balconi, ballatoi, scale comini, scale convegni  $q_k=4.00 \text{ kN/m}^2$
- Cat. H.1 Coperture e sottotetti accessibili per la sola manutenzione  $q_k=0.50 \text{ kN/m}^2$

### 3.5.4 Azione della neve

Sito del progetto: Aulla (MS)

Classificazione del sito: Zona II

Altitudine del sito: 64 m slm

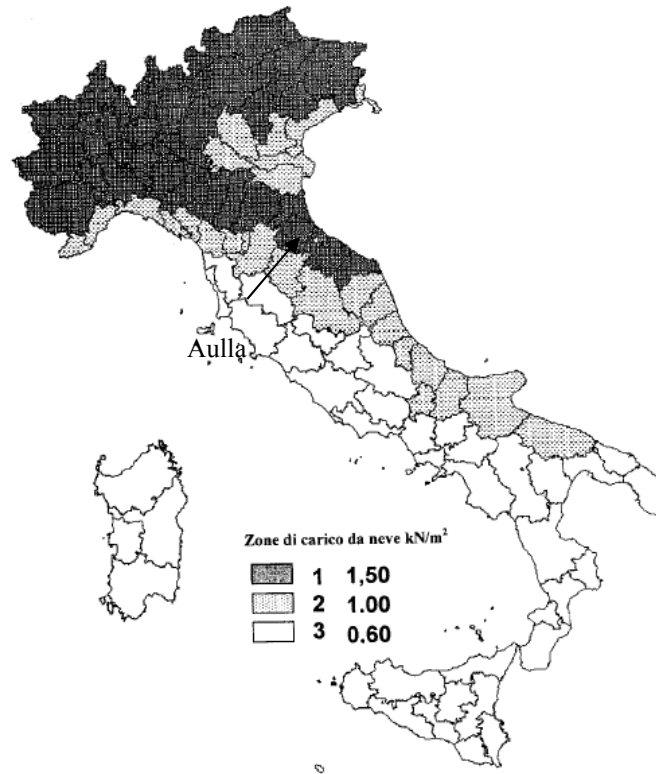


Figura 3.5-1: Zone di classificazione neve

Angolo di falda	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
Coefficiente di forma $\mu_1$	0,8	$0,8 (60 - \alpha)/30$	0,0

Figura 3.5-2: Coefficienti per coperture monofalda ( $\mu_1$ )

Il carico neve sulle coperture sarà valutato con la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i * q_{sk} * C_e * C_t$$

dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico neve al suolo;
- $C_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$  è il coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Per i valori di  $C_e$  e  $C_t$  si sono considerati pari a 1.

Mentre per le coperture, adiacenti a falde più alte, sotto l'ipotesi di presenza di vento, tale da poter trasportare una parte del carico della neve presente sulle suddette falde, si farà riferimento al punto C.3.4.5.6 della circolare applicativa proposta dalla Normativa NTC 2008.

dove:

- $q_s$  è il carico neve sulla copertura;
- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura;
- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico neve al suolo;
- $C_e$  è il coefficiente di esposizione;
- $C_t$  è il coefficiente termico.
- $\mu_s$  è il coefficiente di forma per il carico neve dovuto allo scivolamento, nel nostro caso da assumersi metà del carico totale massimo sulla falda della copertura superiore, si avrà quindi  $\mu_s = 0,4$
- $\mu_w$  è il coefficiente di forma dovuto alla redistribuzione del carico dovuto al vento

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Per i valori di  $C_e$  e  $C_t$  si sono considerati pari a 1.

### Determinazione carico neve al suolo:

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

Dal punto 3.4 del DM 14/01/2008 si ricava che

$a_s < 200$  m      Zona II

$q_{sk} = 1,00$  KN/m<sup>2</sup>

### Determinazione coefficiente di forma:

$\alpha_1 = \alpha_2 = 20^\circ$        $\mu = 0,8$  ( dato che  $\alpha$  ha un valore inferiore a  $30^\circ$  )

### Carico neve sulle falde inclinate:

Si è assunto per le falde di copertura al piano secondo un carico

$q_{s1} = 0,8 * 1 * 1 * 1 = 0,8$  (KN/m<sup>2</sup>)

assegnato secondo il seguente schema di carico

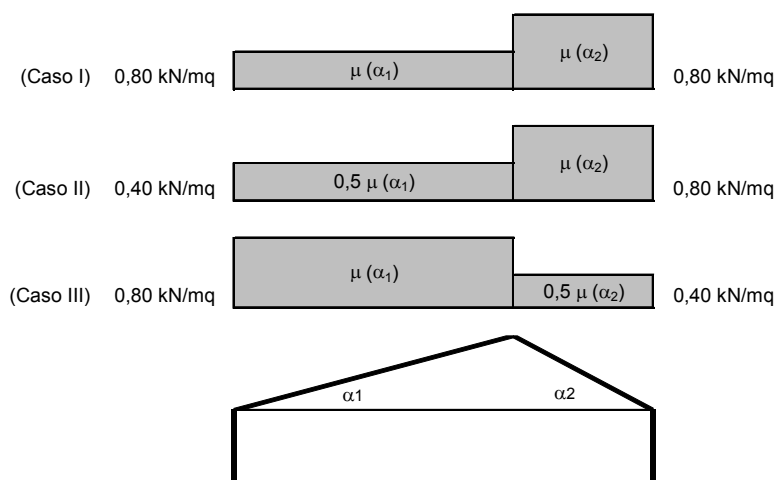


Figura 3.5-3: Distribuzione carico neve su un tetto a falde

## Carico neve sulla copertura al piano primo sotto la copertura del piano secondo

Si è fatto riferimento al caso riportato in circolare al paragrafo C 3.4.5.6.

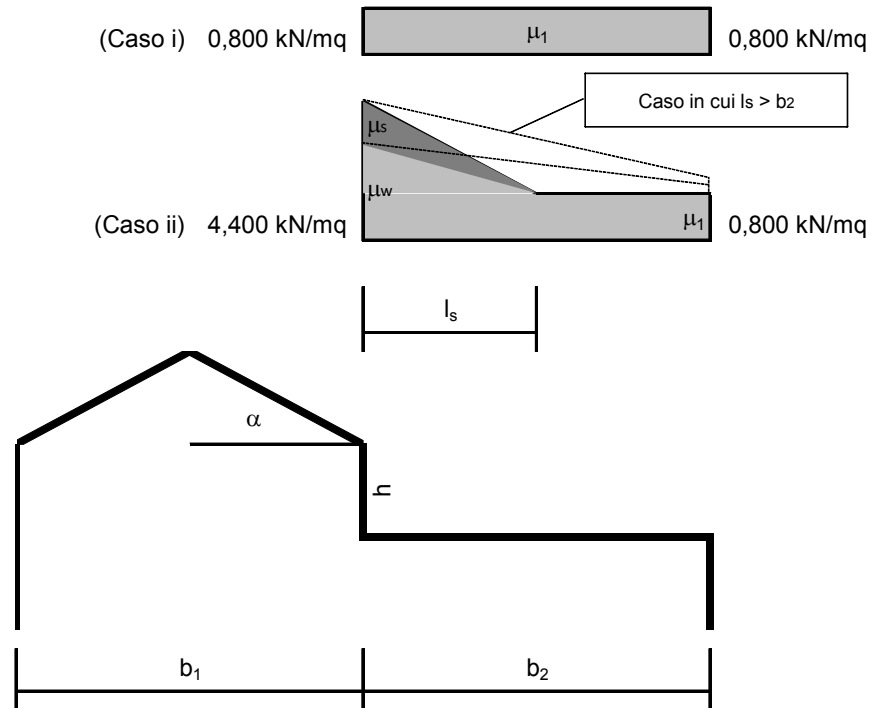


Figura 3.5-4: Distribuzione impiegata per il tetto presente al piano primo

In cui

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_{tot} = 4,4$$

in cui  $\mu_s = 0,4$

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h = 4$$

per semplicità si è fatto riferimento al caso di  $l_s > b_2$  anche se così non è nella realtà essendo questa una semplificazione a favore di sicurezza.



### 3.5.5 Azione del vento

Sito del progetto: Massa - Carrara (MS)

Classificazione del sito: Zona III

Classe di rugosità A

Altitudine del sito:  $a_s = 10$  mslm



**Figura** Errore. Per applicare 0 al testo da visualizzare in questo punto, utilizzare la scheda Home.-95: Localizzazione edificio

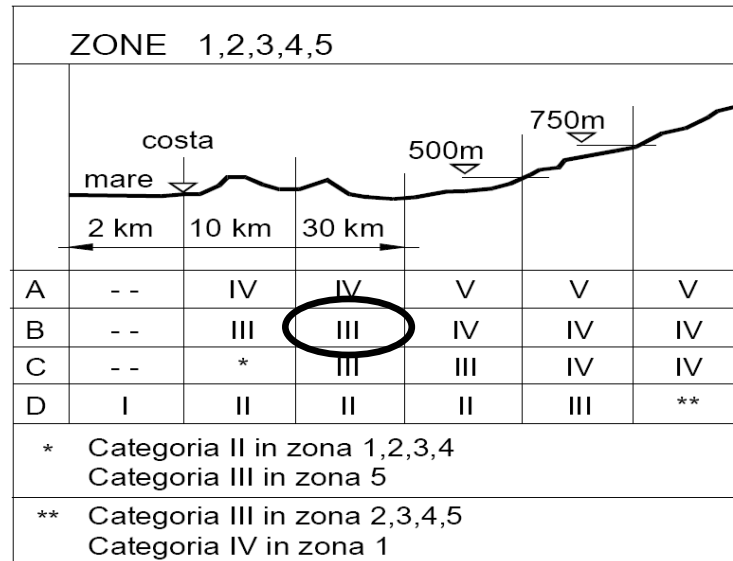


Figura 3.5-6: Individuazione della zona

Classi di rugosità del terreno (terrain)	Descrizione
A	Aree urbane dove almeno il 15% è coperto con edifici e la loro altezza media supera 15 m.
B	Aree urbane (eccetto la classe A), suburbane, industriali e boschive.
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, edifici, muri, recinzioni ...); aree che non è possibile definire nelle classi A, B.
D	Aree senza o con rari ostacoli isolati (terreni aperti, aeroporti, terreni agricoli, pascoli, terre paludose o sabbiose, neve, ghiaccio, laghi, mari, ...).

La rugosità del terreno (terrain) non dipende dalla topografia e dall'orografia.  
Le classi A, B si applicano ai siti circondati da questi terreni in tutte le direzioni per almeno 1 Km e comunque non meno di 20 volte l'altezza dell'edificio.

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti.

Le azioni statiche del vento si traducono in 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.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

$q_b$  è la pressione cinetica di riferimento

$c_e$  è il coefficiente di esposizione

$c_p$  è il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento;

$c_d$  è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali. (=1)

La pressione cinetica di riferimento  $q_{ref}$  (in  $N/m^2$ ) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 456,3 (N/m^2)$$

dove:

$v_{ref}$  è la velocità di riferimento del vento (in m/s).

La velocità di riferimento  $V_{ref}$  è il valore massimo, riferito ad un intervallo di ritorno di 50 anni, della velocità del vento misurata a 10 m dal suolo su un terreno di III categoria e mediata su 10 minuti. In mancanza di adeguate indagini statistiche è data dall'espressione:

$$V_{ref} = V_{ref,0}$$

per  $a_s \leq a_0$

$$V_{\text{ref}} = V_{\text{ref},0} + k_a \cdot (a_s - a_0)$$

per  $a_s > a_0$

dove:

$V_{\text{ref},0}$   
 $a_0$   
 $k_a$

} sono dati in funzione della zona ove sorge la costruzione;

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$V_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ (m)	$K_a$ (1/s)
3	Toscana	27	500	0,02

### Coefficiente di esposizione:

Il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza della costruzione  $z$  sul suolo, dalla rugosità e dalla topografia del terreno, dall'esposizione del sito ove sorge la costruzione, è dato dalla seguente formula:

$$c_e(z) = c_e(z_{\text{min}}) \quad \text{per } z < z_{\text{min}}$$

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z \geq z_{\text{min}}$$

Il dato  $z_{\text{min}}$  è ricavato dalle tabella in normativa che viene riportata per completezza nella parte sottostante

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ (m)	$z_{min}$ (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Poiché  $z = 17$  m risulta che  $z \geq z_{min}$ , in quanto dalla tabella possiamo constatare che  $z_{min}$  risulta essere 5 m

L'equazione della quale ci serviamo per ricavare il coefficiente di esposizione  $c_e(z)$  sarà quindi:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[ 7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right]$$

dove:

$k_r$ , } sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del  
sito ove  
 $z_0$  } sorge la costruzione  
 $z_{min}$ ; dato anch'esso assegnato dalla normativa  
 $c_t$      coefficiente di topografia

In mancanza di analisi che tengano in conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno.

Si ha quindi  $c_e$  che varia in funzione dell'altezza

**Coefficiente di topografia:**

$c_t$  è posto di regola pari a 1 sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose, montane.

La circolare 01 04-07-1996 riporta le leggi di variazione di  $c_e$  per le diverse categorie di esposizione, nel caso di coefficiente di topografia  $c_t=1$ .

### **Coefficiente di forma:**

Nella normalità dei casi si assume come coefficiente di espansione esterna:

Pareti sopravvento :  $C_{pe} = +0,8$

Pareti sottovento :  $C_{pe} = -0,4$

Coefficiente che va combinato assieme al coefficiente d'espansione interna, da considerare con segno favorevole alla creazione della situazione di carico più gravosa; in particolare per costruzioni che hanno o possono avere in condizioni eccezionali una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale :

$C_{pi} = + 0,8$  quando la parete aperta è sopravvento,

Inoltre considerando la limitazione fornita dalla normativa a riguardo delle costruzioni aventi una parete con aperture di superficie  $< 33\%$  di quella totale, si deve sommare il contributo dell'espansione interna dell'azione del vento pari a  $+ 0.2$  all'azione del vento radente sulla copertura e sulle pareti in questione.

Contributo dell'espansione interna

$C_{pi} = \pm 0.2$

Falda avente inclinazione  $\alpha = 30^\circ$

- sopravvento :  $C_{pe} = -0,1$

Falda avente inclinazione  $\alpha = 30^\circ$

- sottovento :  $C_{pe} = 0,4$

Parete verticale investita direttamente dall'azione

- sopravvento :  $C_{pe} = 0.8$

Inoltre considerando la limitazione fornita dalla normativa a riguardo delle costruzioni aventi una parete con aperture di superficie  $\leq 33\%$  di quella totale, si deve sommare il contributo dell'espansione interna dell'azione del vento

Contributo dell'espansione interna

- $C_{pi} = \pm 0,2$

### 3.5.6 Azione Sismica

L'azione sismica di progetto dipende dalla vita utile della costruzione, dalla pericolosità sismica di base del territorio nel quale è realizzato il fabbricato e dalle caratteristiche del suolo locale.

Il D.M. 14/01/2008, definisce la pericolosità sismica di base alla probabilità di eccedenza  $P_{vr}$  nel periodo  $V_r$ <sup>3</sup>, in ragione delle accelerazioni orizzontali massime attese  $a_g$  e di altri due parametri che consentono di definire lo spettro di risposta elastico relativo ad un sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale.

Le specificità del terreno locale, vengono introdotte in seguito, mediante ulteriori parametri in grado di modificare il precedente spettro.

---

<sup>3</sup> Il periodo di riferimento viene calcolato moltiplicando la vita nominale della struttura per la sua classe d'uso

### **Pericolosità sismica di base**

I parametri che consentono di definire la pericolosità sismica di base e quindi lo spettro di risposta elastico, relativo ad un suolo di categoria A sono i seguenti:

$a_g$  = Accelerazione massima orizzontale del terreno

$F_o$  = 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

Il D.M. 14/01/2008 fornisce, per ogni nodo del reticolo di riferimento, i suddetti tre parametri in funzione del periodo di ritorno  $T_r$ .

Quest'ultimo è noto una volta fissata la probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_r$  in particolare la vita nominale della struttura rappresenta il numero di anni per cui la stessa dovrà poter essere utilizzata per la destinazione d'uso a cui è stata pensata.

In seguito verrà riportata una tabella esplicativa in cui saranno riportati valori utili per la determinazione della vita nominale della struttura



N.	Tipo di costruzione	Vita nominale – Vn - Anni
1	Opere provvisorie	$\leq 10$
2	Opere ordinarie, opere infrastrutturali di dimensioni contenute o di importanza normale	$\geq 50$
3	Grandi opere, opere infrastrutturali o di importanza strategica	$\geq 100$

**Tabella 3.5-1:** vita nominale della struttura

La classe d'uso della struttura, ed il relativo coefficiente d'uso sono legati alle conseguenze di collasso e di operatività della struttura.

Classe I : Costruzioni con la presenza occasionale di persone ed edifici agricoli

Classe II: Costruzioni con normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente, senza funzioni pubbliche sociali essenziali ecc..

Classe III : Costruzioni con affollamenti significativi; industrie con attività nocive all'ambiente

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità;

In seguito verrà riportata una tabella esplicativa in cui saranno riportati valori utili per la determinazione della classe d'uso [§2.4.3]

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coeff. CU	0,7	1,0	1,5	2,0

**Figura 3.5-7:** Tabella per la classe d'uso

Il periodo di riferimento sismico viene così definito, come già accennato, dal prodotto fra il coefficiente fornito dalla classe d'uso e la vita di riferimento della struttura, che nell'analisi in oggetto fornisce la seguente:

$$V_r = V_n \times C_u = 75$$

La probabilità di superamento  $P_{VR}$  dello stato limite di progetto nel predetto periodo di riferimento, è definito al [§3.2.1] in questo modo:

Stato limite di Danno ..... 63%

Stato limite di Salvaguardia della vita ..... 10%

Quindi:

$$SLD = 0,63$$

$$SLV = 0,10$$

Il periodo di ritorno, si ottiene dalla canonica formula introdotta nella normativa, e derivante dallo sviluppo di Poisson, in cui i fattori appena citati, si rapportano tra loro mediante funzione logaritmica [§C3.2.1]:

$$T_r = - V_r / \ln (1 - P_{VR})$$

**Tabella C.3.2.1.-** Valori di  $T_R$  espressi in funzione di  $V_R$

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno $T_R$ al variare del periodo di riferimento $V_R$
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	<sup>(2)</sup> $30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni}^{(1)}$

**Figura 3.5-8:** Tabella con i valori di  $T_R$  in funzione di  $V_r$  (§C.3.2.1)

$$T_r, \text{ SLD} = \quad 75 \quad \text{anni}$$

$$T_r, \text{ SLV} = \quad 712 \quad \text{anni}$$

Il calcolo dei parametri sismici è stato svolto da qui in seguito mediante il programma di calcolo Spettri NTC ver. 1.03, messo a disposizione all'interno del sito web del consiglio superiore dei lavori pubblici, il quale automaticamente interpreta i dati di input grafici e decisionali, operando le interpolazioni logaritmiche, ed offrendo come risultato i parametri cercati.

Dal programma di calcolo sono stati estrapolati i seguenti dati, utili per la determinazione dello spettro di risposta.

Stato Limite	$T_r$	$A_g$	$F_o$	$T_c^*$
SLO	45	0,062	2,440	0,250
SLD	75	0,082	2,446	0,259
SLV	712	0,199	2,401	0,287
SLC	1462	0,252	2,402	0,300

In seguito verranno riportate le immagini relative al programma stesso, utili per dedurre i dati fondamentali al calcolo :

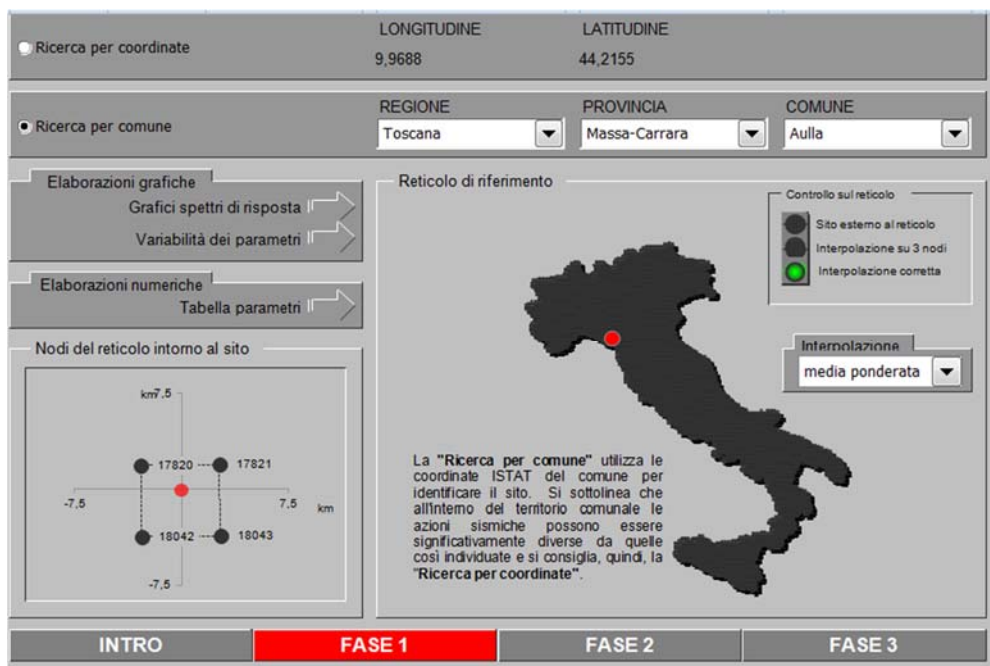
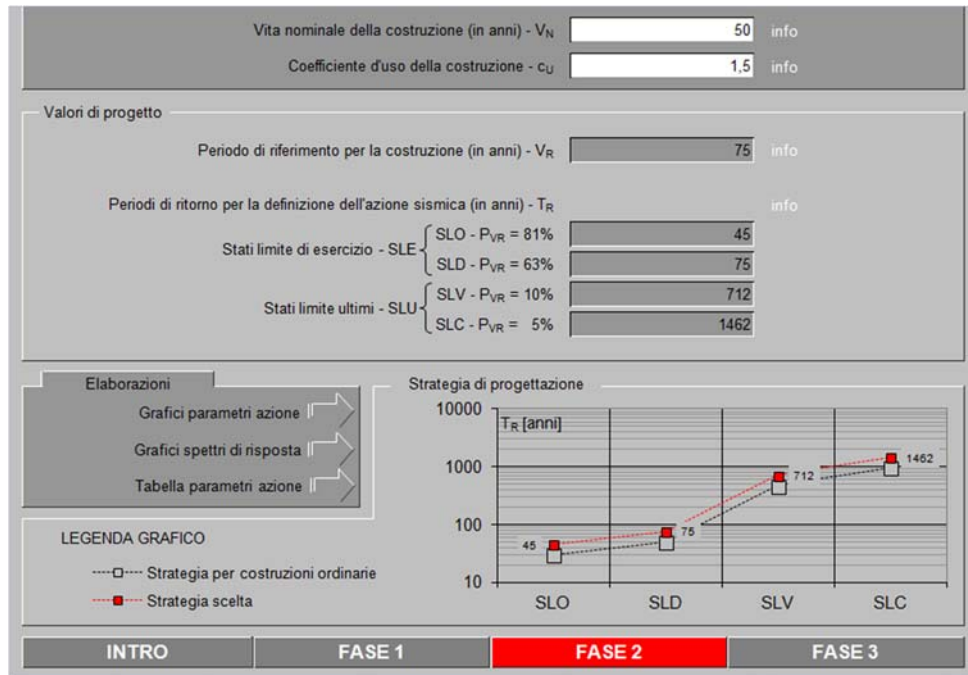


Figura 3.5-9: Schermata di localizzazione



## Determinazione dello spettro di risposta elastico e di progetto della componente orizzontale

Gli spettri di accelerazione  $S_d(T)$  che si adoperano per il progetto o la verifica delle strutture per gli stati limite di esercizio e quelli ultimi, derivano da quelli elastici, opportunamente ridotti.

Le capacità dissipative dell'energia del sistema oscillante vengono considerate con l'introduzione di un fattore riduttivo di struttura ( $q$ ) delle forze elastiche, legato strettamente alle caratteristiche di regolarità e tipologia strutturale.

In particolare si ha :

$$q = q_0 \times K_r$$

dove:

$K_r =$  è legato alla regolarità in altezza della struttura, che nel caso in esame, risultando un fabbricato non regolare in altezza assume un valore pari a  $K_r = 0,8$

$q_0 =$  rappresenta il valore massimo del fattore di struttura; esso dipende dalla duttilità del materiale ed è legato al rapporto tra il valore di accelerazione sismica che determina la labilità della struttura ( $\alpha_u$ ) e quello che determina lo stato ultimo a flessione del primo elemento ( $\alpha_1$ ).

Il D.M. 14/01/2008 permette di calcolare questi fattori in modo semplificato, i coefficienti vengono così definiti [§C.8.7.1.2]:

$q = 1,5 * (\alpha_u / \alpha_1)$  per edifici non regolari in elevazione

$(\alpha_u / \alpha_1) = 1,5$

$$q = 2,25$$

Gli spettri di risposta elastici (per azioni orizzontali e verticali), espressi in termini di accelerazione, sono riferiti ad uno smorzamento convenzionale del 5% del valore critico, e suolo rigido tipo A.

Come precedentemente accennato, lo spettro di progetto fa riferimento allo spettro di risposta elastico abbattuto del fattore di struttura  $q$ , innanzi calcolato.

Per la determinazione di tali spettri, si è fatto uso del programma offerto dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Spettri NTC ver. 1.03, il quale ha fornito i seguenti risultati, in concordanza con le aspettative delle NTC 2008:

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

### Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

### Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info

$S_s =$  1,200

$C_o =$  1,411 info

Categoria topografica **T1** info

$W_H =$  0,000

$S_T =$  1,000 info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

### Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) 5

$\eta =$  1,000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_s =$  2,25

Regol. in altezza **no** info

### Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q_v =$  1,5

$\eta =$  0,667 info

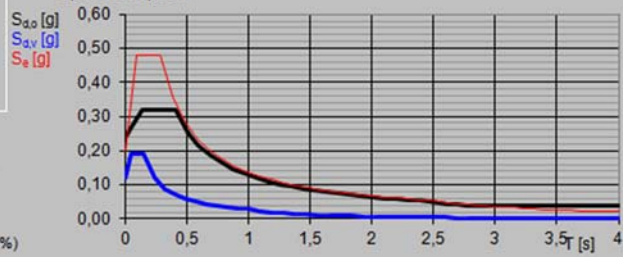
### Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

### Spettri di risposta



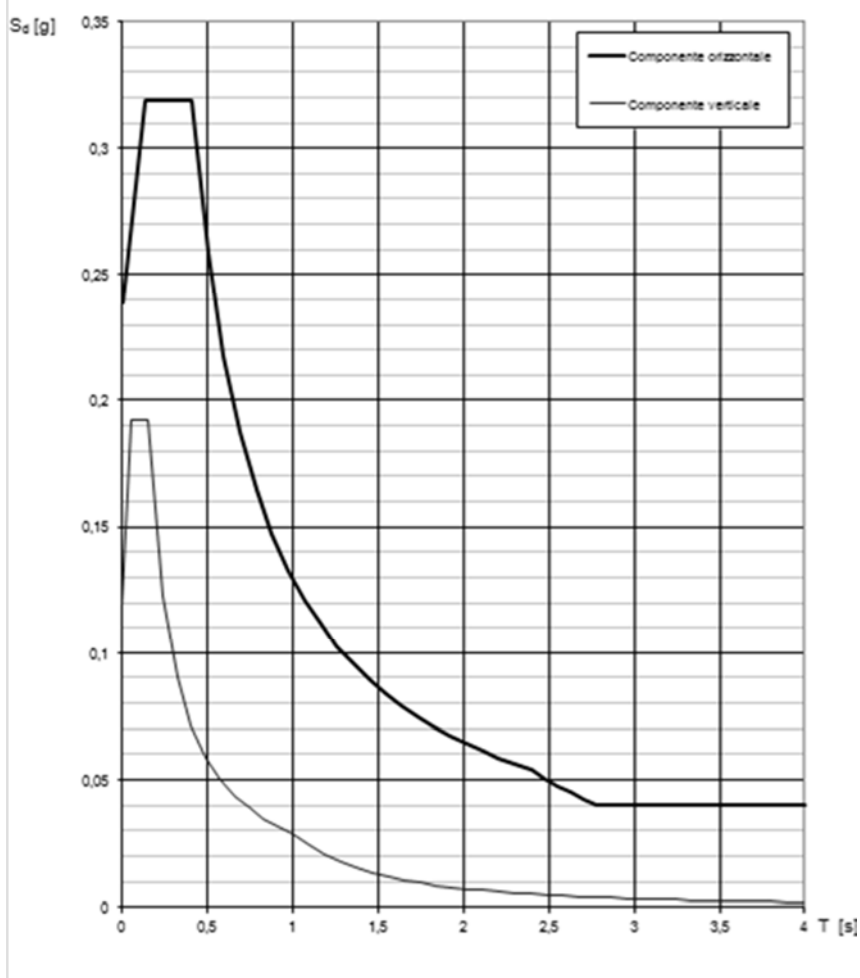
INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

### Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV



Si riportano i parametri dello spettro di risposta e i punti dello spettro di risposta in maniera dettagliata nell'allegato F.

### 3.6 Combinazioni di carichi non sismici

Le azioni sulle strutture vanno combinate in modo da ottenere la condizione più sfavorevole, considerando la probabilità che tali azioni agiscano secondo combinazioni probabilistiche.

Per cui, sotto il concetto fondamentale introdotto dalla teoria del calcolo agli stati limite:

$$R_d > E_d$$



Dove:

$R_d$  = Resistenza di progetto

$E_d$  = Azione di progetto

Si riporta in seguito, in forma generale, la combinazione di carico SLU<sup>4</sup>, come esempio di ciò appena descritto:

$$F_d = \gamma_{g1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots$$

Dove:

$G_1$  = Azioni permanenti sulla struttura

$G_2$  = Azioni permanenti degli elementi non strutturali

$Q_{K1}$  = Azione variabile predominante

$Q_{ki}$  = Azione variabile i-esima considerata

$\gamma$  = Coefficiente parziale di sicurezza

$\Psi_{0i}$  = Coefficiente di combinazione delle azioni

### 3.7 Combinazione dei carichi con azioni Sismiche

La verifica agli stati limite, in presenza di azioni sismiche, va condotta considerando la seguente combinazione, che esclude ad un livello inferiore ai 1000 m s.l.m. l'effetto del vento, della neve, e delle coazioni termiche (quest'ultime non sono comunque di grande influenza negli edifici in muratura); in modo generalizzato:

---

<sup>4</sup> Per maggiori indicazioni NTC 2008 par 2.5.3 – Combinazioni di carico

$$F_d = E + G_1 + G_2 + \left[ \sum_{i=2}^n (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Dove, oltre al significato dei predetti termini, vengono inseriti:

E = Azione sismica di progetto

$\Psi_{2i}$  = Coefficiente di combinazione che individua il valore quasi permanente della azione variabile

N.B.

La collocazione fisica dell'edificio in questione, permette di non considerare, all'interno della combinazione di carico predetta l'effetto delle azioni variabili, essendo il fabbricato posto ad un'altezza decisamente inferiore a 1000 m s.l.m.

### 3.8 Scelta del tipo di analisi

L'analisi delle strutture soggette all'azione sismica può essere condotta in campo lineare o non lineare; la scelta tra questi due approcci risiede principalmente nella quantità di informazioni acquisite riguardo alle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Nel caso in esame trattandosi di un edificio esistente, non regolare né in pianta né in altezza, sul quale non è stato possibile eseguire prove sui materiali, la tipologia di analisi scelta è l'analisi dinamica lineare.

Tale analisi consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;

- nella combinazione di questi effetti.

La risposta dinamica di un sistema a molti gradi di libertà (MDOF) è espressa come la sovrapposizione delle singole forme modali che costituiscono le oscillazioni periodiche libere del sistema elastico non smorzato, determinate dalla spettro di risposta di un sistema a un grado di libertà. Gli effetti globali si ottengono combinando in modo opportuno i valori massimi di sollecitazione e spostamenti associati a ciascun modo di vibrare della struttura.

Le NTC 2008 prescrivono di considerare tutti i modi con massa partecipante significativa; e cioè tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione seguente:

$$E = \sum_{i,j} \rho_{ij} * E_i * E_j^{1/2}$$

Dove:

$E_j$                     valore dell'effetto relativo al modo j;

$\rho_{ij}$                     coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di

comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8 * \xi^2 * \beta_{ij}^{2/3}}{(1 + \beta_{ij}) * [(1 + \beta_{ij})^2 + 4 * \xi^2 * \beta_{ij}]}$$

Tale combinazione quadratica è automaticamente svolta dal codice di calcolo.

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti

torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, in alternativa il programma di calcolo impiegato ci permette di imporre automaticamente l'eccentricità accidentale in percentuale. Data la natura dell'edificio si è preferito attribuire automaticamente l'eccentricità del 5%.

#### **4 VERIFICHE DI SICUREZZA**

Le verifiche di sicurezza sono da valutare nei confronti degli Stati Limite Ultimi (SLU) e dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e devono essere condotte su tutti gli elementi inseriti nel modello. Il rispetto dei suddetti Stati Limite devono essere estesi non solo alle strutture portanti verticali, ma anche agli orizzontamenti e alle strutture di copertura.

In generale la verifica risulta soddisfatte se:

$$Ed \leq Rd$$

con:

Ed = sollecitazione dell'elemento;

Rd = resistenze dell'elemento.

Le verifiche sono state eseguite seguendo il D.M. del 14 Gennaio 2008 seguendo in particolar modo le prescrizioni del cap 4, cap 7, cap 8

##### **4.1 Verifiche di sicurezza elementi in Muratura**

Tutte le verifiche degli elementi in muratura sono state condotte nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e trascurando la resistenza a trazione per flessione del materiale.

Le verifiche sono state eseguite secondo le prescrizioni indicate in normativa D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni" al C.4.5.6 e C7.8.2.2. Nel caso in esame, il software impiegato fornisce per gli elementi shell delle pareti murarie

valori delle tensioni normali e tangenziali per ogni nodo del modello FEM; per ottenere il valore delle sollecitazioni di un maschio murario rispetto a una generica sezione, è stato quindi necessario individuare per ciascun maschio murario dei piani di sezione (“section cut”) rispetto ai quali, integrando i valori puntuali delle tensioni, vengono fornite le sollecitazioni (N, V, M) agenti nel baricentro della sezione.

Le “section cut” sono state inserite alle quote significative di ciascun setto murario e quindi:

- al piede, in corrispondenza del vincolo con il terreno;
- in corrispondenza di tutti i solai di interpiano e del solaio di sottocopertura;
- in corrispondenza delle aperture.

Al fine individuare correttamente ogni elemento, si è individuata una griglia che ci permette di riconoscere con una sigla ogni elemento oggetto della verifica. La griglia è individuata dagli allineamenti principali degli elementi resistenti verticali secondo le due direzioni x e y.

Gli allineamenti lungo x sono nominati con una lettera (da A ad N) mentre quelli lungo y con un numero (da 1 a 18).

Ogni maschio murario viene individuato da una sigla del tipo:

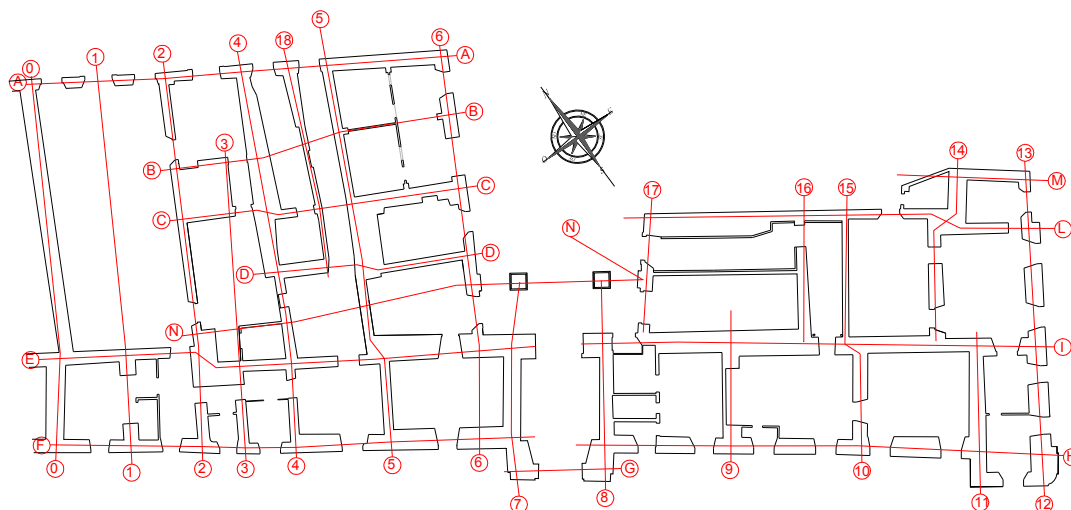
$M^{(1)} P0^{(2)} f0^{(3)} (A-E)^{(4)} h350^{(5)}$

con:

- (1) indicazione del tipo do elemento trattato M=Maschio;
- (2) individuazione del piano trattato 0= Piano terra;
- (3) indicazione del filo di giacitura f0= elemento sul filo 0;
- (4) individuazione della posizione sul filo (A-E)= porzione compresa tra A ed E

(5) indicazione della quota di taglio della section cut, in questo caso a 350cm sopra la quota 0 di rilievo (collocata all'ingresso principale)

In figura 76 si riporta la pianta del piano terra con l'indicazione della griglia impiegata; per i livelli superiori si adotta la stessa nomenclatura.



**Figura 4.1-1:** Griglia di riferimento piano terra

Conformemente a quanto riportato nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (§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 (§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".

Al fine dell'esecuzione delle verifiche di sicurezza, sono state individuate le pareti resistenti nelle due direzioni principali ortogonali da sottoporre a verifica ai vari piani del fabbricato; a ciascuna di esse si sono attribuiti i corrispondenti valori di resistenza a compressione e taglio in relazione alla tipologia di tessitura muraria individuata mediante le operazioni di rilievo strutturale.

Nel caso di analisi dinamica lineare con spettro di progetto, le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza per tutti gli elementi strutturali confrontando il valore della sollecitazione derivante dall'analisi con il corrispondente valore di resistenza. I valori di calcolo delle resistenze del materiale sono ottenuti dividendo i valori medi (ricavati dalle prove o dalla tabella C.8A.2.1) per i rispettivi fattori di confidenza e per il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali, assunto pari a 2 ( $M=2.0$ ).

In relazione a quanto riportato in normativa, gli stati limite ultimi da verificare sono i seguenti:

- Presso flessione nel piano della parete.
- Taglio per azioni nel piano della parete.
- Presso flessione per carichi laterali (resistenza e stabilità fuori dal piano).

#### 4.1.1 Verifica a pressoflessione nel piano della parete

La verifica a pressoflessione di una sezione si effettua confrontando il valore del momento agente di calcolo derivante dall'analisi con il momento ultimo resistente; quest'ultimo è calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione lineare delle compressioni. Nel caso di sezione rettangolare il momento ultimo può essere calcolato con la seguente espressione (7.8.2 D.M. 14/01/2008):

$$\frac{M_d}{M_u} \leq 1$$

$$M_u = \left( l^2 * t * \frac{\sigma_0}{2} \right) * \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 * f_d} \right)$$

essendo

- $M_u$  momento corrispondente al collasso per pressoflessione;
- $l$  lunghezza complessiva della parete (compresa la zona tesa);
- $t$  spessore della zona compressa della parete;
- $\sigma_0$  tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (=  $P/(l*t)$ , con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione,  $M_u = 0$ ;
- $f_d = \frac{f_m}{\gamma_{m*F.C}}$  resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Queste verifiche sono state eseguite sia i carichi statici (SLU) che le azioni sismiche (SLV).

Si riporta di seguito a titolo di esempio la tabella dal programma di calcolo excel inerente la verifica dei maschi M P0 f0 (A-E), M P0 f0 (E-F) e M P0 f1 (/Es)

#### 4.1.1.1 Verifica a pressoflessione nel piano per carichi statici (SLU)

Si propone di seguito uno stralcio del foglio di calcolo impiegato per condurre tale verifica a titolo di esempio. Si riportano le tabelle complete in allegato



		t (m)	h (m)	l (m)	F3=N (kN)	Fed (kN)	$\sigma_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	$M_u$ (kN-m)	$M_d$ (kN-m)	VERIFIC A	% di verifica	maschi verificati	Maschi non verificati
M PO f0 (A-E) h-40	Nmax	1,1	5,7	16,3	6456,3	6456	359,4215	525	10257,1	511,4729	SI	0,049865	1	0
M PO f0 (A-E) h-40	Nmin	1,1	5,7	16,3	4455,7	4456	248,0468	525	16158,5	261,8995	SI	0,016208		
M PO f0 (A-E) h-40	Mmax	1,1	5,7	16,3	6431,2	6431	358,0272	525	10381,3	608,6905	SI	0,058633		
M PO f0 (A-E) h-40	Mmin	1,1	5,7	16,3	4458,9	4459	248,2272	525	16155,5	218,5307	SI	0,013527		
M PO f0 (A-E) h250	Nmax	1,1	5,7	16,3	5634,7	5635	313,6812	525	13667,4	1094,319	SI	0,080068		
M PO f0 (A-E) h250	Nmin	1,1	5,7	16,3	3848,5	3849	214,2466	525	16336,7	675,4753	SI	0,041347		
M PO f0 (A-E) h250	Mmax	1,1	5,7	16,3	5610,6	5611	312,3413	525	13746,6	1175,418	SI	0,085506		
M PO f0 (A-E) h250	Mmin	1,1	5,7	16,3	3852	3852	214,4392	525	16337,8	645,1342	SI	0,039487		
M PO f0 (A-E) h350	Nmax	1,1	5,7	16,3	5357,1	5357	298,2275	525	14508,8	1278,886	SI	0,088145		
M PO f0 (A-E) h350	Nmin	1,1	5,7	16,3	3640,2	3640	202,6509	525	16224,9	804,249	SI	0,049569		
M PO f0 (A-E) h350	Mmax	1,1	5,7	16,3	5333,4	5333	296,9099	525	14573,3	1354,471	SI	0,092942		
M PO f0 (A-E) h350	Mmin	1,1	5,7	16,3	3643,7	3644	202,8455	525	16227,5	778,6348	SI	0,047983		
M PO f0 (A-E) h530	Nmax	1,1	5,7	16,3	3902,8	3903	217,2678	525	16351,4	1853,066	SI	0,113328		
M PO f0 (A-E) h530	Nmin	1,1	5,7	16,3	2730,2	2730	151,99	525	14699,5	1184,913	SI	0,080609		
M PO f0 (A-E) h530	Mmax	1,1	5,7	16,3	3880	3880	215,9976	525	16345,9	1926,253	SI	0,117843		
M PO f0 (A-E) h530	Mmin	1,1	5,7	16,3	2733,4	2733	152,1689	525	14707,9	1161,628	SI	0,07898		
M PO f0 (E-F) h-120	Nmax	0,7	3,3	5,13	1263,1	1263	351,7541	525	686,083	75,035	SI	0,109367	1	0
M PO f0 (E-F) h-120	Nmin	0,7	3,3	5,13	873,26	873,3	243,1788	525	1019,29	49,2677	SI	0,048335		
M PO f0 (E-F) h-120	Mmax	0,7	3,3	5,13	1246,9	1247	347,24	525	709,632	79,7124	SI	0,112329		
M PO f0 (E-F) h-120	Mmin	0,7	3,3	5,13	876,41	876,4	244,0563	525	1018,55	46,853	SI	0,046		
M PO f0 (E-F) h180	Nmax	0,7	3,3	5,13	900,21	900,2	250,6845	525	1011,92	292,218	SI	0,288777		
M PO f0 (E-F) h180	Nmin	0,7	3,3	5,13	630,12	630,1	175,4709	525	980,719	200	SI	0,203932		
M PO f0 (E-F) h180	Mmax	0,7	3,3	5,13	898,42	898,4	250,1877	525	1012,48	292,2299	SI	0,288629		
M PO f0 (E-F) h180	Mmin	0,7	3,3	5,13	637,14	637,1	177,4266	525	984,488	196,3256	SI	0,199419		
M PO f0 (E-F) h185	Nmax	0,7	3,3	5,13	900,21	900,2	250,6845	525	1011,92	292,218	SI	0,288777		
M PO f0 (E-F) h185	Nmin	0,7	3,3	5,13	630,12	630,1	175,4709	525	980,719	200	SI	0,203932		
M PO f0 (E-F) h185	Mmax	0,7	3,3	5,13	898,42	898,4	250,1877	525	1012,48	292,2299	SI	0,288629		
M PO f0 (E-F) h185	Mmin	0,7	3,3	5,13	637,14	637,1	177,4266	525	984,488	196,3256	SI	0,199419		
M PO f0 (E-F) h30	Nmax	0,7	3,3	5,13	1162,5	1162	323,7179	525	818,731	240,4191	SI	0,293649		
M PO f0 (E-F) h30	Nmin	0,7	3,3	5,13	797,33	797,3	222,0351	525	1027,57	164,3758	SI	0,159966		
M PO f0 (E-F) h30	Mmax	0,7	3,3	5,13	1156,5	1157	322,0652	525	825,538	241,3952	SI	0,29241		
M PO f0 (E-F) h30	Mmin	0,7	3,3	5,13	806,5	806,5	224,5893	525	1027,55	162,7408	SI	0,158378		
M PO f1 (/Es) h-120	Nmax	0,9	3,3	1,2	510,34	510,3	472,538	525	-18,038	-33,8512	NO	Mu<0	0	1
M PO f1 (/Es) h-120	Nmin	0,9	3,3	1,2	345,75	345,7	320,137	525	58,6263	-25,5322	SI	0,435508		
M PO f1 (/Es) h-120	Mmax	0,9	3,3	1,2	345,88	345,9	320,263	525	58,5908	-24,2152	SI	0,413294		
M PO f1 (/Es) h-120	Mmin	0,9	3,3	1,2	503,81	503,8	466,4926	525	-13,712	-33,9606	NO	Mu<0		
M PO f1 (/Es) h180	Nmax	0,9	3,3	1,2	97,793	97,79	90,54907	525	46,7698	12,3881	SI	0,264874		
M PO f1 (/Es) h180	Nmin	0,9	3,3	1,2	72,247	72,25	66,89537	525	36,8501	4,2649	SI	0,115737		
M PO f1 (/Es) h180	Mmax	0,9	3,3	1,2	95,91	95,91	88,80556	525	46,0941	15,0914	SI	0,327404		
M PO f1 (/Es) h180	Mmin	0,9	3,3	1,2	73,718	73,72	68,25741	525	37,4654	2,6592	SI	0,070978		
M PO f1 (/Es) h30	Nmax	0,9	3,3	1,2	422,12	422,1	390,8509	525	31,442	-51,0315	NO	1,623035		
M PO f1 (/Es) h30	Nmin	0,9	3,3	1,2	276,9	276,9	256,3843	525	70,6862	-34,4972	SI	0,488033		
M PO f1 (/Es) h30	Mmax	0,9	3,3	1,2	278,97	279	258,3019	525	70,4957	-34,2642	SI	0,486047		
M PO f1 (/Es) h30	Mmin	0,9	3,3	1,2	422,12	422,1	390,8472	525	31,4438	-51,2262	NO	1,629134		

**Tabella 4.1-1:** Verifica presso flessione nel piano per i carichi statici (SLU)

Di seguito si riportano inoltre le piante riassuntive i risultati delle verifiche con riportata la rapporto di verifica di ogni elemento. Tale rapporto è ricavato come rapporto tra azione ( $M_d$ ) e resistenza ( $M_u$ ).

$$\frac{M_d}{M_u}$$

Tale rapporto ci dà una misura di quanto la verifica sia superata o meno. Indicando con numeri >1 le verifiche non superate e viceversa.

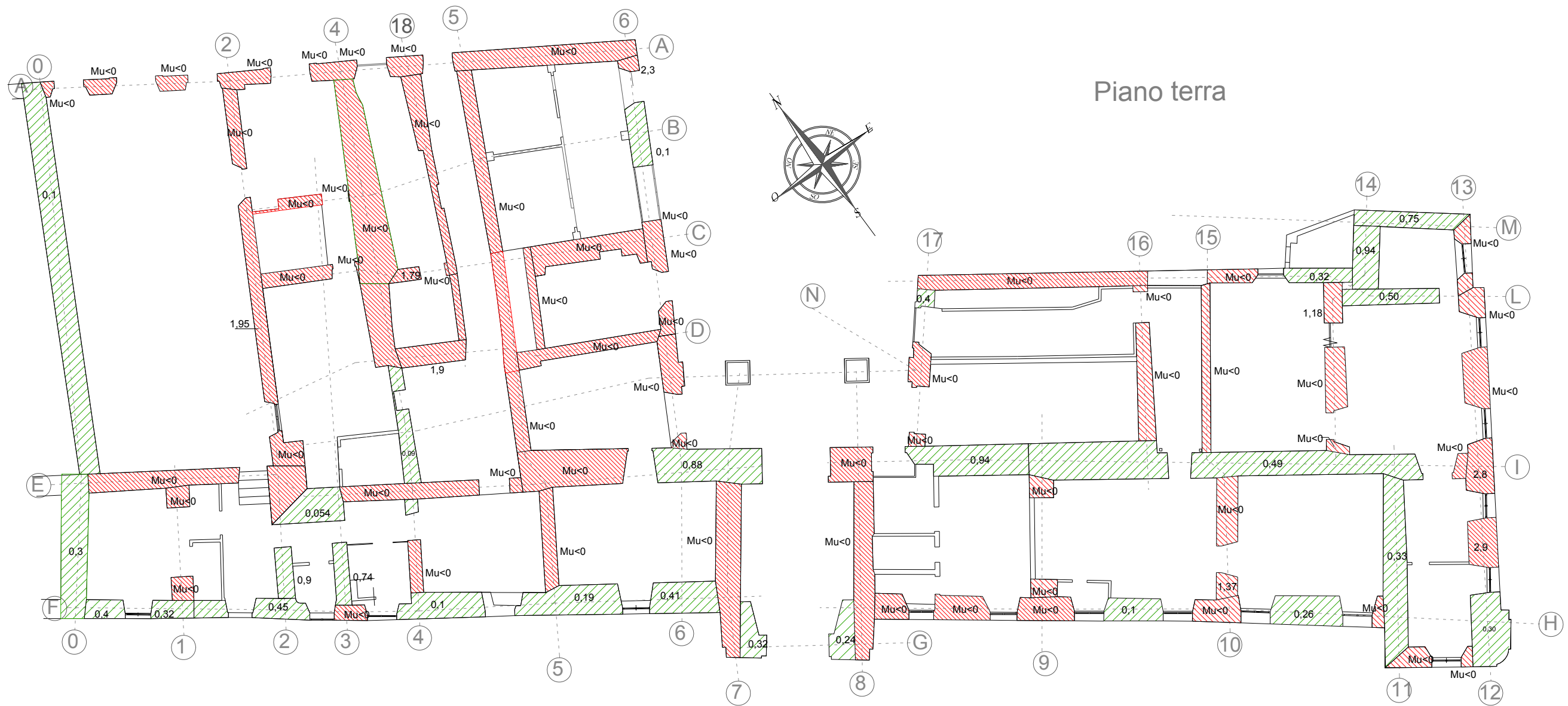


Figura 4.1-2: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi statici (SLU) piano terra

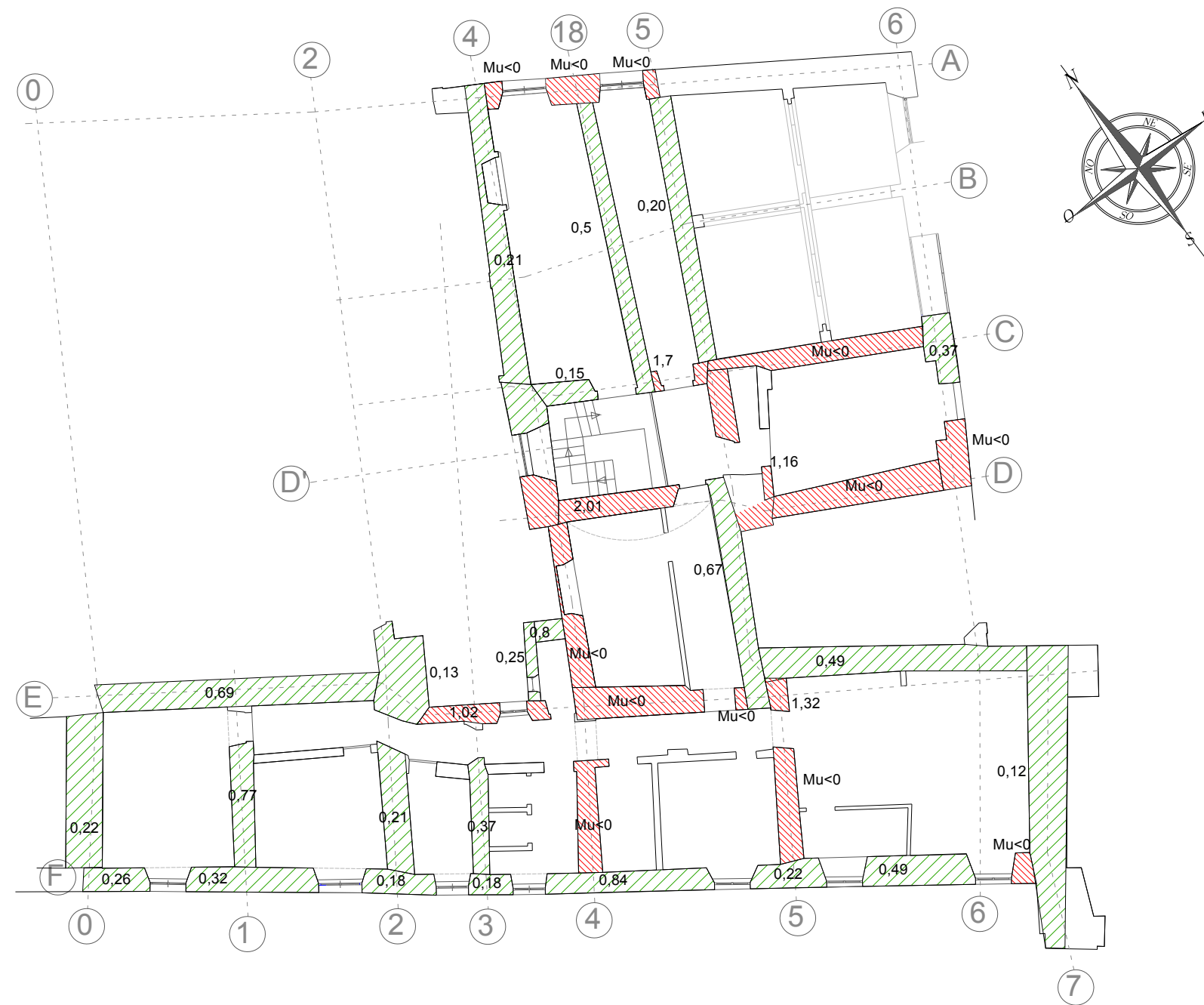
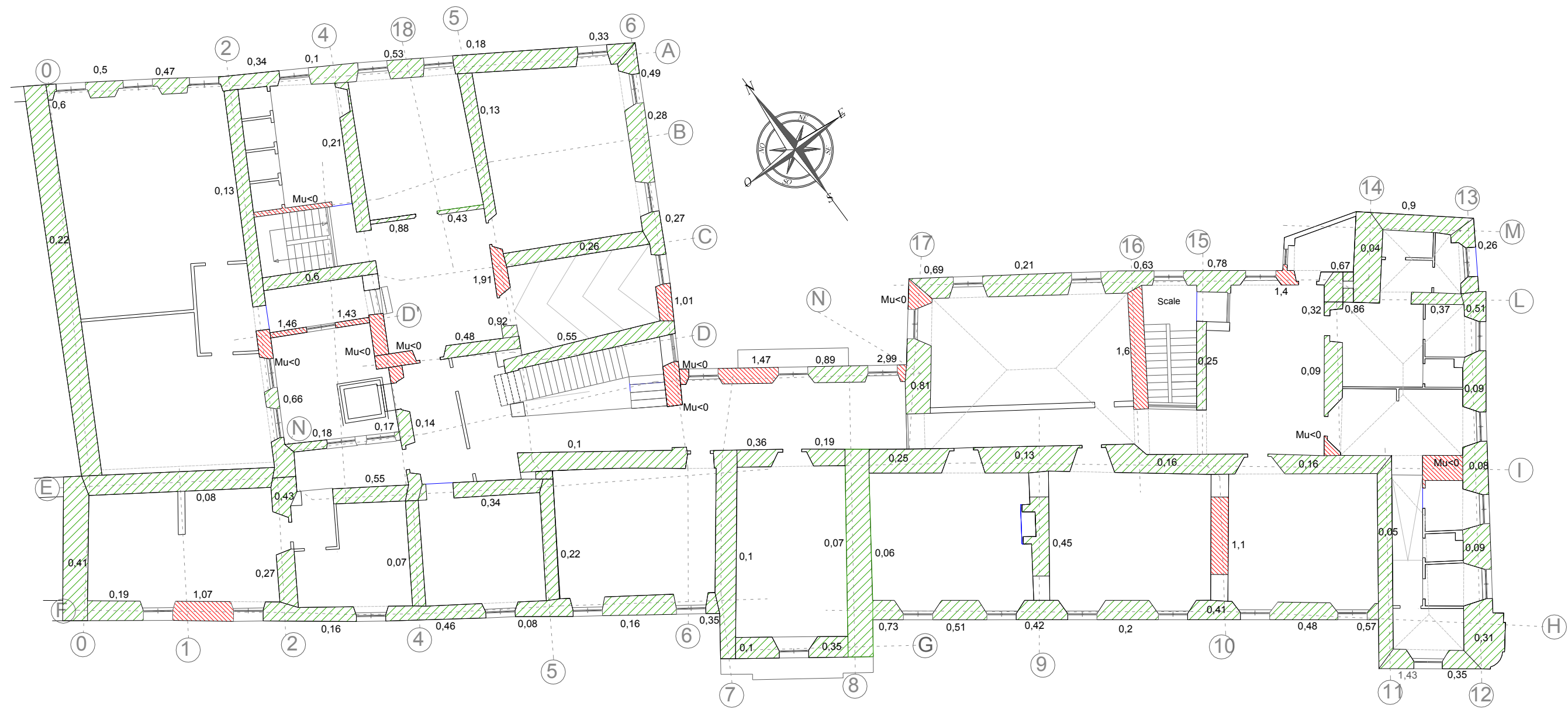


Figura 4.1-3: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi statici (SLU) piano Ammezzato



**Figura 4.1-4:** Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi statici (SLU) piano Primo

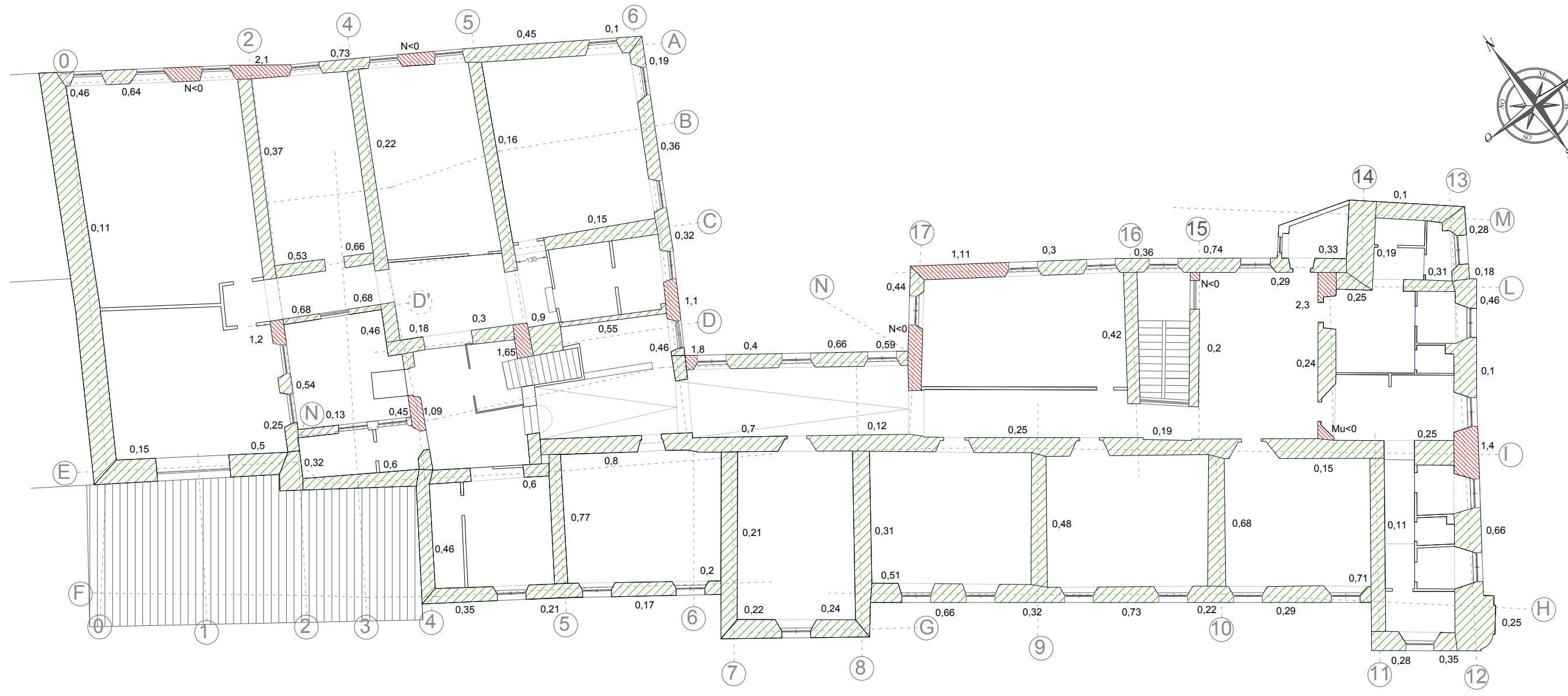
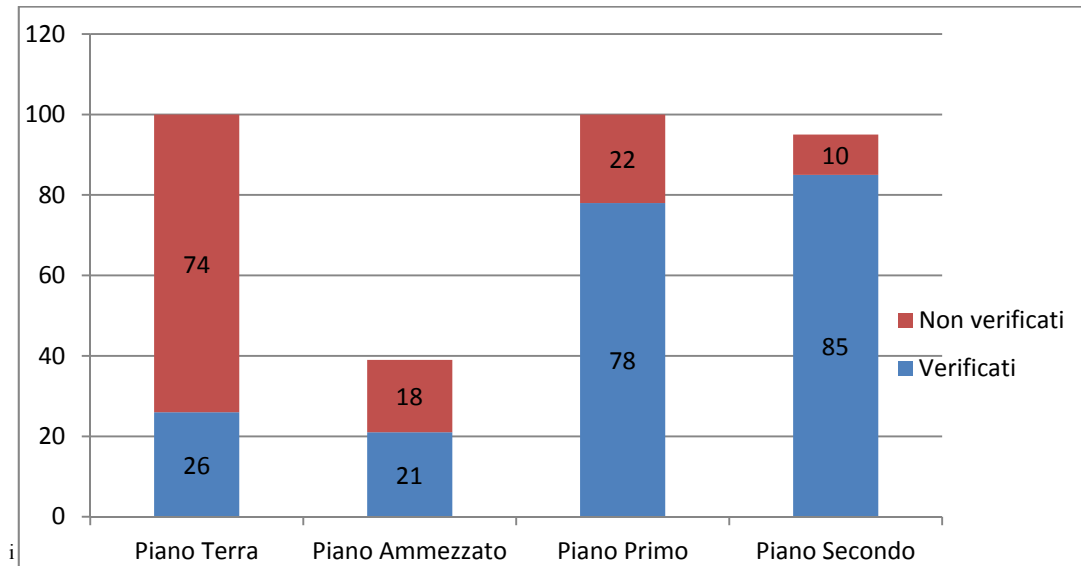


Figura 4.1-5: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi statici (SLU) piano Secondo

Si propone di seguito un grafico contenente in forma sintetica i risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi statici.



**Figura 4.1-6:** Tabella riassuntiva i risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi statici (SLU)

Già da questa verifica si è notato come il materiale indicato in normativa, muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari), risulti avere caratteristiche particolarmente scarse. Le dette caratteristiche sono state inoltre ridotte dai vari coefficienti di sicurezza.

Si noti che tutti gli elementi in cui il risultato delle verifiche è  $\mu < 0$  indicano un eccesso di compressione (normalmente la compressione su questo tipo di verifica ha un effetto positivo). Vediamo infatti che l'influenza su questo tipo di verifica della compressione ha un andamento parabolico (parabola con la concavità verso il basso). Infatti nel primo tratto aumentando la compressione delle murature aumenta anche il momento resistente ultimo delle murature stesse. Questo fino a superare il vertice, a partire del quale all'aumentare della compressione diminuisce il momento resistente.

Si noti che nonostante i risultati delle verifiche, ad oggi l'edificio non manifesta evidenti segni di cedimento o di crisi per schiacciamento dei maschi, è infatti possibile che si siano o sottostimate le resistenze o sovrastimati i carichi presenti.



#### 4.1.1.2 Verifica a pressoflessione nel piano Sisma X (SLV)

Si propone di seguito uno stralcio delle tabelle di contenenti le verifiche, tutte le verifiche sono consultabili nell'allegato

MASCHIO		t (m)	h (m)	l (m)	F3=N (kN)	F3ed (kN)	$\sigma_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$f_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	$M_u$ (kN-m)	$M_d$ (kN-m)	VERIFICA	% di verifica	Maschi verificati	Maschi non verificati		
M PO fo (A-E) h-40	Max	1,1	5,71	16,33	5474,13	5474,134	304,745	787,5	24347,51	2478,884	SI	0,10181262	1	0		
M PO fo (A-E) h-40	Min	1,1	5,71	16,33	3892,49	3892,489	216,6948	787,5	21493,42	-1731,78	SI	0,0805725				
M PO fo (A-E) h250	Nmax	1,1	5,71	16,33	4691,51	4691,505	261,176	787,5	23359,89	2565,132	SI	0,10980924				
M PO fo (A-E) h250	Nmin	1,1	5,71	16,33	3447,67	3447,673	191,9319	787,5	20078,64	-933,068	SI	0,04647069				
M PO fo (A-E) h350	Nmax	1,1	5,71	16,33	4419,93	4419,926	246,0572	787,5	22822,76	2589,927	SI	0,11347998				
M PO fo (A-E) h350	Nmin	1,1	5,71	16,33	3301,96	3301,962	183,8202	787,5	19556,77	-677,456	SI	0,03464049				
M PO fo (A-E) h530	Nmax	1,1	5,71	16,33	3298,96	3298,958	183,653	787,5	19545,7	3185,97	SI	0,16300103				
M PO fo (A-E) h530	Nmin	1,1	5,71	16,33	2386,98	2386,978	132,883	787,5	15620,62	-421,927	SI	0,02701087				
M PO fo (E-F) h-120	Nmax	0,7	3,3	5,13	1221,46	1221,457	340,144	875	1700,185	222,7482	SI	0,13101408			1	0
M PO fo (E-F) h-120	Nmin	0,7	3,3	5,13	603,242	603,242	167,9872	875	1197,831	-117,086	SI	0,09774868				
M PO fo (E-F) h180	Nmax	0,7	3,3	5,13	828,49	828,49	230,7129	875	1465,873	270,9905	SI	0,18486625				
M PO fo (E-F) h180	Nmin	0,7	3,3	5,13	475,009	475,009	132,2776	875	1001,703	154,1936	SI	0,15393142				
M PO fo (E-F) h185	Nmax	0,7	3,3	5,13	828,49	828,49	230,7129	875	1465,873	270,9905	SI	0,18486625				
M PO fo (E-F) h185	Nmin	0,7	3,3	5,13	475,009	475,009	132,2776	875	1001,703	154,1936	SI	0,15393142				
M PO fo (E-F) h30	Nmax	0,7	3,3	5,13	1085,42	1085,417	302,2604	875	1652,637	224,7598	SI	0,13600069	1	0		
M PO fo (E-F) h30	Nmin	0,7	3,3	5,13	585,934	585,934	163,1674	875	1173,203	123,0442	SI	0,10487887				
M PO f1 (/Es) h-120	Nmax	0,9	3,3	1,2	414,459	414,459	383,7583	787,5	106,1077	-0,9872	SI	0,00930375				
M PO f1 (/Es) h-120	Nmin	0,9	3,3	1,2	316,656	316,656	293,2	787,5	106,7725	-50,5817	SI	0,4737334				
M PO f1 (/Es) h180	Nmax	0,9	3,3	1,2	87,553	87,553	81,06759	787,5	46,16971	19,8932	SI	0,43087127				
M PO f1 (/Es) h180	Nmin	0,9	3,3	1,2	57,437	57,437	53,18241	787,5	31,72415	-3,6827	SI	0,11608507				
M PO f1 (/Es) h30	Nmax	0,9	3,3	1,2	334,613	334,613	309,8269	787,5	107,8404	-29,0459	SI	0,26934146				
M PO f1 (/Es) h30	Nmin	0,9	3,3	1,2	259,972	259,972	240,7148	787,5	99,88988	-44,1042	SI	0,44152822				

Di seguito si riportano inoltre le piante con risultati delle verifiche con riportata la rapporto di verifica di ogni elemento. Tale rapporto è ricavato come rapporto tra azione e resistenza.

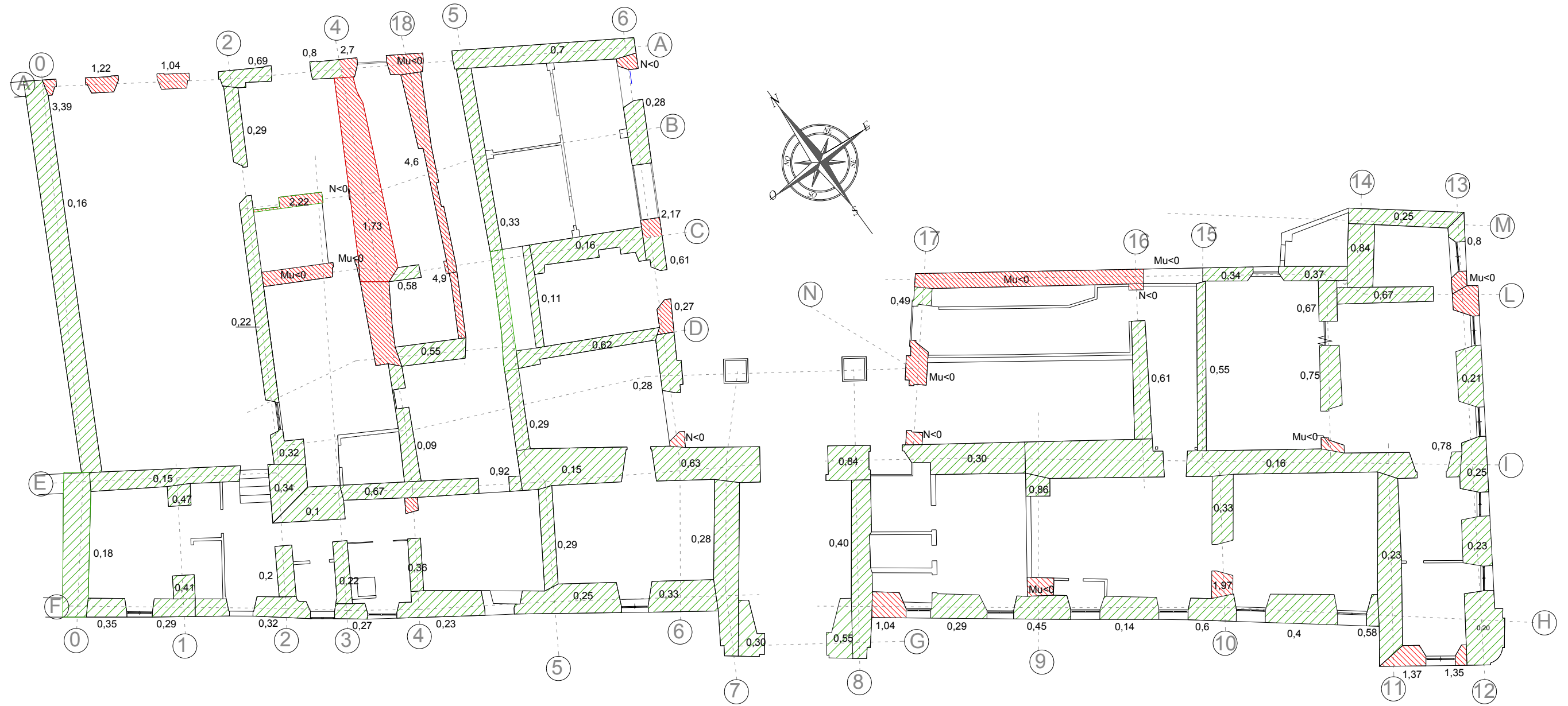


Figura 4.1-7: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici (SLV) in direzione X piano Terra



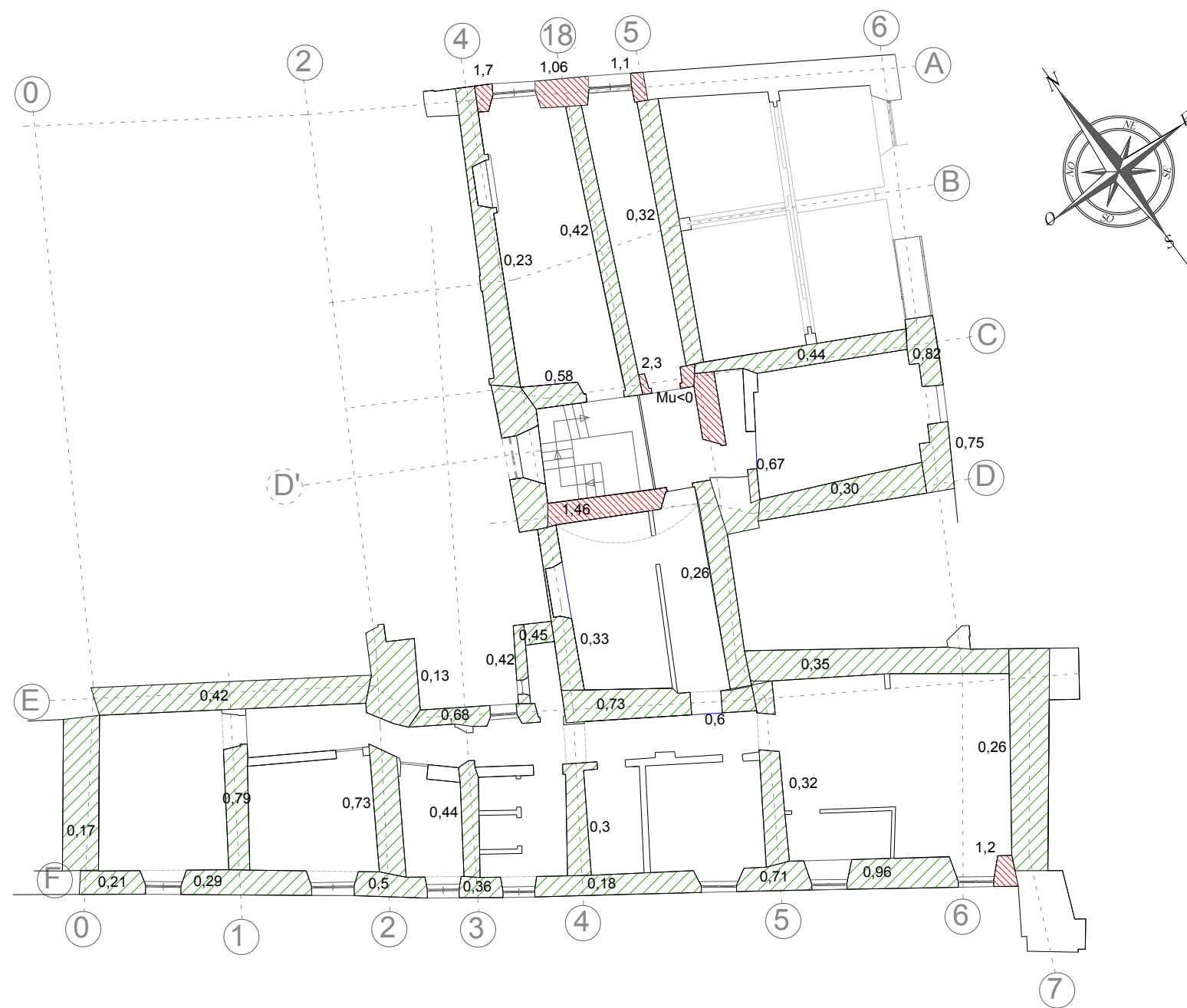


Figura 4.1-8: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici (SLV) in direzione X Piano Ammezzato

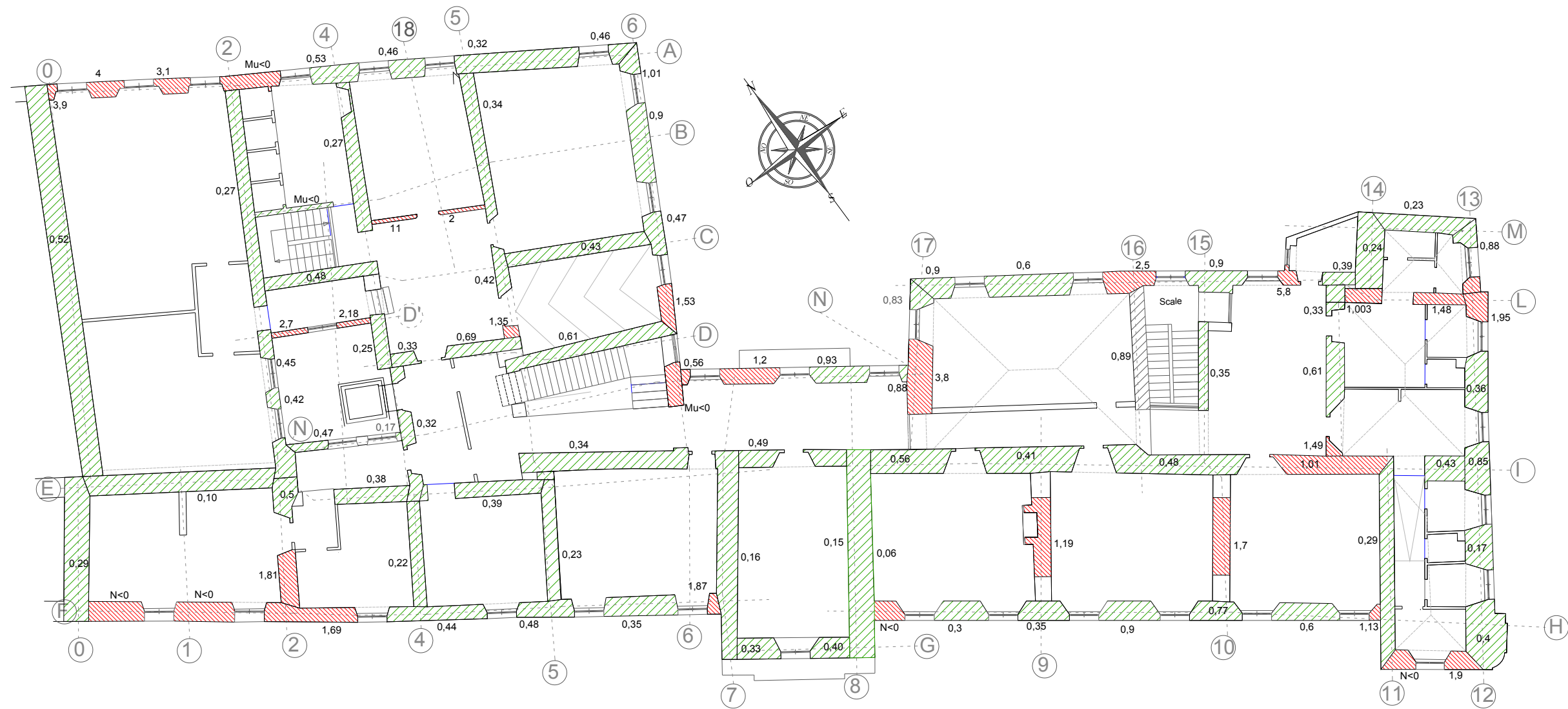


Figura 4.1-9: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici (SLV) in direzione X Piano Primo

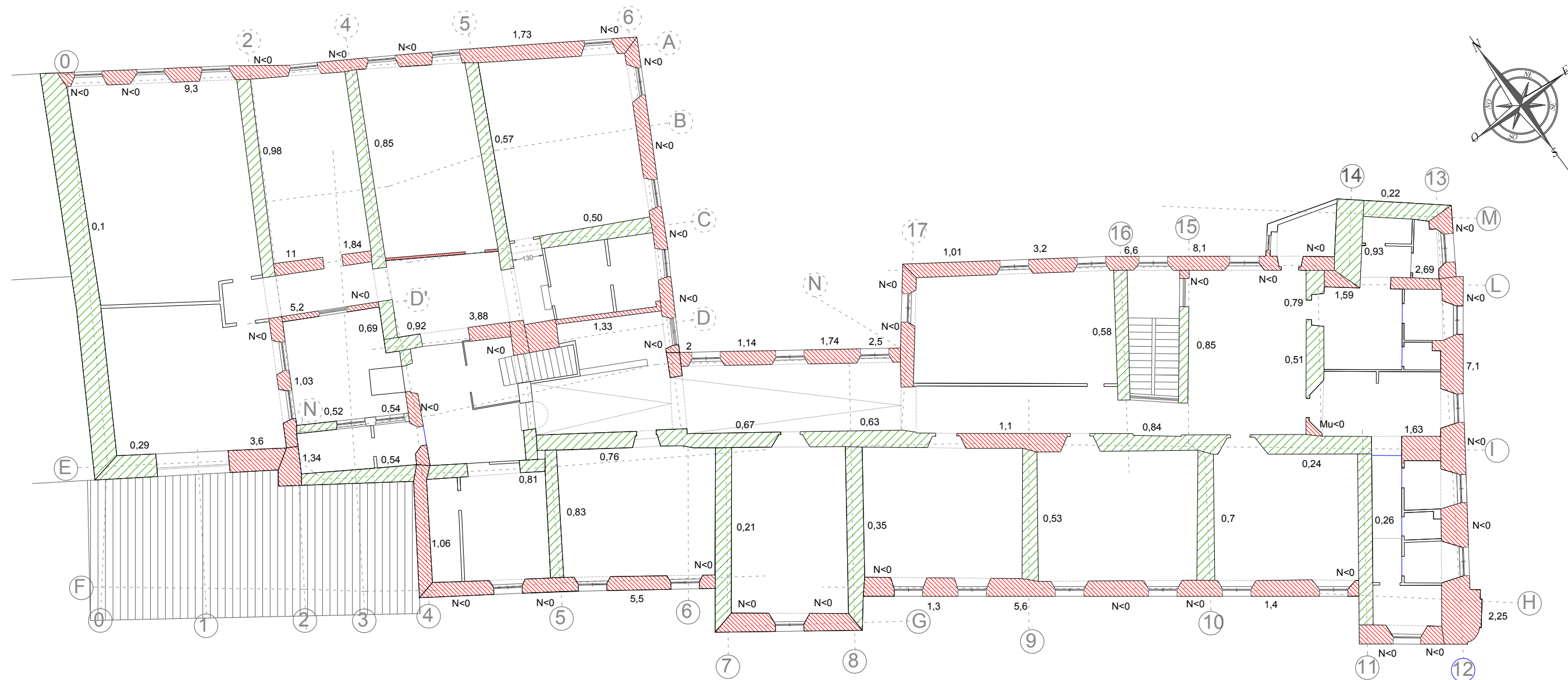
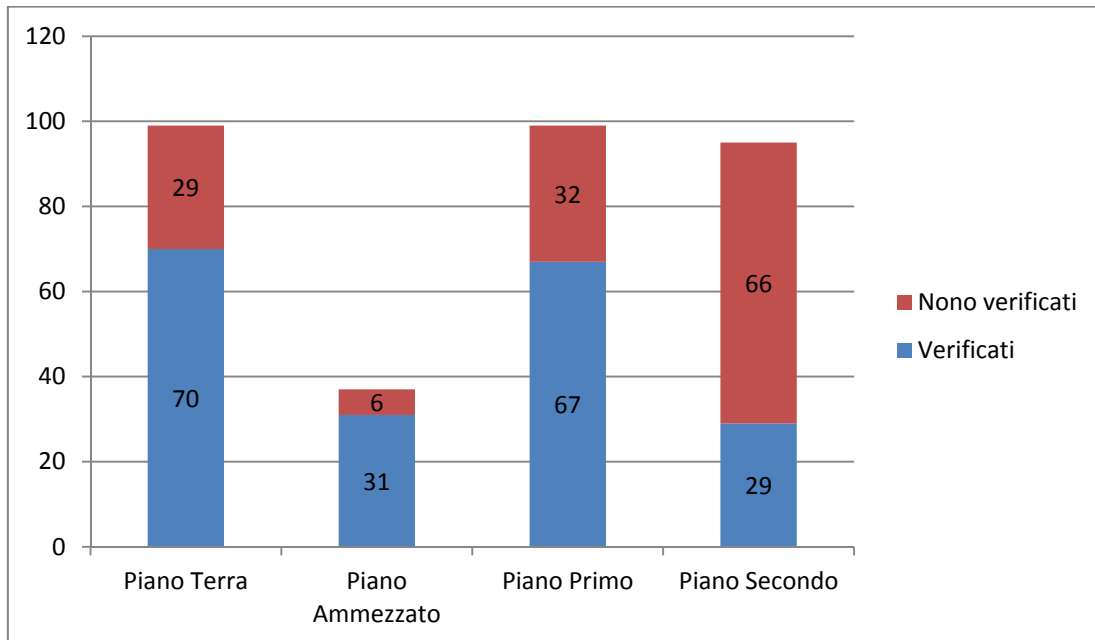


Figura 4.1-10: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici (SLV) in direzione X Piano Secondo

Si propone di seguito un grafico contenente in forma sintetica i risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi statici



**Figura 4.1-11:** Tabella riassuntiva i risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici in direzione X (SLV)

Al piano terra sono presenti alcune apparenti discontinuità nel comportamento della muratura. Queste sono dovute alla presenza del piano ammezzato che va ad interessare solo alcune porzioni del fabbricato, si vedano ad esempio i maschi sul filo A all'altezza dei fili 4 e 18, oppure i maschi giacenti sui fili 4 e 18. Date le scarse caratteristiche che la normativa assegna al materiale impiegato, al piano terra molti maschi vanno in crisi per schiacciamento, e tale condizione è ancora più sentita nei maschi su cui grava un ulteriore piano, quello ammezzato.

#### 4.1.1.3 Verifica a pressoflessione nel piano Sisma Y (SLV)

Si riporta a titolo di esempio uno stralcio del foglio di calcolo impiegato per svolgere tale verifica. La totalità delle tabelle di calcolo sono consultabili in allegato

MASCHIO		t (m)	h (m)	l (m)	F3=N (kN)	F3ed (kN)	$\sigma_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	M <sub>u</sub> (kN-m)	M <sub>d</sub> (kN-m)	VERIFICA	% di verifica	Maschi verificati	Maschi non verificati
M PO f0 (A-E) h-40	Nmax	1,1	5,7	16	5415	5415,4	301,473	787,5	24302	4396,3	SI	0,1809	1	0
M PO f0 (A-E) h-40	Nmin	1,1	5,7	16	3951	3951,3	219,967	787,5	21660	-3649	SI	0,168472		
M PO f0 (A-E) h250	Nmax	1,1	5,7	16	4656	4655,7	259,183	787,5	23295	4246,5	SI	0,182292		
M PO f0 (A-E) h250	Nmin	1,1	5,7	16	3483	3483,5	193,925	787,5	20202	-2614	SI	0,12941		
M PO f0 (A-E) h350	Nmax	1,1	5,7	16	4389	4389,1	244,343	787,5	22756	4168,4	SI	0,183183		
M PO f0 (A-E) h350	Nmin	1,1	5,7	16	3333	3332,8	185,535	787,5	19669	-2256	SI	0,114694		
M PO f0 (A-E) h530	Nmax	1,1	5,7	16	3246	3246	180,707	787,5	19349	4039,6	SI	0,20878	1	0
M PO f0 (A-E) h530	Nmin	1,1	5,7	16	2440	2439,9	135,829	787,5	15879	-1276	SI	0,080332		
M PO f0 (E-F) h-120	Nmax	0,7	3,3	5,1	1207	1207,3	336,206	875	1696,9	268,01	SI	0,157939		
M PO f0 (E-F) h-120	Nmin	0,7	3,3	5,1	617,4	617,38	171,925	875	1217,5	-162,3	SI	0,13334		
M PO f0 (E-F) h180	Nmax	0,7	3,3	5,1	856	855,98	238,368	875	1491,9	274,37	SI	0,183905		
M PO f0 (E-F) h180	Nmin	0,7	3,3	5,1	447,5	447,52	124,622	875	955,55	150,81	SI	0,15783		
M PO f0 (E-F) h185	Nmax	0,7	3,3	5,1	856	855,98	238,368	875	1491,9	274,37	SI	0,183905	1	0
M PO f0 (E-F) h185	Nmin	0,7	3,3	5,1	447,5	447,52	124,622	875	955,55	150,81	SI	0,15783		
M PO f0 (E-F) h30	Nmax	0,7	3,3	5,1	1097	1097,5	305,62	875	1658,3	245,44	SI	0,148009		
M PO f0 (E-F) h30	Nmin	0,7	3,3	5,1	573,9	573,87	159,808	875	1155,7	102,36	SI	0,088572		
M PO f1 (/Es) h-120	Nmax	0,9	3,3	1,2	420,7	420,65	389,494	787,5	105,53	8,722	SI	0,082649		
M PO f1 (/Es) h-120	Nmin	0,9	3,3	1,2	310,5	310,46	287,466	787,5	106,28	-60,29	SI	0,567284		
M PO f1 (/Es) h180	Nmax	0,9	3,3	1,2	83,57	83,566	77,3759	787,5	44,344	22,176	SI	0,500102	1	0
M PO f1 (/Es) h180	Nmin	0,9	3,3	1,2	61,42	61,424	56,8741	787,5	33,723	-5,966	SI	0,176909		
M PO f1 (/Es) h30	Nmax	0,9	3,3	1,2	326,2	326,22	302,052	787,5	107,41	-25,83	SI	0,240515		
M PO f1 (/Es) h30	Nmin	0,9	3,3	1,2	268,4	268,37	248,49	787,5	101,25	-47,32	SI	0,467345		

Figura 4.1-12: Foglio di calcolo per la verifica pressoflessione nel piano ai carichi sismici in direzione Y (SLV)

Di seguito si riportano inoltre le piante con risultati delle verifiche con riportata la rapporto di verifica di ogni elemento. Tale rapporto è ricavato come rapporto tra azione e resistenza.

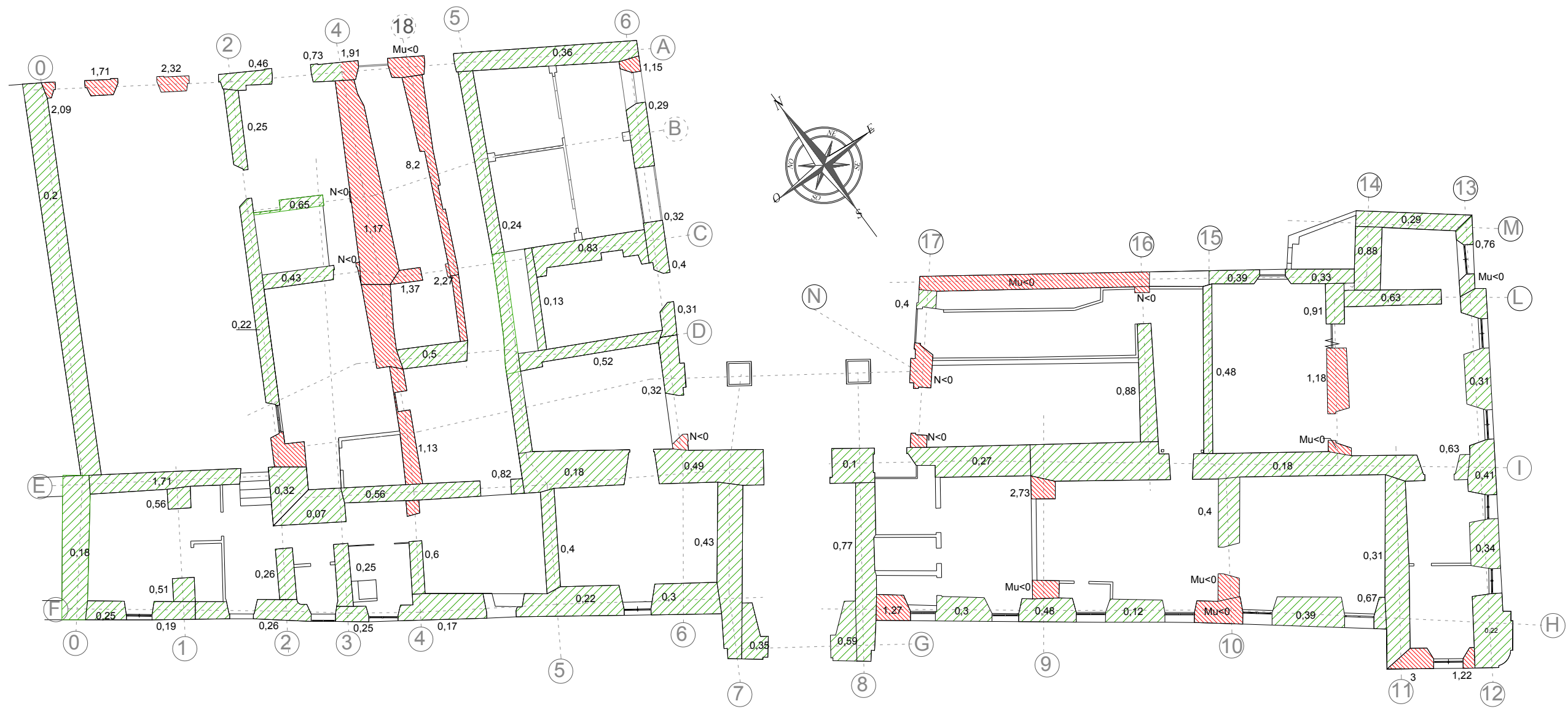


Figura 4.1-13: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici (SLV) in direzione Y Piano Terra

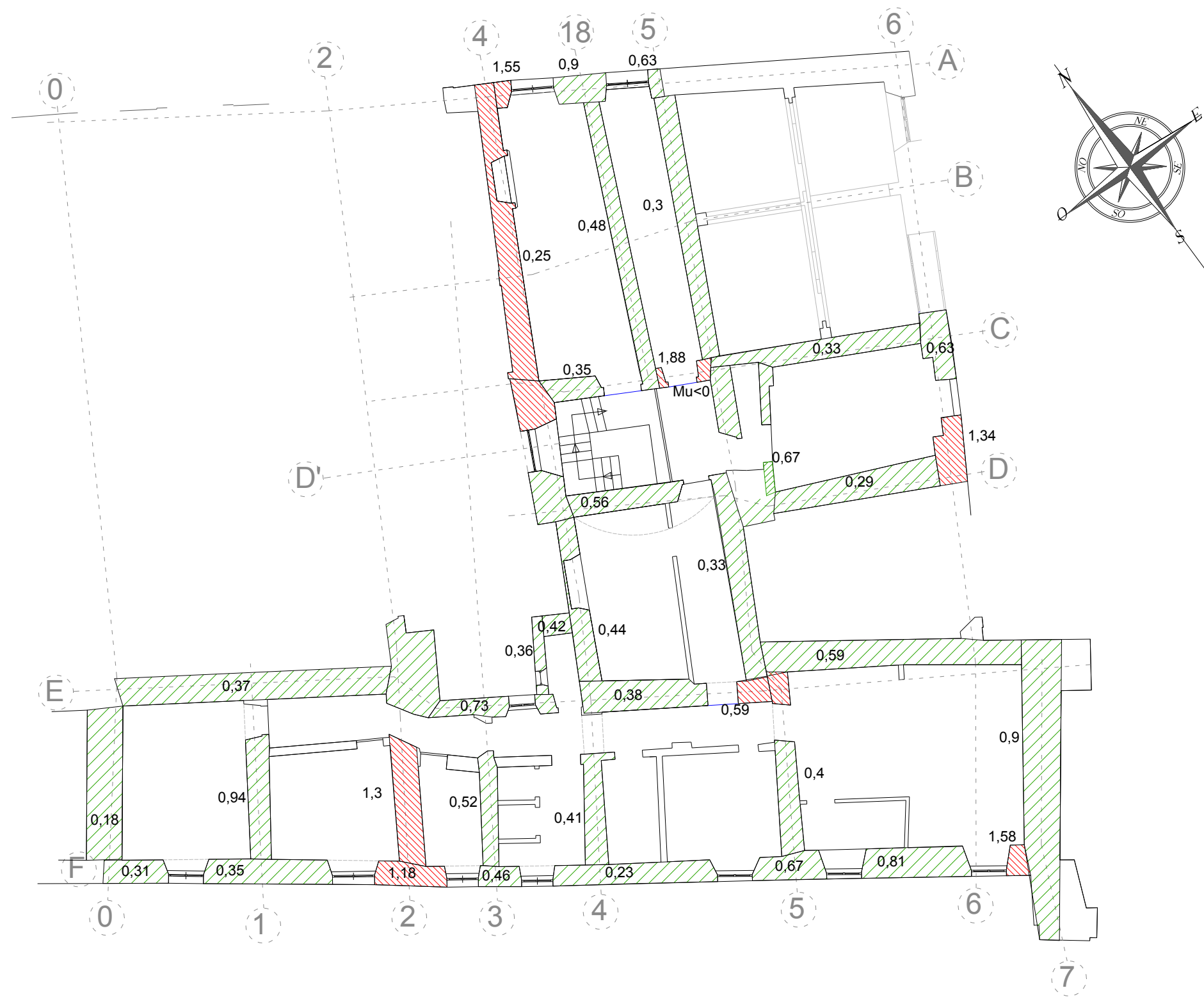


Figura 4.1-14: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici (SLV) in direzione Y Piano Ammezzato



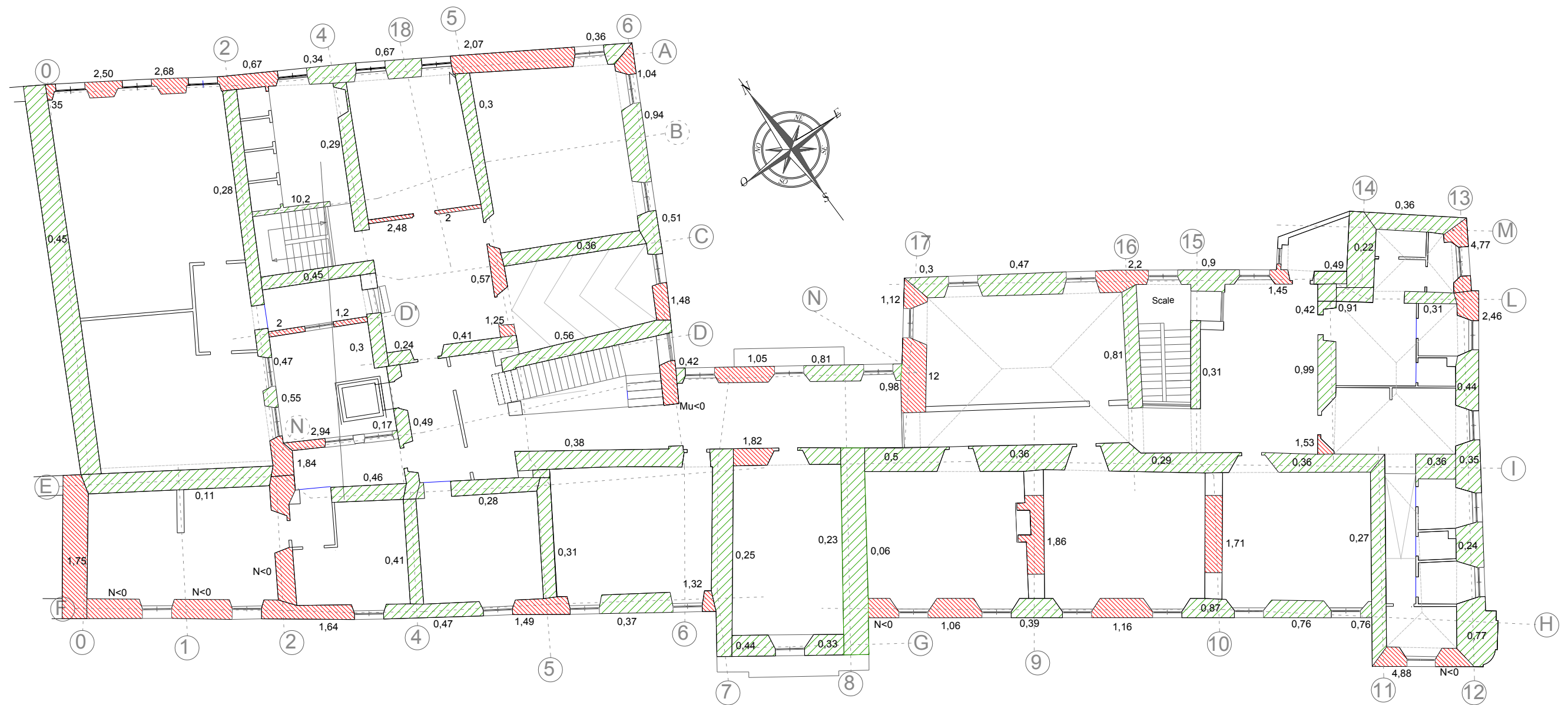


Figura 4.1-15: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici (SLV) in direzione Y Piano Primo



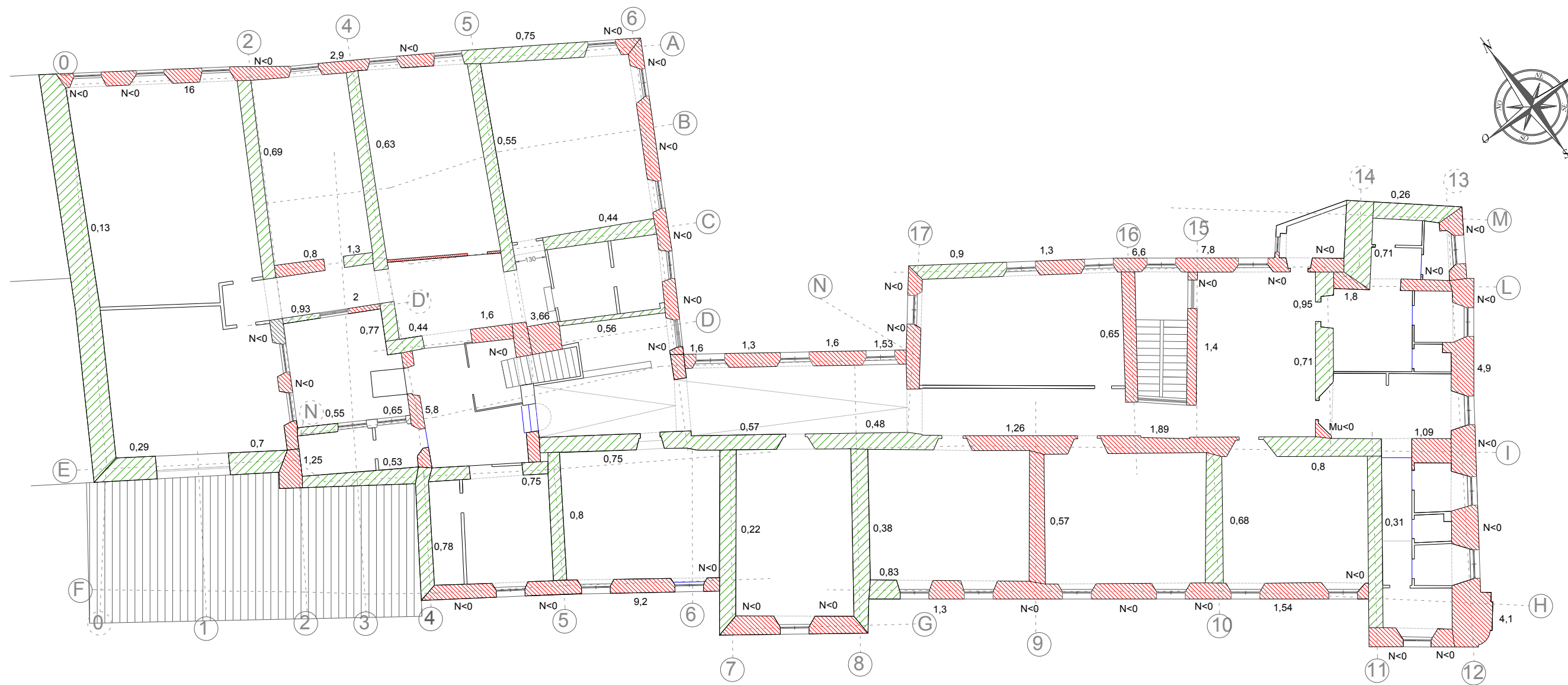
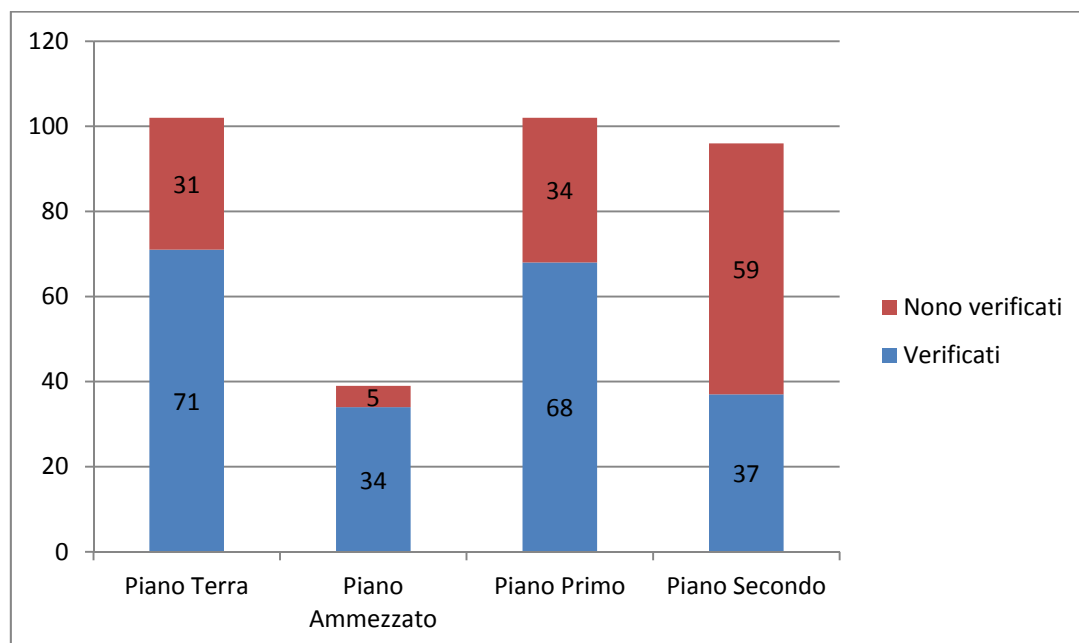


Figura 4.1-16: Risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici (SLV) in direzione Y Piano Secondo

Si propone di seguito un grafico contenente in forma sintetica i risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici (SLV)



**Figura 4.1-17:** Tabella riassuntiva i risultati delle verifiche di pressoflessione nel piano per carichi sismici in direzione Y (SLV)

Si nota come gli effetti dovuti al sisma sono più marcati con l'aumentare della quota in altezza. Questo effetto fa sì che rispetto alle verifiche per azione legate ai carichi statici, quelle dovute ai carichi sismici presentano effetti peggiori ai piani alti.

Gli effetti in direzione X e Y presentano risultati pressoché analoghi senza marcate differenze.

#### 4.1.2 Verifica per taglio a fessurazione diagonale

Per gli edifici esistenti in muratura, conformemente a quanto specificato nella Circolare n°617/2009 la resistenza a taglio di calcolo per azioni nel piano di un pannello in muratura si può valutare adottando un criterio di rottura per fessurazione diagonale o un criterio di scorrimento. Le formule adottate per il calcolo del valore ultimo della resistenza a taglio da impiegare nelle verifiche di sicurezza sono le seguenti:

$$V_t = l * t * 1,5 * \frac{\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5 * \tau_{0d}}}$$

essendo

l lunghezza del pannello;

t spessore del pannello;

$\sigma_0$  tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/l<sub>t</sub>, con P forza assiale positiva se di compressione);

$\tau_{0d}$  : valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ( $f_{td} = 1.5 \tau_t$ );

b: coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere  $b = h/l$ , comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

Queste verifiche sono state condotte sia in caso di carichi stati, sia con le combinazioni sismiche.

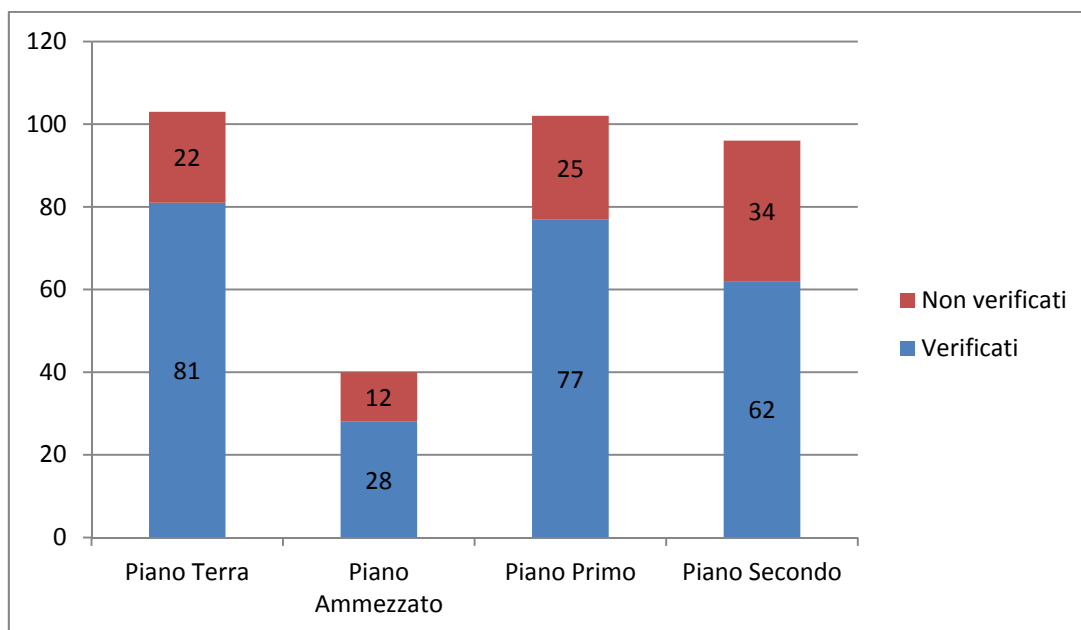
#### 4.1.2.1 Verifica a fessurazione diagonale per i carichi statici (SLU)

Si riporta a titolo di esempio uno stralcio del foglio di calcolo impiegato per svolgere a taglio per fessurazione diagonale per i carichi statici (SLU). La totalità delle tabelle di calcolo sono consultabili in allegato

		t (m)	h (m)	l (m)	F3=N (kN)	$\sigma_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{0d}$ (kN/m <sup>2</sup> )	h/l	b	V <sub>t</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)	VERIFICA	% di verifica	maschio verificati	Maschi non verificati
M PO f0 (A-E) h-40	Nmax	1,1	5,7	16	6456	359,42	9,75	0,35	1	1328,6	-25,727	SI	0,019364	1	0
M PO f0 (A-E) h-40	Nmin	1,1	5,7	16	4456	248,05	9,75	0,35	1	1113,4	-14,813	SI	0,013305		
M PO f0 (A-E) h-40	Vmax	1,1	5,7	16	4458	248,2	9,75	0,35	1	1113,7	22,016	SI	0,019769		
M PO f0 (A-E) h-40	Vmin	1,1	5,7	16	6424	357,62	9,75	0,35	1	1325,4	-40,419	SI	0,030496		
M PO f0 (A-E) h250	Nmax	1,1	5,7	16	5635	313,68	9,75	0,35	1	1244,7	-6,792	SI	0,005457		
M PO f0 (A-E) h250	Nmin	1,1	5,7	16	3849	214,25	9,75	0,35	1	1039,3	2,028	SI	0,001951		
M PO f0 (A-E) h250	Vmax	1,1	5,7	16	3857	214,7	9,75	0,35	1	1040,3	37,07	SI	0,035634		
M PO f0 (A-E) h250	Vmin	1,1	5,7	16	5617	312,71	9,75	0,35	1	1242,9	-22,101	SI	0,017782		
M PO f0 (A-E) h350	Nmax	1,1	5,7	16	5357	298,23	9,75	0,35	1	1215,1	25,792	SI	0,021227		
M PO f0 (A-E) h350	Nmin	1,1	5,7	16	3640	202,65	9,75	0,35	1	1012,6	22,701	SI	0,022419		
M PO f0 (A-E) h350	Vmax	1,1	5,7	16	3650	203,22	9,75	0,35	1	1013,9	56,01	SI	0,055242		
M PO f0 (A-E) h350	Vmin	1,1	5,7	16	5339	297,25	9,75	0,35	1	1213,1	10,316	SI	0,008503		
M PO f0 (A-E) h530	Nmax	1,1	5,7	16	3903	217,27	9,75	0,35	1	1046,1	-49,593	SI	0,047408		
M PO f0 (A-E) h530	Nmin	1,1	5,7	16	2730	151,99	9,75	0,35	1	886,71	-47,386	SI	0,053444		
M PO f0 (A-E) h530	Vmax	1,1	5,7	16	2743	152,72	9,75	0,35	1	888,65	-13,368	SI	0,015043		
M PO f0 (A-E) h530	Vmin	1,1	5,7	16	3884	216,23	9,75	0,35	1	1043,8	-65,323	SI	0,062584		
M PO f0 (E-F) h-120	Nmax	0,7	3,3	5,1	1263	351,75	10,8333	0,64	1	277,7	37,818	SI	0,136185		
M PO f0 (E-F) h-120	Nmin	0,7	3,3	5,1	873	243,18	10,8333	0,64	1	233,16	26,296	SI	0,112782		
M PO f0 (E-F) h-120	Vmax	0,7	3,3	5,1	1263	351,75	10,8333	0,64	1	277,7	37,818	SI	0,136185		
M PO f0 (E-F) h-120	Vmin	0,7	3,3	5,1	874	243,5	10,8333	0,64	1	233,3	17,591	SI	0,0754		
M PO f0 (E-F) h180	Nmax	0,7	3,3	5,1	900	250,68	10,8333	0,64	1	236,51	22,173	SI	0,093752		
M PO f0 (E-F) h180	Nmin	0,7	3,3	5,1	630	175,47	10,8333	0,64	1	200,44	13,364	SI	0,066674		
M PO f0 (E-F) h180	Vmax	0,7	3,3	5,1	896	249,64	10,8333	0,64	1	236,05	22,267	SI	0,094334		
M PO f0 (E-F) h180	Vmin	0,7	3,3	5,1	635	176,81	10,8333	0,64	1	201,14	8,789	SI	0,043697		
M PO f0 (E-F) h185	Nmax	0,7	3,3	5,1	900	250,68	10,8333	0,64	1	236,51	22,173	SI	0,093752		
M PO f0 (E-F) h185	Nmin	0,7	3,3	5,1	630	175,47	10,8333	0,64	1	200,44	13,364	SI	0,066674		
M PO f0 (E-F) h185	Vmax	0,7	3,3	5,1	896	249,64	10,8333	0,64	1	236,05	22,267	SI	0,094334		
M PO f0 (E-F) h185	Vmin	0,7	3,3	5,1	635	176,81	10,8333	0,64	1	201,14	8,789	SI	0,043697		
M PO f0 (E-F) h30	Nmax	0,7	3,3	5,1	1162	323,72	10,8333	0,64	1	266,91	56,785	SI	0,212751		
M PO f0 (E-F) h30	Nmin	0,7	3,3	5,1	797	222,04	10,8333	0,64	1	223,46	35,954	SI	0,1609		
M PO f0 (E-F) h30	Vmax	0,7	3,3	5,1	1162	323,72	10,8333	0,64	1	266,91	56,785	SI	0,212751		
M PO f0 (E-F) h30	Vmin	0,7	3,3	5,1	800	222,72	10,8333	0,64	1	223,77	28,936	SI	0,129309		
M PO f1 (/Es) h-120	Nmax	0,9	3,3	1,2	510	472,54	9,75	2,75	2	60,774	19,625	SI	0,322918		
M PO f1 (/Es) h-120	Nmin	0,9	3,3	1,2	346	320,14	9,75	2,75	2	50,379	19,996	SI	0,396912		
M PO f1 (/Es) h-120	Vmax	0,9	3,3	1,2	504	466,49	9,75	2,75	2	60,396	20,836	SI	0,344991		
M PO f1 (/Es) h-120	Vmin	0,9	3,3	1,2	346	320,26	9,75	2,75	2	50,388	17,777	SI	0,3528		
M PO f1 (/Es) h180	Nmax	0,9	3,3	1,2	97,8	90,549	9,75	2,75	2	28,238	24,407	SI	0,86433		
M PO f1 (/Es) h180	Nmin	0,9	3,3	1,2	72,2	66,895	9,75	2,75	2	24,861	21,766	SI	0,875518		
M PO f1 (/Es) h180	Vmax	0,9	3,3	1,2	97,8	90,549	9,75	2,75	2	28,238	24,407	SI	0,86433		
M PO f1 (/Es) h180	Vmin	0,9	3,3	1,2	95,9	88,806	9,75	2,75	2	28,003	21,246	SI	0,758704		
M PO f1 (/Es) h30	Nmax	0,9	3,3	1,2	422	390,85	9,75	2,75	2	55,445	24,233	SI	0,437063		
M PO f1 (/Es) h30	Nmin	0,9	3,3	1,2	277	256,38	9,75	2,75	2	45,329	25,915	SI	0,571714		
M PO f1 (/Es) h30	Vmax	0,9	3,3	1,2	415	384,09	9,75	2,75	2	54,981	26,887	SI	0,489022		
M PO f1 (/Es) h30	Vmin	0,9	3,3	1,2	420	388,62	9,75	2,75	2	55,292	23,206	SI	0,419698		

Figura 4.1-18: foglio di calcolo per la verifica a fessurazione diagonale per i carichi statici (SLU)

Di tale verifica non saranno presentate le piante indicanti i maschi verificati piano ma solo gli istogrammi riassuntivi con il numero degli elementi verificati per ciascun piano.



**Figura 4.1-19:** Istogramma con i risultati delle verifiche per fessurazione diagonale per i carichi statici (SLU)

L'edificio reagisce sostanzialmente bene per il taglio dovuto alle azioni statiche. Gli effetti sono sicuramente peggiori rispetto a quelli che potrebbero essere presenti su un edificio con solai piani. Questo accade a causa delle spinte delle volte, che sono riequilibrata da sforzi fuori piano sui muri di imposta in seguito ridistribuiti in sforzi di taglio nel piano sui muri adiacenti paralleli alle spinte.

#### 4.1.2.2 Verifiche a taglio per fessurazione diagonale sisma (SLV)

Si riportano ora uno stralcio delle tabelle di calcolo impiegate per le verifiche a taglio per fessurazione diagonale sotto azione sismiche (SLV) secondo le direzioni X e Y.

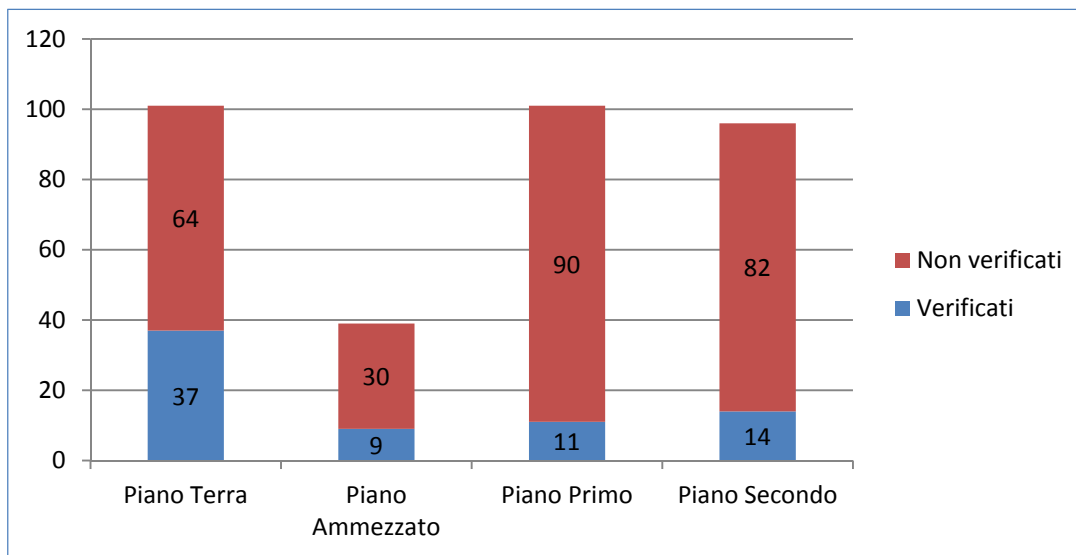
MASCHIO		t (m)	h (m)	l (m)	F3=N (kN)	$\sigma_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{0d}$ (kN/m <sup>2</sup> )	b	V <sub>t</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)	VERIFICA	% di verifica	Maschi verificati	Maschi non verificati
M PO f0 (A-E) h-40	Max	1,1	5,71	16,3	5474	304,74	14,625	1	1520,7	1075,9	SI	0,7075112	1	0
M PO f0 (A-E) h-40	Min	1,1	5,71	16,3	3892	216,69	14,625	1	1299,7	-1065	SI	0,8193382		
M PO f0 (A-E) h250	Max	1,1	5,71	16,3	4692	261,18	14,625	1	1415,6	1143,1	SI	0,8075013		
M PO f0 (A-E) h250	Min	1,1	5,71	16,3	3448	191,93	14,625	1	1230,4	-1103	SI	0,8968229		
M PO f0 (A-E) h350	Max	1,1	5,71	16,3	4420	246,06	14,625	1	1377,3	1167,4	SI	0,8475867		
M PO f0 (A-E) h350	Min	1,1	5,71	16,3	3302	183,82	14,625	1	1206,8	-1084	SI	0,8983022		
M PO f0 (A-E) h530	Max	1,1	5,71	16,3	3299	183,65	14,625	1	1206,4	528,44	SI	0,4380448	1	0
M PO f0 (A-E) h530	Min	1,1	5,71	16,3	2387	132,88	14,625	1	1046,9	-576,7	SI	0,5508869		
M PO f0 (E-F) h-120	Max	0,7	3,3	5,13	1221	340,14	16,25	1	338,49	260,42	SI	0,7693664		
M PO f0 (E-F) h-120	Min	0,7	3,3	5,13	603,2	167,99	16,25	1	245,89	-201,6	SI	0,8197929		
M PO f0 (E-F) h180	Max	0,7	3,3	5,13	828,5	230,71	16,25	1	283,16	228,5	SI	0,8069664		
M PO f0 (E-F) h180	Min	0,7	3,3	5,13	475	132,28	16,25	1	221,9	-196,2	SI	0,8840979		
M PO f0 (E-F) h185	Max	0,7	3,3	5,13	828,5	230,71	16,25	1	283,16	228,5	SI	0,8069664	1	0
M PO f0 (E-F) h185	Min	0,7	3,3	5,13	475	132,28	16,25	1	221,9	-196,2	SI	0,8840979		
M PO f0 (E-F) h30	Max	0,7	3,3	5,13	1085	302,26	16,25	1	320,42	270,12	SI	0,8430097		
M PO f0 (E-F) h30	Min	0,7	3,3	5,13	585,9	163,17	16,25	1	242,79	-187,9	SI	0,7739822		
M PO f1 (/Es) h-120	Max	0,9	3,3	1,2	414,5	383,76	14,625	1,5	67,924	60,473	SI	0,8902975		
M PO f1 (/Es) h-120	Min	0,9	3,3	1,2	316,7	293,2	14,625	1,5	59,865	-24,76	SI	0,4135275		
M PO f1 (/Es) h180	Max	0,9	3,3	1,2	87,55	81,068	14,625	1,5	34,226	33,774	SI	0,9867953	0	1
M PO f1 (/Es) h180	Min	0,9	3,3	1,2	57,44	53,182	14,625	1,5	29,228	3,563	SI	0,1219024		
M PO f1 (/Es) h30	Max	0,9	3,3	1,2	334,6	309,83	14,625	1,5	61,424	65,29	NO	1,0629326		
M PO f1 (/Es) h30	Min	0,9	3,3	1,2	260	240,71	14,625	1,5	54,653	-19,45	SI	0,3559161		

**Figura 4.1-20:** Tabella di verifica per taglio per fessurazione diagonale sotto azione sismica in direzione X (SLV)

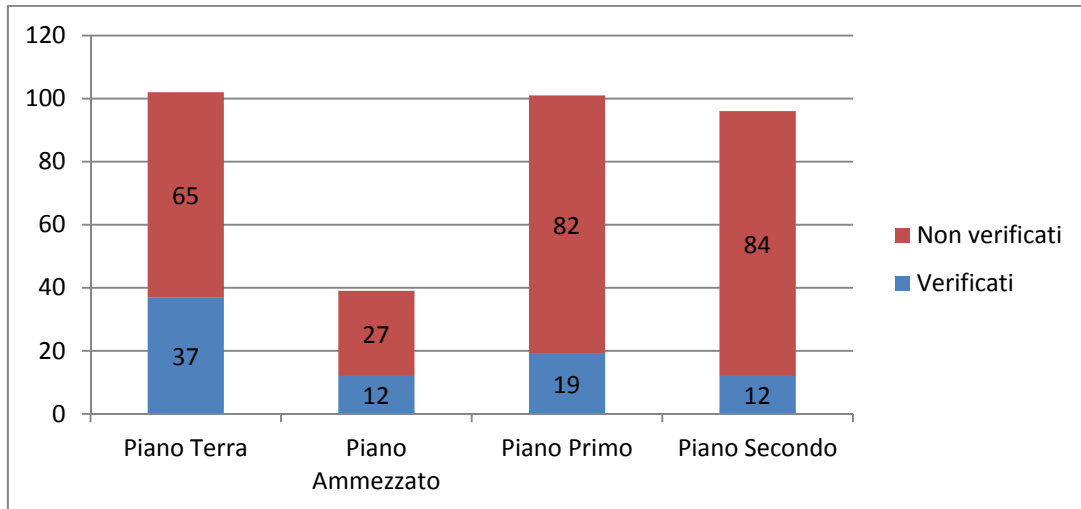
MASCHIO		t (m)	h (m)	l (m)	F3=N (kN)	$\sigma_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\tau_{0d}$ (kN/m <sup>2</sup> )	h/l	b	V <sub>t</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)	% di verifica	Maschi verificati	Maschi non verificati
M PO f0 (A-E) h-40	Max	1,1	5,71	16,3	5474,1	304,745	14,625	0,35	1	1520,7	1142,8	0,7514938	1	0
M PO f0 (A-E) h-40	Min	1,1	5,71	16,3	3892,5	216,695	14,625	0,35	1	1299,7	-1132	0,8707992		
M PO f0 (A-E) h250	Max	1,1	5,71	16,3	4691,5	261,176	14,625	0,35	1	1415,6	1156,7	0,8170857		
M PO f0 (A-E) h250	Min	1,1	5,71	16,3	3447,7	191,932	14,625	0,35	1	1230,4	-1117	0,9078493		
M PO f0 (A-E) h350	Max	1,1	5,71	16,3	4419,9	246,057	14,625	0,35	1	1377,3	1155,6	0,8389845		
M PO f0 (A-E) h350	Min	1,1	5,71	16,3	3302	183,82	14,625	0,35	1	1206,8	-1072	0,8884849		
M PO f0 (A-E) h530	Max	1,1	5,71	16,3	3299	183,653	14,625	0,35	1	1206,4	757,26	0,6277299	1	0
M PO f0 (A-E) h530	Min	1,1	5,71	16,3	2387	132,883	14,625	0,35	1	1046,9	-805,5	0,769472		
M PO f0 (E-F) h-120	Max	0,7	3,3	5,13	1221,5	340,144	16,25	0,643	1	338,49	284,17	0,8395188	1	0
M PO f0 (E-F) h-120	Min	0,7	3,3	5,13	603,24	167,987	16,25	0,643	1	245,89	-225,3	0,9163672		
M PO f0 (E-F) h180	Max	0,7	3,3	5,13	828,49	230,713	16,25	0,643	1	283,16	245,12	0,865654		
M PO f0 (E-F) h180	Min	0,7	3,3	5,13	475,01	132,278	16,25	0,643	1	221,9	-212,8	0,9589876		
M PO f0 (E-F) h185	Max	0,7	3,3	5,13	828,49	230,713	16,25	0,643	1	283,16	245,12	0,865654		
M PO f0 (E-F) h185	Min	0,7	3,3	5,13	475,01	132,278	16,25	0,643	1	221,9	-212,8	0,9589876		
M PO f0 (E-F) h30	Max	0,7	3,3	5,13	1085,4	302,26	16,25	0,643	1	320,42	288,74	0,9011273	1	0
M PO f0 (E-F) h30	Min	0,7	3,3	5,13	585,93	163,167	16,25	0,643	1	242,79	-206,5	0,8506811		
M PO f1 (/Es) h-120	Max	0,9	3,3	1,2	414,46	383,758	14,625	2,75	2	67,924	75,661	1,1138988	0	1
M PO f1 (/Es) h-120	Min	0,9	3,3	1,2	316,66	293,2	14,625	2,75	2	59,865	-39,94	0,6672298		
M PO f1 (/Es) h180	Max	0,9	3,3	1,2	87,553	81,0676	14,625	2,75	2	34,226	33,391	0,975605		
M PO f1 (/Es) h180	Min	0,9	3,3	1,2	57,437	53,1824	14,625	2,75	2	29,228	3,947	0,1350403		
M PO f1 (/Es) h30	Max	0,9	3,3	1,2	334,61	309,827	14,625	2,75	2	61,424	81,418	1,3254993		
M PO f1 (/Es) h30	Min	0,9	3,3	1,2	259,97	240,715	14,625	2,75	2	54,653	-35,58	0,6510124		

**Figura 4.1-21:** Tabella per le verifiche a taglio per fessurazione diagonale sotto azione sismica in direzione Y (SLV)

Anche di questa verifica si propone esclusivamente l'istogramma riassuntivo che riporta in maniera sintetica i risultati della verifica nelle 2 direzioni



**Figura 4.1-22:** Istogramma con i risultati delle verifiche per taglio per fessurazione diagonale eseguito per carichi Sismici in direzione X (SLV)



**Figura 4.1-23:** Istogramma Risultati delle verifiche per taglio a fessurazione diagonale eseguito per carichi Sismici in direzione Y (SLV)

I risultati delle verifiche a taglio sono simili nelle 2 direzioni principali, X ed Y

#### 4.1.3 Verifica di taglio scorrimento

È indicata in normativa oltre alla verifica di taglio per fessurazione diagonale anche la verifica di Taglio scorrimento (eqn. 7.8.3 D.M.14/01/2008):

$$V_t = l' * t * f_{vd}$$

Con

$l'$  la parte compressa del pannello

$t$  spessore del pannello

$f_{vd} = f_{km} / \gamma_M$  resistenza di progetto da impiegare nelle verifiche, calcolata con riferimento a quanto riportato al §4.5.6.1 (D.M. 14/01/2008), in cui la tensione normale media  $\sigma_n$  è valutata con riferimento alla porzione compressa della parete medesima  $\sigma_n = P / (l * t)$

le verifiche a taglio sono state effettuate tenendo di conto del valore minimo tra le 2 verifiche sopracitate.



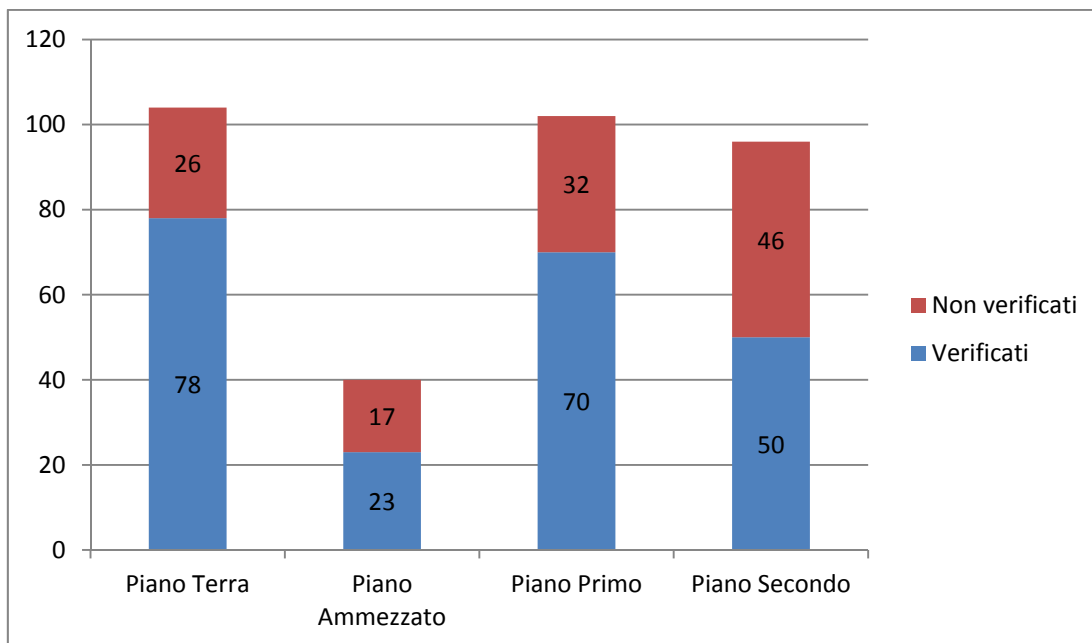
#### 4.1.3.1 Verifiche per taglio scorrimento per carichi statici (SLU)

Si riporta ora, sempre a titolo di esempio uno stralcio delle tabelle excel impiegate per svolgere la verifica a taglio diagonale

		t (m)	h (m)	l (m)	e=M <sub>0</sub> /N (m)	l <sub>ecc.</sub> (m)	l' (m)	M <sub>d</sub> (kN·m)	F3ed (kN)	σ <sub>n</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	τ <sub>0d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	V <sub>t</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)	maschio verificati	Maschi non verificati		
M PO f0 (A-E) h-40	Nmax	1,1	5,7	16,3	0,0792	24,3	16,3	511,47	6456,3	359,421	9,75	892,5	-25,73	1	0		
M PO f0 (A-E) h-40	Nmin	1,1	5,7	16,3	0,0588	24,3	16,3	261,9	4455,7	248,047	9,75	670,21	-14,81				
M PO f0 (A-E) h-40	Vmax	1,1	5,7	16,3	0,062	24,3	16,3	276,38	4458,3	248,195	9,75	670,51	22,016				
M PO f0 (A-E) h-40	Vmin	1,1	5,7	16,3	0,0763	24,3	16,3	489,92	6423,9	357,618	9,75	888,91	-40,42				
M PO f0 (A-E) h250	Nmax	1,1	5,7	16,3	0,1942	23,9	16,3	1094,3	5634,7	313,681	9,75	801,21	-6,792				
M PO f0 (A-E) h250	Nmin	1,1	5,7	16,3	0,1755	24	16,3	675,48	3848,5	214,247	9,75	602,75	2,028				
M PO f0 (A-E) h250	Vmax	1,1	5,7	16,3	0,1872	23,9	16,3	721,97	3856,7	214,702	9,75	603,66	37,07				
M PO f0 (A-E) h250	Vmin	1,1	5,7	16,3	0,1935	23,9	16,3	1087,1	5617,1	312,707	9,75	799,27	-22,1				
M PO f0 (A-E) h350	Nmax	1,1	5,7	16,3	0,2387	23,8	16,3	1278,9	5357,1	298,228	9,75	770,37	25,792				
M PO f0 (A-E) h350	Nmin	1,1	5,7	16,3	0,2209	23,8	16,3	804,25	3640,2	202,651	9,75	579,61	22,701				
M PO f0 (A-E) h350	Vmax	1,1	5,7	16,3	0,2364	23,8	16,3	862,97	3650,4	203,216	9,75	580,74	56,01				
M PO f0 (A-E) h350	Vmin	1,1	5,7	16,3	0,237	23,8	16,3	1265,2	5339,4	297,246	9,75	768,41	10,316				
M PO f0 (A-E) h530	Nmax	1,1	5,7	16,3	0,4748	23,1	16,3	1853,1	3902,8	217,268	9,75	608,78	-49,59				
M PO f0 (A-E) h530	Nmin	1,1	5,7	16,3	0,434	23,2	16,3	1184,9	2730,2	151,99	9,75	478,49	-47,39				
M PO f0 (A-E) h530	Vmax	1,1	5,7	16,3	0,4614	23,1	16,3	1265,7	2743,2	152,716	9,75	479,94	-13,37				
M PO f0 (A-E) h530	Vmin	1,1	5,7	16,3	0,4701	23,1	16,3	1826	3884,2	216,234	9,75	606,72	-65,32				
M PO f0 (E-F) h-120	Nmax	0,7	3,3	5,13	0,0594	7,52	5,13	75,035	1263,1	351,754	10,8333	179,25	37,818			1	0
M PO f0 (E-F) h-120	Nmin	0,7	3,3	5,13	0,0564	7,53	5,13	49,268	873,26	243,179	10,8333	135,93	26,296				
M PO f0 (E-F) h-120	Vmax	0,7	3,3	5,13	0,0594	7,52	5,13	75,035	1263,1	351,754	10,8333	179,25	37,818				
M PO f0 (E-F) h-120	Vmin	0,7	3,3	5,13	0,0626	7,51	5,13	54,718	874,4	243,498	10,8333	136,06	17,591				
M PO f0 (E-F) h180	Nmax	0,7	3,3	5,13	0,3246	6,72	5,13	292,22	900,21	250,684	10,8333	138,93	22,173				
M PO f0 (E-F) h180	Nmin	0,7	3,3	5,13	0,3174	6,74	5,13	200	630,12	175,471	10,8333	108,92	13,364				
M PO f0 (E-F) h180	Vmax	0,7	3,3	5,13	0,3211	6,73	5,13	287,87	896,47	249,642	10,8333	138,51	22,267				
M PO f0 (E-F) h180	Vmin	0,7	3,3	5,13	0,3092	6,77	5,13	196,34	634,93	176,811	10,8333	109,45	8,789				
M PO f0 (E-F) h185	Nmax	0,7	3,3	5,13	0,3246	6,72	5,13	292,22	900,21	250,684	10,8333	138,93	22,173				
M PO f0 (E-F) h185	Nmin	0,7	3,3	5,13	0,3174	6,74	5,13	200	630,12	175,471	10,8333	108,92	13,364				
M PO f0 (E-F) h185	Vmax	0,7	3,3	5,13	0,3211	6,73	5,13	287,87	896,47	249,642	10,8333	138,51	22,267				
M PO f0 (E-F) h185	Vmin	0,7	3,3	5,13	0,3092	6,77	5,13	196,34	634,93	176,811	10,8333	109,45	8,789				
M PO f0 (E-F) h30	Nmax	0,7	3,3	5,13	0,2068	7,07	5,13	240,42	1162,5	323,718	10,8333	168,07	56,785				
M PO f0 (E-F) h30	Nmin	0,7	3,3	5,13	0,2062	7,08	5,13	164,38	797,33	222,035	10,8333	127,49	35,954				
M PO f0 (E-F) h30	Vmax	0,7	3,3	5,13	0,2068	7,07	5,13	240,42	1162,5	323,718	10,8333	168,07	56,785				
M PO f0 (E-F) h30	Vmin	0,7	3,3	5,13	0,2051	7,08	5,13	164,01	799,77	222,716	10,8333	127,77	28,936				
M PO f1 (/Es) h-120	Nmax	0,9	3,3	1,2	0,0663	1,6	1,2	-33,85	510,34	472,538	9,75	67,235	19,625	0	1		
M PO f1 (/Es) h-120	Nmin	0,9	3,3	1,2	0,0738	1,58	1,2	-25,53	345,75	320,137	9,75	48,946	19,996				
M PO f1 (/Es) h-120	Vmax	0,9	3,3	1,2	0,0674	1,6	1,2	-33,96	503,81	466,493	9,75	66,509	20,836				
M PO f1 (/Es) h-120	Vmin	0,9	3,3	1,2	0,07	1,59	1,2	-24,22	345,88	320,263	9,75	48,962	17,777				
M PO f1 (/Es) h180	Nmax	0,9	3,3	1,2	0,1267	1,42	1,2	12,388	97,793	90,5491	9,75	21,396	24,407				
M PO f1 (/Es) h180	Nmin	0,9	3,3	1,2	0,059	1,62	1,2	4,2649	72,247	66,8954	9,75	18,557	21,766				
M PO f1 (/Es) h180	Vmax	0,9	3,3	1,2	0,1267	1,42	1,2	12,388	97,793	90,5491	9,75	21,396	24,407				
M PO f1 (/Es) h180	Vmin	0,9	3,3	1,2	0,1573	1,33	1,2	15,091	95,91	88,8056	9,75	21,187	21,246				
M PO f1 (/Es) h30	Nmax	0,9	3,3	1,2	0,1209	1,44	1,2	-51,03	422,12	390,851	9,75	57,432	24,233				
M PO f1 (/Es) h30	Nmin	0,9	3,3	1,2	0,1246	1,43	1,2	-34,5	276,9	256,384	9,75	41,296	25,915				
M PO f1 (/Es) h30	Vmax	0,9	3,3	1,2	0,1219	1,43	1,2	-50,56	414,82	384,094	9,75	56,621	26,887				
M PO f1 (/Es) h30	Vmin	0,9	3,3	1,2	0,1205	1,44	1,2	-50,58	419,71	388,617	9,75	57,164	23,206				

Figura 4.1-24: Tabella di calcolo per le verifiche per taglio scorrimento eseguito per carichi statici (SLU)

Anche di questa verifica non si presentano le piante indicanti maschio per maschio le percentuali di verifica, ma esclusivamente l'istogramma riassuntivo con il numero degli elementi verificati e non verificati.



**Figura 4.1-25:** Istogramma Risultati delle verifiche per taglio scorrimento eseguito per carichi statici (SLU)

La verifica a taglio scorrimento rispetto a quella di fessurazione risulta essere meno severa, difatti vediamo un maggior numero di maschi murari verificati. È per questo che quando si sono messe assieme le 2 verifiche per taglio prendendo di volta in volta la condizione più svantaggiosa, questa verifica è stata poco indicativa, difatti i risultati delle verifiche a taglio congiunte vanno quasi a coincidere con le verifiche di taglio per fessurazione diagonale.

#### 4.1.3.2 Verifiche a taglio scorrimento per carichi sismici (SLV).

Sempre a titolo di esempio si riportano le tabelle impiegate per le verifiche a tagli scorrimento sotto carichi sismici in direzione X ed in direzione Y

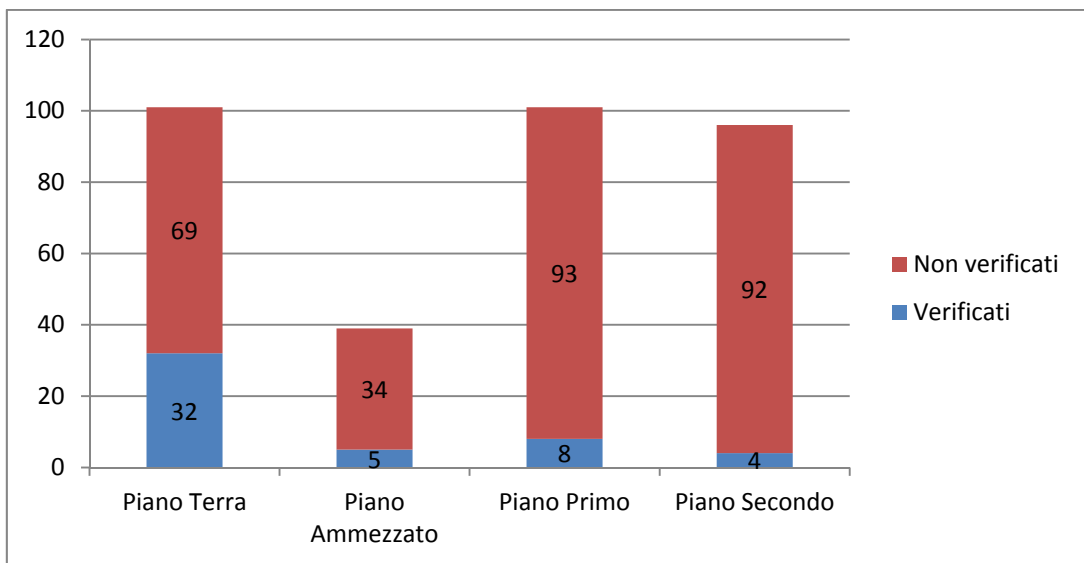
MASCHIO	t (m)	h (m)	l (m)	$e=M_u/N$ (m)	$l/ecc$ (m)	$l/6$ (m)	$l'$ (m)	$f_d$ ( $kN/m^2$ )	$\sigma_o$ ( $kN/m^2$ )	$M_u$ (kN-m)	$F_{sd}$ (kN)	$\sigma_n$ ( $kN/m^2$ )	$T_{od}$ ( $kN/m^2$ )	$V_1$ (kN)	$V_2$ (kN)	% di verifica	Maschi verificati	Maschi non verificati	
MPOfo (A-E) h-40	1,1	5,71	16,3	0,45284	23,14	2,72	16,33	787,5	304,74	2478,9	5474	304,74	14,625	1175,1	1075,9	0,9156025			
MPOfo (A-E) h-40	1,1	5,71	16,3	0,4449	23,16	2,72	16,33	787,5	216,69	-1731,8	3892	216,69	14,625	911,46	-1064,9	1,168326			
MPOfo (A-E) h250	Nmax	1,1	5,71	16,3	0,54676	22,85	2,72	16,33	261,18	2565,1	4692	261,18	14,625	1044,6	1143,1	1,0942965			
MPOfo (A-E) h250	Nmin	1,1	5,71	16,3	0,27064	23,68	2,72	16,33	191,93	-933,07	3448	191,93	14,625	837,32	-1103,5	1,3178362			
MPOfo (A-E) h350	Nmax	1,1	5,71	16,3	0,58597	22,74	2,72	16,33	246,06	2589,9	4420	246,06	14,625	999,36	1167,4	1,1681439			
MPOfo (A-E) h350	Nmin	1,1	5,71	16,3	0,20517	23,88	2,72	16,33	183,82	-677,46	3302	183,82	14,625	813,04	-1084,1	1,3334086			
MPOfo (A-E) h530	Nmax	1,1	5,71	16,3	0,96575	21,6	2,72	16,33	183,65	3186	3299	183,65	14,625	812,54	528,44	0,6503546			
MPOfo (A-E) h530	Nmin	1,1	5,71	16,3	0,17676	23,96	2,72	16,33	132,88	-421,93	2387	132,88	14,625	660,54	-576,7	0,873074			
MPOfo (E-F) h-120	Nmax	0,7	3,3	5,13	0,18236	7,148	0,86	5,13	787,5	340,14	222,75	1221	340,14	14,625	256,09	260,42	1,0169057		
MPOfo (E-F) h-120	Nmin	0,7	3,3	5,13	0,1941	7,113	0,86	5,13	167,99	-117,09	603,2	167,99	14,625	153,06	-201,58	1,3170241			
MPOfo (E-F) h180	Nmax	0,7	3,3	5,13	0,32709	6,714	0,86	5,13	230,71	270,99	828,5	230,71	14,625	190,6	228,5	1,1988507			
MPOfo (E-F) h180	Nmin	0,7	3,3	5,13	0,32461	6,721	0,86	5,13	132,28	154,19	475	132,28	14,625	131,69	-196,18	1,4897574			
MPOfo (E-F) h185	Nmax	0,7	3,3	5,13	0,32709	6,714	0,86	5,13	230,71	270,99	828,5	230,71	14,625	190,6	228,5	1,1988507	0	1	
MPOfo (E-F) h185	Nmin	0,7	3,3	5,13	0,32461	6,721	0,86	5,13	132,28	154,19	475	132,28	14,625	131,69	-196,18	1,4897574			
MPOfo (E-F) h30	Nmax	0,7	3,3	5,13	0,20707	7,074	0,86	5,13	302,26	224,76	1085	302,26	14,625	233,42	270,12	1,1572085			
MPOfo (E-F) h30	Nmin	0,7	3,3	5,13	0,21	7,065	0,86	5,13	163,17	123,04	585,9	163,17	14,625	150,17	-187,92	1,2513348			
MPOft (E/S) h-120	Nmax	0,9	3,3	1,2	0,00238	1,793	0,2	1,2	787,5	383,76	-0,9872	414,5	383,76	14,625	84,872	60,473	0,7125242		
MPOft (E/S) h-120	Nmin	0,9	3,3	1,2	0,15974	1,321	0,2	1,2	787,5	293,2	-50,582	316,7	293,2	14,625	68,571	-24,756	0,3610273		
MPOft (E/S) h180	Nmax	0,9	3,3	1,2	0,22721	1,118	0,2	1,118	787,5	81,068	19,893	87,55	86,985	14,625	29,313	33,774	1,1522014		0
MPOft (E/S) h180	Nmin	0,9	3,3	1,2	0,06412	1,608	0,2	1,2	787,5	53,182	-3,6827	57,44	53,182	14,625	25,368	3,563	0,1404535		
MPOft (E/S) h30	Nmax	0,9	3,3	1,2	0,0868	1,54	0,2	1,2	787,5	309,83	-29,046	334,6	309,83	14,625	71,564	65,29	0,9123323		
MPOft (E/S) h30	Nmin	0,9	3,3	1,2	0,16965	1,291	0,2	1,2	787,5	240,71	-44,104	260	240,71	14,625	59,124	-19,452	0,3290053		

Figura 4.1-26: tabella impiegata per le verifiche a taglio scorrimento sotto carichi sismici in direzione X (SLV)

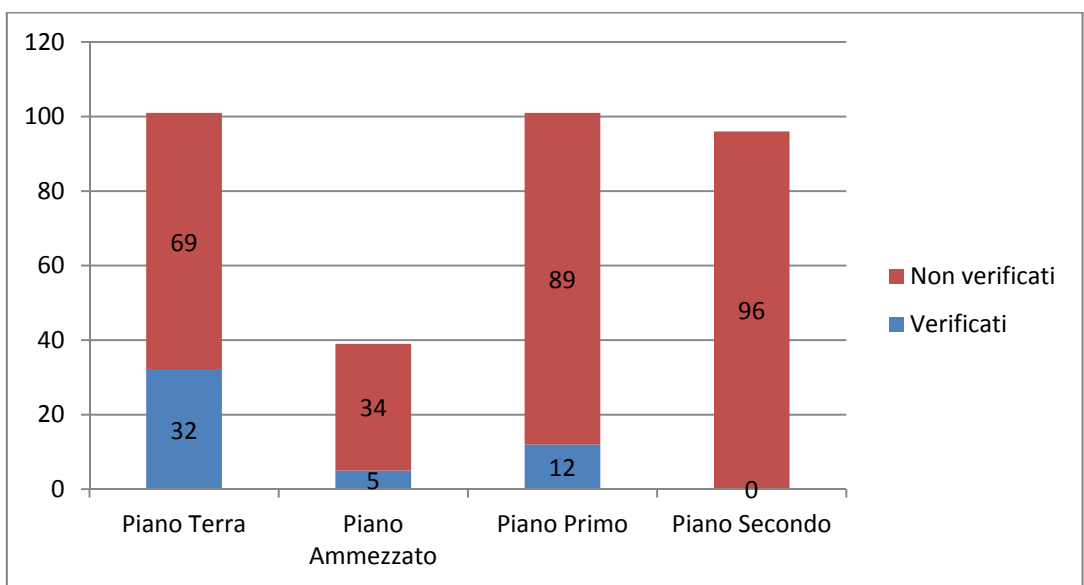
MASCHIO	TIPO DI MURATURA	t (m)	h (m)	l (m)	e=M <sub>u</sub> /N (m)	l <sub>ecc</sub> (m)	l/6 (m)	l' (m)	f <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	M <sub>0</sub> (kN-m)	F <sub>ad</sub> (kN)	σ <sub>n</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	T <sub>0d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	V <sub>0</sub> (kN)	V <sub>d</sub> (kN)	% di verifica	Maschi verificati	Maschi non verificati
M PO FO (A-E) h-40	Nmax Muratura in pietrame	1.1	5.71	16.3	0.81182	22.06	2.72	16.33	787.5	301.47	4396.3	5415	301.47	14.625	1165.3	1142.8	0.9806977		
M PO FO (A-E) h-40	Nmin Muratura in pietrame	1.1	5.71	16.3	0.92354	21.72	2.72	16.33	787.5	219.97	-3649.2	3951	219.97	14.625	921.25	-1131.8	1.2285013		
M PO FO (A-E) h250	Nmax Muratura in pietrame	1.1	5.71	16.3	0.9121	21.76	2.72	16.33	787.5	259.18	4246.5	4656	259.18	14.625	1038.7	1156.7	1.1136452		
M PO FO (A-E) h250	Nmin Muratura in pietrame	1.1	5.71	16.3	0.75051	22.24	2.72	16.33	787.5	193.92	-2614.4	3483	193.92	14.625	843.29	-1117	1.3246006		
M PO FO (A-E) h350	Nmax Muratura in pietrame	1.1	5.71	16.3	0.94972	21.65	2.72	16.33	787.5	244.34	4168.4	4389	244.34	14.625	994.23	1155.6	1.1622574		
M PO FO (A-E) h350	Nmin Muratura in pietrame	1.1	5.71	16.3	0.67691	22.46	2.72	16.33	787.5	185.53	-2256	3333	185.53	14.625	818.17	-1072.3	1.3105628		
M PO FO (A-E) h530	Nmax Muratura in pietrame	1.1	5.71	16.3	1.24448	20.76	2.72	16.33	787.5	180.71	4039.6	3246	180.71	14.625	803.72	757.26	0.9442028		
M PO FO (A-E) h530	Nmin Muratura in pietrame	1.1	5.71	16.3	0.52281	22.93	2.72	16.33	787.5	135.83	-1275.6	2440	135.83	14.625	669.36	-805.53	1.2034304		
M PO FO (E-F) h-120	Nmax Muratura in pietrame	0.7	3.3	5.13	0.22199	7.029	0.86	5.13	787.5	336.21	268.01	1207	336.21	14.625	253.74	284.17	1.119936		
M PO FO (E-F) h-120	Nmin Muratura in pietrame	0.7	3.3	5.13	0.26296	6.906	0.86	5.13	787.5	171.93	-162.35	617.4	171.93	14.625	155.42	-225.33	1.4498486		
M PO FO (E-F) h180	Nmax Muratura in pietrame	0.7	3.3	5.13	0.32053	6.733	0.86	5.13	787.5	238.37	274.37	856	238.37	14.625	195.18	245.12	1.2558513		
M PO FO (E-F) h180	Nmin Muratura in pietrame	0.7	3.3	5.13	0.337	6.684	0.86	5.13	787.5	124.62	150.81	447.5	124.62	14.625	127.1	-212.8	1.6742001		
M PO FO (E-F) h185	Nmax Muratura in pietrame	0.7	3.3	5.13	0.32053	6.733	0.86	5.13	787.5	238.37	274.37	856	238.37	14.625	195.18	245.12	1.2558513		
M PO FO (E-F) h185	Nmin Muratura in pietrame	0.7	3.3	5.13	0.337	6.684	0.86	5.13	787.5	124.62	150.81	447.5	124.62	14.625	127.1	-212.8	1.6742001		
M PO FO (E-F) h30	Nmax Muratura in pietrame	0.7	3.3	5.13	0.22364	7.024	0.86	5.13	787.5	305.62	245.44	1097	305.62	14.625	235.43	288.74	1.2264227		
M PO FO (E-F) h30	Nmin Muratura in pietrame	0.7	3.3	5.13	0.17837	7.16	0.86	5.13	787.5	159.81	102.36	573.9	159.81	14.625	148.16	-206.54	1.3940017		
M PO F1 (E/S) h-120	Nmax Muratura in pietrame	0.9	3.3	1.2	0.02073	1.738	0.2	1.2	787.5	389.49	8.722	420.7	389.49	14.625	85.904	75.661	0.880764		
M PO F1 (E/S) h-120	Nmin Muratura in pietrame	0.9	3.3	1.2	0.26538	1.004	0.2	1.004	787.5	77.376	22.176	83.57	92.493	14.625	27.141	33.391	1.2302727		
M PO F1 (E/S) h180	Nmax Muratura in pietrame	0.9	3.3	1.2	0.1942	1.217	0.2	1.2	787.5	287.47	-60.291	310.5	287.47	14.625	67.599	-39.944	0.59144227		
M PO F1 (E/S) h180	Nmin Muratura in pietrame	0.9	3.3	1.2	0.09713	1.509	0.2	1.2	787.5	56.874	-5.9659	61.42	56.874	14.625	26.032	3.947	0.1516191		
M PO F1 (E/S) h30	Nmax Muratura in pietrame	0.9	3.3	1.2	0.07919	1.562	0.2	1.2	787.5	302.05	-25.833	326.2	302.05	14.625	70.164	81.418	1.1603901		
M PO F1 (E/S) h30	Nmin Muratura in pietrame	0.9	3.3	1.2	0.17631	1.271	0.2	1.2	787.5	248.49	-47.317	268.4	248.49	14.625	60.523	-35.58	0.5878741		

Figura 4.1-27: Tabella impiegata per le verifiche a taglio scorrimento sotto carichi sismici in direzione Y (SLV).

Delle verifiche a taglio scorrimento sotto carichi sismici non si presentano le piante indicanti maschio per maschio le percentuali di verifica, ma esclusivamente l'istogramma riassuntivo con il numero degli elementi verificati e non verificati.



**Figura 4.1-28:** Istogramma riassuntivo per le verifiche a Taglio scorrimento sotto carichi sismici in direzione X (SLV)



**Figura 4.1-29:** Istogramma riassuntivo delle verifiche a taglio scorrimento sotto carichi sismici in direzione Y (SLV)

Le verifiche a taglio scorrimento evidenziano una criticità dell'edificio sollecitato a questo tipo di sforzo. Il palazzo presenta un comportamento critico per entrambe le direzioni, sia la X che la Y.

#### 4.1.4 Verifiche statiche di taglio congiunte per carichi statici (SLU)

Nel caso delle verifiche a taglio, visto che la norma propone 2 formule di verifica, la prima come caso più generico per edifici in muratura ordinaria (§7.8.2.2) e la seconda per edifici in muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti (§C8.7.1.5).

Si è scelto a favore di sicurezza di andare ad eseguire entrambe le verifiche e di riportare la percentuale di verifica più penalizzante.

Si riportano ora le piante con le percentuali di verifica 2 verifiche a taglio congiunte.

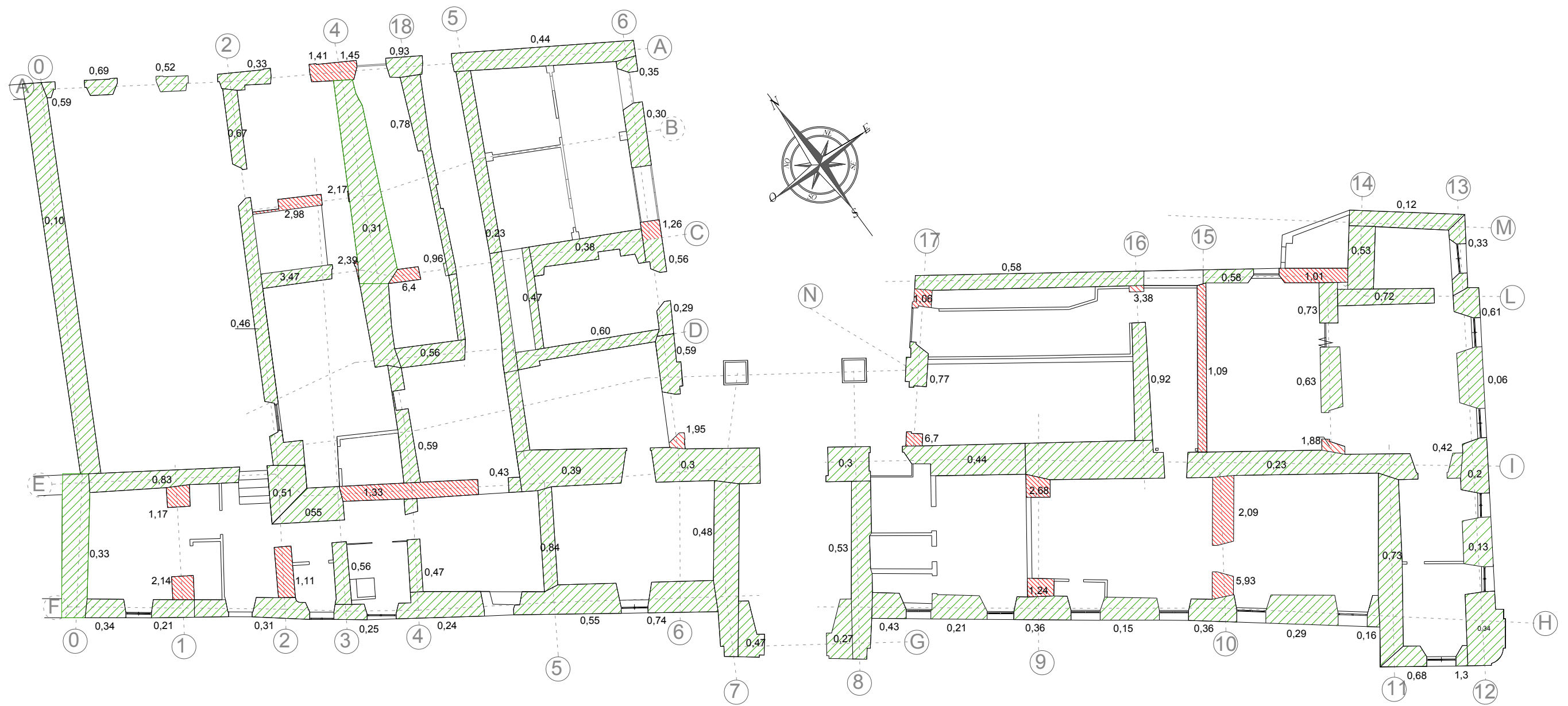


Figura 4.1-30: Risultati delle verifiche a taglio per carichi statici (SLU), Piano Terra

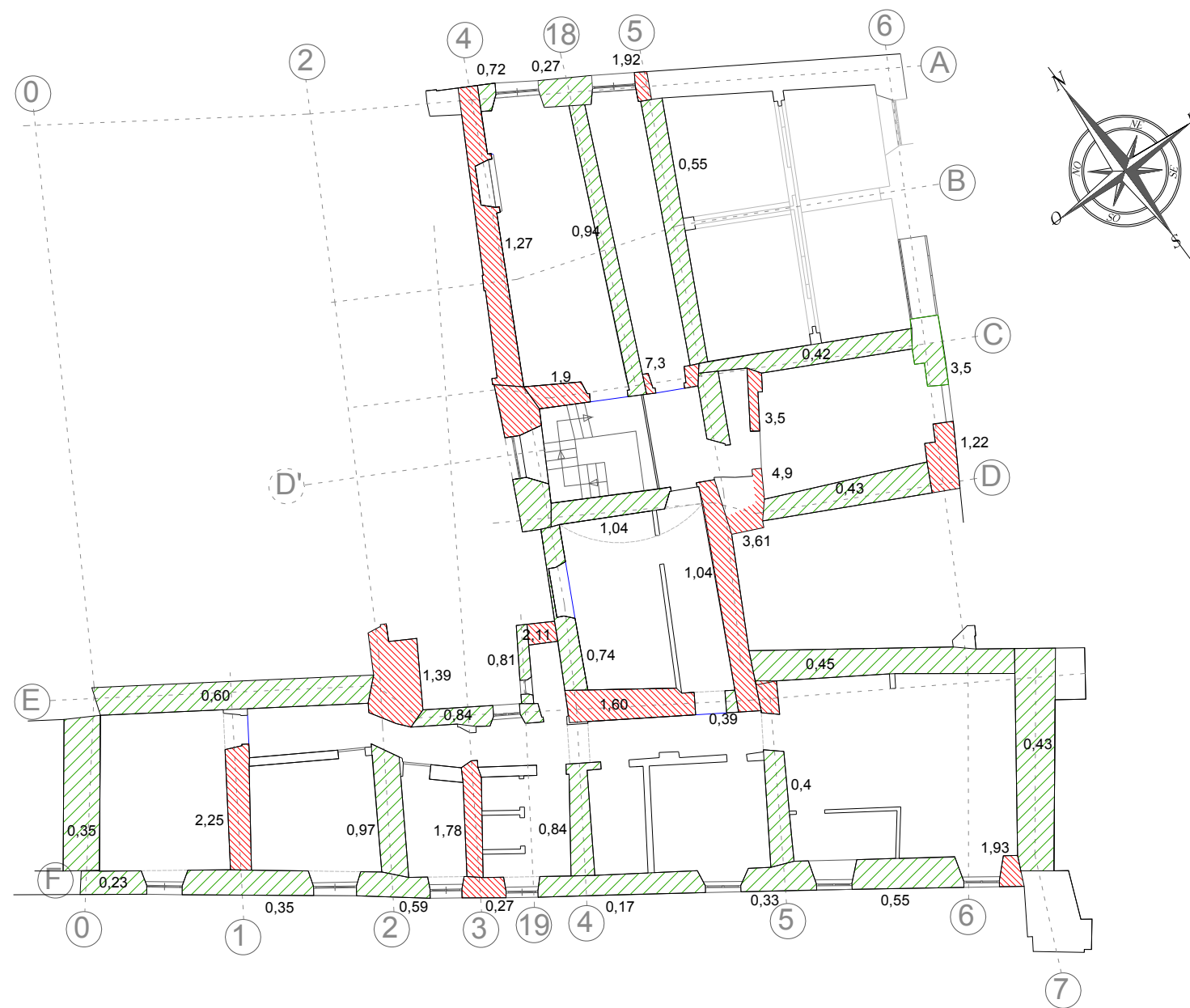


Figura 4.1-31: Risultati delle verifiche a taglio per carichi statici (SLU), Piano Ammezzato





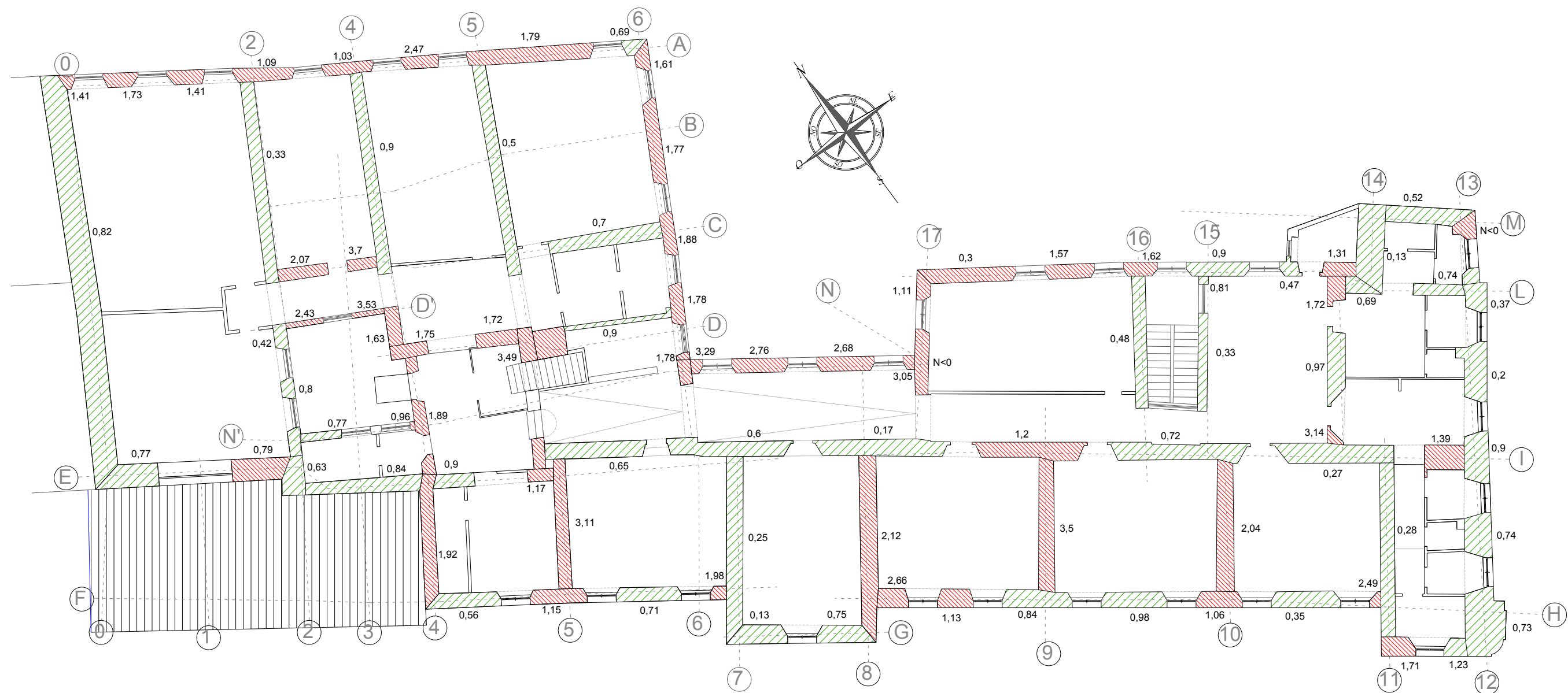
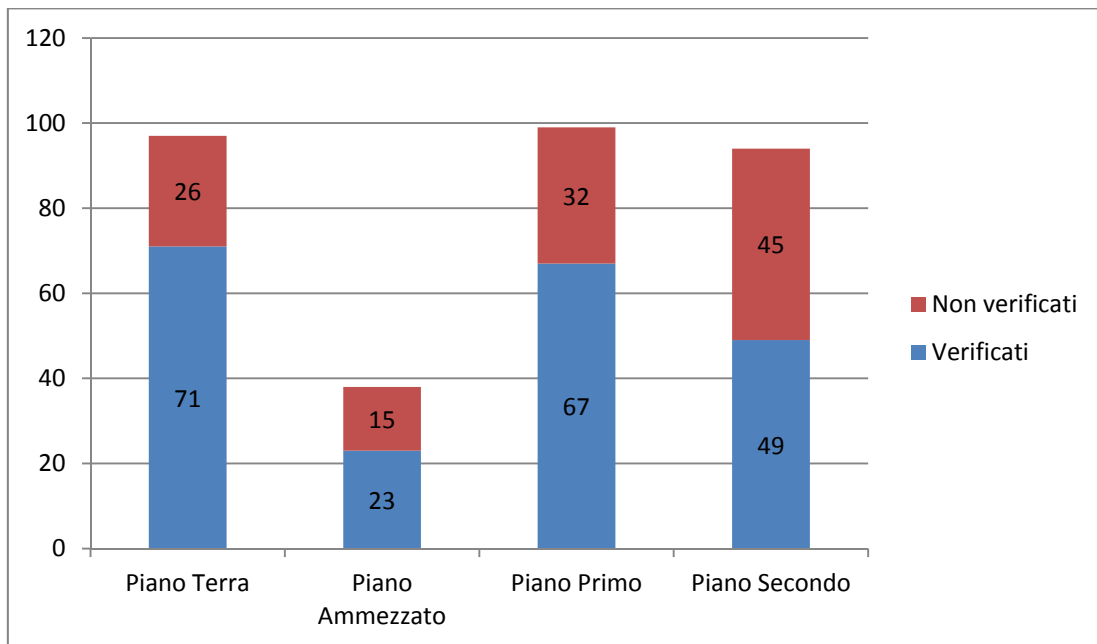


Figura 4.1-33: Risultati delle verifiche a taglio per carichi statici (SLU), Piano Secondo

Si riporta di seguito l'istogramma riportante il riassunto delle 2 verifiche congiunte,



**Figura 4.1-34:** Iistogramma riassuntivo delle verifiche a taglio (SLU)

L'istogramma delle verifiche di taglio congiunte risulta quasi uguale all'istogramma del taglio scorrimento, difatti questa verifica nella maggior parte dei casi risulta essere la più restrittiva. Questo è anche comprensibile visto che la verifica a taglio scorrimento ci è presentata in normativa al capitolo 7.8.2.2 per gli edifici in muratura ordinaria, mentre la verifica per fessurazione diagonale, ci viene presentata in circolare la capitolo C8.7.1.5 sempre per le pareti murarie, ma chiarendo essa può essere usata in deroga nel caso di muratura irregolare o caratterizzata da blocchi non particolarmente resistenti.

#### 4.1.5 Verifiche di taglio congiunte per carichi sismici (SLV)

Di queste verifiche si riportano le piante riassuntive con indicati gli indici di verifica maschio per maschio tali indici rappresentano in che misura il maschio interessato supera o meno la verifica. Il detto indice si riferisce sempre maschio per maschio alla verifica più gravosa.

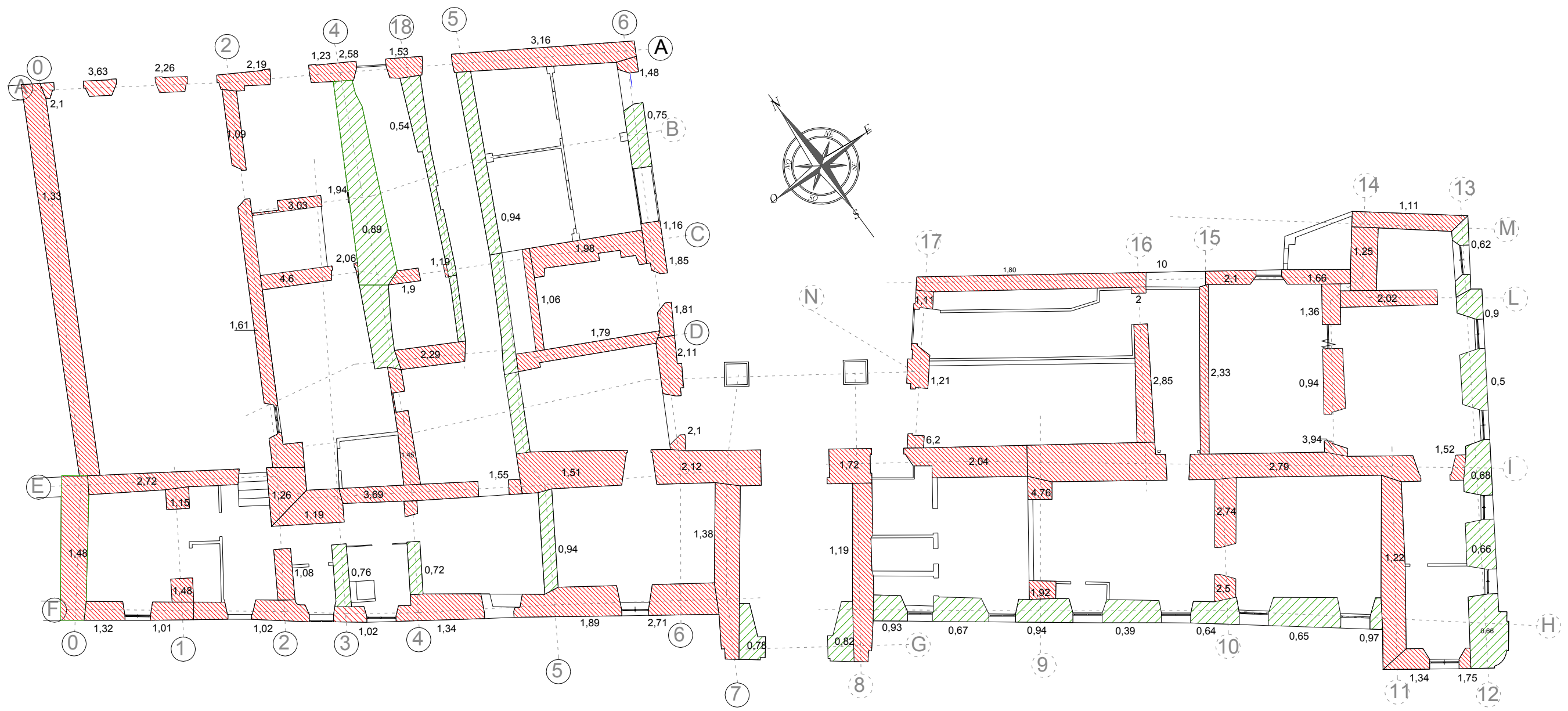


Figura 4.1-35: 4.9.4.5 Verifiche di taglio congiunte per carichi sismici in direzione X (SLV) Piano terra



Figura 4.1-36: Verifiche di taglio congiunte per carichi sismici in direzione X (SLV) Piano Ammezzato



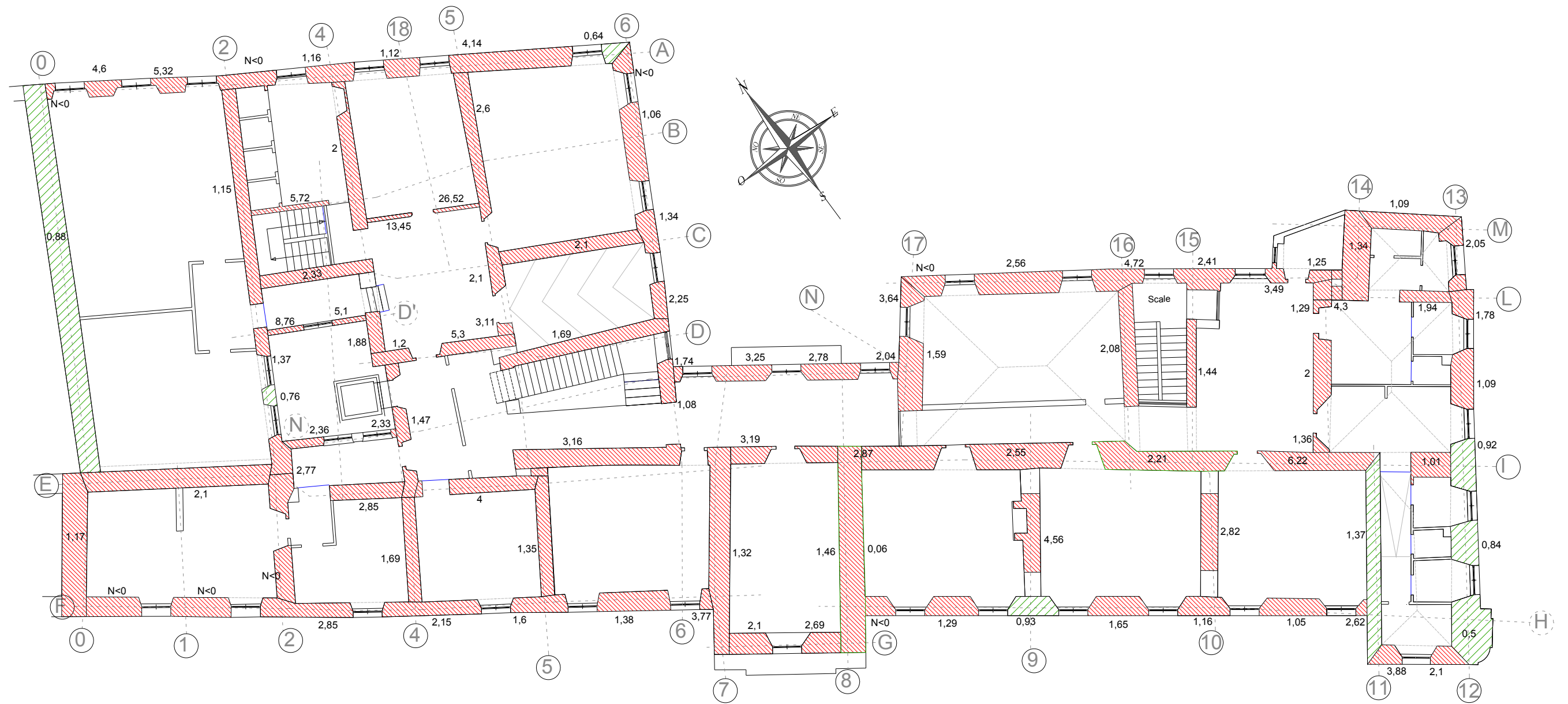


Figura 4.1-37: Verifiche di taglio congiunte per carichi sismici in direzione X (SLV) Piano Primo

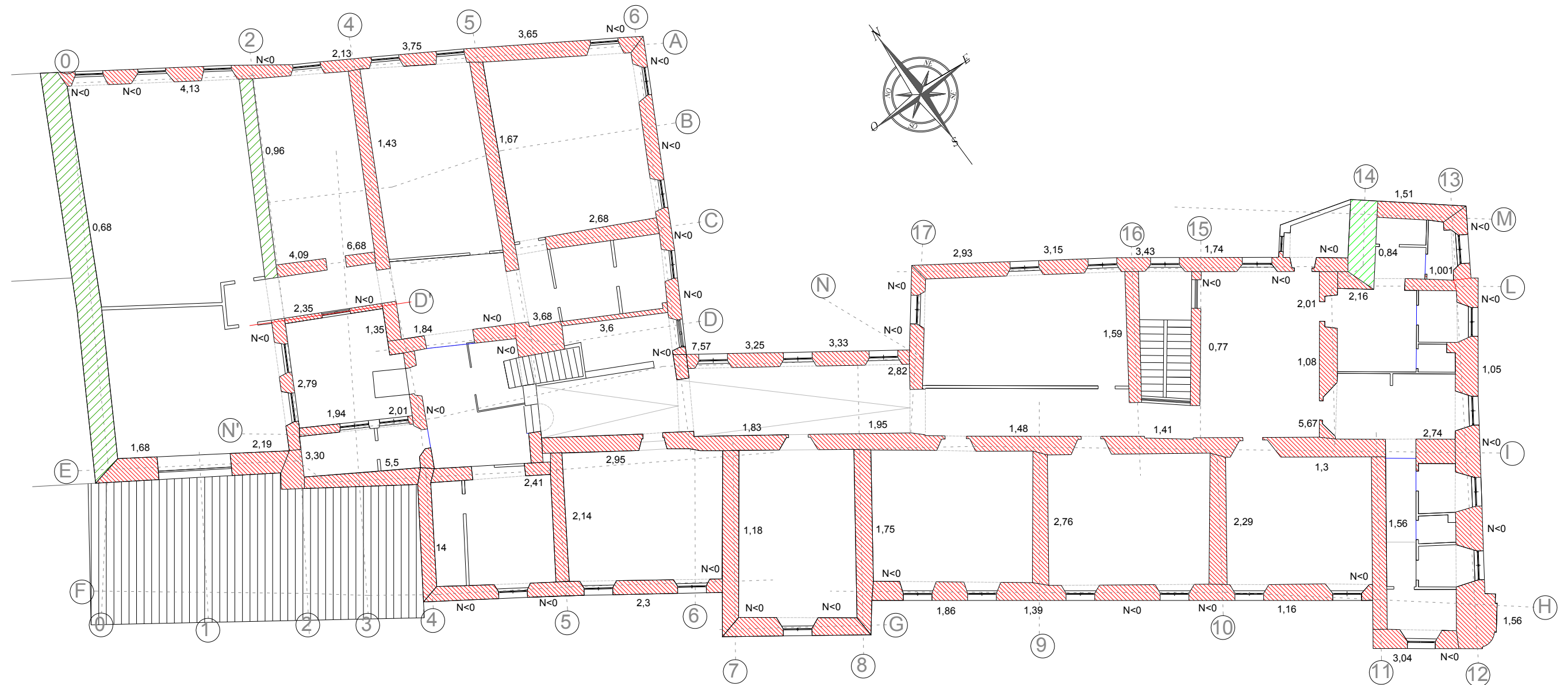


Figura 4.1-38: Verifiche di taglio congiunte per carichi sismici in direzione X (SLV) Piano Secondo

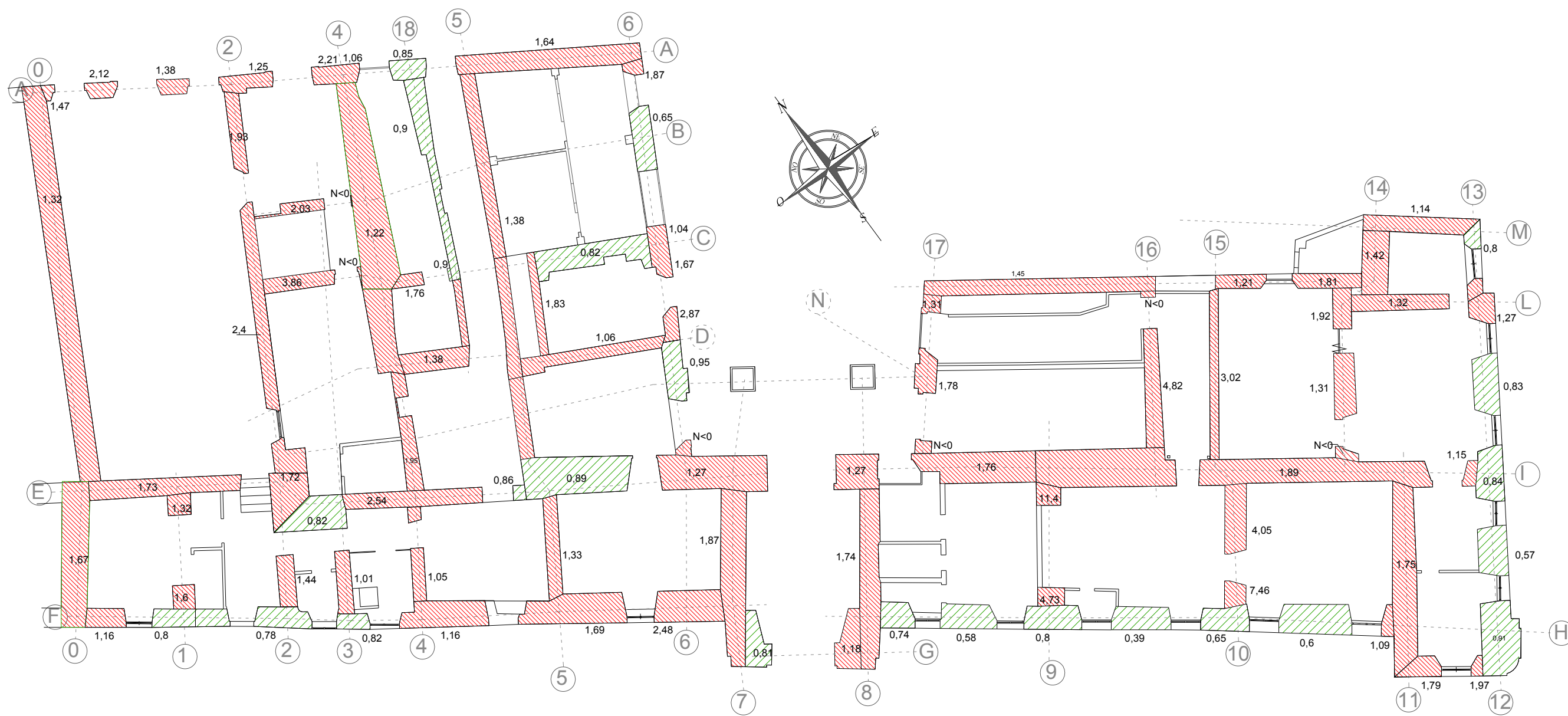


Figura 4.1-39: : Verifiche di taglio congiunte per carichi sismici in direzione Y (SLV) PianoTerra



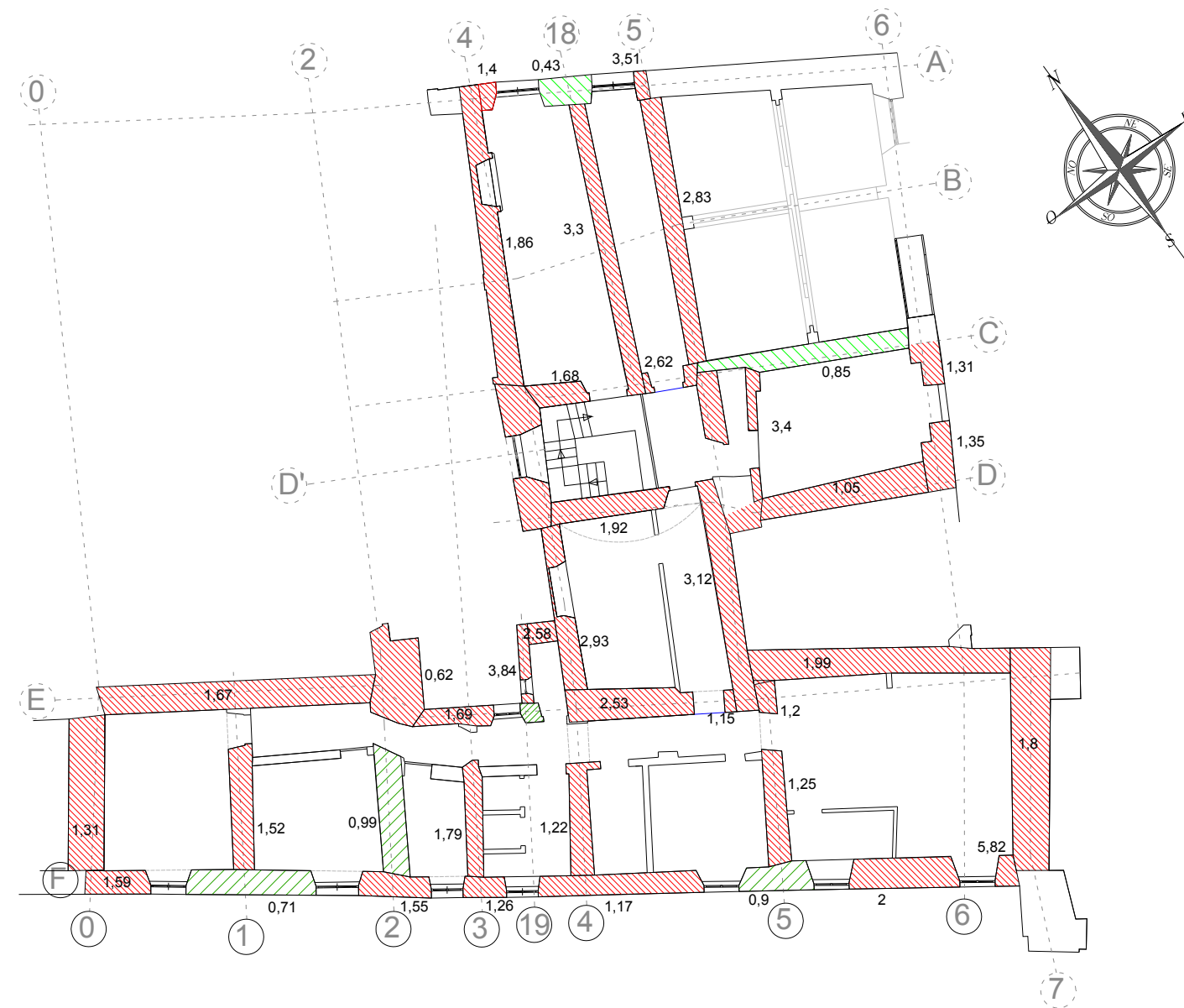


Figura 4.1-40: Verifiche di taglio congiunte per carichi sismici in direzione Y (SLV) Piano Ammezzato



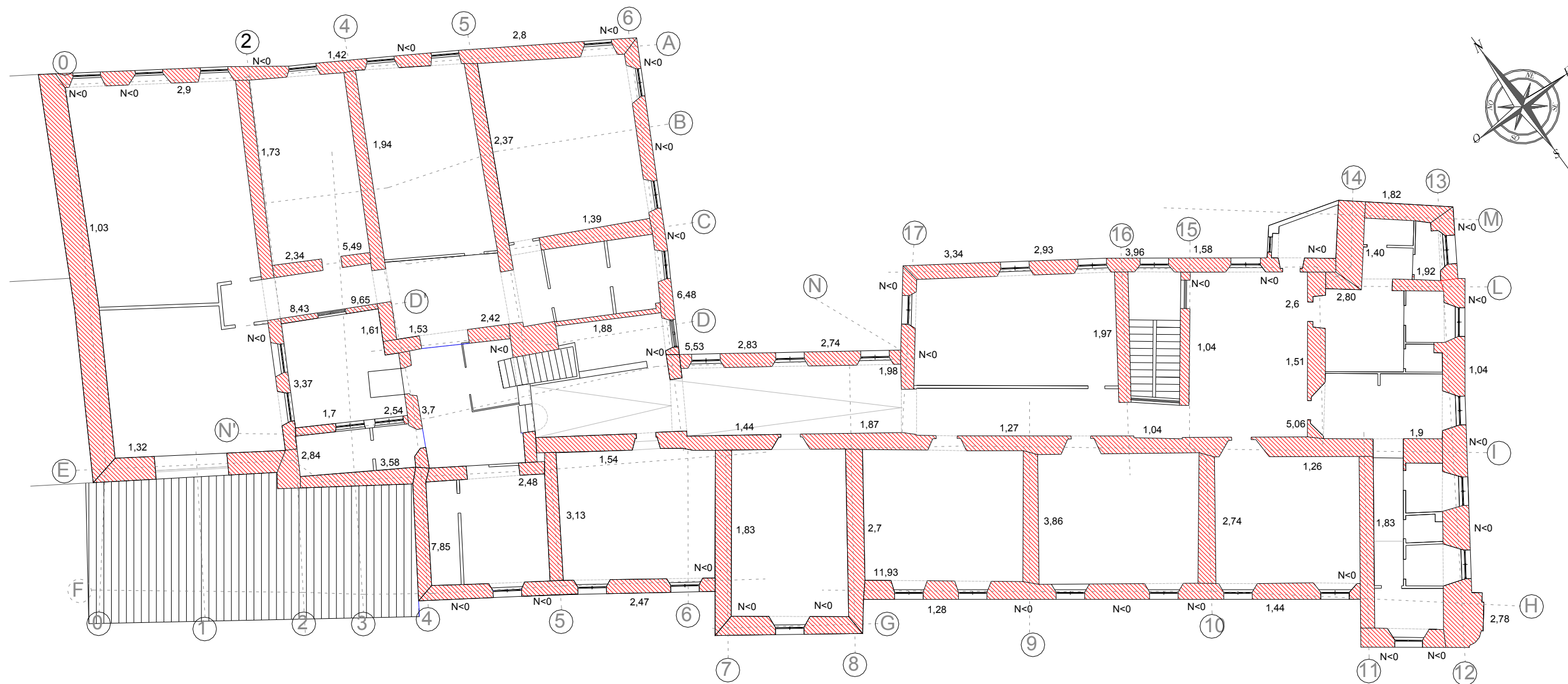
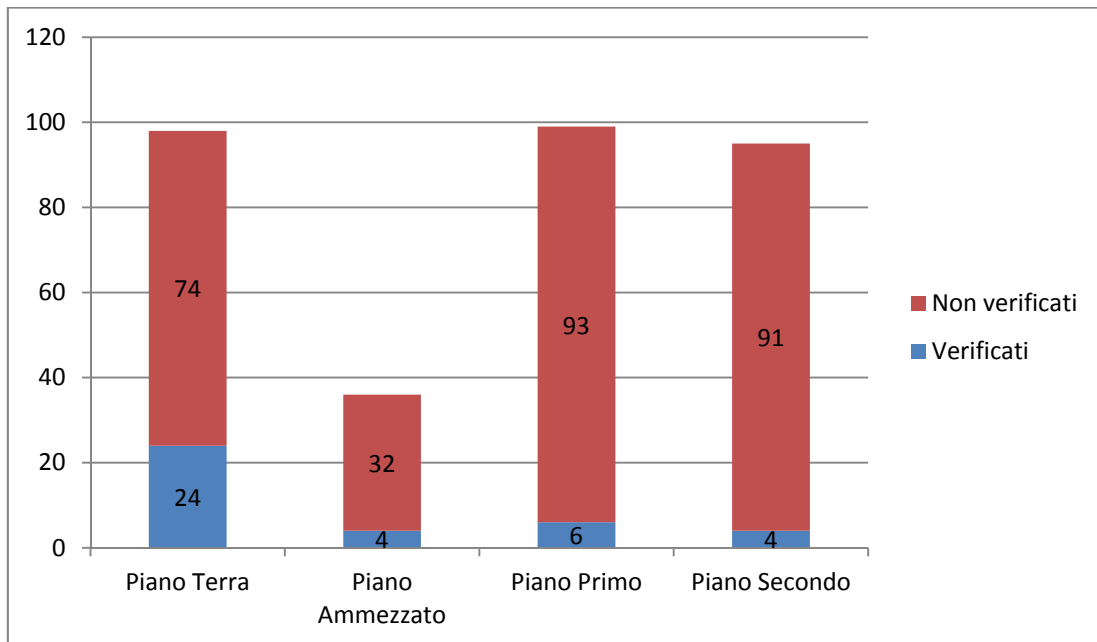
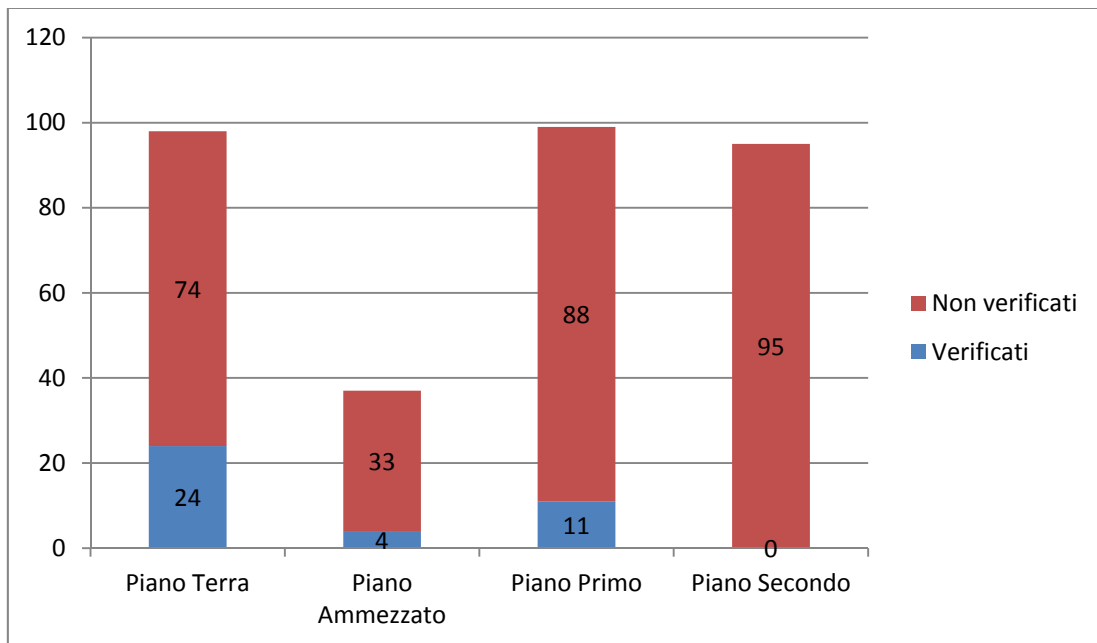


Figura 4.1-42: Verifiche di taglio congiunte per carichi sismici in direzione Y (SLV) Piano Secondo

Si presentano di seguito gli istogrammi riassuntivi delle verifiche a taglio sotto carichi sismici, sia in direzione X che in direzione Y.



**Figura 4.1-43:** Istogramma riassuntivo delle verifiche a taglio per carichi sismici (SLV) in direzione X



**Figura 4.1-44:** Istogramma riassuntivo delle verifiche a taglio per carichi sismici (SLV) in direzione Y

Le verifiche a taglio sotto azione sismica si presentano particolarmente gravose, con la maggior parte dei maschi murari non verificati. Questo è legato anche alla definizione dell'azione sismica, essa infatti risulta direttamente proporzionale alle masse coinvolte. Questo effetto su un edificio come quello preso in esame, in cui un gran numero di orizzontamenti è costituito da volte, riempite di inerti (quindi molto pesanti), risulta generare forze sismiche di taglio di notevole intensità.

La verifica a taglio scorrimento continua a essere quella che detta l'andamento delle verifiche per taglio congiunte, infatti in pochissimi casi si dimostra peggiore la verifica a taglio per fessurazione diagonale.

Nonostante gli elementi al piano terra assorbono una forza di taglio pari alla somma delle forze collegate ai piani soprastanti, essi hanno un comportamento migliore a taglio e risultano maggiormente verificati. Questo è motivato dal maggior spessore delle sezioni dei maschi murari. Vediamo difatti che quasi tutti i maschi presentano quasi doppi (da 147 cm a 78cm ).

Si nota un comportamento leggermente migliore rispetto alla componente X del sisma. Questo fatto è motivabile a causa della geometria dell'edificio che risulta essere di forma allungata nella direzione X. Difatti visto in pianta Palazzo Centurione risulta inscritto in un rettangolo avente il lato maggiore nella direzione X.

Questa verifica è quella che presenta maggiori criticità.

#### 4.1.6 Verifica di pressoflessione fuori piano per carichi statici

La verifica a pressoflessione fuori dal piano della parete nel caso in cui la verifica venga condotta per i soli carichi statici (SLU) può essere eseguita come indicato al §4.5.6.2 delle NTC 2008, ovvero attraverso una verifica semplificata che si riduce ad una verifica di compressione semplice, confrontando il valore dello forza assiale sollecitante di progetto  $N_{sd}$  con quello della forza assiale resistente di progetto  $N_{u,rid}$  (ridotta attraverso un fattore  $\Phi$ ):

$$N_{sd} < N_{u,rid}$$

Il valore della forza assiale resistente di progetto è dato dalla relazione:

$$N_{u,rid} = \Phi * f_d * A$$

Con

$\Phi$  = coefficiente di riduzione della resistenza del materiale;

$f_d$  = resistenza a compressione di calcolo della muratura;

$A$  = area della sezione di verifica.

Il coefficiente di riduzione  $\Phi$  è riportato in Tabella 4.5 III delle NTC 2008 in funzione della snellezza convenzionale  $\lambda$  e del coefficiente di eccentricità  $m$ . La stessa tabella viene riportata nel seguito.

Snellezza $\lambda$	Coefficiente di eccentricità $m = 6 e / t$				
	0	0,5	1	1,5	2
5	1	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	-	-

**Tabella 4.1-2:** Coefficiente  $\Phi$ , in funzione di  $\lambda$  ed  $m$

La snellezza  $\lambda$  della parete è data da:

$$\lambda = \rho * h / t$$

In cui:

h altezza interna di piano.

t spessore dell'elemento considerato

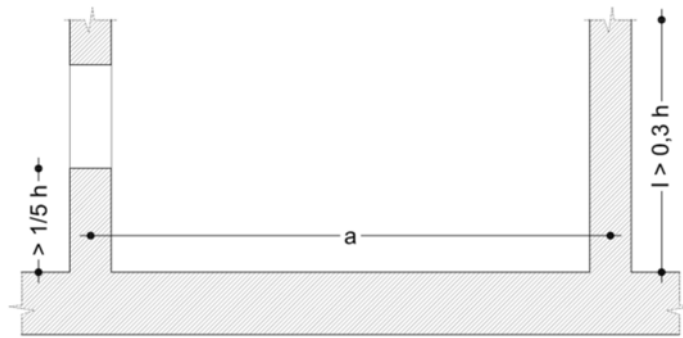
$\rho$  tiene conto dell'efficacia del vincolo fornito dai muri ortogonali;

Il coefficiente  $\rho$  assume valore 1 per muri isolati mentre è tabellato (vedi tabella 5.3) in funzione del rapporto  $h/a$  quando il muro non ha aperture ed è irrigidito con efficaci 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 secondo lo schema di figura 5.2.

h/a	$\rho$
$h/a \leq 0,5$	1
$0,5 < h/a \leq 1,0$	$3/2 - h/a$
$1,0 < h/a$	$1/[1+(h/a)^2]$

**Tabella 4.1-3:** Fattore laterale di vincolo  $\rho$

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  $\rho = 1$ .



**Figura 4.1-45:** Efficace Irrigidimento per azioni fuori piano

Il coefficiente di eccentricità invece 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 a:

- a) eccentricità totali dei carichi verticali
- b) alle tolleranze di esecuzione
- c) alle azioni orizzontali

a) Eccentricità totale dei carichi verticali  $e_s$

$$e_s = e_{s1} + e_{s2}$$

$$e_{s1} = \frac{N_1 * d_1}{N_1 + \sum N_2}$$

$$e_{s1} = \frac{\sum N_1 * d_1}{N_1 + \sum N_2}$$

con:

$e_{s1}$  = 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;

Tali eccentricità possono essere positive o negative.

b) Eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione  $e_a$

con:

$$e_a = h/200$$

$h$  = altezza interna di piano

c) Eccentricità dovuta alle azioni orizzontali considerate agenti in direzione normale al piano della muratura  $e_v$

$$e_v = \frac{M_v}{N}$$

In cui

$M_v$  massimo momento flettente dovuto alle azioni orizzontali; per tale momento si sono considerato quello che il programma di calcolo ha fornito come ribaltante fuori piano in combinazione statica. In tale momento è computato sia il contributo del vento che grazie alla modellazione delle volte, le spinte delle volte stesse.

$N$  sforzo normale nella relativa sezione di verifica.

La normativa al ci indica come combinare queste eccentricità, indicando 2 modi:

$$e_1 = |e_s| + e_a \leq 0,33 t \rightarrow \text{per le sezioni di estremità}$$

$$e_2 = \frac{e_1}{2} |e_v| \leq 0,33 t \rightarrow \text{per le sezioni di mezzeria (con } M_V \text{ massimo)}$$

L'eccentricità di calcolo e non deve comunque risultare mai inferiore a  $e_a$

Delle verifiche eseguite sui maschi murari per la pressoflessione fuori piano si riporta qui di seguito la tabella di calcolo excel per alcuni maschi. Tutte le tabelle sono riportate in allegato

MASCHIO	t (m)	l (m)	N <sub>1</sub> +ΣN <sub>2</sub> (kN)	M <sub>V</sub> (kN·m)	N <sub>1</sub> (kN)	N <sub>ZSX</sub> (kN)	N <sub>ZdX</sub> (kN)	d <sub>1</sub> (m)	d <sub>ZSX</sub> (m)	d <sub>ZdX</sub> (m)	e <sub>s1</sub> (m)	e <sub>s2</sub> (m)	e <sub>s</sub> (m)	e <sub>a</sub> (m)	e <sub>v</sub> (m)	e <sub>1</sub> (m)	e <sub>2</sub> (m)	m	ρ	λ	φ	f <sub>d</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	f <sub>d,rid</sub> A (kN)	maschio verificati	Maschi non verificati
MPOFO (A-E) h-40	1,1	1,6	6456,3	5739,718	0	0,1	0,5	0,48	0	0,1	0,1	0,1	0	0	0,13	0,13	0,69	1	5,19	0,65	583,333	6798,78	1	0	
MPOFO (A-E) h350	1,1	1,6	5357,1	274,03	4640,718	0	0,1	0,5	0,48	0	0,1	0,1	0	0,05	0,14	0,1	0,65	1	5,19	0,66	583,333	6917,63	1	0	
MPOFO (A-E) h530	1,1	1,6	3902,8	3185,718	0	0,1	0,5	0,48	0	0,1	0,1	0	0	0,16	0,16	0,86	1	5,19	0,59	583,333	6207,14	1	0		
MPOFO (E-F) h-120	0,7	5,1	1263,1	1259,45	0	0	0,3	0,28	0	0	0	0	0	0,02	0,02	0,15	0,75	3,52	0,9	583,333	1884,78	1	0		
MPOFO (E-F) h180	0,7	5,1	900,21	16,76	896,45	0	0	0,3	0,28	0	0	0	0	0,02	0,02	0,24	0,75	3,52	0,86	583,333	1794,08	1	0		
MPOFO (E-F) h185	0,7	5,1	900,21	896,45	0	0	0,3	0,28	0	0	0	0	0	0,02	0,02	0,15	0,75	3,52	0,9	583,333	1881,13	1	0		
MPOFI (E/S) h-120	0,9	1,2	510,34	506,24	2,4	0	0,4	0,38	0	0	0	0	0	0,02	0,02	0,11	0,48	1,75	0,93	583,333	588,575	1	0		
MPOFI (E/S) h30	0,9	1,2	422,12	4,7961	417,24	2,4	0	0,4	0,38	0	0	0	0	0,01	0,01	0,13	0,48	1,75	0,92	583,333	581,054	1	0		
MPOFI (E/S) h180	0,9	1,2	97,793	93,24	2,4	2,4	0	0,4	0,38	0	0	0	0	0,02	0,02	0,11	0,48	1,75	0,93	583,333	588,575	1	0		
MPOFI (F/n) h-120	0,7	1,4	546,76	541,26	2,7	0	0,3	0,28	0	0	0	0	0	0,02	0,02	0,14	0,08	0,36	0,93	583,333	529,052	0	1		
MPOFI (F/n) h30	0,7	1,4	554,86	-2,013	550,26	2,7	0	0,3	0,28	0	0	0	0	0,01	0,02	0,14	0,08	0,36	0,93	583,333	529,179	0	1		
MPOFI (F/n) h180	0,7	1,4	402,01	397,26	2,7	0	0,3	0,28	0	0	0	0	0	0,12	0,12	0,14	0,08	0,36	0,93	583,333	529,006	0	1		
MPOFI0 (H/n) h-40	0,9	1,3	165,18	159,3	2,7	0,1	0,4	0,38	0,1	0	0,1	0	0	0,12	0,12	0,83	0,04	0,26	0,64	583,333	446,711	1	0		
MPOFI0 (H/n) h200	0,9	1,3	307,74	-9,178	302,3	2,7	0,1	0,4	0,38	0,1	0	0,1	0	0,05	0,13	0,72	0,04	0,26	0,67	583,333	469,197	1	0		
MPOFI0 (H/n) h450	0,9	1,3	200,94	195,3	2,7	0,1	0,4	0,38	0,1	0	0,1	0	0	0,12	0,12	0,83	0,04	0,26	0,64	583,333	446,026	1	0		
MPOFI0 (I/s) h-40	0,9	3,3	1672,8	1663,54	4,2	0,1	0,4	0,38	0,1	0	0,1	0	0	0,13	0,13	0,84	0,22	1,28	0,63	583,333	1084,91	0	1		
MPOFI0 (I/s) h200	0,9	3,3	1352,3	-32,3	1343,54	4,2	0,1	0,4	0,38	0,1	0	0,1	0	0,04	0,13	0,66	0,22	1,28	0,68	583,333	1183,69	0	1		
MPOFI0 (I/s) h450	0,9	3,3	953,6	944,54	4,2	0,1	0,4	0,43	0,1	0	0,1	0	0	0,13	0,13	0,84	0,22	1,28	0,63	583,333	1085,53	0	1		

Figura 4.1-46: Tabella di calcolo per le verifiche di pressoflessione fuori piano per carichi statici (SLU)

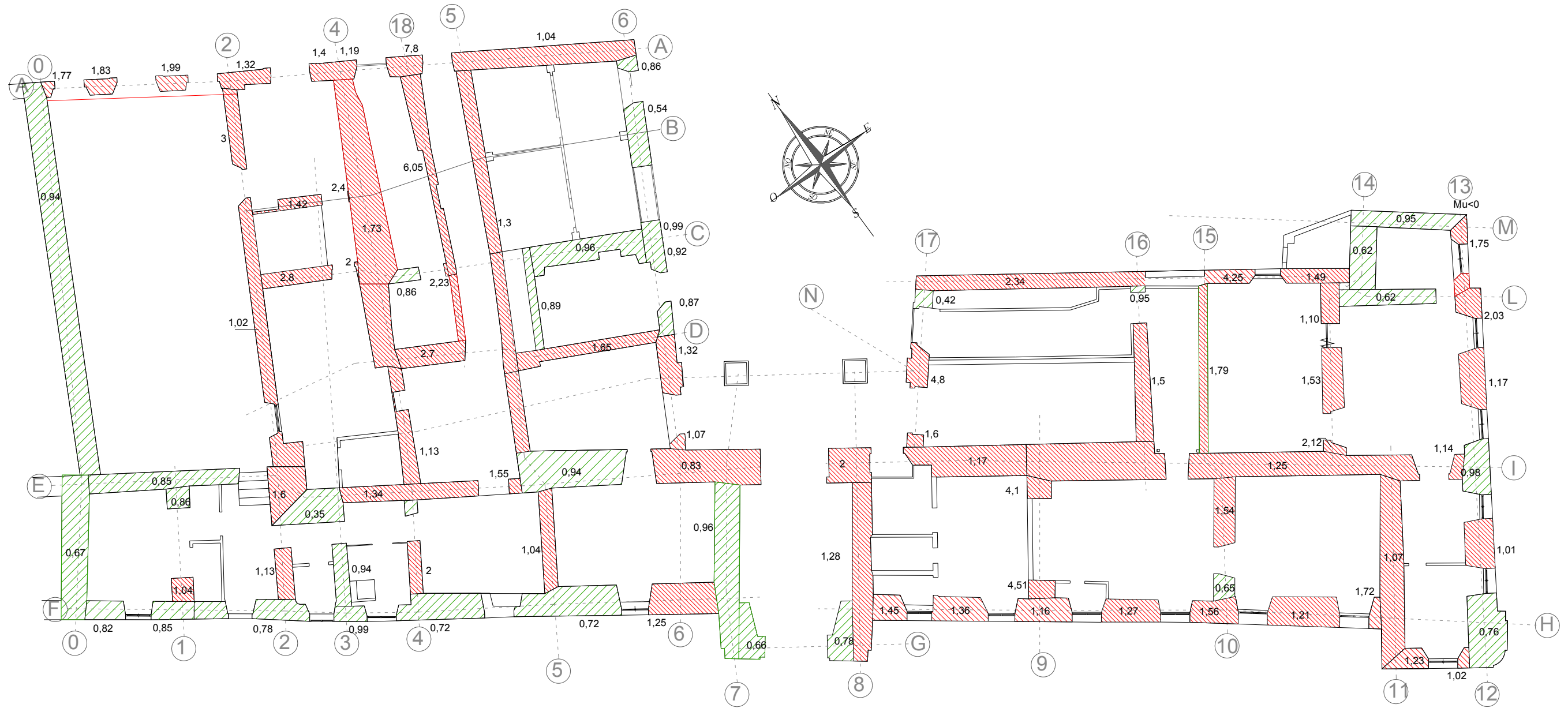


Figura 4.1-47: Verifiche di pressoflessione fuori piano per carichi statici (SLU) Piano Terra

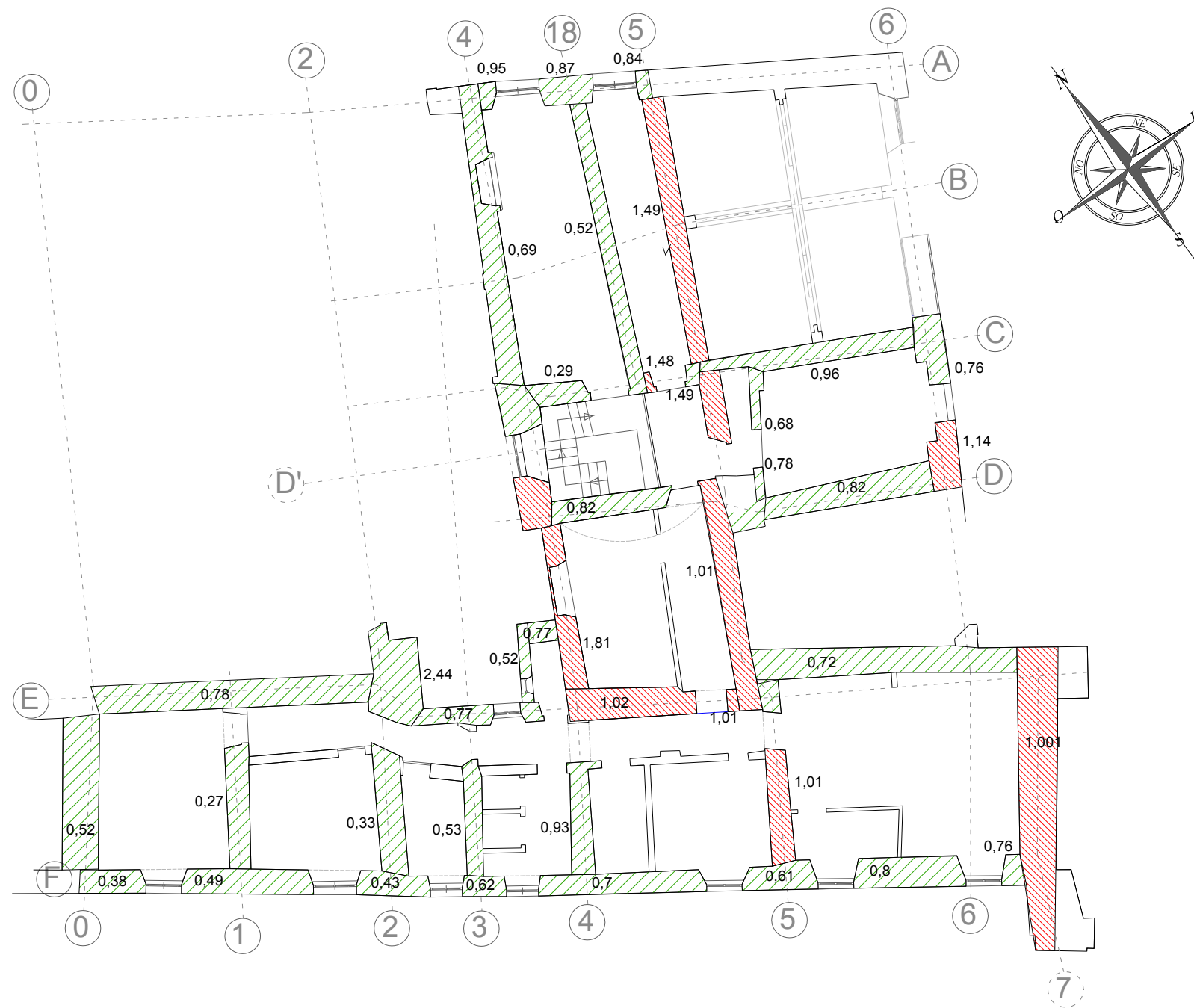


Figura 4.1-48: Verifiche di pressoflessione fuori piano per carichi statici (SLU) Piano Ammezzato

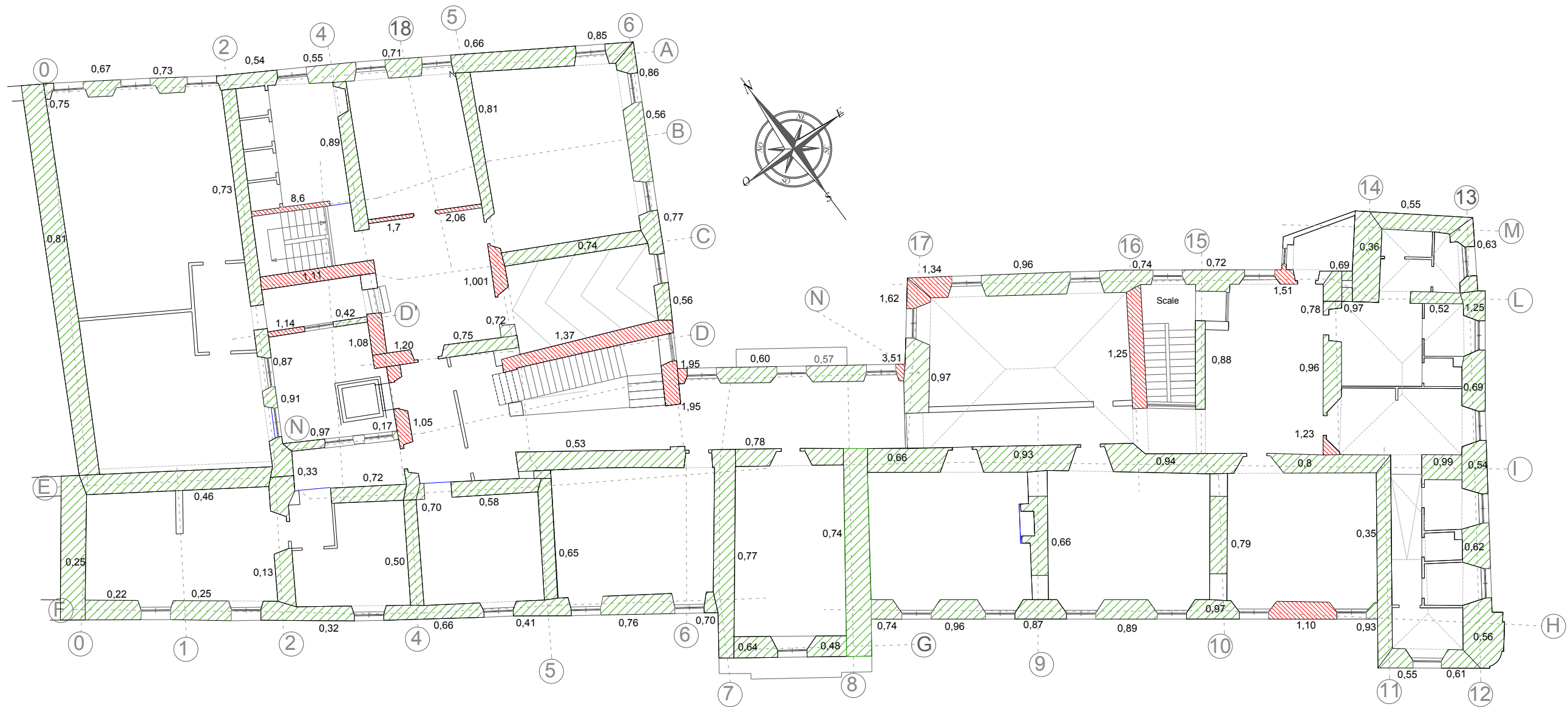


Figura 4.1-49: Verifiche di pressoflessione fuori piano per carichi statici (SLU) Piano Primo

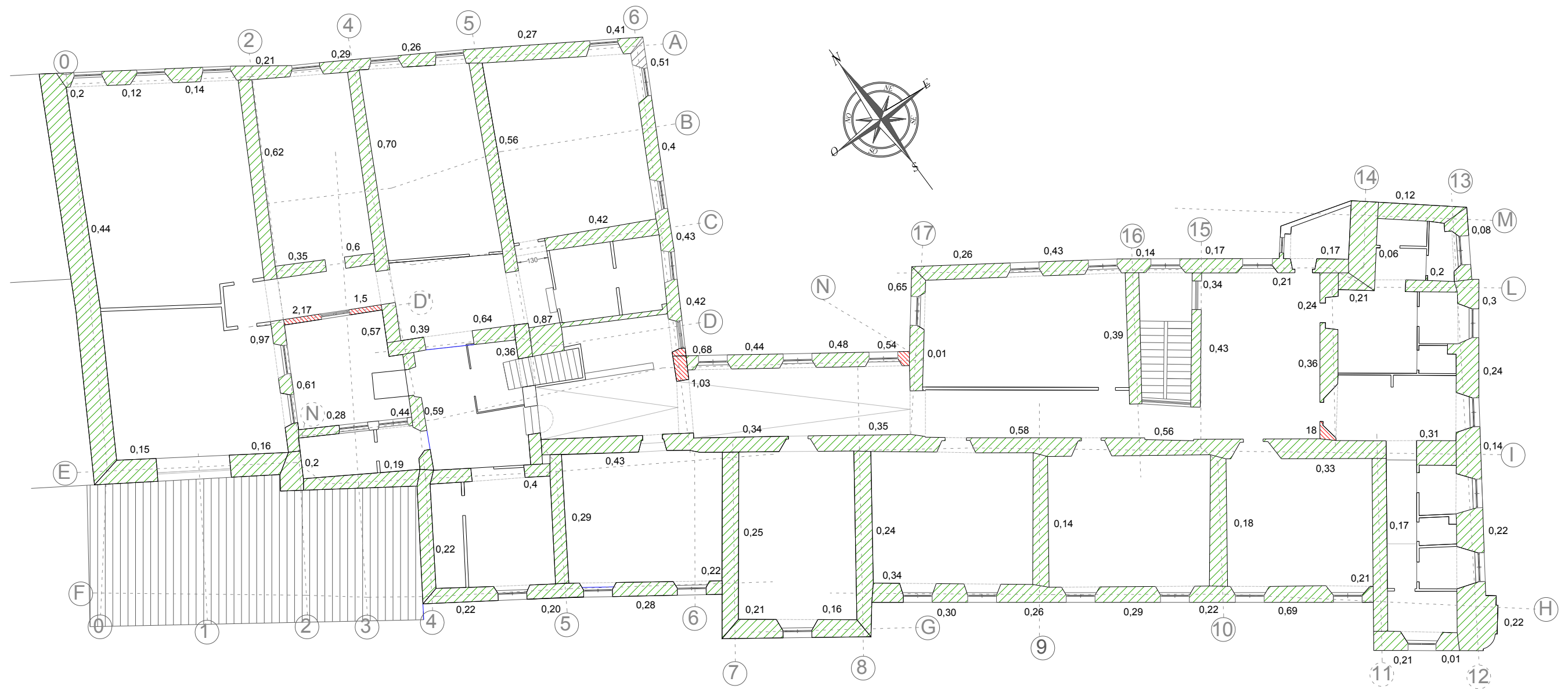
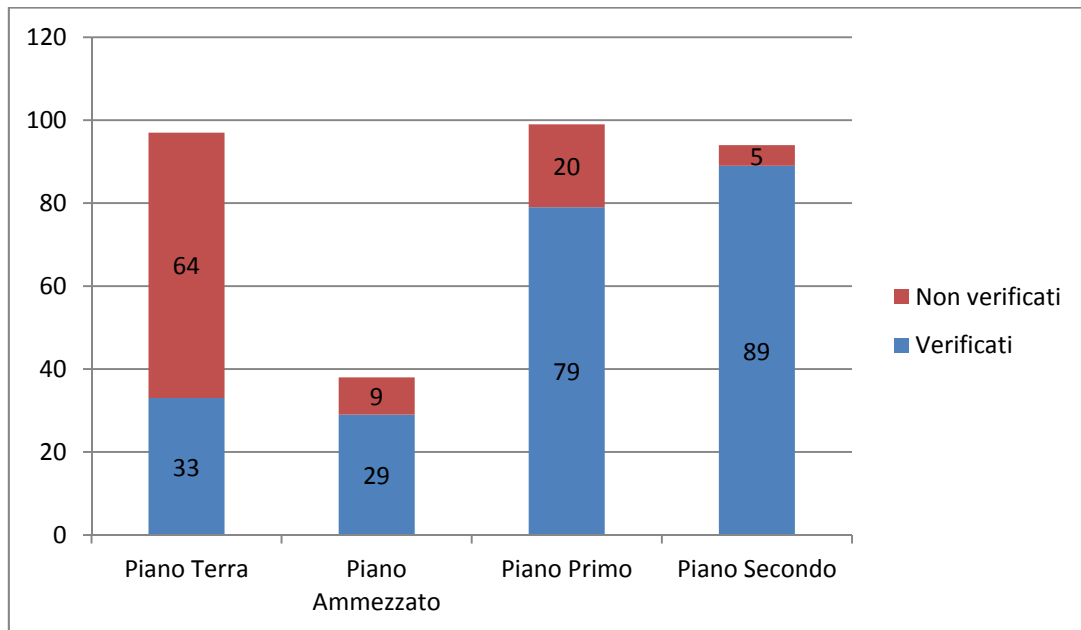


Figura 4.1-50: Verifiche di pressoflessione fuori piano per carichi statici (SLU) Piano Secondo

Si riporta di seguito l'istogramma riassuntivo delle di pressoflessione fuori piano per carichi statici (SLU).



**Figura 4.1-51:** Iistogramma riassuntivo delle verifiche a presso flessione fuori piano per carichi statici (SLU)

Trattandosi comunque di una verifica condotta sullo sforzo normale in cui deve risultare

$$N_{sd} < N_{u,rid}$$

Gli alti livelli di compressione del piano terra risultano sfavorevoli. Con il salire della quota da terra, andandosi a ridurre la compressione degli elementi troviamo sempre un maggior numeri di maschi murari che risultano verificati. In questa verifica come si sino conteggiate le spinte delle volte, maggiormente presenti nei piani bassi ed assenti al piano secondo, che come risulta dall'istogramma, risulta comportarsi meglio.

Si noti che alcune apparenti discontinuità nella verifica degli elementi o incoerenze, sono spesso dovute alla diversa tipologia di volte presenti, ed al loro diverso comportamento, difatti le volte a botte spingono solo sui 2 lati di imposta, le volte a crociera hanno una spinta concentrata nei 4 punti di imposta, mentre le volte a



padiglione hanno la spinta distribuita sui 4 lati, e generalmente maggiore poiché hanno un maggior riempimento.

#### 4.1.7 Verifica di presso flessione fuori piano per azioni sismiche (SLV)

Secondo quanto specificato al §7.8.5.1.2 delle NTC 2008, la verifica a pressoflessione fuori dal piano della parete, nel caso in cui venga condotta per la combinazione sismica (SLV), può essere eseguita separatamente dalle altre analisi con le forze equivalenti previste al §7.2.3 delle NTC per gli elementi non strutturali.

Viene precisato che l'azione sismica ortogonale alla parete potrà essere simulata considerando una forza orizzontale distribuita pari a  $S_a \gamma_I / q_a$  volte il peso della parete e forze orizzontali concentrate pari a  $S_a \gamma_I / q_a$  volte il peso dovuto agli orizzontamenti che poggiano sulla parete, se queste non sono efficacemente trasmesse a muri trasversali disposti parallelamente alla direzione del sisma.

Quindi in definitiva la forza risultante  $F_a$ , valutata nel baricentro della parete, è fornita dalla

relazione:

$$F_a = W_a * S_a * \gamma_I / q_a$$

Con:

$W_a$  peso della parete;

$\gamma_I$  fattore d'importanza;

$q_a$  fattore di struttura ( $q_a=3$ );

$S_a$  coefficiente sismico, si valuta attraverso la relazione:

$$S_a = \frac{a_g * S}{g} \left[ \frac{3 * (1 + Z/H)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \geq \frac{a_g * S}{g}$$

con:

$a_g$  accelerazione di progetto al suolo;

$g$  accelerazione di gravità;

$S$   $S_s \cdot S_T$

$Z$  altezza del baricentro;

$H$  altezza della struttura;

$T_a$  primo periodo di vibrazione della parete nella direzione considerata, valutato anche in modo approssimato; per pareti con i requisiti geometrici elencati al §7.8.1.4 delle NTC 2008 si può assumere  $T_a = 0$ ;

$T_1$  = primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata.

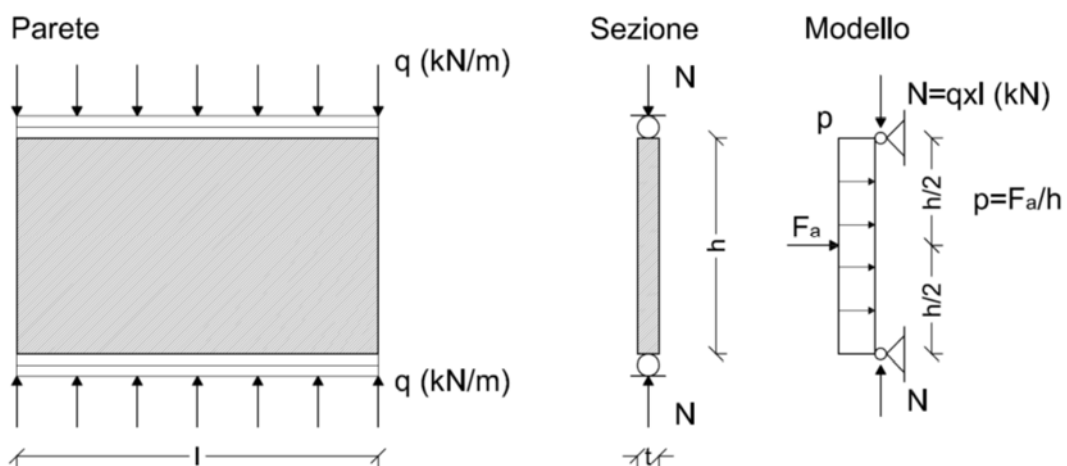
Per la valutazione del periodo di vibrazione  $T_a$ , la parete può essere modellata in tre modi a seconda del grado di vincolo con le strutture adiacenti:

a) come trave ad asse verticale, incernierata agli estremi e soggetta al proprio sforzo normale; tale modellazione si considera valida se la parete non è vincolata sui bordi verticali;

b) come piastra incernierata sui quattro bordi, se la parete possiede vincoli efficaci sui bordi verticali;

c) come costituita da elementi finiti tipo guscio; in tal caso la modellazione consente di considerare anche pareti verticali.

Nel caso in esame, in via cautelativa si considera il modello a trave incernierata (vedi figura 77)



**Figura 4.1-52:** Schema del modello a trave incernierata

La prima pulsazione del modello a trave incernierata è fornita dalla relazione:

$$\omega_I = \frac{\pi^2}{h^2} \sqrt{\left[ \frac{E \cdot I}{m} \left( 1 - \frac{N}{N_{crit}} \right) \right]}$$

In cui:

E      modulo di elasticità del materiale;

I      momento d'inerzia della sezione ( $I=h \cdot t^3/12$ );

A      area della sezione ( $A=h \cdot t$ )

m      massa per unità di altezza della trave pari a:

$$m = \frac{\gamma \cdot A}{g}$$

$\gamma$  = peso specifico del materiale

$$N_{crit} = \pi^2 \frac{E \cdot I}{h^2}$$

N      sforzo normale dato dai carichi verticali, in particolare si assume  $G_1 + G_2 + 0,6 \cdot Q_k$ .

Una volta noto  $\omega_I$  si calcola il periodo:

$$T_a = \frac{2 \cdot \pi}{\omega_I}$$

Nota ora il periodo  $T_a$  si calcola la forza  $F_a = W_a \cdot S_a \cdot \gamma_I / q_a$

quindi il carico distribuito  $p=F_a/h$  ed infine il momento sollecitante  $M_d$ :

$$M_d \leq M_u$$

Il valore del momento di collasso  $M_u$  è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0,85 \cdot f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura, secondo quanto stabilito al §7.8.2.2.3 delle NTC 2008. In particolare, se si considera una sezione trasversale di un muro con  $N_d$  lo sforzo normale applicato, “ $x$ ” la dimensione della sezione compressa per effetto del momento di rottura  $M_u$  dovuto ad azioni ortogonali al piano della parete e si suppone che si arrivi al collasso con valore  $P_d = N_d$ , attraverso considerazioni di equilibrio si ottiene:

$$M_u = \left( t^2 \cdot l \cdot \frac{\sigma_0}{2} \right) \left( 1 - \frac{\sigma_0}{0,85 \cdot f_d} \right)$$

Delle verifiche eseguite sui maschi murari per la pressoflessione fuori piano ai carichi sismici,. Tutte le tabelle di calcolo inerenti tale verifica sono riportate in allegato

	t	h	l	H	Z	W <sub>a</sub> (kN)	m	T <sub>1</sub>	J	N <sub>cr</sub>	ω <sub>1</sub>	T <sub>a</sub>	S <sub>a</sub>	g <sub>a</sub>	F <sub>a</sub>	p	F <sub>3rd</sub>	σ <sub>0</sub>	f <sub>d</sub>	M <sub>u</sub>	M <sub>loc</sub> <sup>dis.</sup>	%di verifi ca	Masc hi chi non verifi	
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN·s <sup>2</sup> /m <sup>3</sup> )	(s)	(m <sup>4</sup> )	(kN)	(rad/s)	(s)			(kN)	(kN/m)	(kN)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN·m)	(kN·m)			
MPO f0 (A-E) h250	Nmax	1,1	5,7	1,6	1,7	2,9	1948,81	34,79072	0,89	1,81	643967	74,581	0,08	0,34	3	221	38,734	4692	261,2	787,5	1573,5	157,86	0,1	
MPO f0 (A-E) h250	Nmin	1,1	5,7	1,6	1,7	2,9	1948,81	34,79072	0,89	1,81	643967	74,653	0,08	0,34	3	221	38,73	3448	191,9	787,5	1352,5	157,84	0,12	1
MPO f0 (E-F) h30	Nmax	0,7	3,3	5,1	1,7	1,7	225,156	6,955046	0,89	0,15	173425	149,86	0,04	0,29	3	22	6,6532	1085	302,3	875	225,51	9,0567	0,04	
MPO f0 (E-F) h30	Nmin	0,7	3,3	5,1	1,7	1,7	225,156	6,955046	0,89	0,15	173425	150,07	0,04	0,29	3	22	6,6525	586	163,2	875	160,09	9,0558	0,06	1
MPO f1 (E/S) h30	Nmax	0,9	3,3	1,2	1,7	1,7	67,716	2,091743	0,89	0,07	77598,4	182,97	0,03	0,29	3	6,52	1,977	335	309,8	787,5	80,88	2,6912	0,03	
MPO f1 (E/S) h30	Nmin	0,9	3,3	1,2	1,7	1,7	67,716	2,091743	0,89	0,07	77598,4	183,05	0,03	0,29	3	6,52	1,977	260	240,7	787,5	74,917	2,6912	0,04	1
MPO f1 (F/n) h30	Nmax	0,7	3,3	1,4	1,7	1,7	61,446	1,898063	0,89	0,04	47328,6	149,6	0,04	0,29	3	5,99	1,8159	459	468,4	875	59,48	2,4719	0,04	
MPO f1 (F/n) h30	Nmin	0,7	3,3	1,4	1,7	1,7	61,446	1,898063	0,89	0,04	47328,6	149,82	0,04	0,29	3	5,99	1,8157	321	327,6	875	62,873	2,4716	0,04	1
MPO f10 (H/n) h200	Nmax	0,9	5,3	1,3	1,7	2,7	120,993	2,318349	0,89	0,08	33092,3	70,228	0,09	0,34	3	13,7	2,5671	304	254	787,5	84,895	9,082	0,11	
MPO f10 (H/n) h200	Nmin	0,9	5,3	1,3	1,7	2,7	120,993	2,318349	0,89	0,08	33092,3	70,404	0,09	0,34	3	13,7	2,5663	139	116,2	787,5	51,714	9,0789	0,18	1
MPO f10 (I/s) h200	Nmax	0,9	5,3	3,3	1,7	2,7	300,208	5,752294	0,89	0,2	82108,8	70,032	0,09	0,34	3	33,9	6,372	1206	406,1	787,5	213,48	22,543	0,11	
MPO f10 (I/s) h200	Nmin	0,9	5,3	3,3	1,7	2,7	300,208	5,752294	0,89	0,2	82108,8	70,24	0,09	0,34	3	33,9	6,3694	727	244,8	787,5	207,51	22,534	0,11	1
MPO f11 (I/s) h250	Nmax	1	5,3	7,9	1,7	2,7	798,532	15,30071	0,89	0,66	269634	78,028	0,08	0,33	3	88,9	16,714	2497	316,1	787,5	658,96	59,132	0,09	
MPO f11 (I/s) h250	Nmin	1	5,3	7,9	1,7	2,7	798,532	15,30071	0,89	0,66	269634	78,17	0,08	0,33	3	88,9	16,711	1524	193	787,5	542,47	59,119	0,11	1
MPO f12 (H) h250	Nmax	1,5	5,3	2,6	1,7	2,7	394,212	7,553517	0,89	0,73	299499	117,37	0,05	0,32	3	42,1	7,9174	1101	282,3	787,5	477,5	28,01	0,06	
MPO f12 (H) h250	Nmin	1,5	5,3	2,6	1,7	2,7	394,212	7,553517	0,89	0,73	299499	117,45	0,05	0,32	3	42,1	7,917	702	180,1	787,5	385,05	28,009	0,07	1
MPO f12 (I) h250	Nmax	1,1	5,3	2,2	1,7	2,7	244,614	4,687054	0,89	0,24	99942,2	85,908	0,07	0,33	3	26,9	5,0628	748	309	787,5	221,42	17,911	0,08	
MPO f12 (I) h250	Nmin	1,1	5,3	2,2	1,7	2,7	244,614	4,687054	0,89	0,24	99942,2	85,992	0,07	0,33	3	26,9	5,0623	553	228,3	787,5	200,24	17,909	0,09	1

Figura 4.1-53: Tabella di calcolo per le verifiche di pressoflessione fuori piano ai carichi sismici (SLV)

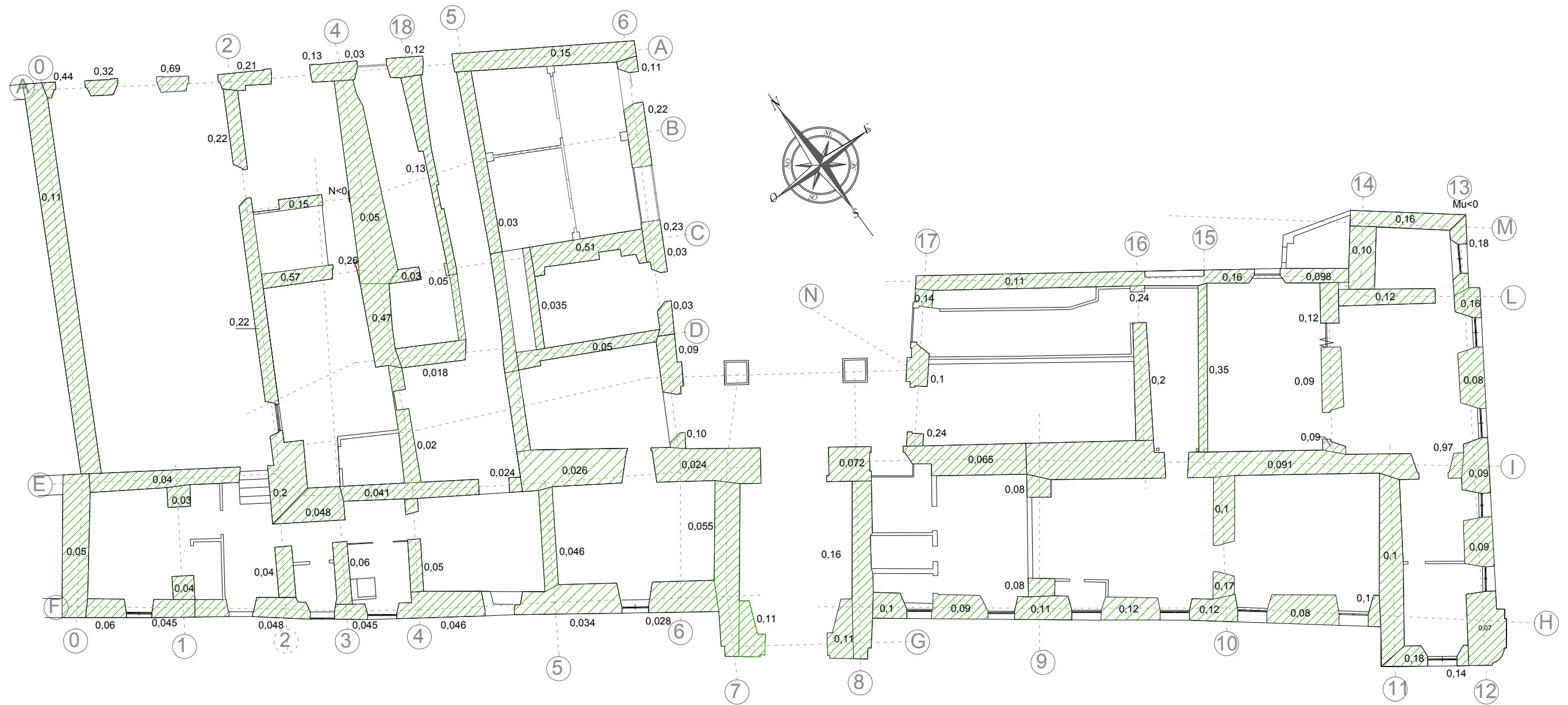


Figura 4.1-54: Verifiche di pressoflessione fuori piano ai carichi sismici (SLV) Piano Terra

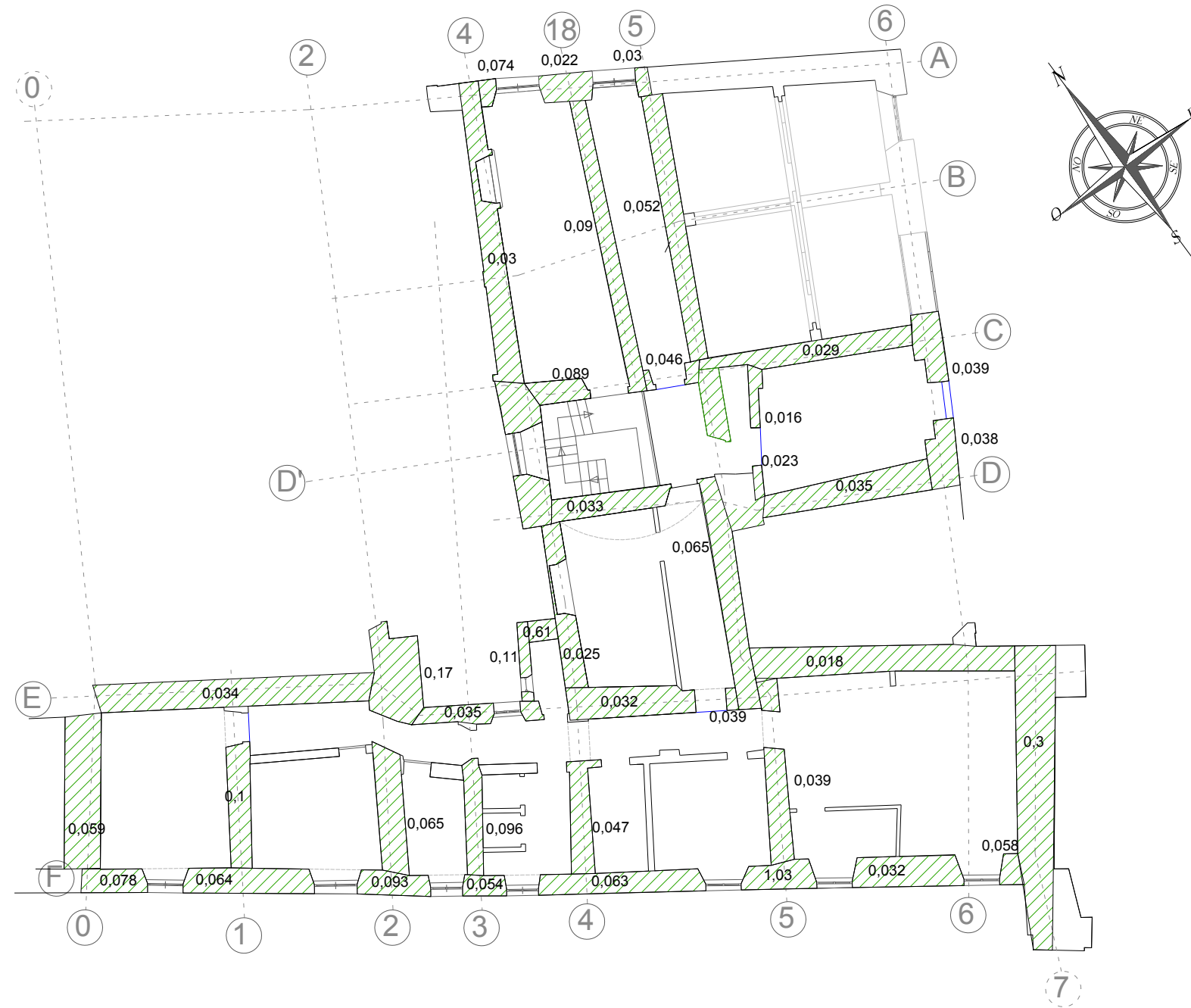
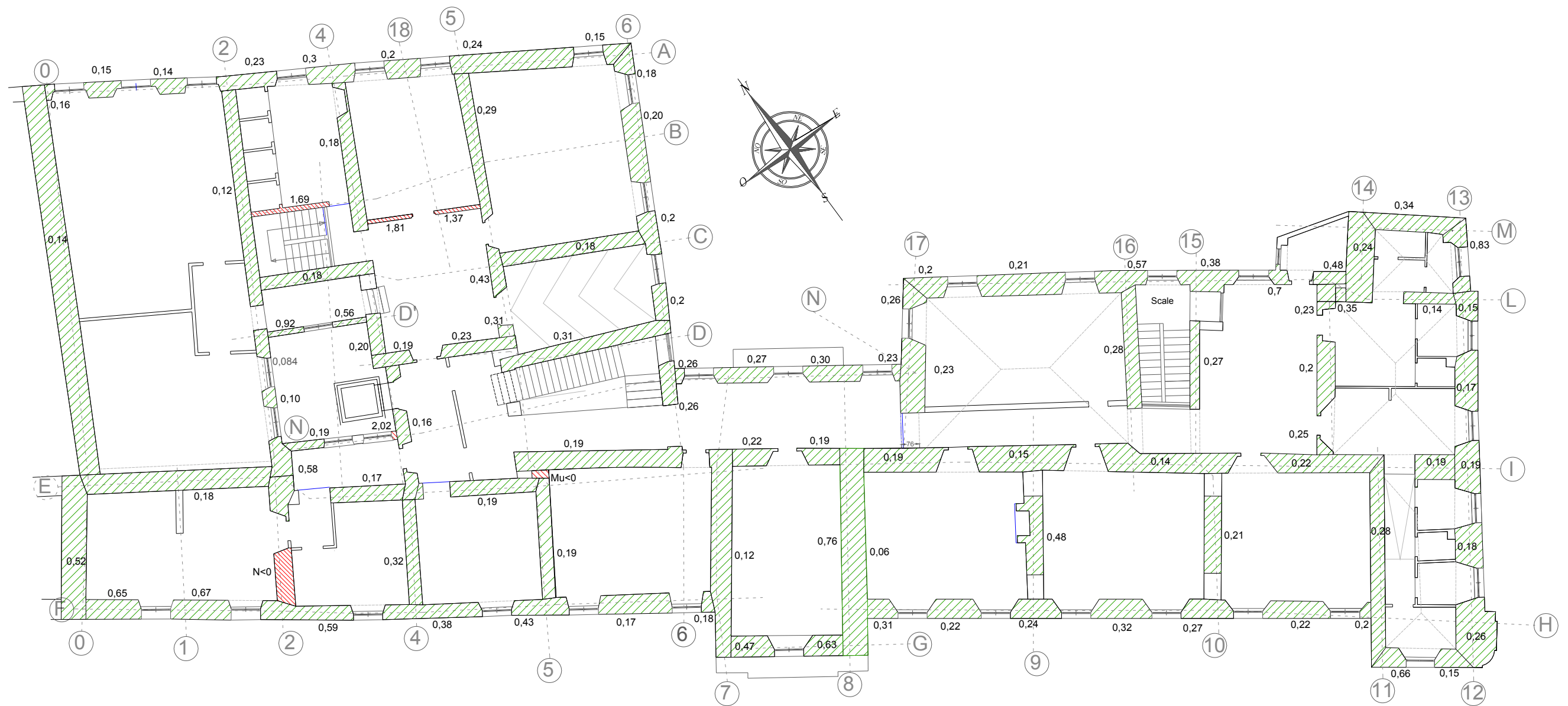


Figura 4.1-55: Verifiche di pressoflessione fuori piano ai carichi sismici (SLV) Piano Ammezzato





**Figura 4.1-56:** Verifiche di pressoflessione fuori piano ai carichi sismici (SLV) Piano Primo

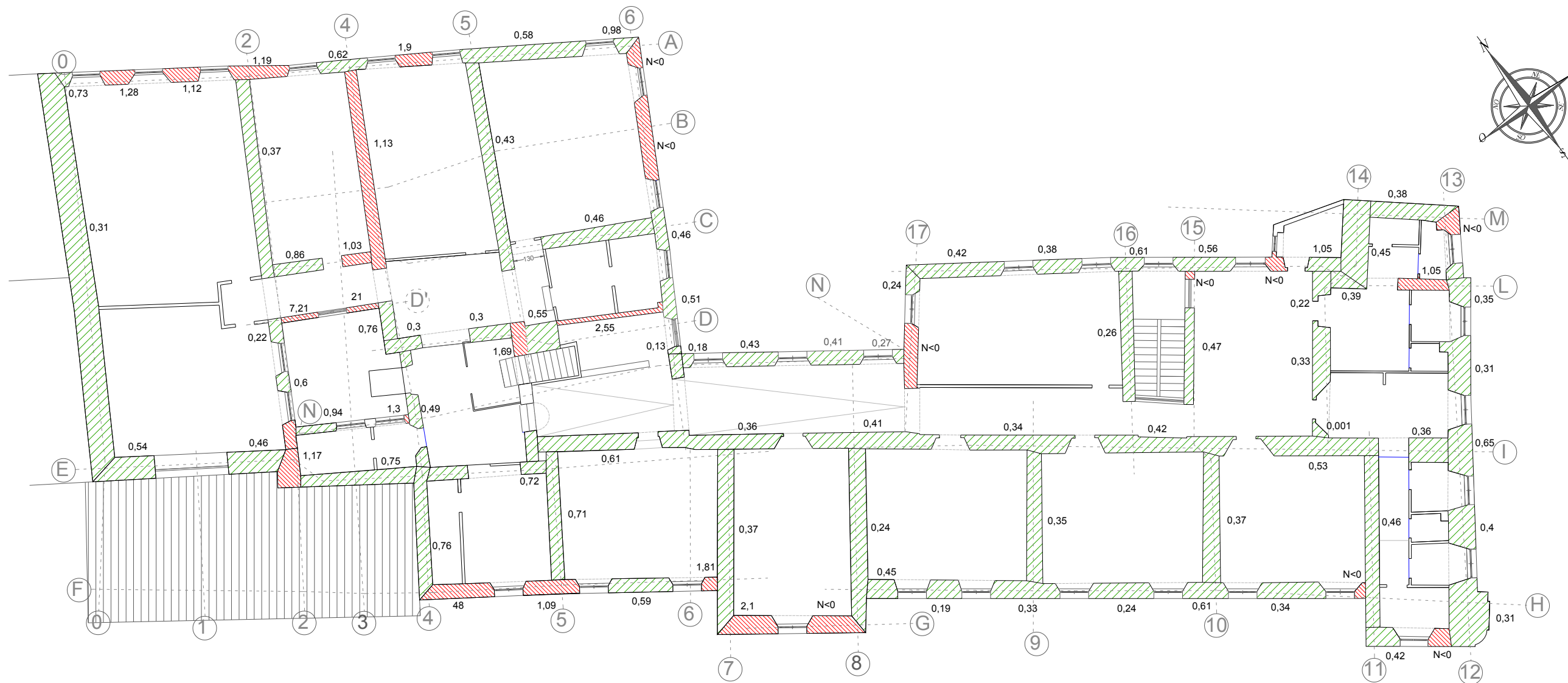
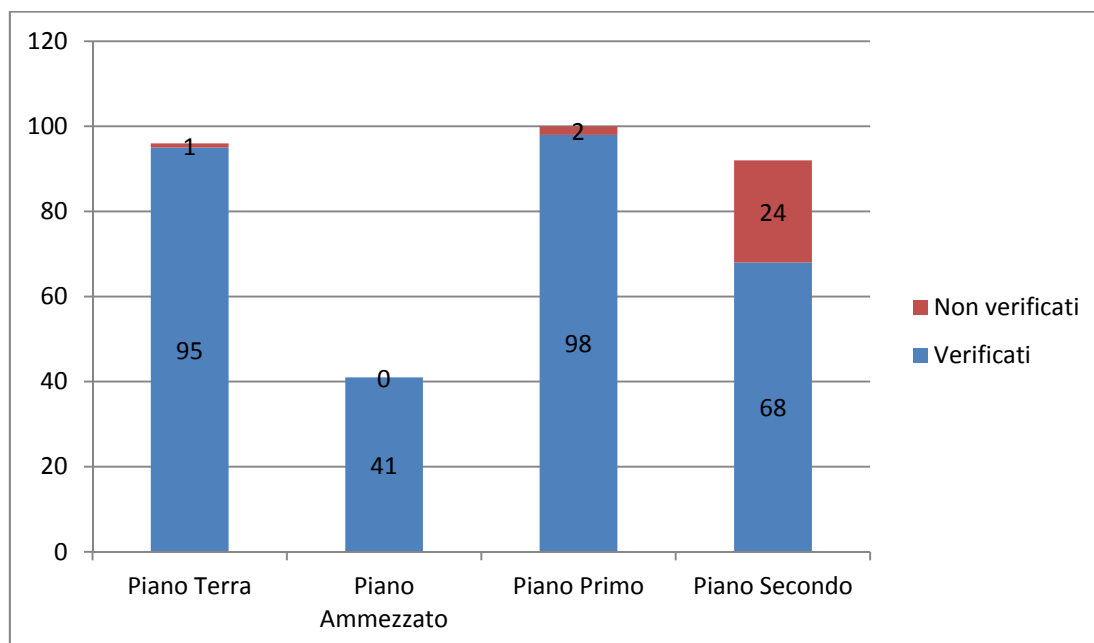


Figura 4.1-57: Verifiche di pressoflessione fuori piano ai carichi sismici (SLV) Piano Secondo

Si propone di seguito l'istogramma riassuntivo delle verifiche condotte sui maschi murari per azione sismiche a pressoflessione fuori dal piano.



**Figura 4.1-58:** Iistogramma delle verifiche a Pressoflessione fuori dal piano per carichi sismici (SLV)

Non deve stupire che i risultati per le verifiche a pressoflessione fuori dal piano per carichi statici e sismici siano totalmente differenti. Ed anzi che i risultati delle verifiche per le forze sismiche siano migliori di quelli delle verifiche effettuate per le sollecitazioni statiche. Difatti nonostante si valutino effetti analoghi la normativa italiana ci indica di condurre verifiche totalmente differenti che nulla hanno a che vedere l'una con l'altra.

Nella verifica a presso flessione fuori dal piano a carichi sismici la normativa italiana ci consente infatti di effettuare una verifica sui maschi studuandoli come elementi secondari, applicando quindi separatamente le forze. Anche le condizioni di vincolo del muro vengono studiare separatamente.

## 4.2 Verifica elementi in Acciaio

La campagna di saggi sugli orizzontamenti (vedi cap. 3.5) ha messo in evidenza l'impiego di profili metallici per la realizzazione di orizzontamenti.

I tipi di solaio individuati sono sostanzialmente 3:

1. solai realizzati con profili IPE 140 a orditura semplice
2. solai realizzati con profili IPE 140 a doppia orditura (aula di informatica piano secondo)
3. solai realizzati con profili IPE 140 a orditura semplice (intervento sulla sala delle muse)

### 4.2.1 Solai realizzati con IPE 140 a orditura semplice (SLU)

Questi solai realizzati presumibilmente nell'intervento di restauro realizzato negli anni 70, sono presenti in quasi tutti i piani. Ne troviamo 1 tra il piano terra ed il primo, 1 tra il piano terra ed il piano ammezzato, 5 tra il piano primo ed il piano secondo.

Dato che questo caso particolare i carichi sono praticamente i medesimi, visto che quasi tutto lo stabile ha come destinazione d'uso la scuola, si è scelto di condurre la verifica sull'elemento di luce maggiore, dato che se sarà verificato anche tutti gli altri elementi con lunghezza inferiore saranno a loro volta verificati.

$L=7,5$  m

Si riportano i carichi al metro lineare, considerando l'area di influenza di 1m

$G_1=0,099$  KN/m → Peso proprio

$G_2=2,5$  KN/m → peso dei tavelloni e materiale di riempimento

$Q_{k1} = 3 \text{ KN/m} \rightarrow$  carico di esercizio

Si calcola il valore del carico distribuito da inserire nello schema statico, si considera la combinazione che ha come azione principale i carichi accidentali

$$q = 0,18 \cdot 0,1 + 0,8 \cdot 2,5 + 0,8 \cdot 3 + 0,7 \cdot 1,5 \cdot 0,5 = 5,105 \text{ KN/m}$$

In un saggio effettuato su questo tipo di solaio si è potuto osservare che le travi metalliche entrano nella parete per 21cm, e la presenza di un muro soprastante garantisce un ricarico in corrispondenza dell'appoggio, il quale impedisce almeno in parte le rotazioni della trave stessa; è per questo che si è schematizzato l'elemento in condizione di semincastro.

Si considera la condizione di semincastro

$$M = \frac{q \cdot L^2}{16} = 17,93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_{ed} = \frac{q \cdot l}{2} = 19,12 \text{ KN}$$

Il momento e il taglio resistente si calcolano attraverso le relazioni riportate di seguito, facendo riferimento al §4.2 delle NTC 2008 per quanto riguarda le costruzioni in acciaio e riducendo i valori ottenuti per il fattore di confidenza FC, come stabilito per le costruzioni esistenti.

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0} \cdot FC}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} \cdot FC}$$

In cui

$W_{pl}$  = modulo resistente plastico della sezione in acciaio;

$f_{yk}$  = resistenza caratteristica allo snervamento della sezione in acciaio;

$\gamma_{M0}$ = coefficiente di sicurezza pari a 1.05;

$A_v$ = area resistente a taglio, come definita dalla relazione:

$$A_v = A - 2 * b * t_w + (t_w + 2r) * t_f$$

$b$  = larghezza delle ali del profilo;

$t_f$  = spessore delle ali del profilo;

$t_w$  = spessore dell'anima del profilo;

$r$  = raggio di raccordo tra anima e ala del profilo;

FC = fattore di confidenza.

Per la verifica in esame si considera una tensione di snervamento  $f_{yk}$  pari a  $235\text{N/mm}^2$ . Vista l'impossibilità di svolgere prove sul materiale si sceglie di adottare un  $FC=1,35$ .

Le verifiche saranno se:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

L	7,5	m	Wpl	0,0008834	
G1	0,099	KN/m	$f_{yk}$	235000	KN/m <sup>2</sup>
G2	2,5	KN/m	$\gamma_m$	1,05	
Qk1	3	KN/m	FC	1,35	
q	5,58782	KN/m			
$M_{Ed}=qL^2/16$	19,64468	KN*m	$M_{pl,Rd}$	26,6913	KN*m
			verificato		
			$b$	0,073	
			$t_f$	0,0069	
			$t_w$	0,0047	
			$r$	0,007	
			$A$	0,001289	m <sup>2</sup>
			$A_v$	0,00041063	
$V_{Ed}$	20,95433	N	$V_{c,Rd}$	47,2014186	N
			verificato		

**Figura 4.2-1:** Verifica a flessione e taglio

#### 4.2.2 Solai realizzati con HE A 140 a orditura semplice (SLU)

Questo solaio realizzato presumibilmente nell'intervento di restauro realizzato negli anni 70 l'intervento va a scaricare la grande volta che ricopre la sala delle muse. Tale volta è stata svuotata e su di essa è stata posta una struttura metalli. Si riportano le tavole di progetto rinvenute.

Si tratta di una trave sbadacchiata

$L=7,82$  m

Con le sbadacchiature a 1,56m

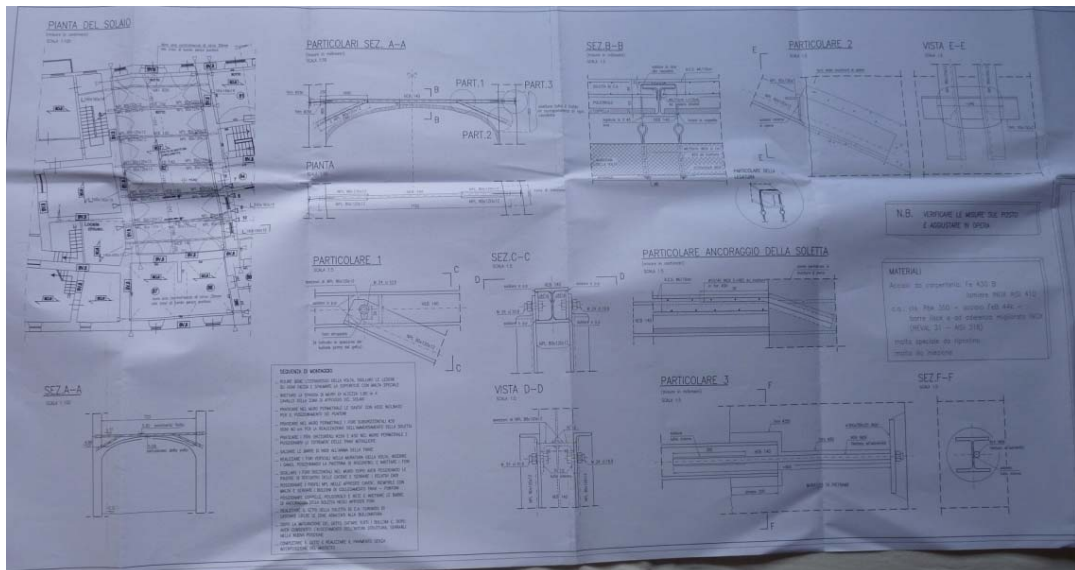


Figura 4.2-2: Progetto dell'ultimo intervento di rinforzo

Le sollecitazioni su questo elemento si sono ricavate dal programma di calcolo sap 2000 con l'involuppo delle combinazioni (SLU)

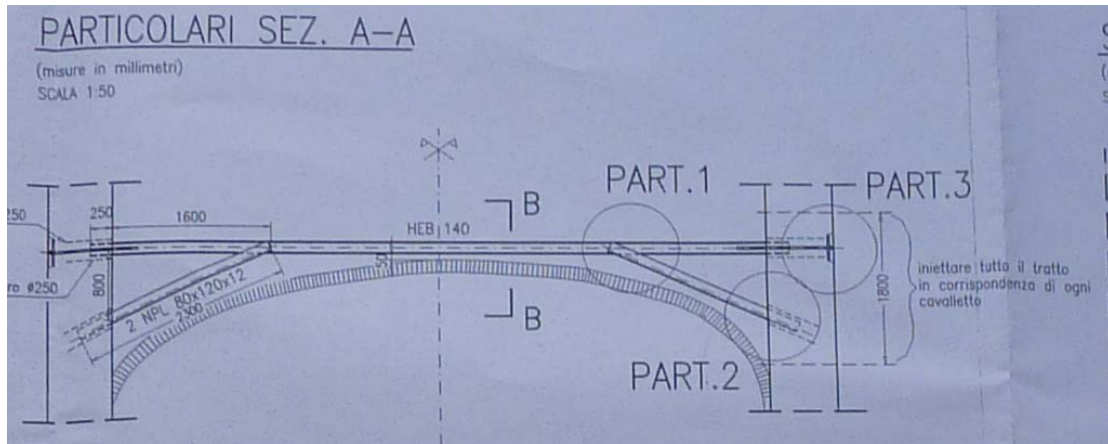


Figura 4.2-3: Trave sbadacchiata

$$M = 30 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$V = 44,12 \text{ KN}$$

Il momento e il taglio resistente si calcolano attraverso le relazioni riportate di seguito, facendo riferimento al §4.2 delle NTC 2008 per quanto riguarda le costruzioni in acciaio e riducendo i valori ottenuti per il fattore di confidenza FC, come stabilito per le costruzioni esistenti.

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} * f_{yk}}{\gamma_{M0} * FC}$$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v * f_{yk}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0} * FC}$$

In cui

$W_{pl}$  = modulo resistente plastico della sezione in acciaio;

$f_{yk}$  = resistenza caratteristica allo snervamento della sezione in acciaio;

$\gamma_{M0}$  = coefficiente di sicurezza pari a 1.05;

$A_v$  = area resistente a taglio, come definita dalla relazione:



$$A_v = A - 2 * b * t_w + (t_w + 2r) * t_f$$

b = larghezza delle ali del profilo;

t<sub>f</sub> = spessore delle ali del profilo;

t<sub>w</sub> = spessore dell'anima del profilo;

r = raggio di raccordo tra anima e ala del profilo;

FC = fattore di confidenza.

Per la verifica in esame si considera una tensione di snervamento f<sub>yk</sub> pari a 235N/mm<sup>2</sup>. Vista l'impossibilità di svolgere prove sul materiale si sceglie di adottare un FC=1,35.

Le verifiche saranno se:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

				f <sub>yk</sub>	235000	kN/m <sup>2</sup>
M <sub>Ed</sub> =q <sup>2</sup> /16	30	KN*m		γ <sub>m</sub>	1,05	
				FC	1,35	
				M <sub>pl,Rd</sub>	26,6913	KN*m
				non verificato		
				b	0,14	
				t <sub>f</sub>	0,012	
V <sub>Ed</sub>	44,2	KN		t <sub>w</sub>	0,007	
				r	0,007	
				A	0,0042	m <sup>2</sup>
				A <sub>v</sub>	0,001092	
				V <sub>c,Rd</sub>	125,524071	N
				verificato		

**Figura 4.2-4:** Verifica a flessione e taglio

Vediamo come tale elemento sia verificato a taglio ma non a momento resistente.



determinare l'area minima di armatura necessaria per far sì che le sezioni rilevate rispettino i limiti di normativa. I valori delle sollecitazioni sono stati estrapolati dal modello SAP.

Per quanto riguarda le verifiche degli elementi in cemento armato facenti parte della struttura in muratura dell'edificio in esame è stato scelto, in via cautelativa, come calcestruzzo il C16/20 e come acciaio il FeB22k (anche se l'attuale normativa non prevede l'impiego di questi materiali).

Per le verifiche a flessione e a pressoflessione (meccanismi duttili) le resistenze di progetto sono calcolate nel modo seguente:

$$f_{cd} = 0,85 * \frac{f_{ck}}{FC}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC}$$

Per le verifiche ai meccanismi fragili (quali ad esempio il taglio) invece si divide anche per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale:

$$f_{cd} = \frac{0,85 * f_{ck}}{\gamma_c * FC}$$

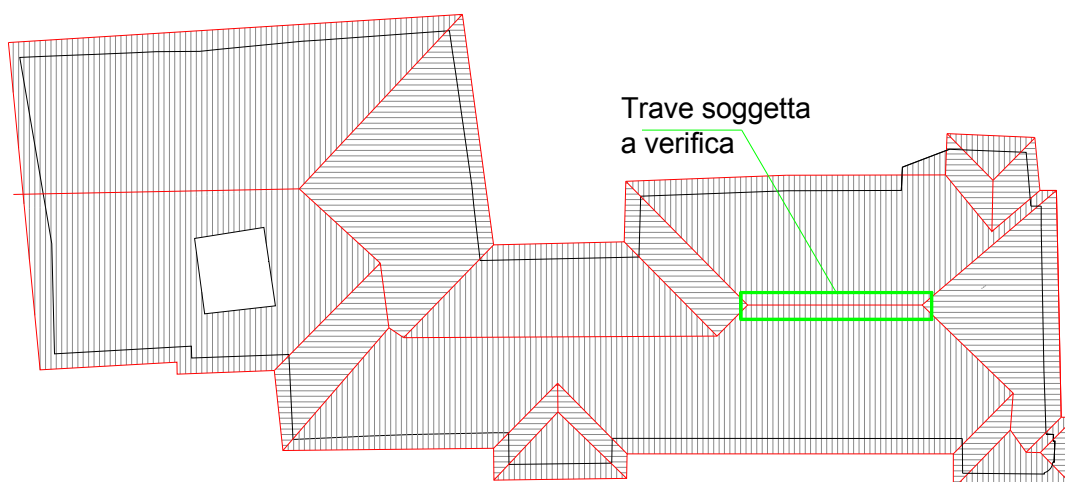
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c * FC}$$

	Meccanismo duttile [N/mm <sup>2</sup> ]	Meccanismo fragile [N/mm <sup>2</sup> ]
calcestruzzo	f <sub>cd</sub> = 11,75	f <sub>cd</sub> = 7,83
Acciaio	f <sub>yd</sub> = 179,16	f <sub>yd</sub> = 155,79

**Tabella 4.3-1:** Resistenze di progetto

#### 4.3.1 Trave di colmo

Si propone a titolo di esempio il calcolo e la verifica della trave indicata in figura



Si riportano di seguito le sollecitazioni:

	$M_{sd}$ [KN*m]	$N_{sd}$ [KN]
Combinazione Sismica	13,8	66
Combinazione fondamentale	13,9	10

**Tabella 4.3-2:** Sollecitazioni sulla trave di colmo

Per quanto riguarda i limiti di armatura la normativa impone che in zona sismica siano presenti sia superiormente che inferiormente almeno due ferri di diametro 14 mm; la norma definisce inoltre i seguenti limiti di armatura da rispettare.

L'area minima di armatura longitudinale per l'elemento trave è:

$$A_{s,min} = \min \left[ \left( \frac{0,26 * f_{ctm}}{f_{yk}} * B * d \right); (0,0013 * B * d) \right]$$

E l'area massima sarà invece:

$$A_{s,max} = 0,04 * B * H$$

Il rapporto geometrico di armatura,  $\rho$  è ottenuto dalla seguente relazione:

$$\rho = \frac{A_s}{B * H}$$

Con  $A_s$  area dell'armatura,  $B$  e  $H$  sono le dimensioni della sezione considerata; tale rapporto deve essere compreso entro i seguenti limiti.

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{compr} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

Nelle zone critiche inoltre

$$\rho_{compr} \geq 0,5 * \rho$$

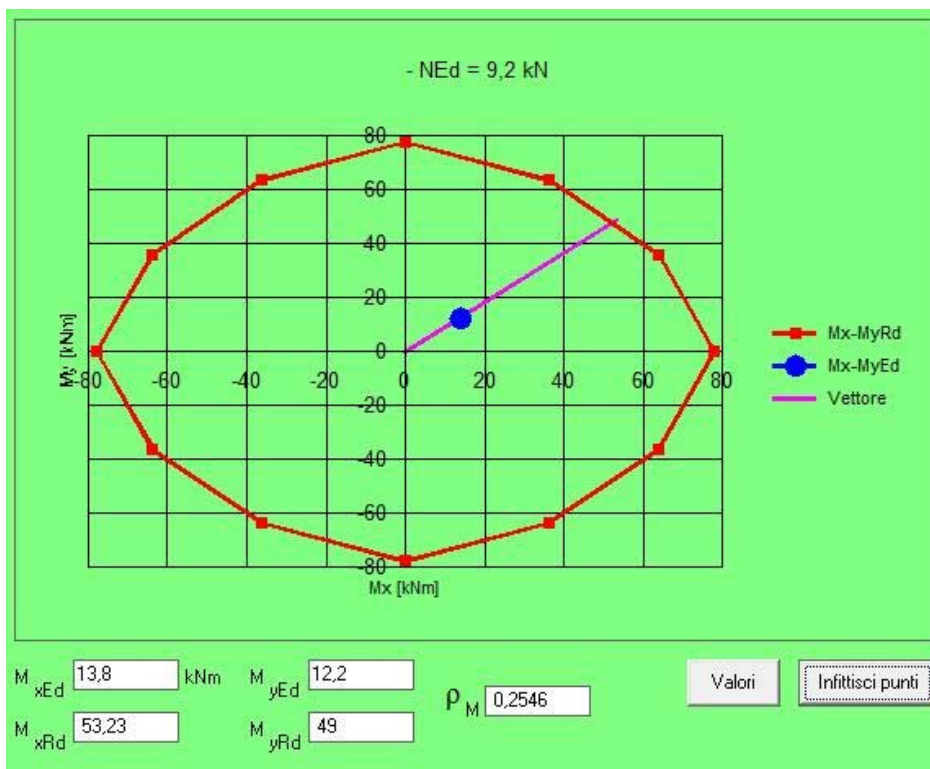
Si riporta la tabella di calcolo con cui si sono verificati i minimi d'armatura

fck	16	N/mm <sup>2</sup>	fyk	215	N/mm <sup>2</sup>
fctm	1,904881	N/mm <sup>2</sup>	ftk	335	N/mm <sup>2</sup>
B	300	mm	As lembo compr	603	
H	300	mm	As lembo teso	603	
copriferro	30	mm			
d	240	mm	A 3Φ16	6,03	cm <sup>2</sup>
A <sub>smin</sub>	93,6	mm <sup>2</sup>	ρ	0,0134	
A <sub>smax</sub>	3600	mm <sup>2</sup>	ρ compr	0,0067	
A <sub>s</sub>	1206		ρ compr > ρ	verificato	
verificato					

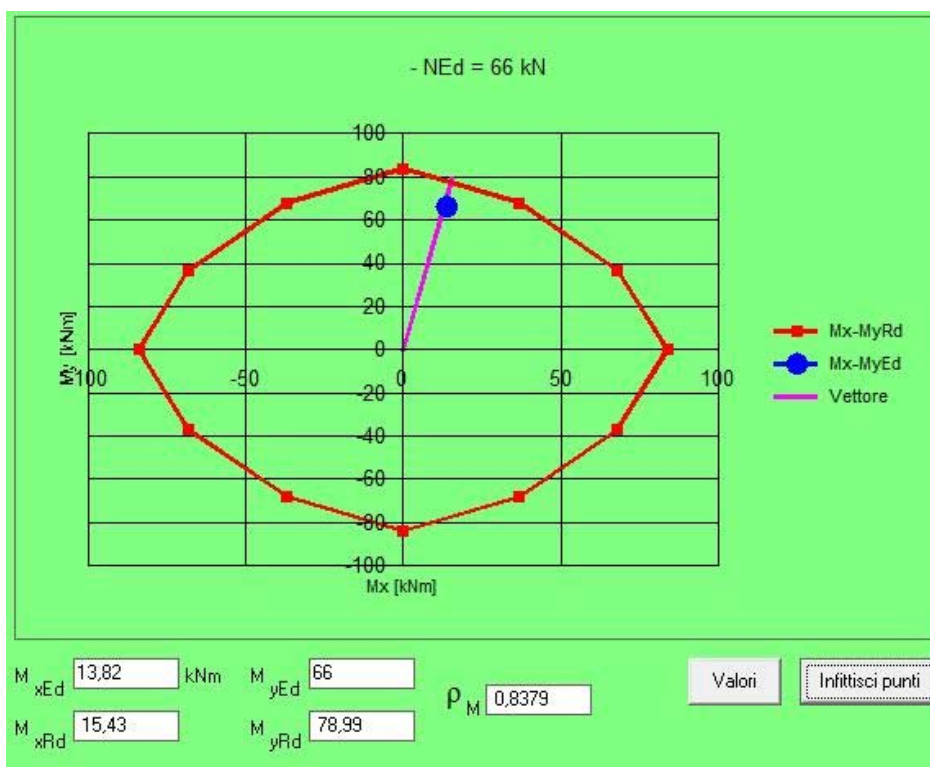
**Figura 4.3-1:** Verifica minimi d'armatura

La trave armata con i minimi d'armatura imposta dalla legge risulta già superare le verifiche di resistenza.

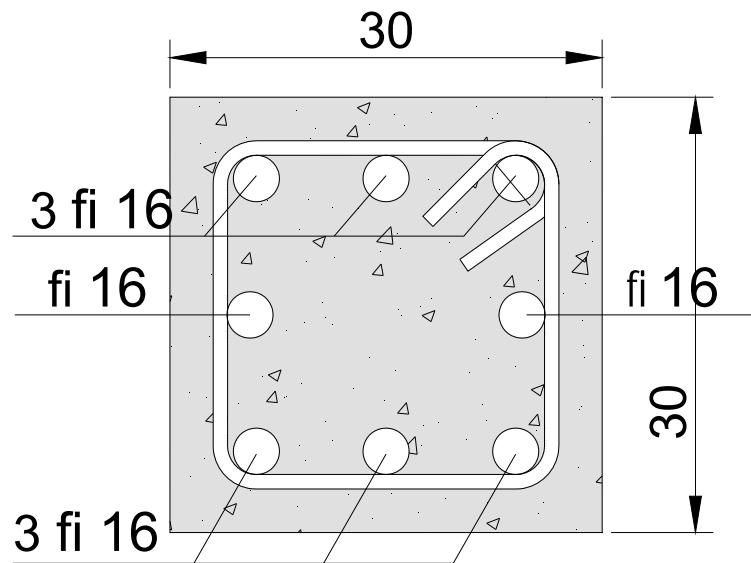
La verifica di resistenza è stata condotta per la combinazione sismica Sisma X, sulla sezione più sollecitata, e dato che l'armatura risulta simmetrica si sono ritenute soddisfatte tutte le sezioni.



**Figura 4.3-2:** Dominio di resistenza della trave sotto carichi Statica (SLU)



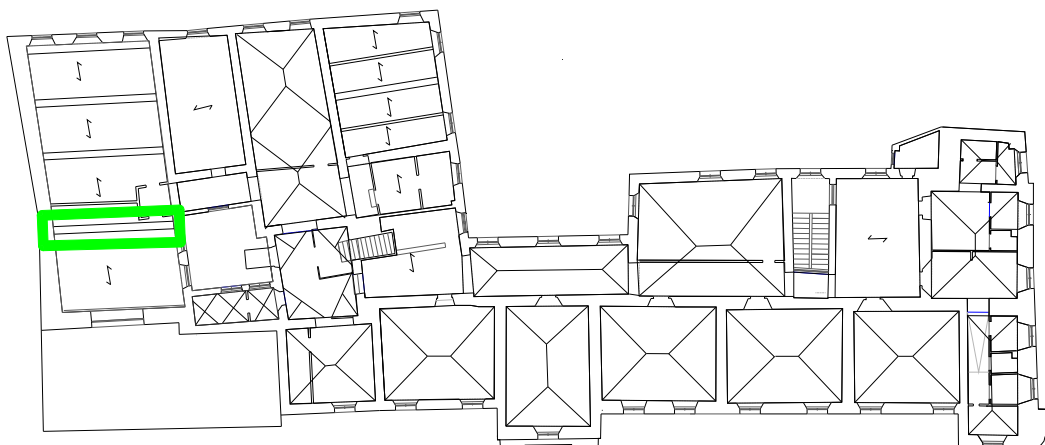
**Figura 4.3-3:** Dominio di resistenza della trave sotto carichi sismici (SLV)



**Figura 4.3-4:** Armatura trave di colmo

#### 4.3.2 Trave in cemento piano primo

Al piano primo sono presenti delle grosse travi in cemento armato, si riporta di seguito la pianta con l'elemento soggetto a verifica  $\Phi$



**Figura 4.3-5:** Pianta piano primo con riportato l'elemento verificato

La detta trave presenta una sezione variabile, con un ampliamento sugli appoggi. Per semplicità la verifica è stata condotta su una trave a sezione costante, con le dimensioni che l'elemento presenta nella sezione di mezzeria. Tra le travi presenti si è verificata quella con momento flettente massimo.

Si riportano di seguito le sollecitazioni:

	$M_{X,sd}$ [KN*m]	$M_{Y,sd}$ [KN*m]	$N_{sd}$ [KN]
Combinazione Sismica Mezzeria	189,9	16,6	70,23
Combinazione Sismica Appoggi	-183,3	-3,19	44
Combinazione statica Mezzeria	191	11,85	27,28
Combinazione statica appoggi	-279,36	1,32	26,4

**Tabella 4.3-3:** Sollecitazioni sulla trave C.A. piano primo

La verifica dell'armatura è stata svolta seguendo la procedura impiegata per la verifica della trave di colmo. Si riporta di seguito la tabella per verificare i minimi d'armatura.

fck	16	N/mm <sup>2</sup>	fyk	215	N/mm <sup>2</sup>
fctm	1,904881	N/mm <sup>2</sup>	ftk	335	N/mm <sup>2</sup>
B	400	mm	As lembo compr	947	
H	600	mm	As lembo teso	1257	
copriferro	30	mm			
d	540	mm			
$A_{smin}$	280,8	mm <sup>2</sup>	$\rho$	0,009183	
$A_{smax}$	9600	mm <sup>2</sup>	$\rho$ compr	0,005238	
$A_s$	2204		$\rho$ compr > $\rho$	verificato	
verificato					

Si presenta di seguito lo schema dell'armatura proposto



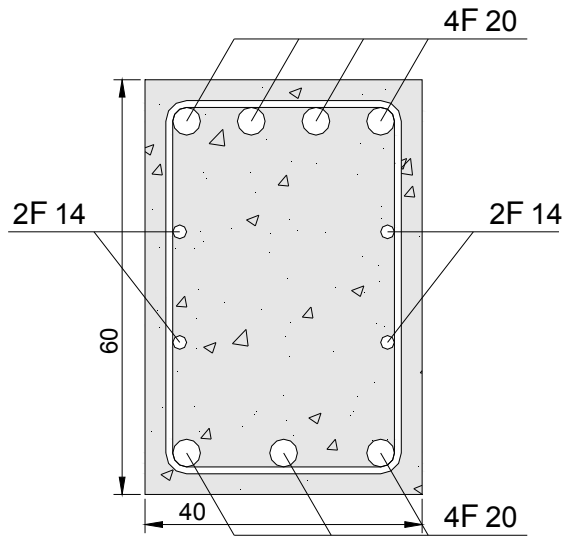


Figura 4.3-6: Armatura agli appoggi

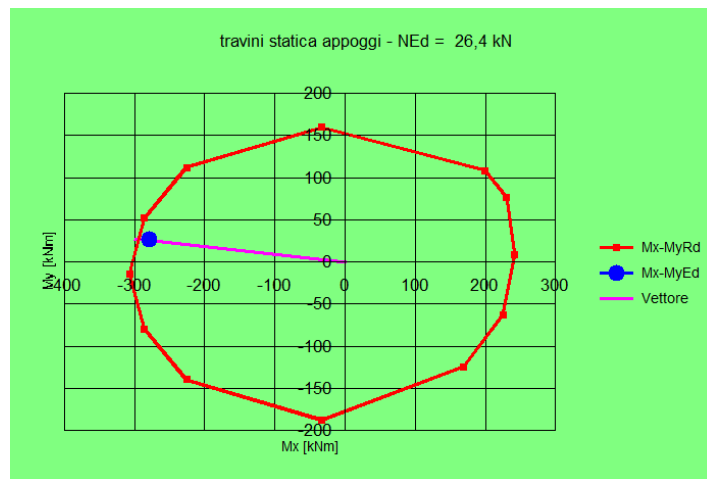


Figura 4.3-7: Combinazione carichi statici agli appoggi

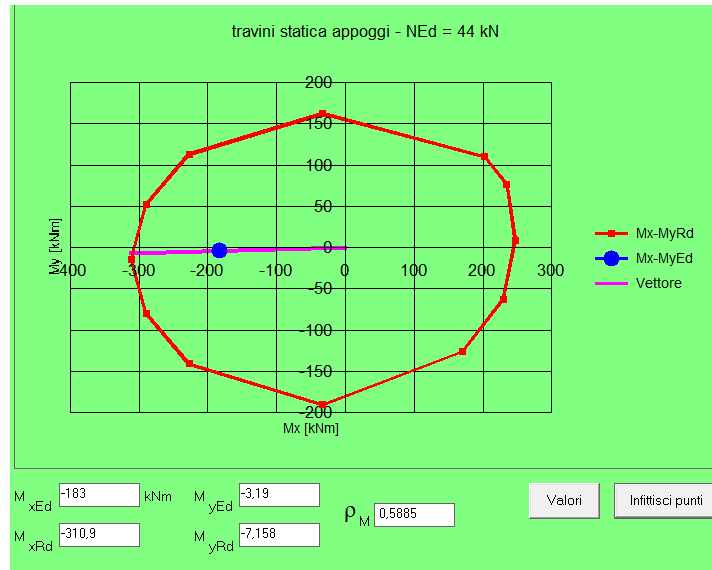


Figura 4.3-8: Combinazione carichi sismici agli appoggi

Si è inoltre analizzata la sezione di mezzeria

fck	16	N/mm <sup>2</sup>	fyk	215	N/mm <sup>2</sup>
fctm	1,904881	N/mm <sup>2</sup>	ftk	335	N/mm <sup>2</sup>
B	400	mm	As lembo compr	628	
H	600	mm	As lembo teso	947	
copriferro	30	mm			
d	540	mm			
$A_{smin}$	280,8	mm <sup>2</sup>	$\rho$	0,006563	
$A_{smax}$	9600	mm <sup>2</sup>	$\rho$ compr	0,003946	
As	1575		$\rho$ compr > $\rho$	verificato	
verificato					

Figura 4.3-9: Tabella di verifica dei minimi di armatura

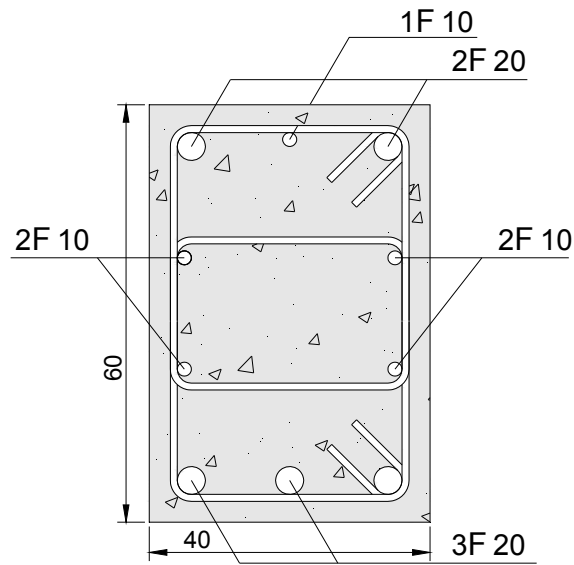


Figura 4.3-10: Armatura in mezzeria

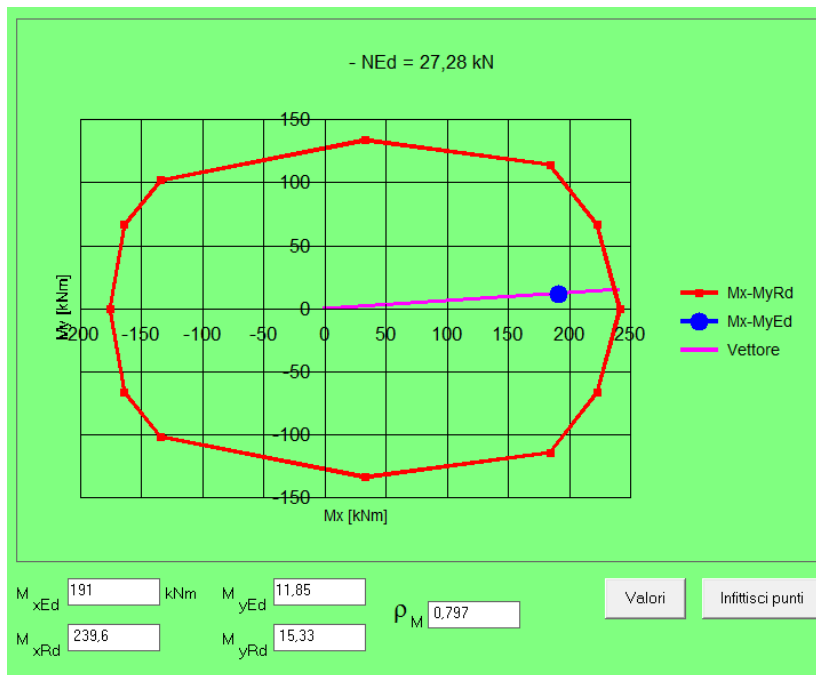
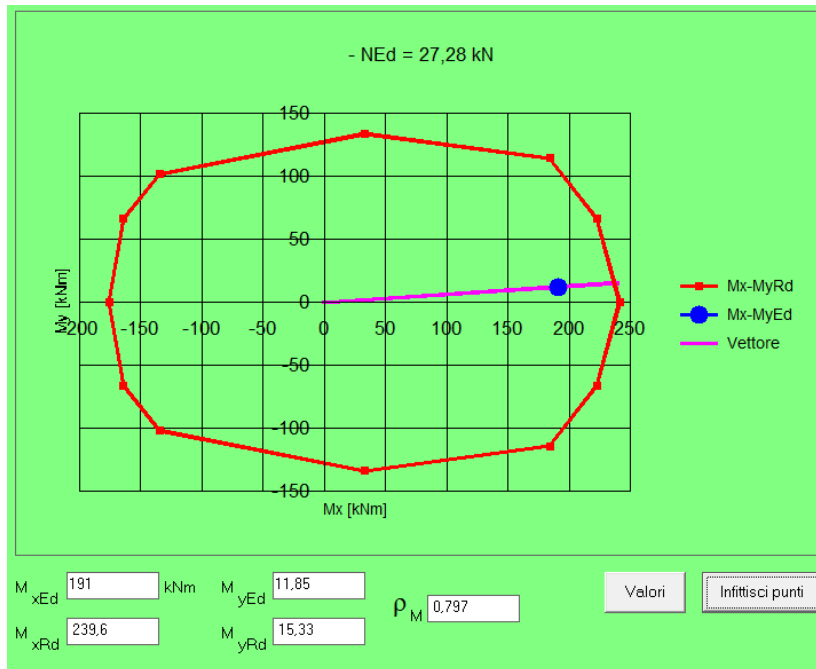


Figura 4.3-11: Dominio di rottura sotto carichi statici



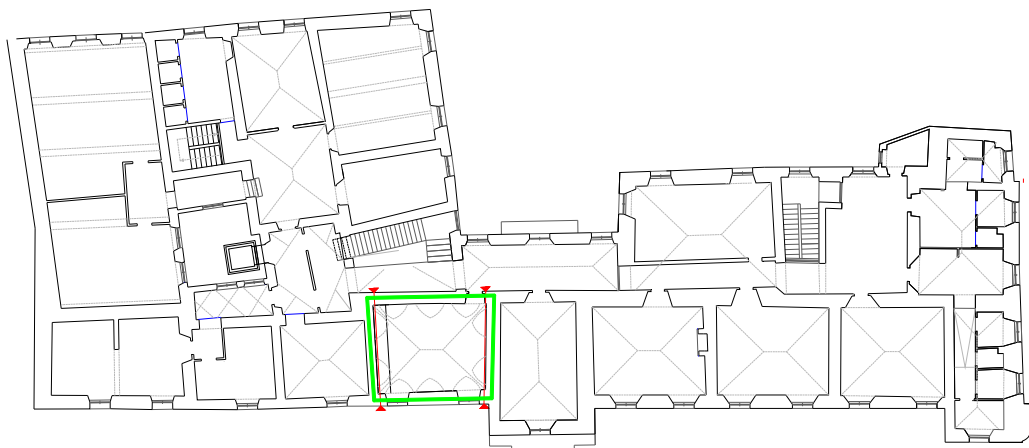
**Figura 4.3-12:** Dominio di rottura sotto carichi sismici

#### 4.4 Verifica sul tiro delle catene

A titolo di esempio si studierà il comportamento di una volta e si andranno a verificare le catene presenti per andare a comprendere se sono in grado o meno di assorbire la spinta della volta. Si rimanda ad uno studio più approfondito, per la verifica delle altre catene presenti nel fabbricato.

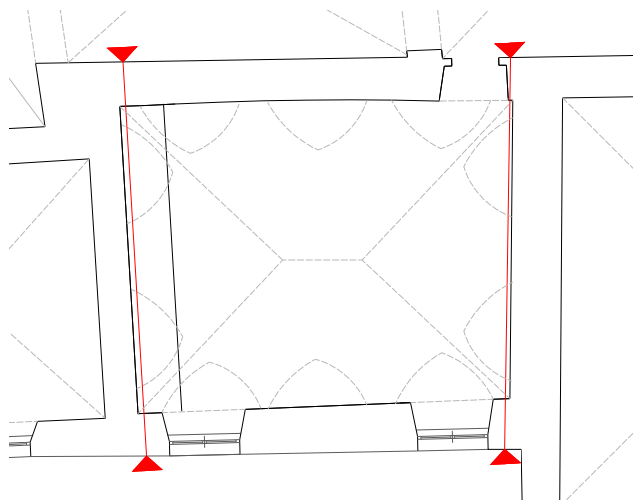
Non disponendo di prove sul materiale o tiro delle catene in questa sede ci si limiterà a calcolare quale tiro si dovrebbe imporre alle catene, e se le loro dimensioni geometriche della catena sono in grado di sopportare tale stato tensionale.

Si studieranno le catene presenti nel vano in figura al primo piano.



**Figura 4.4-1:** Individuazione Vano analizzato

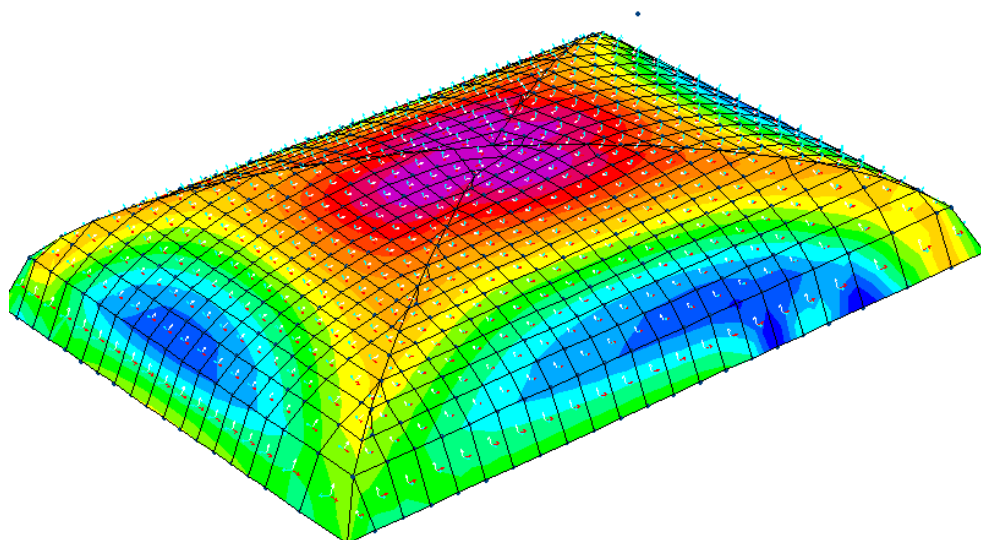
In tale vano sono presenti 2 catene all'altezza della imposta della volta disposte parallelamente ai lati corti della stanza, a circa 3 metri dal solaio di calpestio del piano primo.



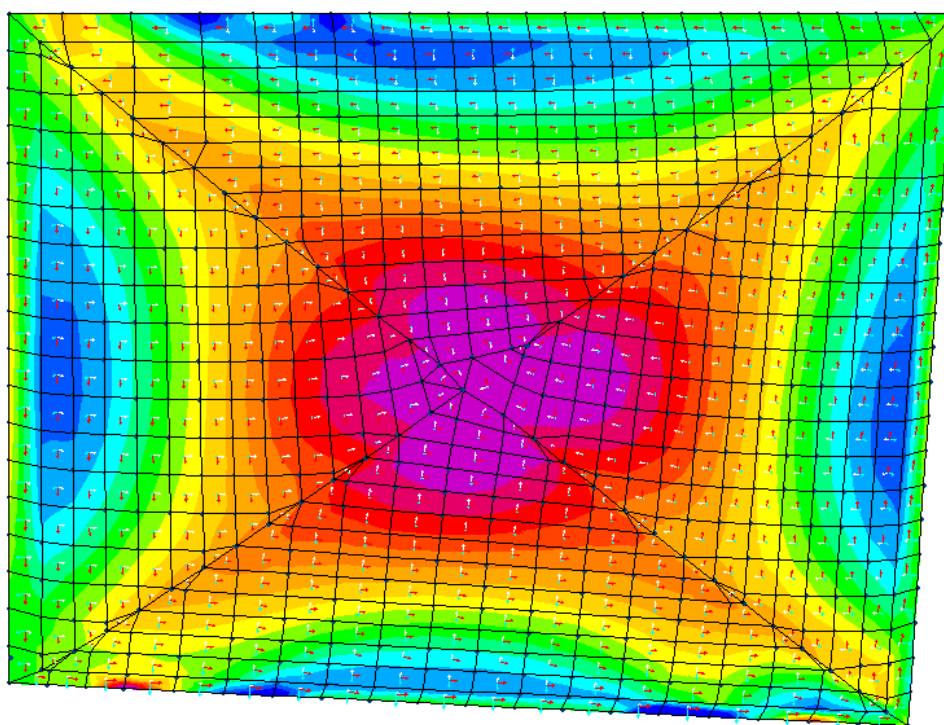
**Figura 4.4-2:** Disposizione catene.

Ci si prefigge l'obiettivo di attribuire un tiro tale da annullare la spinta della volta, che potrebbe indurre un ribaltamento fuori piano della parete che la sostiene.

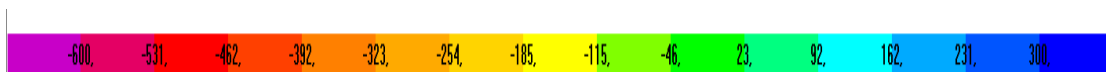
Innanzitutto si è studiato lo stato tensionale della volta. Si riporta di seguito l'andamento degli tensioni nel piano delle shell che compongono la volta.



**Figura 4.4-3:** Vista prospettica degli sforzi sulla volta



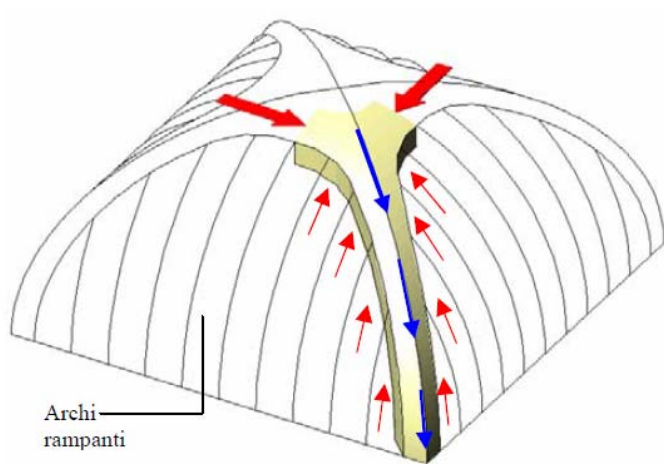
**Figura 4.4-4:** Vista in pianta degli sforzi sulla volta



**Figura 4.4-5:** Scala di riferimento espressa in KN m

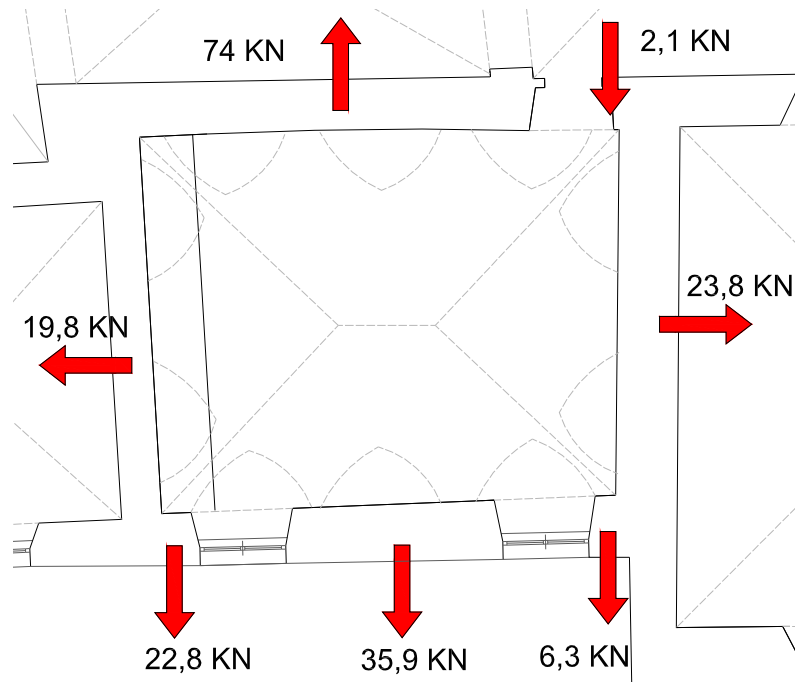
Si noti che nella scala di riferimento sopra riportata, gli sforzi negativi indicano compressione, mentre quelli positivi trazione.

I risultati dell'analisi sono coerenti con quanto ritrovato nelle trattazioni teoriche, difatti nelle volte a padiglione la spinta massima è concentrata in chiave e si riduce progressivamente verso l'imposta per effetto del contrasto offerto dagli archi rampanti.



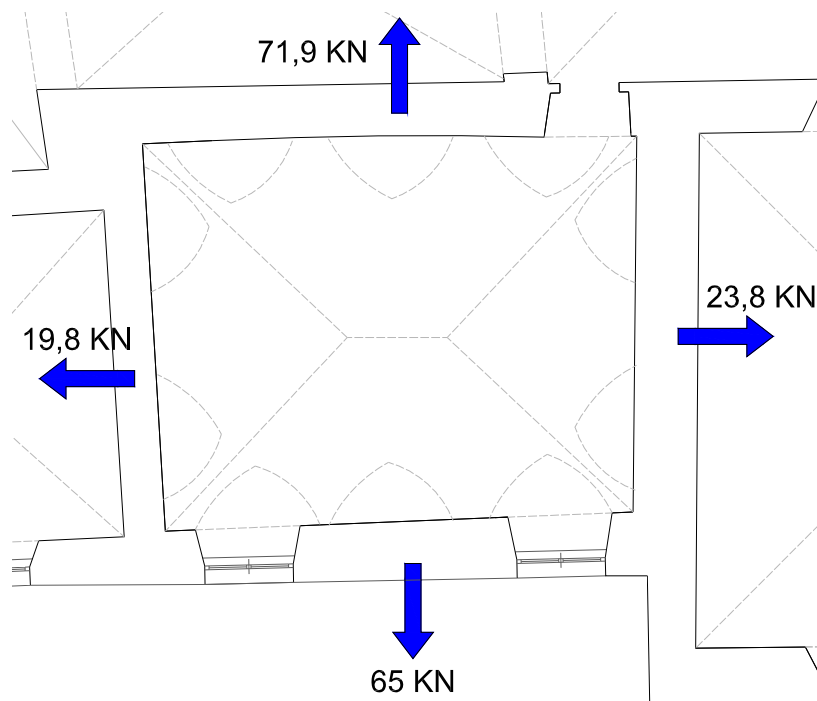
**Figura 4.4-6:** Spinte concentrate in chiave negli archi principali del meccanismo resistente delle volte a padiglione.

Si procede individuando le forze fuori piano che si presentano sulle pareti che sorreggono la volta alla quota di imposta della volta. tali sforzi in combinazione statica SLU sono imputabili all'azione del vento e alla spinta esercitata dalla volta nel redistribuire gli sforzi che gravano su di essa. Tali sforzi vengono estrapolati dai risultati delle section-cut, in forma di forza risultante.



**Figura 4.4-7:** Forze risultanti delle section-cut per carichi statici

Al fine di verificare le catene, si fa riferimento alle risultanti di tali forze, che danno maggior percezione della spinta della volta.



**Figura 4.4-8:** Risultanti delle forze spingenti fuori piano



Le catene individuate già presenti sono disposte nella direzione degli sforzi maggiori, pensando di ripartire tali sforzi sui 2 elementi ciascuno andrebbe ad assorbire 33 KN. Per la direzione secondaria, lungo la direzione X, essendo la spinta di natura inferiore, si reputa che le murature possano assorbire tale sforzo.

Le catene individuate sono a sezione circolare con diametro di 26mm, chiuse su ciascun lato da una piastra metallica di lato 260mm.

In tale sede si intende individuare il tipo di acciaio da impiegarsi nella realizzazione delle catene cosicché possano sopportare uno stato tensionale tale da sopportare le forze innescate dalle spinte delle volte.

La resistenza di calcolo si pone uguale a:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Posto il tiro supportabile dalla catena uguale a:

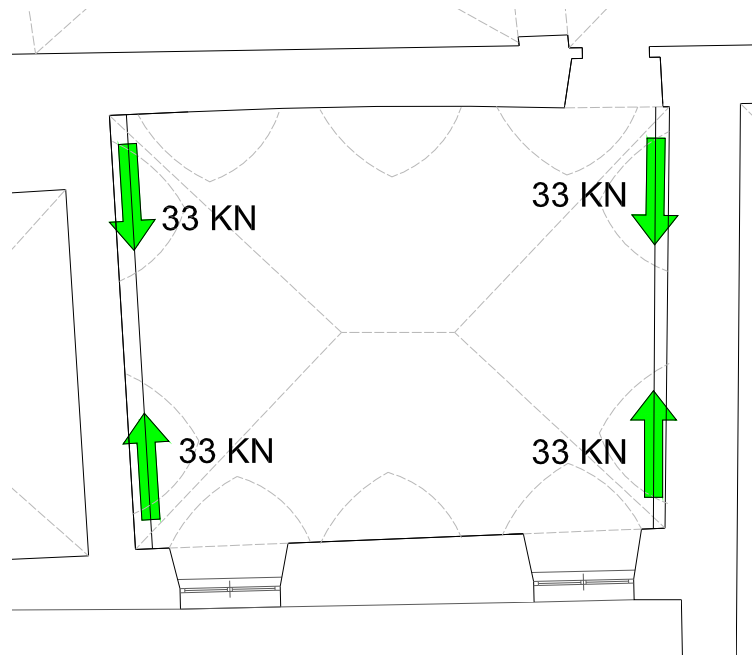
$$T_y = f_{yd} * \frac{\pi * d^2}{4}$$

In cui d è il diametro dell'elemento.

Come primo tentativo si è scelto di provare la verifica con l'acciaio S235 avente  $f_{yk}=235\text{N/mm}^2$

Una catena realizzata con tale acciaio sarà in grado di sopportare uno sforzo pari a 119,07 KN.

Di gran lunga superiore a quelli richiesti. sarà quindi sufficiente andare ad assegnare a tali catene in tiro pari 33KN per annullare le spinte dovute ai carichi statici.



**Figura 4.4-9: Tiro delle catene**

Nella direzione perpendicolare a quella considerata si nota come la spinta della volta analizzata è contrastata dalla spinta delle volte ricoprente i locali attigui. Vediamo di fatto che una spinta ribaltante il pino delle pareti del lato corto è comunque presente, ma presenta moduli di circa un terzo rispetto alle spinte considerate fino ad ora. Dato che la verifica a ribaltamento fuori piano delle pareti sul lato corto non presenta particolari criticità, si è scelto di non disporre ulteriori catene.

## 5 CONCLUSIONI

In merito all'edificio preso in esame, che presenta già da un'attenta osservazione lesioni diffuse di notevole entità, anche a seguito dell'analisi eseguita non si può che condividere la scelta di chiudere l'immobile al pubblico per ragioni di sicurezza.

Si riporta di seguito per evidenziare la gravità della situazione l'istogramma contenente il riassunto di tutte le verifiche effettuate maschi murari.

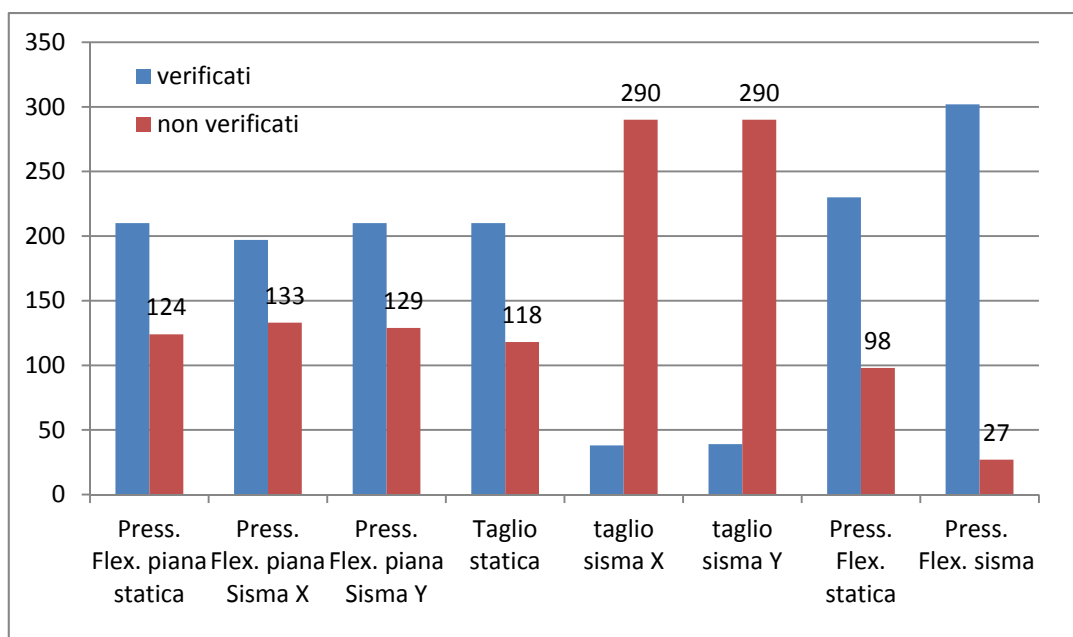


Figura 4.40-4.4-1: Istogramma riassuntivo di tutte le verifiche sulla muratura

Quanto riguarda i problemi riscontrati nelle verifiche di presso flessione, nel piano e fuori piano molte delle problematiche riscontrate sono da imputarsi al materiale impiegato in sede di verifica, che è quello riportato in tabella in normativa al C8A.2.1. Risulta però chiaro che i valori presenti in tabella, che presentano un massimo ed un minimo dei quali si è preso un valore medio potrebbero essere cautelativamente sottostimati dal normatore e dei saggi sulle caratteristiche resistenti dei maschi potrebbero rivelare migliori caratteristiche resistenti. Tali resistenze, già basse si sono in seguito divise per il fattore di confidenza, con  $F.C.=1,2$  il che implica la riduzione delle reali caratteristiche dei materiali del 20%. Si consiglia in

futuro, a seguito di ulteriori saggi e di appropriate prove sui materiali, di giungere ad un livello di conoscenza 3 cosicché da poter sfruttare tutte le caratteristiche del materiale, vediamo infatti che in questo caso il fattore di conoscenza che dividerebbe le caratteristiche sarebbe pari a 1, il che implicherebbe la possibilità di impiegare il 100% delle resistenze a disposizione.

Quanto riguarda le verifiche a taglio sismiche, che presentano le maggiori problematiche, si trarrebbe un qualche giovamento da un miglior livello di conoscenza, che implicherebbe un aumento delle forze resistenti.

Sarebbe comunque necessario un intervento per migliorare la risposta a taglio dell'edificio. Tra le maggiori cause delle notevoli forze di taglio che in insorgono nelle verifiche sismiche vi sono sicuramente i riempimenti delle volte. Difatti il riempimento dei volumi soprastanti le volte ha un considerevole, che nello studio sismico, viene moltiplicato per le accelerazioni derivanti dallo spettro. Per migliorare questo aspetto si potrebbe ipotizzare un intervento teso a svuotare le volte ed andare a pensare una tipologia di struttura portante più leggera a cui appendere eventualmente le volte, ed in grado al contempo di sostenere il solaio e le azioni gravanti su di esso. Un intervento di questa natura è stato realizzato sulla sala delle muse, cui a seguito dell'intervento del 1996 dell'ing. G. Testa è stata svuota la volta e appesa ad una struttura in acciaio sulla quale si è disposta una soletta in cemento armato portante tutti i carichi del solaio (ulteriori notizie di tale intervento sono reperibili nel cap 2.4.4 di questa tesi).

Un intervento di alleggerimento delle volte migliorerebbe sicuramente anche i risultati delle verifiche di pressoflessione furi piano, soprattutto ai piani bassi quali il terra e l'ammezzato. Su cui attualmente l'eccesso di compressione ha un'effetto negativo sulle verifiche.

Un'altra soluzione che permetterebbe di abbassare sensibilmente gli sforzi di compressione sulle murature assai meno dispendiosa di quella sopra proposta potrebbe essere quella di cambiare la destinazione d'uso dell'immobile. È ipotizzabile inoltre un uso combinato e simultaneo di tali soluzioni.

In sede conclusiva si rimanda allo studio delle 3 stanze del piano interrato a cui non si ha avuto accesso, e dalle quali si potrebbero acquisire nuovi dati sulla muratura o sulle fondamenta impiegate. Si sottolinea inoltre l'importanza di andare a svolgere delle verifiche sulle volte, che ad una attenta osservazione risultano essere gli elementi spesso più danneggiati.

## 6 BIBLIOGRAFIA

Ricci Giulivo, Aulla e il suo territorio attraverso i secoli, I - dalla preistoria al '400, Pontremoli, 1989, Centro aullense di ricerche e di studi lunigianesi.

Ricci Giulivo, Aulla e il suo territorio attraverso i secoli, II- fra '500 e '600 i Centurione ad Aulla, Pontremoli, 1989, Centro aullense di ricerche e di studi lunigianesi.

Ricci Giulivo, Aulla e il suo territorio attraverso i secoli, III- il settecento e la dominazione francese, Pontremoli, 1989, Centro aullense di ricerche e di studi lunigianesi.

Ricci Giulivo, Aulla e il suo territorio attraverso i secoli fra, IV- il risorgimento, Pontremoli, 1989, Centro aullense di ricerche e di studi lunigianesi.

Francesco IV D'Austria D'Este, giornale dei viaggi I, Reggio Emilia 2005, manoscritto originale presso l'archivio di stato di Modena alla collocazione Archivio Austro Estense, vicienza, parte IV, busta VII, fasc. I

Archivio di stato di Massa, governo della Lunigiana Estense, ducali palazzi, busta 136, 1821-1840.

Archivio di stato di Massa, governo della Lunigiana Estense, ducali palazzi, busta 137, 1821-1840.

Archivio di stato di Massa, governo della Lunigiana Estense, ducali palazzi, busta 152, 1823-1838.

Busta 152, governo della Lunigiana Estense, Archivio di Stato di Massa

L. Petrini, R. Pinho, F. M. Calvi, Criteri di Progettazione Antisismica degli Edifici, Pavia 2004, IUSS Press

L. Boscotrecase, F. Piccarreta “Edifici in muratura in zona sismica”, Flaccovio Dario Editore, Palermo, 2011.

**Siti internet:**

- [www.regione.toscana.it](http://www.regione.toscana.it)

## **7 ELENCO ALLEGATI**

Allegato A – Rilievo Architettonico

Allegato B – Rilievo del quadro fessurativo

Allegato C – Indagini sulle catene

Allegato D – Indagini sulle Strutture orizzontali

Allegato E – Indagini sulle Strutture verticali

Allegato F – Tabelle di Calcolo delle verifiche sui maschi murari

Allegato F.1 – Pressoflessione nel piano carichi statici

Allegato F.2 – Pressoflessione nel piano Sisma X

Allegato F.3 – Pressoflessione nel piano Sisma Y

Allegato F.4 – Verifica a taglio per fessurazione diagonale carichi statici

Allegato F.5 – Verifica a taglio per fessurazione diagonale Sisma X

Allegato F.6 – Verifica a taglio per fessurazione diagonale Sisma Y

Allegato F.7 – Verifica a taglio scorrimento carichi statici

Allegato F.8 – Verifica a taglio scorrimento Sisma X

Allegato F.9 – Verifica a taglio scorrimento Sisma Y

Allegato F.10 – Pressoflessione fuori piano carichi statici



Allegato F.10 – Pressoflessione fuori piano carichi sismici

## **Ringraziamenti**

Ringrazio innanzitutto i miei genitori e mio fratello, per avermi sempre sostenuto in tutto il mio lungo periodo di studio, in cui mi rendo conto non sia stato sempre facile sopportarmi.

Ringrazio gli amici, i compagni di studio e tutti coloro che mi sono stati accanto in questi anni di studio e in particolar modo in questo ultimo e “duro” anno.

Un ringraziamento particolare va ai miei relatori prof. Walter Salvatore e Ing. Silvia Caprili per il tempo messomi a disposizione, e i preziosi insegnamenti impartitimi durante la stesura di questa tesi.

---