

**ALMA MATER STUDIORUM  
UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI BOLOGNA**

---

**FACOLTÀ DI INGEGNERIA  
Corso di Laurea Specialistica in INGEGNERIA CIVILE**

**DICAM  
Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali**

**Tesi di laurea in:  
RIABILITAZIONE STRUTTURALE LS**

**ANALISI E VERIFICA SISMICA DI UN AGGREGATO IN  
PIETRA ATTRAVERSO MECCANISMI DI COLLASSO  
LOCALI FUORI DAL PIANO**

**CANDIDATO:  
Filippucci Andrea**

**RELATORE:  
Chiar.mo Prof. Andrea Benedetti**

**CORRELATORE:  
Ing. Riccardo Di Nisio  
Ing. Gianna Pisaneschi**



## ***Ringraziamenti***

*“Desidero innanzitutto ringraziare il Professor Andrea Benedetti per l'aiuto e la disponibilità datami durante tutto il periodo di tesi. Inoltre, ringrazio sentitamente l'Ing. Riccardo Di Nisio e l'Ing. Gianna Pisaneschi che sono stati sempre disponibili nel darmi preziosi consigli ed a dirimere i miei dubbi durante la stesura di questo lavoro.*

*Voglio ringraziare la mia Famiglia che mi ha dato la possibilità di prendere parte e portare a termine questo arduo percorso, grazie a loro per avermi sostenuto sia economicamente ma soprattutto moralmente, aiutandomi ad andare sempre avanti, soprattutto nei momenti più difficili.*

*Voglio ringraziare tutte le persone che in questi anni mi sono state vicine, ad incominciare dai miei coinquilini Luca, Martino e le mie coinquiline Giorgia e Ilaria, e i miei vicini di appartamento, che sono stati per me come una seconda famiglia .*

*Voglio ringraziare tutti i miei compagni di avventura , con i quali ho condiviso gioie, delusioni, esami passati e bocciature, serate indimenticabili e giornate di intenso studio, momenti di stress e altri di pura follia. Grazie ad essi sono riuscito ad affrontare sfide che pensavo fossero assolutamente impossibili. In particolare voglio ringraziare La Cla, Erco, Ale, Gino, David, Nico, Ivano, Ciccio , Polpà, Milena e Lele.*

*Voglio ringraziare tutti i miei amici di Pesaro che da sempre hanno veramente creduto in me e che, anche se sono stato lontano fisicamente, mi sono sempre stati vicini col loro affetto e la loro premura. In particolare vorrei ringraziare Nico, Cesa , Donze, Lollo, L'Acci, Josh e Blucco.*

*Voglio ringraziare tutti i miei amici della squadra di Pallavolo, con i quali ho condiviso un sacco di belle esperienze, vittorie ma anche sconfitte e che penso mi abbiano aiutato a crescere sportivamente e umanamente.*

*Voglio infine ringraziare tutte le persone che sono venute oggi a sostenermi, voglio ringraziare pure te, sì proprio te che stai leggendo, ti voglio ringraziare perché probabilmente non te ne potrà fregare niente di quello che c'è scritto dentro questa tesi e neanche capirai mezza parola di quello che dirò durante la discussione, ma sei venuto lo stesso qua oggi a sostenermi.*

*Ringrazio tutte le persone che non ho citato in precedenza, per motivi di spazio, di voglia e di memoria, tutte quelle persone che sono entrate nella mia vita per poco o molto tempo, profondamente o superficialmente, le ringrazio perché ognuno di loro mi ha insegnato qualcosa e mi ha accompagnato durante tutta questa splendida avventura durata sette anni circa, che rimarrà per sempre una parte indelebile di me stesso.*

*.....Grazie a Tutti Voi! “*



## Indice

1	Introduzione	1
2	Norme di riferimento	4
3	Rilievo geometrico - strutturale	5
3.1	Esame della documentazione disponibile	5
3.2	Descrizione della struttura	5
3.3	Report fotografico e quadro fessurativo	10
4	Azione sismica di riferimento	23
4.1	Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	23
4.2	Categoria di sottosuolo e condizione topografiche	24
4.3	Stati limite e relative probabilità di superamento	24
4.4	Spettri di progetto	25
4.4.1	Spettri di progetto delle componenti orizzontali	26
4.4.2	Spettri di progetto della componente verticale	27
5	Analisi cinematica lineare	30
5.1	Principali meccanismi di collasso locali	31
5.1.1	Ribaltamento semplice di parete	32
5.1.2	Ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta	33
5.1.3	Ribaltamento composto di parete	34
5.1.4	Ribaltamento del cantonale	35
5.1.5	Sfondamento della parete del timpano	36
6	Caso di studio: Analisi e verifica	39
6.1	Analisi del foglio Excel	39
6.2	Inserimento dei dati	39
6.3	Analisi Strutturale	40
6.3.1	Analisi delle volte	41
6.3.2	Analisi dei solai	52
6.3.2	Analisi del solaio di copertura	55
6.4	Verifiche eseguite	58
6.4.1	Maschio murario via Nicolò	58
6.4.1.1	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta al piano 1° e 2°	59
6.4.1.2	Ribaltamento con cuneo di ritenuta al piano 2°	59
6.4.1.3	ribaltamento maschio murario semplice	60
6.4.1.4	ribaltamento maschio murario semplice	61
6.4.1.5	ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	61
6.4.1.6	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	62

6.4.2	Maschio murario Vicolo delle Sirene	63
6.4.2.1	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	63
6.4.2.2	ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	64
6.4.3	Maschio murario via Varani est	65
6.4.3.1	ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	65
6.4.3.2	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	66
6.4.4	Maschio murario via Varani Sud	66
6.4.4.1	Ribaltamento maschio murario semplice via Varani Est angolo Sud	67
6.4.4.2	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	67
6.4.4.3	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	68
6.5	Riferimento Normativo	69
7	Interventi di ripristino	70
7.1	Consolidamenti tramite iniezioni di legante	70
7.1.1	Consolidamenti tramite iniezioni di legante	70
7.1.1.1	Introduzione di tiranti	72
7.1.2	Fibra Kimisteel	74
7.2	Modalità di intervento	77
7.2.1	Iniezione di Limepor	77
7.2.2	Calcolo dell'incatenamento	78
7.2.3	Calcolo dei Tiranti	81
7.2.4	Calcolo del Kimisteel	83
7.3	Posizione degli interventi	86
8	Confronto risultati	88
8.1	Verifiche post intervento	88
8.2	Maschio murario via Nicolò	88
8.2.1	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta al piano 1° e 2°	89
8.2.2	Ribaltamento con cuneo di ritenuta al piano 2°	90
8.2.3	Ribaltamento maschio murario semplice	90
8.2.4	Ribaltamento maschio murario semplice	91
8.2.5	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	92
8.2.6	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	93
8.3	Maschio murario Vicolo delle Sirene	94
8.3.1	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	94
8.3.2	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	95
8.4	Maschio murario via Varani est	96
8.4.1	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	96
8.4.2	Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	97
8.4	Maschio murario via Varani Sud	98
8.5.1	Ribaltamento maschio murario semplice via Varani Est angolo Sud	98

8.5.2 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	99
8.5.3 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano	100
8.6 Confronto risultati	101
9 Conclusioni	105



# 1 Introduzione

Lo Studio di cui si occupa questa tesi è la corretta valutazione del comportamento meccanico di un aggregato abitativo attraverso la lettura del suo sistema costruttivo, l'interpretazione delle cause di danno, l'individuazione di anomalie e precarietà strutturali che inficiano la risposta sismica, al fine di formulare le più idonee modalità di intervento per conseguire un adeguato grado di miglioramento del comportamento sismico della struttura. La struttura analizzata è un aggregato sito nel centro del comune di Isola del Gran Sasso d'Italia della provincia di Teramo in Abruzzo. Il sito ove sorge l'edificio è identificabile con le seguenti coordinate geografiche:

**Altitudine: 415 m s.l.m.**

**Coordinate: 42°30'27"N - 13°39'28"E**

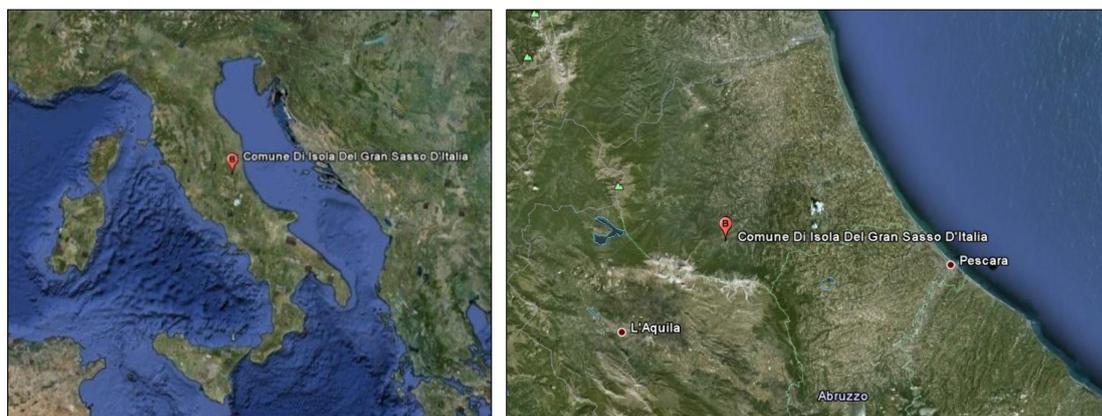


Figure 1.1: Inquadramento dell'aggregato all'interno dell'Italia



Figura 1.2 e 1.3 : Inquadramento dell'aggregato all'interno del centro del comune

L'aggregato studiato è un edificio in muratura costituito da più blocchi che compongono un'unica struttura spaziale senza la presenza di giunti tecnici che isolino una parte dalle altre.

L'edificio di cui è proposta una foto prospettica in Fig1.3, è composto da elementi abitativi uniti in periodi successivi a partire dal 1400 D.C. circa, esso è stato danneggiato e reso inagibile in successivamente al terremoto dell'Aquila del 6 aprile 2009.

L'importanza della sicurezza delle costruzioni per le sue conseguenze nei riguardi della pubblica incolumità e della conservazione del patrimonio edilizio, con particolare attenzione per quello storico-monumentale, è oramai ricorrente in tutto il Paese. Per tale motivo le più recenti normative in materia di costruzioni hanno dedicato particolare enfasi ai problemi della sicurezza delle opere sia per le nuove costruzioni sia per quelle esistenti.



Figura 1.4: Foto dell'aggregato

Molti eventi nella storia recente hanno riproposto all'opinione pubblica la necessità di tenere sotto controllo lo stato del patrimonio edilizio del nostro Paese. In seguito al tragico evento della scuola di San Giuliano di Puglia (CB) il 20/03/2003 il Presidente del Consiglio dei Ministri ha varato l'Ordinanza n. 3274, pubblicata sul supplemento ordinario n. 72 della G.U. 105 dell'8 maggio 2003, in cui si provvede all'individuazione, formazione ed aggiornamento dell'elenco delle zone sismiche e si introduce un nuovo regolamento che disciplina le costruzioni nelle zone sismiche. La nuova classificazione sismica, con l'introduzione di quattro zone, estende il rischio di eventi tellurici praticamente

all'intero territorio nazionale, rendendo di fatto obbligatoria una seria valutazione della sicurezza

nei riguardi del terremoto. All'Ordinanza PCM 3274/03 sono seguite modifiche ed integrazioni; il testo definitivo è contenuto nell'OPCM n.3431 del 2 maggio 2005.

Nel capitolo 11 che riguarda esclusivamente gli edifici esistenti viene, in premessa, sottolineato che questi si distinguono da quelli di nuova progettazione per gli aspetti seguenti:

- il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non evidenziabili;

Tali edifici possono essere stati soggetti a terremoti passati o ad altre azioni accidentali i cui effetti non sono manifesti. Di conseguenza la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi

sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza come pure metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile.

Attualmente l'OPCM n. 3274 e le sue successive integrazioni sono state incorporate, con ulteriori modifiche, nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, come uno dei documenti di riferimento per l'analisi sismica delle costruzioni. Le Norme Tecniche per le Costruzioni, concepite come Testo Unico riguardante qualsiasi tipo di costruzione sita in qualsiasi area del Paese, dedicano il capitolo 8 alle costruzioni esistenti; al paragrafo 8.2 "Criteri Generali" viene prescritto "Per le strutture per le quali non sia reperibile il progetto esecutivo dell'opera, la relazione di calcolo, i disegni costruttivi ovvero le indagini originali sui materiali e sui terreni di sedime, si potrà impostare una campagna di accertamenti in situ possibilmente mediante prove non distruttive ed indagini che non alterino il comportamento dei terreni di fondazione".

Nella seguente tesi il lavoro che si è svolto e che sarà descritto dettagliatamente nei capitoli successivi riguarda appunto la messa in sicurezza dell'edificio dal punto di vista sismico. La strada seguita per affrontare tale problema è un'analisi locale piuttosto che un'analisi globale di esso.

Per questo motivo si è scelto di procedere con l'analisi e verifica dei meccanismi di ribaltamento dei maschi murari fuori dal piano, come successivamente sarà ampiamente spiegato.

## 2 Norme di riferimento

- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 – *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*
- Circolare 11 Dicembre 2009 – *Entrata in vigore delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008*
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – *Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008*
- Direttiva PCM 12 Ottobre 2007 – *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni.*
- Ordinanza n° 3779 del Presidente del Consiglio dei Ministri 6 giugno 2009
- CNR-DT 200/2004 - *Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati*

## 3 Rilievo geometrico strutturale

### 3.1 Documentazione disponibile

Il materiale di cui si è potuto usufruire è stato fornito Arch. Ricci, in formato digitale, nel periodo compreso tra Febbraio 2011 e Aprile 2011.

#### Composizione della documentazione:

##### **Materiale Informatico:**

- *n° 10 tavole* in formato .dwg che costituiscono una serie di tavole comprendenti una pianta dell'intero edificio dal piano terra fino alla copertura, un prospetto di tutti i quattro lati e relative sezioni prospettiche , una tavola del quadro fessurativo in pianta, un quadro fessurativo in prospetto , un pianta che riassume le unità abitative, un pianta dettagliata della copertura e n°4 tavole riguardanti la mappa del rilievo fotografico dell'edificio.
- *n° 1 tavola* in formato .pdf contenente la planimetria dell'aggregato all'interno del centro del comune di Isola del Gran Sasso.
- *n° 4 file* in formato Pdf relativi al rilievo fotografico dell'edificio. Questi file sono indicizzati dai relativi file .dwg.

##### **Materiale cartaceo:**

- Descrizione approfondita della tipologia dei solai di interpiano e di copertura

### 3.2 Descrizione della struttura

In questa paragrafo sarà fatta una descrizione dettagliata dell'aggregato in tutte le sue parti che lo compongono.

Per una comprensione più immediata della struttura viene proposta una figura in 3D dell'aggregato ricavata da un modello eseguito con Midas fig3.1

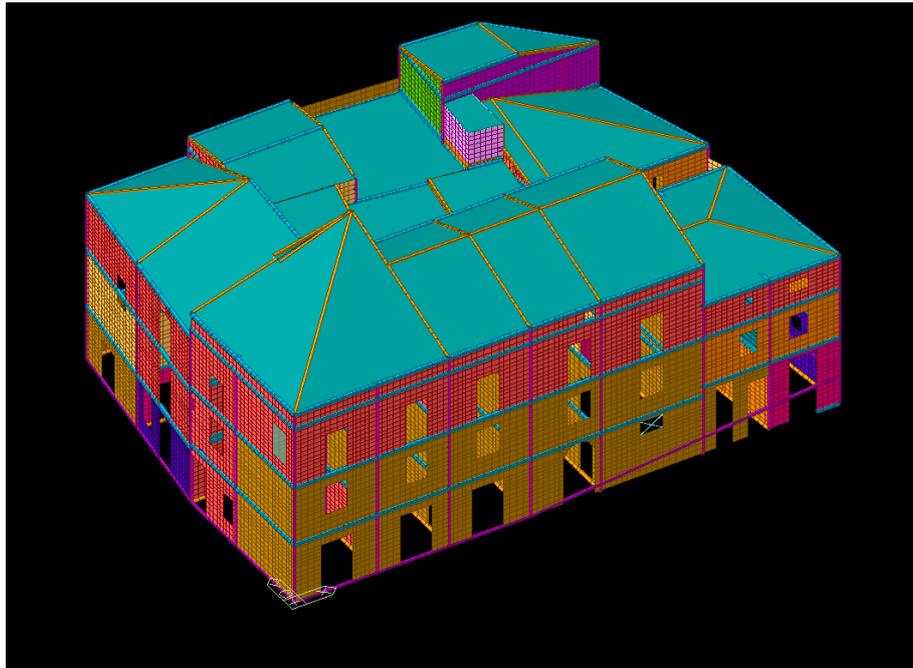


Figura 3.1

Dal modello in fig3.1 si vede l'eterogeneità della struttura, che deriva dal fatto che essa è stata costruita in parti in diversa successione temporale.

Le differenze più grandi che si vedono dalla figura sono le diverse altezze delle coperture e dei maschi murari. Qui di seguito si è provato a suddividere l'aggregato in tipologie abitative fig. 2

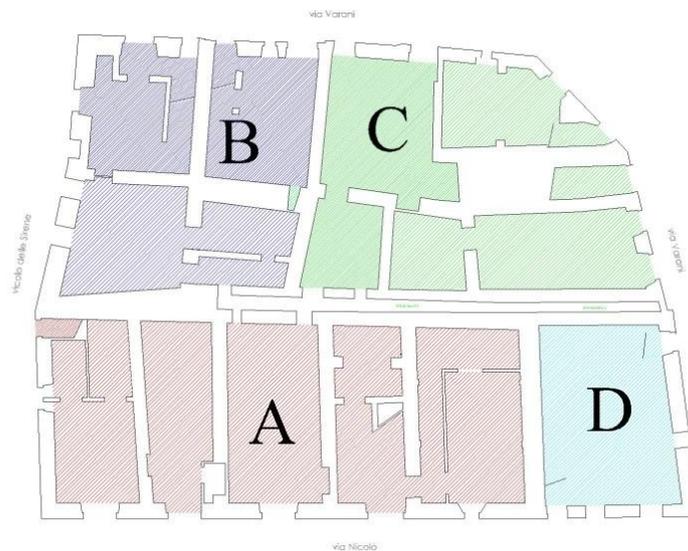
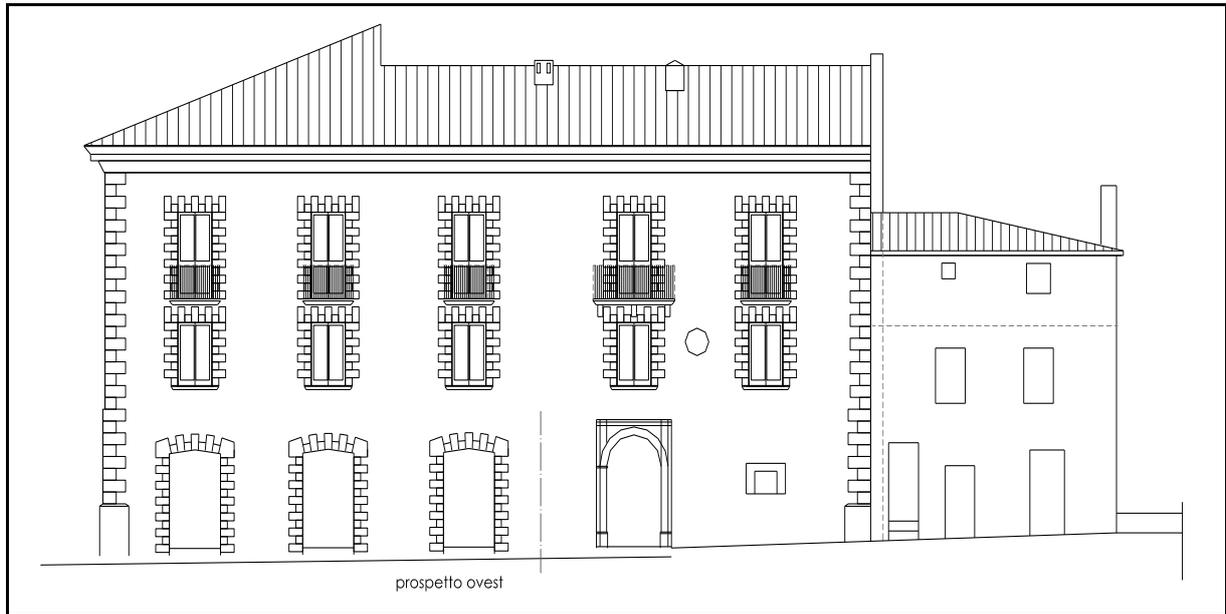


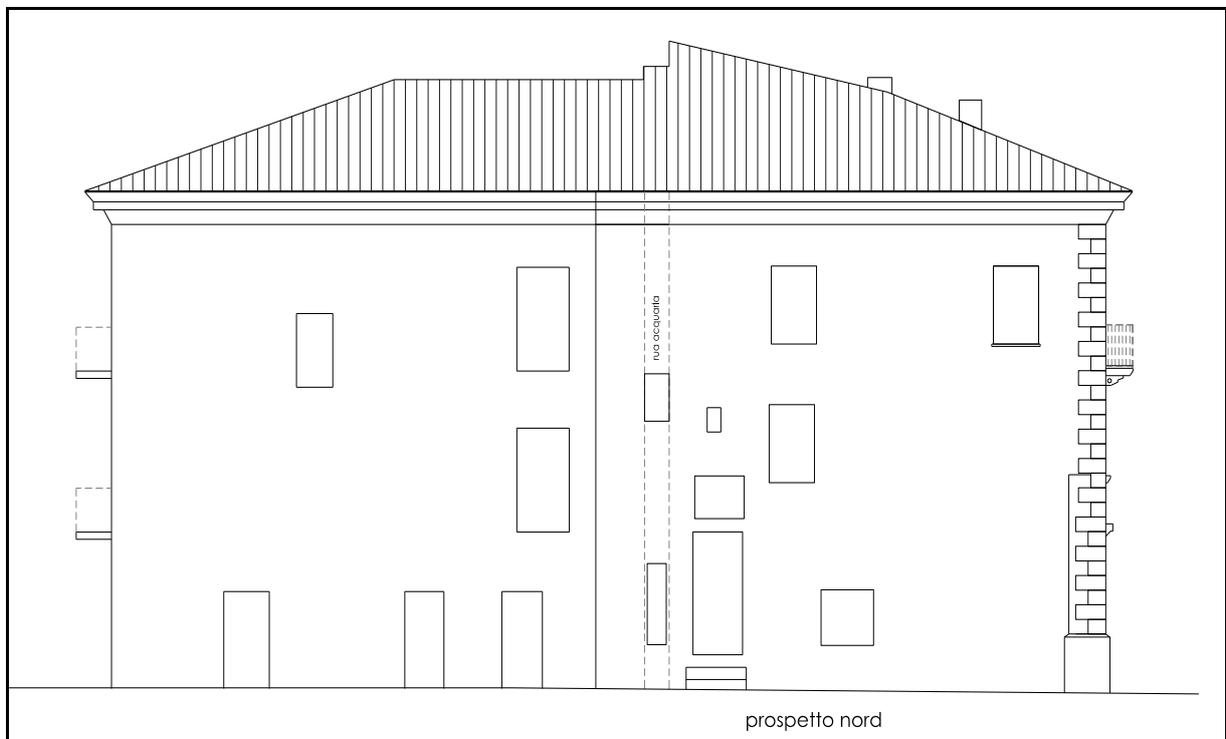
Figure 3.2

Questa divisione è stata fatta valutando l'aggregato in prospetto e in pianta. Qui di seguito sono riportati i prospetti delle facciate dell'aggregato da cui ben si distinguono le varie abitazioni che si sono unite nel tempo.

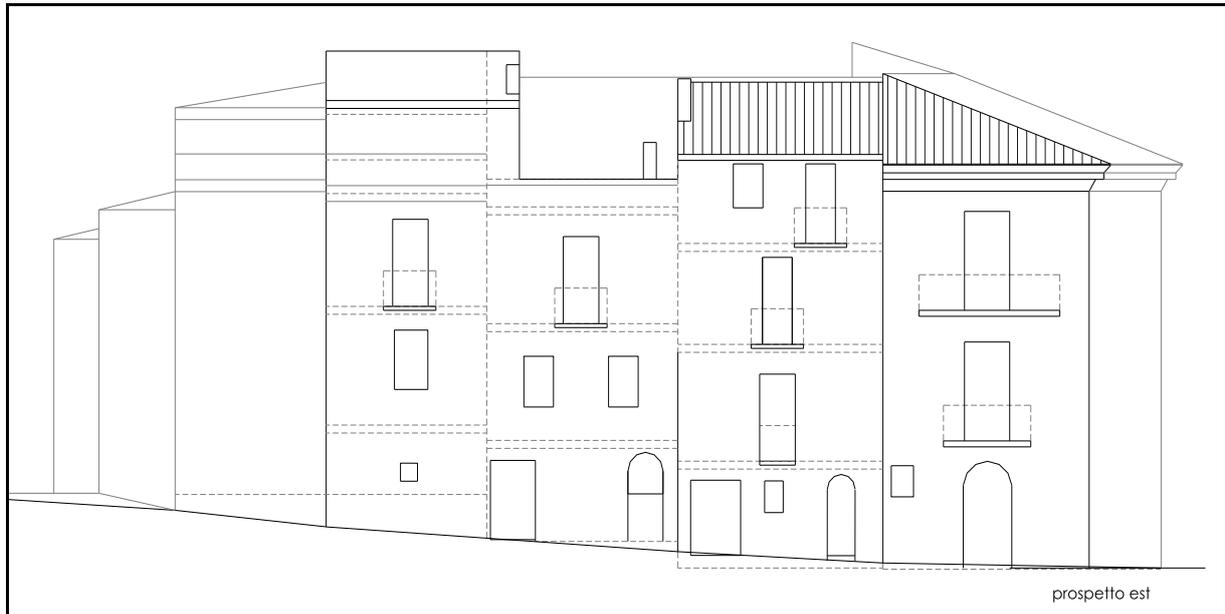
*Prospetto Ovest*



*Prospetto Nord*



*Prospetto Est*



*Prospetto Sud*



Dalla tavola del prospetto sud si nota lo spazio vuoto all'interno dell'aggregato, esso ha funzione di rua acquaria, ovvero la funzione di portare fuori dall'aggregato le acque piovane.

Di seguito sono analizzate le piante di tutti i piani per mostrare i particolari più rilevanti che saranno poi analizzati in dettaglio nel corso di questo studio.

*Pianta piano terra*



All'interno dell'aggregato sono state individuate i diversi blocchi abitativi che in tempi successivi si sono uniti insieme. Si è partiti nell'analizzare il blocco A che si affaccia su via Nicolò.

Si è poi proceduto in senso orario, quindi il blocco B che si affaccia su vicolo delle Sirene poi il blocco C che si affaccia su via Varani Est e il blocco C su via Varani Sud.

L'aggregato è diviso al centro da una Rua acquaria, che raccoglie le acque piovane e le scola fuori dall'edificio.

Dallo studio della pianta, si vedono subito le dimensioni delle pareti che risultano molto larghe, arrivando a misurare in alcuni punti fino 90 cm di spessore, senza mai essere inferiori a 60 cm.

Di notevole importanza è la presenza di volte all'interno dell'aggregato, esse sono di 4 tipologie diverse, si trovano volte a botte con lunette, volte a botte, volte a crociera, volte a vela. Di esse ne sono state studiate 17 con l'ausilio di un programma di calcolo, Straus 7.

Oltre i solai portati con le volte se ne trovano altre 4 tipologie: solai con legno e tavolato, solai in legno con travicelli e voltine in laterizio, solai con putrelle e voltine in laterizio e solai con putrelle e tavelloni.

Pianta piano primo



**Figure 3.3**

Di particolare interesse nella pianta del primo piano si vedono sempre muri di notevole spessore, da un massimo di 80 cm a un minimo di 60cm.

Le volte che sorreggono i solai del piano secondo che sono tratteggiate nella fig3.3 sono volte a padiglione, che si trovano sul lato ovest dell'edificio, quello che si affaccia su via Nicolò.

Si notano pure degli incatenamenti nella struttura, che sono stati inseriti nel corso degli anni in quanto l'aggregato è stato vittima di numerosi fenomeni sismici e successivi lavori di riabilitazione.

Pianta piano secondo



**Figure3.4**

Studiando la pianta al piano secondo vediamo sempre muri di notevole spessore, tenuti in molti punti con degli incatenamenti.

Le volte a padiglione che sono tratteggiate nella Fig3.4 che si riferiscono dunque al solaio del piano terzo, in realtà sono volte in falso che servono solo a isolare il solaio di copertura e possiamo trovare controsoffitto, camorcanna o cartongesso.

Piano terzo, solaio di copertura



Figure 3.5

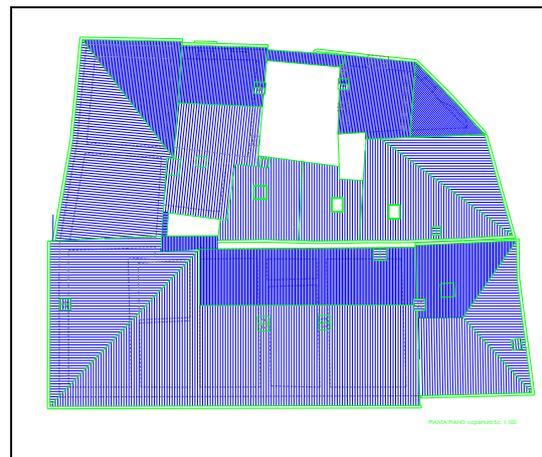


Figure 3.6

Il solaio di copertura è rappresentati in due disegni distinti perché le altezze sono diverse tra loro. Le tavole di Fig3.5 –3. 6 , ci danno indicazioni importanti sulla andamento della copertura.



Figure 3.7

La fig3.7 invece è una rappresentazione del sottotetto con tutte le travi principali che sorreggono la nostra copertura. Si nota dalla Fig3.7 la presenza in gran parte di travi in legno caratterizzate dal color marrone e una parte di putrelle in ferro in color blu.

### 3.3 Report fotografico e quadro fessurativo

Durante la fase di rilievo è stato effettuato un report fotografico in cui vengono captati gli elementi salienti dell'aggregato. In particolar modo si pone l'attenzione sulle lesioni sia delle pareti verticali, sia degli orizzontamenti a livello del pavimento e del soffitto.

Ogni foto ha un riferimento nella tavola denominata 'report fotografico' che si trova come allegato A alla presente tesi.

Di seguito sono state riportate le foto più interessanti con la loro descrizione sintetica e la relativa posizione all'interno dell'aggregato, esse sono divise per piani partendo dal piano terra fino alla sommità.

Posizione della foto	piano	Descrizione
2a	terra	 <p>Fessurazione tra maschio murario esterno e muro perpendicolare</p>
2c	terra	 <p>Lesione a ragnatela dell'intonaco</p>

3c	terra	 <p>Lesione diffusa sotto la trave dell'intonaco e presenza di muffe</p>
1g	terra	 <p>Volta a vela con deformazioni in sommità</p>
4g	terra	 <p>Lesioni passanti nelle volte a botte con lunette</p>

codice ID foto	piano	Descrizione
6a	primo	 <p>Fessurazioni verticali sulla parete sotto il solaio a voltine</p>

7a	primo	 <p>Distacco verticale tra maschio esterno e muro perpendicolare</p>
8a	primo	 <p>Lesioni varie sull'intonaco nel sotto volta</p>
9a	primo	 <p>Lesioni dell'intonaco a sotto la volta</p>
10a	primo	 <p>Grave lesione sotto una volta a vela</p>

<p>14a</p>	<p>primo</p>	 <p>Presenza diffusa di muffe e di fessurazioni a livello dell'intonaco</p>
<p>15a</p>	<p>primo</p>	 <p>Fessurazione che si propaga tra la volta e il muro sottostante</p>
<p>4f</p>	<p>primo</p>	 <p>Presenza consistente di muffe sul solaio, travi malandate</p>
<p>5f</p>	<p>primo</p>	 <p>Presenza consistente di muffe sul solaio, travi malandate</p>

6f	primo	 <p data-bbox="544 651 1289 689">Presenza consistente di muffe sul solaio, travi malandate</p>
11g	primo	 <p data-bbox="544 1099 1110 1137">Lesione della volta nella sua parte mediana</p>
15g	primo	 <p data-bbox="544 1547 995 1585">Particolare delle volta a padiglione</p>
19g	primo	 <p data-bbox="544 1995 979 2033">Lesione della volta sopra finestra</p>

21g	primo	 <p>Fessurazione tra la volta e il muro</p>
-----	-------	---

codice ID foto	piano	Descrizione
16a	secondo	 <p>Fessurazione dell'intonaco e della muratura</p>
19a	secondo	 <p>Volta fessurata all'altezza delle reni e distacco dal muro</p>
21a	secondo	 <p>Fessurazione dell'intonaco e della muratura</p>

<p>23a</p>	<p>secondo</p>	 <p>Fessurazione passante nella muratura</p>
<p>26a</p>	<p>secondo</p>	 <p>Fessurazione che si stende dalla muratura alla volta</p>
<p>7f</p>	<p>secondo</p>	 <p>Presenza di muffe e fessurazione nella muratura e nelle travi</p>
<p>10f</p>	<p>secondo</p>	 <p>Lesioni passanti della muratura e travi marcite</p>

<p>13f</p>	<p>secondo</p>	 <p>Lesioni passanti della muratura e travi marcite</p>
<p>41g</p>	<p>secondo</p>	 <p>Presenza di muffe nell'intonaco e fessurazioni nel solaio</p>
<p>48g</p>	<p>secondo</p>	 <p>Crepe nel controsoffitto</p>
<p>55g</p>	<p>secondo</p>	 <p>Fessurazione della dell'intonaco e della muratura</p>

72g	secondo	 <p>Lesione della volta con propagazione sulla muratura</p>
-----	---------	---

codice ID foto	piano	Descrizione
9d	terzo	 <p>Particolare del solaio di copertura all'intradosso</p>
10d	terzo	 <p>Formazione di fessure nella parte di ammassamento dei muri</p>
14d	terzo	 <p>Particolare del solaio di copertura all'intradosso</p>

23a	terzo	 <p>Fessurazione nel controssoffitto</p>
codice ID foto	Prospetto	Descrizione
0a	Nord-Est	 <p>La facciata mostra la presenza di muratura rovinata</p>
1c	Ovest	 <p>Facciata con muratura rovinata nella parte inferiore</p>
1f	ovest	 <p>Prospetto della abitazione dangolo, copertura e muratura estremamente danneggiate</p>

2f	Sud-Ovest	 <p>Prospetto abitazione d'angolo</p>
1a	Nord	 <p>lesioni dell'intonaco esterno e perdita di perpendicolarità della muratura con presenza di muffe localizzate</p>

## 4 Azione sismica di riferimento

Ai fini dell'esecuzione delle verifiche tecniche in oggetto, l'azione sismica viene definita nella forma di "spettro di risposta" ai paragrafi 3.2.3.2 e 3.2.3.5 delle NTC 2008. Per quanto attiene la determinazione delle azioni sismiche, le NTC definiscono lo spettro di risposta elastico in accelerazione tramite una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale sia il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{v_r}$ .

Per quanto riguarda la classificazione sismica si ricorda che la Regione Emilia Romagna (v. Delibera della Giunta n. 1435 del 2003) ha assunto quella di prima applicazione stabilita nell'Allegato 1 dell'OPCM 3274,, quindi il territorio del Comune di Forlì ricade in zona 2. Tutte le norme tecniche precedenti alle NTC 08, seppur in modo formalmente diverso, definivano l'azione sismica sulla base della suddivisione del territorio in quattro zone (o categorie) associando a ciascuna di esse un valore dell'accelerazione orizzontale. Una delle principali modifiche introdotte dalle NTC 08 è quella di scollegare la determinazione dell'azione sismica dalla classificazione, la quale assume quindi prevalentemente importanza in merito agli aspetti amministrativi.

### 4.1 Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

Si definiscono quindi i parametri da considerare per la definizione degli spettri di risposta elastici: la vita nominale dell'opera strutturale, la classe d'uso, il periodo di riferimento per l'azione sismica, la categoria di sottosuolo e la categoria topografica.

La vita nominale dell'opera strutturale  $V_N$ , ossia il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. La struttura oggetto di studio è un'opera non ordinaria e trattandosi di un edificio storico si assume una vita nominale pari a:

$$V_N > 50 \text{ anni}$$

La classe d'uso in cui rientra la struttura è la *Classe I*, in quanto costruzione adibita a civile abitazione.

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, in tabella 2.4.II delle NTC 2008. Poiché l'edificio oggetto di questo studio appartiene alla *Classe IV*, il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è:

$$C_U = 1$$

Per tanto, il periodo di riferimento per l'azione sismica  $V_R$  è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U \cdot 50 \text{ anni}$$

## 4.2 Categoria di sottosuolo e condizione topografiche

La categoria di sottosuolo a cui si fa riferimento ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, in base alle direttive riportate in tabella 3.2.II delle NTC 2008, è la categoria B a cui appartengono rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di  $V_{s,30}$  compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero  $NSPT_{,30} > 50$  nei terreni a grana grossa e  $c_{u,30} > 250$  kPa nei terreni a grana fina).

La categoria topografica a cui si fa riferimento è, secondo quanto prescritto in tabella 3.2.IV delle NTC 2008, la categoria *TI*, nella quale sono compresi superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media inferiore o al più uguale a  $15^\circ$ . A tale categoria corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica  $ST$  pari ad 1.

## 4.3 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche sono definiti quattro stati limite, come descritto al paragrafo 3.2.1 delle NTC 2008. Gli Stati Limite di Esercizio (SLE) vengono suddivisi in Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD); gli Stati Limite Ultimi (SLU) in Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC). Ad ogni stato limite è associata la probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ , a cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, sono riportate in tabella 3.2.I delle NTC 2008.

Poiché la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguiti con riferimento ai soli SLU, come riportato al paragrafo 8.3 delle NTC 2008, la presente valutazione della sicurezza non prende in esame il predetto Stato Limite di Esercizio. Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di SLV o, in

alternativa, alla condizione di SLC, come esplicitato sempre al paragrafo 8.3 delle NTC 2008. La presente valutazione prende in esame, quale SLU, lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto degli stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione: essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ . Trattandosi di Stato Limite di salvaguardia della Vita, la probabilità di eccedenza risulta essere  $P_{VR} = 10\%$  nel periodo  $V_R = 100$  anni. In base a tali valori si determina il periodo di ritorno dell’azione sismica  $T_R$ , espresso in anni, tramite la relazione riportata all’Allegato B delle NTC2008:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = 475 \text{ anni}$$

#### 4.4 Spettri di progetto

La forma spettrale corrispondente allo Stato Limite in esame viene definita, secondo le espressioni al paragrafo 3.2.3.2.1 delle NTC 2008 per la componente spettrale orizzontale e mediante le formule al paragrafo 3.2.3.2.2 delle NTC 2008, tramite i parametri su sito di riferimento rigido orizzontale  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_c$  riferiti al sito su cui sorge l’aggregato in esame. Tali parametri vengono determinati mediante il foglio elettronico “Spettri- NTC ver.1.0.3”, disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, partendo dalle coordinate geografiche già riportate in precedenza (latitudine 44° 13’ 22” N; longitudine 12° 02’ 24” E che nel sistema sessagesimale sono rispettivamente 44.222° e 12.040°). Ai fini della verifica della struttura, le capacità dissipative della stessa si mettono in conto attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovra resistenza e dell’incremento del suo periodo proprio a seguito delle plasticizzazioni. Pertanto, lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerato con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule ai paragrafi 3.2.3.2.1 e 3.2.3.2.2 delle NTC 2008  $\mu$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura il cui valore, da utilizzare per edifici non regolari in elevazione secondo la Circolare 2009, è:

$$q = 1.5 \frac{\alpha_U}{\alpha_1}$$

Poiché siamo in assenza di più precise valutazioni si può assumere un rapporto  $\alpha_U / \alpha_1$  pari a 1.5, per tanto

$$q = 1.5 \cdot 1.5 = 2.25$$

Sulla base di quanto riportato al paragrafo 7.2.1 delle NTC 2008 è necessario considerare la componente verticale dell'azione sismica, in quanto nell'edificio in oggetto sono presenti strutture di tipo spingente. Di seguito quindi si definiscono sia lo spettro delle componenti orizzontali sia lo spettro della componente verticale. Tuttavia l'effettivo utilizzo di quest'ultimo è strettamente legato al tipo di modellazione che si andrà ad effettuare e si rimanda quindi ai capitoli successivi per una valutazione più accurata.

#### 4.4.1 Spettri di progetto delle componenti orizzontali

I valori dei parametri ottenuti per lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali vengono riportati nelle seguenti tabelle:

##### Parametri indipendenti

Stato limite	SLV
$a_g$	0,222 g
$F_0$	2,435
$T_C^*$	0,344 s
$S_S$	1,184
$C_C$	1,361
$C_T$	1,000
$q$	2,250

##### Parametri dipendenti

$S$	1,184
$\eta$	0,444
$T_B$	0,156 s
$T_C$	0,469 s
$T_D$	2,487 s

Le espressioni dei parametri dipendenti vengono di seguito riportate:

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Le espressioni dello spettro di risposta ( NTC-08 Eq 3.2.4) vengono di seguito riportate:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

I valori riportati nelle tabelle corrispondono alla seguente forma spettrale:

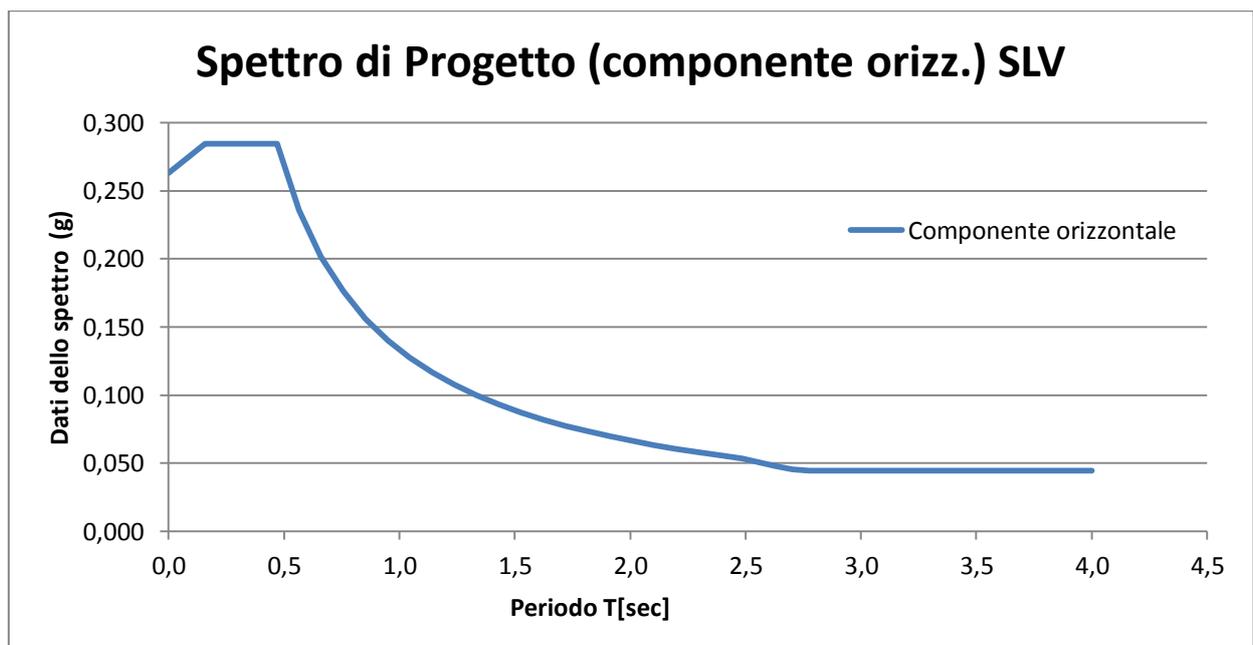


Figure 4. Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato..1: Spettro di progetto componente orizzontale

#### 4.4.1 Spettri di progetto delle componenti verticali

I valori dei parametri ottenuti per lo spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti verticali vengono riportati nelle seguenti tabelle:

##### Parametri indipendenti

Stato limite	
$a_g$	0,141 g
$S_S$	1,000
$S_T$	1,000
$q$	1,500
$T_B$	0,050 s
$T_C$	0,150 s
$T_D$	1,000 s

##### Parametri dipendenti

$F_V$	1,548
$S$	1,000
$\eta$	0,667

Le espressioni dei parametri dipendenti vengono di seguito riportate:

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Le espressioni dello spettro di risposta ( NTC-08 Eq 3.2.4) vengono di seguito riportate:

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

I valori riportati nelle tabelle corrispondono alla seguente forma spettrale:

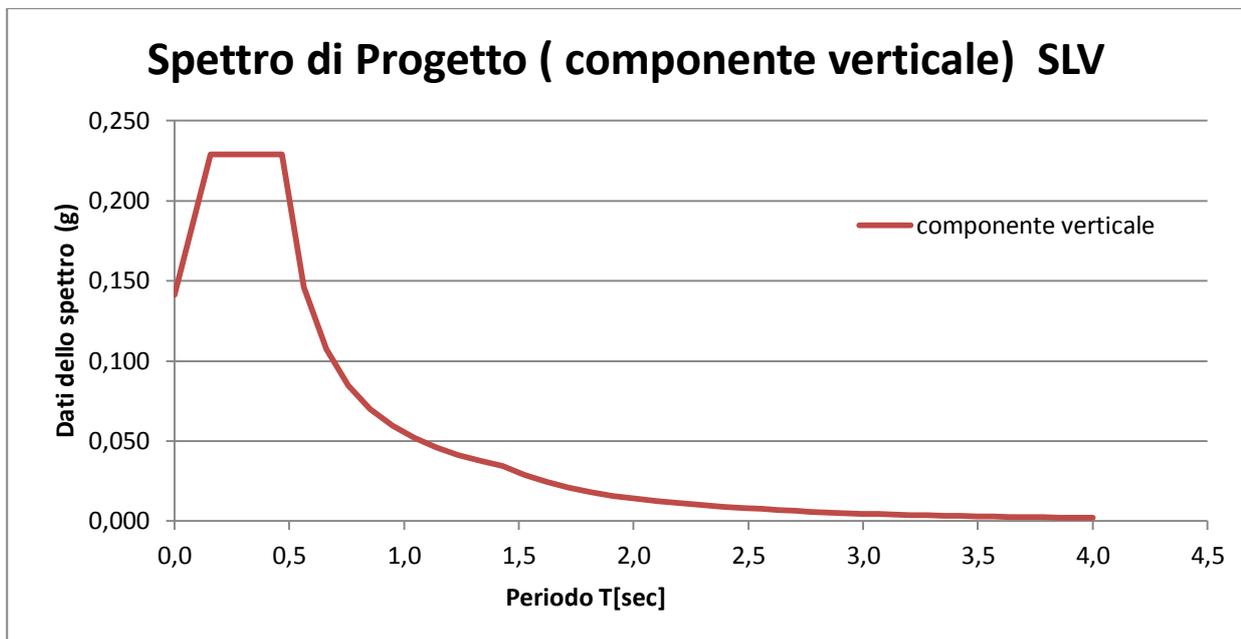


Figure 4.2

## 5 Analisi cinematica lineare

In questo capitolo sono spiegate le modalità con le quali sono state eseguite le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori dal piano per l'aggregato, mediante un'analisi cinematica lineare.

Per l'analisi e la verifica si è fatto uso dell'applicativo C.I.N.E. (condizione di instabilità negli edifici) versione 1.0.4: settembre 2009.

Il D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 e la relativa Circolare 2 febbraio 2009 n. 617, al Punto C8.7.1.1 riguardante gli edifici esistenti, indicano che la valutazione della sicurezza sismica degli edifici in muratura va eseguita, oltre che con riferimento al comportamento sismico globale, anche con riferimento all'analisi dei meccanismi locali di collasso. “Quando la costruzione non manifesta un chiaro comportamento d'insieme, ma piuttosto tende a reagire al sisma come un insieme di sottosistemi (meccanismi locali), la verifica su un modello globale non ha rispondenza rispetto al suo effettivo comportamento sismico. Particolarmente frequente è il caso delle grandi chiese o di edifici estesi e di geometria complessa non dotati di solai rigidi e resistenti nel piano, né di efficaci e diffusi sistemi di catene o tiranti. In tali casi la verifica globale può essere effettuata attraverso un insieme esaustivo di verifiche locali, purché la totalità delle forze sismiche sia coerentemente ripartita sui meccanismi locali considerati e si tenga correttamente conto delle forze scambiate tra i sottosistemi strutturali considerati.”

Meccanismi di risposta di questo tipo, generalmente meno resistenti e meno duttili di quelli che coinvolgono la risposta d'insieme del fabbricato, devono quindi essere opportunamente considerati nella definizione di un modello di analisi che sia realmente rappresentativo del comportamento sismico strutturale. Il primo aspetto dell'analisi riguarda dunque il riconoscimento delle condizioni che predispongono all'attivazione di meccanismi locali di danno e collasso e quindi la valutazione della necessità di effettuare analisi cinematiche in sostituzione o in integrazione di analisi della risposta globale del sistema. L'individuazione delle modalità di collasso significative per gli edifici si compie quindi innanzitutto attraverso la ricerca di sconessioni, presenti o che possono formarsi nella compagine muraria a causa delle azioni sismiche, che individuano macroelementi (porzioni più o meno estese della struttura muraria che, nel caso di murature di adeguata qualità, si comportano monoliticamente) suscettibili di instabilità.

## 5.1 Principali meccanismi di collasso locali

Qui di seguito sono riportati i principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e i relativi modelli cinematici di analisi.

Per una più agevole lettura delle formulazioni contenute nelle schede, di seguito si riassumono i simboli in esse utilizzati più frequentemente con l'indicazione del principale significato ad essi attribuito:

- $\alpha$  è il moltiplicatore orizzontale dei carichi agenti sui macroelementi;
- $n$  è il numero di piani interessati dal cinematismo;
- $W_i$  è il peso proprio della parete al piano  $i$ -esimo o del macroelemento  $i$ -esimo;
- $W_{Oi}$  è il peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano  $i$ -esimo nelle pareti di controvento (comprensivo di eventuali carichi trasmessi da archi o volte su di esso agenti);
- $F_{Vi}$  è la componente verticale della spinta di archi o volte sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $F_{Hi}$  è la componente orizzontale della spinta di archi o volte sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $P_{Si}$  è il peso del solaio agente sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $P_{SOi}$  è il peso del solaio agente sulla porzione di cuneo al piano  $i$ -esimo nelle pareti di controvento;
- $P_{vij}$  rappresenta l' $i$ -esimo carico verticale trasmesso in testa al macroelemento  $j$ -esimo;
- $P$  è il carico trasmesso dalla trave di colmo oppure dal puntone del tetto a padiglione;
- $N$  è il generico carico verticale agente in testa al macroelemento;
- $H$  rappresenta il valore massimo della reazione sopportabile dalla parete di controvento o dall'eventuale tirante alla spinta dell'effetto arco orizzontale nello spessore della facciata;
- $P_H$  rappresenta la spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al macroelemento;
- $P_{Hij}$  è l' $i$ -esima componente di spinta statica trasmessa dalla copertura in testa al corpo  $j$ -esimo;
- $T_i$  rappresenta l'azione dei tiranti eventualmente presenti in testa alla parete del piano  $i$ -esimo;
- $s_i$  è lo spessore della parete al piano  $i$ -esimo;
- $h_i$  è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio e/o dal tirante alla parete al piano  $i$ -esimo oppure è l'altezza del macroelemento  $i$ -esimo;
- $h_{pi}$  è il braccio verticale dell'azione trasmessa dal solaio alla parete al piano  $i$ -esimo;
- $L_i$  è la lunghezza del macroelemento  $i$ -esimo;
- $x_{Gi}$  è il braccio orizzontale del peso proprio del corpo  $i$ -esimo;

- $y_{Gi}$  è il braccio verticale del peso proprio del corpo  $i$ -esimo;
- $x_{GOi}$  è il braccio orizzontale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano  $i$ -esimo nelle pareti di controvento;
- $y_{GOi}$  è il braccio verticale del peso proprio della porzione del cuneo di distacco al piano  $i$ -esimo nelle pareti di controvento;
- $d$  è il braccio orizzontale del generico carico verticale trasmesso in testa al macroelemento;
- $d_i$  è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $d_{ij}$  è il braccio orizzontale dell' $i$ -esimo carico verticale applicato in testa al corpo  $j$ -esimo;
- $d_{Oi}$  è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio al cuneo di distacco nelle pareti di controvento;
- $a_i$  è il braccio orizzontale del carico trasmesso dal solaio sulla parete al piano  $i$ -esimo;
- $h_{vi}$  è il braccio verticale della spinta di archi o volte al piano  $i$ -esimo;
- $d_{vi}$  è il braccio orizzontale delle azioni trasmesse da archi o volte al piano  $i$ -esimo.

### 5.1.1 Ribaltamento semplice di parete

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

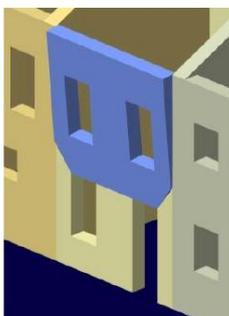
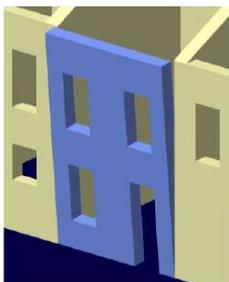


Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009

Foto dat. MEDEA - Papa e Zucaro, 2001



#### Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Assenza di collegamento alle pareti ortogonali.

#### Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Intersezioni murarie di cattiva qualità;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Muratura a sacco o paramenti mal collegati.

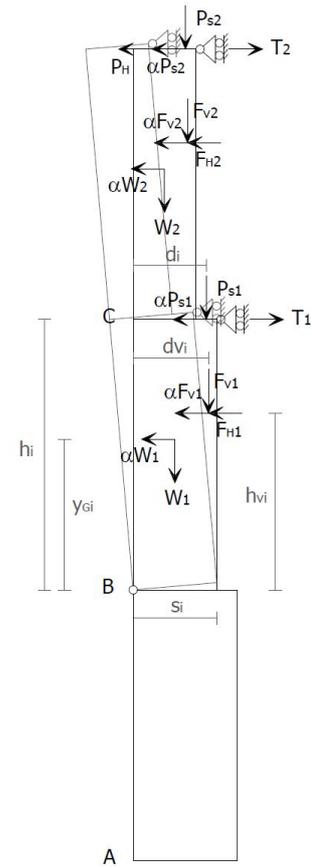
#### Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni verticali in corrispondenza delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

#### Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- l'intero spessore del muro o il solo paramento esterno, in relazione alle caratteristiche della struttura muraria (a sacco, carenza di diatoni);
- diverse geometrie della parete, in relazione alla presenza di discontinuità o di aperture.



Momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_{i=1}^n W_i \cdot \frac{S_i}{2} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot d_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot d_i + \sum_{i=1}^n T_i \cdot h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \cdot \left[ \sum_{i=1}^n W_i \cdot y_{Gi} + \sum_{i=1}^n F_{Vi} \cdot h_{Vi} + \sum_{i=1}^n P_{Si} \cdot h_i \right] + \sum_{i=1}^n F_{Hi} \cdot h_{Vi} + P_H \cdot h_i$$

Moltiplicatore di collasso:

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

### 5.1.2 Ribaltamento semplice di parete monolitica – parte alta

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

Momento stabilizzante:

$$M_{S(A)} = W \cdot \frac{S}{2} + F_V \cdot d_V + P_S \cdot d + T \cdot h$$

Momento ribaltante:

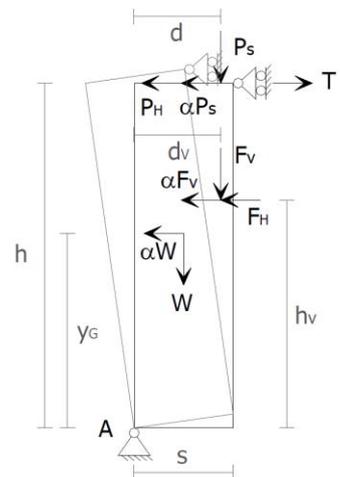
$$M_{R(A)} = \alpha \cdot [W \cdot y_G + F_V \cdot h_V + P_S \cdot h] + F_H \cdot h_V + P_H \cdot h$$

Moltiplicatore di collasso:

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



Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



### 5.1.3 Ribaltamento composto di parete

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali accompagnata dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento.



Foto da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001

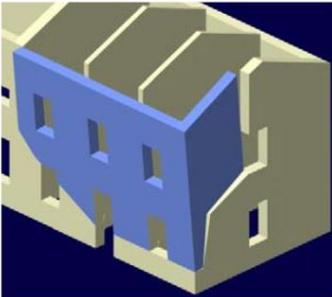
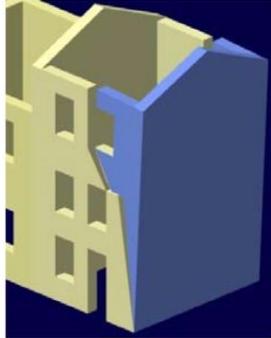


Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



#### Condizioni di vincolo della parete interessata dal meccanismo:

- Assenza di vincolo in sommità;
- Efficace connessione con le murature ortogonali.

#### Carenze e vulnerabilità associate al meccanismo:

- Assenza di cordoli o catene ai piani;
- Orizzontamenti deformabili e/o mal collegati;
- Presenza di spinte non contrastate sulla parete;
- Bucature localizzate in prossimità delle intersezioni murarie (angolate e martelli murari);
- Muratura con ridotte proprietà meccaniche.

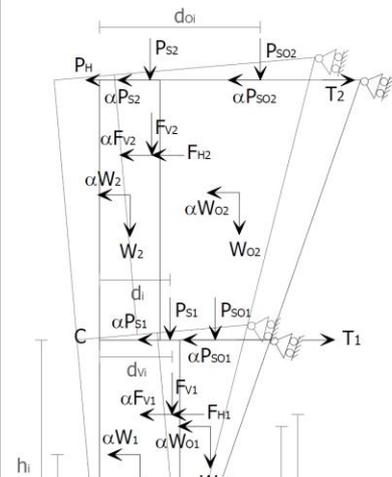
#### Sintomi che manifestano l'avvenuta attivazione del meccanismo:

- Lesioni diagonali sulle pareti di controvento;
- Fuori piombo della parete ribaltante;
- Sfilamento delle travi degli orizzontamenti.

#### Differenti varianti del meccanismo

Il ribaltamento composto può coinvolgere:

- uno o più livelli della parete, in relazione alla presenza di collegamento ai diversi orizzontamenti;
- diverse geometrie del macroelemento, in relazione alla qualità della muratura della parete di controvento ed alla presenza di aperture nella stessa, nonché alla tipologia degli orizzontamenti sovrastanti (se rigidi si possono definire cunei di distacco a doppia diagonale).



Momento stabilizzante:

$$M_S = \sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i$$

Momento ribaltante:

$$M_R = \alpha \left[ \sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i \right] + \sum_i F_{Hi} h_{Vi} + P_H h$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{\sum_i W_i \frac{S_i}{2} + \sum_i F_{Vi} d_{Vi} + \sum_i W_{Oi} x_{GOi} + \sum_i P_{Si} d_i + \sum_i P_{SOi} d_{Oi} + \sum_i T_i h_i - \sum_i F_{Hi} h_{Vi} - P_H h}{\sum_i W_i y_{Gi} + \sum_i W_{Oi} y_{GOi} + \sum_i F_{Vi} h_{Vi} + \sum_i P_{Si} h_i + \sum_i P_{SOi} h_i}$$

### 5.1.4 Ribaltamento del cantonale

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolature libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso. Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali dovute in particolar modo ai carichi trasmessi dai puntone dei tetti a padiglione. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta del puntone e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di  $45^\circ$  con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta (A).



Foto da: MEDEA – Papa e Zuccaro, 2001

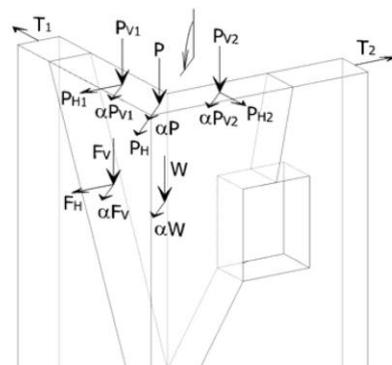
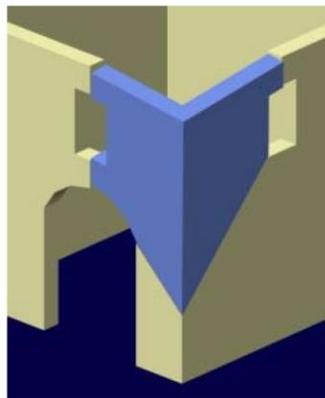
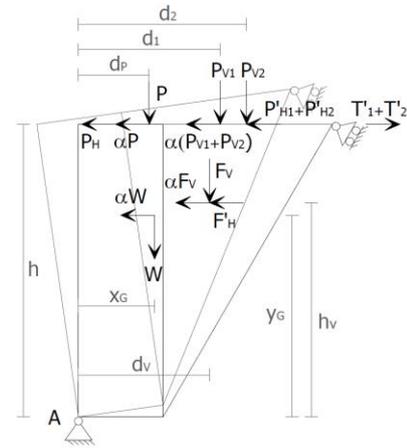




Foto: Arch. Fot.  
Vice Comm. Del.  
Beni Culturali -  
Sisma Abruzzo 2009



Momento stabilizzante:

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

Momento ribaltante:

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

Moltiplicatore di collasso:

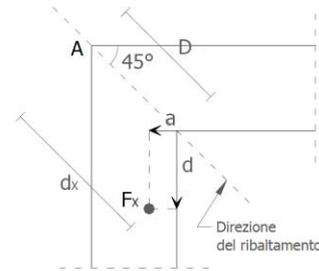
$$\alpha = \frac{E}{W y_G + F_V h_V + (P + P_{V1} + P_{V2}) h}$$

Il termine  $E$  indica la seguente espressione:

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

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

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



### 5.1.5 Sfondamento della parete del timpano

Il meccanismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete del timpano e col distacco di corpi cuneiformi definiti da sezioni di frattura oblique e verticali per azioni fuori dal piano. Il cinematismo è in genere provocato dall'azione ciclica di martellamento della trave di colmo della copertura. In fase sismica la presenza di travi di colmo di notevoli dimensioni causa il trasferimento di una elevata spinta alla parete del timpano e può determinare il distacco di macroelementi cuneiformi e l'instaurarsi delle condizioni di instabilità che si manifestano attraverso la rotazione degli stessi attorno a cerniere oblique. Il cinematismo è analizzato considerando il problema simmetrico rispetto alla verticale passante per il colmo della parete del timpano ed ipotizzando che i due macroelementi possano ruotare ciascuno attorno ad una delle cerniere cilindriche oblique e reciprocamente entrambe rispetto ad un punto di contatto (punto C); nel contempo si ammette che essi subiscano scorrimenti verso l'alto lungo le suddette cerniere inclinate. La geometria dei corpi è definita in relazione all'angolo di inclinazione  $\cdot$  delle cerniere

oblique rispetto all'orizzontale. Si osserva a tale riguardo che quanto più l'angolo  $\beta$  è piccolo tanto più il meccanismo di sfondamento della parete del timpano può essere assimilato ad un meccanismo di ribaltamento semplice attorno ad una cerniera cilindrica orizzontale alla sua base; in corrispondenza di  $\beta = 0$  l'espressione formulata per il calcolo del moltiplicatore di collasso descrive proprio le condizioni di ribaltamento semplice del timpano.



Foto da: MEDEA - Papa e Zuccaro, 2001

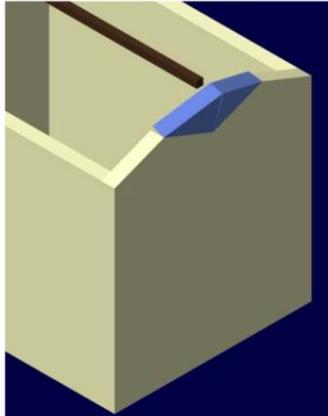
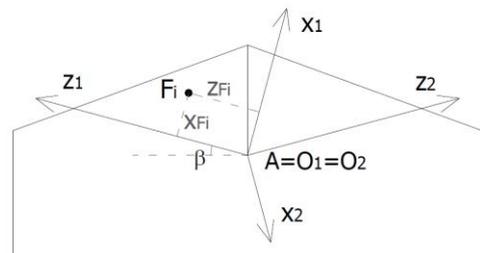
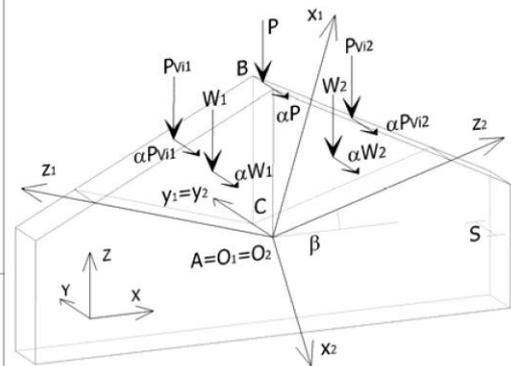
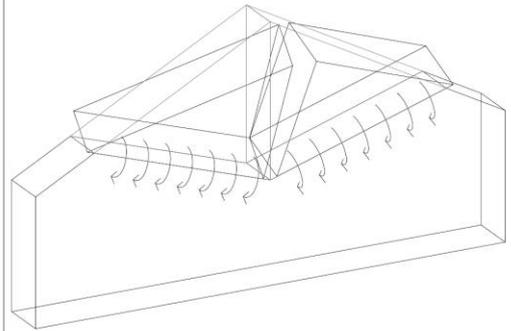


Foto: Arch. Fot. Vice Comm. Del. Beni Culturali - Sisma Abruzzo 2009



Equazione dei lavori virtuali:

$$\alpha \left[ W_1 \delta_{1Y} + W_2 \delta_{2Y} + P \delta_{PY} + \sum_{i,j} P_{vij} \delta_{pvijY} \right] =$$

$$= W_1 \delta_{1Z} + W_2 \delta_{2Z} + P \delta_{PZ} + \sum_{i,j} P_{vij} \delta_{pvijZ}$$

Moltiplicatore di collasso:

$$\alpha = \frac{(W_1 + W_2) \left( \frac{s}{2} \cos \beta + w \right) + P (d_p \cos \beta + w) + \sum_{i,j} P_{vij} (d_{ij} \cos \beta + w)}{W_1 x_{G1} + W_2 x_{G2} + P x_P + \sum_{i,j} P_{vij} x_{pvij}}$$

Nella precedente  $w = stg\beta sen\beta$ ; inoltre le grandezze indicate con  $x_{Fi}$  ( $x_{Gi}$ ,  $x_P$  e  $x_{pvij}$ ) rappresentano le distanze, misurate lungo l'asse locale  $x_i$ , dei punti di applicazione di ciascuna delle forze  $F_i$  considerate rispetto all'origine del relativo sistema di riferimento (punto A di figura).

Le schede illustrative dei meccanismi di collasso sono state prese dall'Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni, fornito da

RELIUS. Per una piu approfondita trattazione dei meccanismi che non sono stati riportati precedentemente si rimanda a tale file.

## 6 Caso di studio: Analisi e verifica

In questo capitolo saranno spiegati i passi con i quali si è proceduto per analizzare e verificare l'aggregato in esame.

### 6.1 Analisi del foglio Excel

I fogli Excel impiegati sono stati essenzialmente due. Il primo è servito per fare una verifica al ribaltamento semplice di parete monolitica come illustrato al paragrafo 5.1.1 e il secondo è servito per verificare un ribaltamento della parete stessa con un cuneo di ritenuta formatosi tra le pareti ortogonali come illustrato al paragrafo 5.1.3

### 6.2 Inserimento dei dati

Per quanto riguarda il ribaltamento semplice di parete monolitica, questa è la schermata di inserimento dati, riportata senza numeri Fig6.1.

Elevazione	GEOMETRIA DELLA FACCIATA (*)					Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
	Altezza delle fasce murarie		Larghezza delle fasce murarie				
	Quota del sottofinestra [m]	Quota del soprafinestra [m]	Larghezza della fascia sottofinestra al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia intermedia al netto delle aperture [m]	Larghezza della fascia soprafinestra al netto delle aperture [m]		
1							
2							
3							
4							
CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI							
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{Vi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{Vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) $Y_{Gi}$ [m]
1						0,00	
2						0,00	
3						0,00	
4						0,00	
AZIONI SUI MACROELEMENTI							
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio della parete al piano i-esimo (**) $W_i$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	0,0						
2	0,0						
3	0,0						
4	0,0						

Figure 6 Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato..1:immagine del foglio Excel usato nell'inserimento dati

Per quel che riguarda il ribaltamento della parete con cuneo di ritenuta è stato utilizzato il seguente foglio fig6.2.

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEI MACROELEMENTI										
Elevazione	Spessore della parete al piano i-esimo $S_i$ [m]	Altezza di interpiano al piano i-esimo $h_i$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_i$ [m]	Braccio orizzontale dell'azione di archi o volte al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{vi}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{Gi}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{vi}$ [m]	Distanza orizzontale del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $X_{GOi}$ [m]	Quota del baricentro del cuneo di controvento al piano i-esimo $Y_{GOi}$ [m]	Braccio orizzontale del carico del solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo rispetto alla cerniera cilindrica $d_{Oi}$ [m]	
1										
2										
3										
4										
AZIONI SUI MACROELEMENTI										Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto al lembo esterno della parete [m]
Elevazione	Peso proprio della parete al piano i-esimo $W_i$ [kN]	Peso proprio del cuneo di controvento al piano i-esimo $W_{O_i}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio sul cuneo di controvento al piano i-esimo $P_{SO_i}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Vi}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{Hi}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]		
1										
2										
3										
4										

Figure 6Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato..2: foglio relativo al ribaltamento con cuneo di ritenuta

Come si può ben notare i dati implementati sono di carattere geometrico, ma anche di carattere strutturale, per esempio per quel che riguarda i valori di carico trasmesso dal solaio, componente verticale e orizzontale trasmessa da archi o volte e spinta della copertura.

Per questo motivo prima di poter procedere con l'inserimento di tali dati è stata effettuata un'analisi di tipo strutturale sugli elementi che compongono la struttura come solai, volte e copertura.

## 6.3 Analisi Strutturale

Le analisi in successione sono state :

1. Analisi delle volte che compongono l'aggregato per valutare il carico verticale e la spinta orizzontale che esse esercitano sul maschio murario in esame.
2. Analisi dei solai per la valutazione del carico verticale che esercitano sul maschio murario in esame.
3. Analisi del solaio di copertura per valutare il carico verticale e la spinta orizzontale che essa esercita sul maschio murario in esame.

### 6.3.1 Analisi delle volte

Per eseguire tale analisi si è utilizzato il programma di calcolo agli elementi finiti STRAUS7.

Ogni volta è stata modellata partendo dai dati prospettici e analizzando le piante in possesso. I passi che hanno portato alla creazione di un modello sono stati i seguenti:

#### 1. Valutazione delle piante e dei prospetti

Dalle piante sono stati ricavati i dati utili per ricreare un modello tridimensionale delle volte. Dalle piante si sono lette le dimensioni delle volte, l'altezza di imposta e quella in chiave. Le sezioni prospettiche sono servite per capire lo spessore del pacchetto che porta la volta e di conseguenza il suo carico portato.

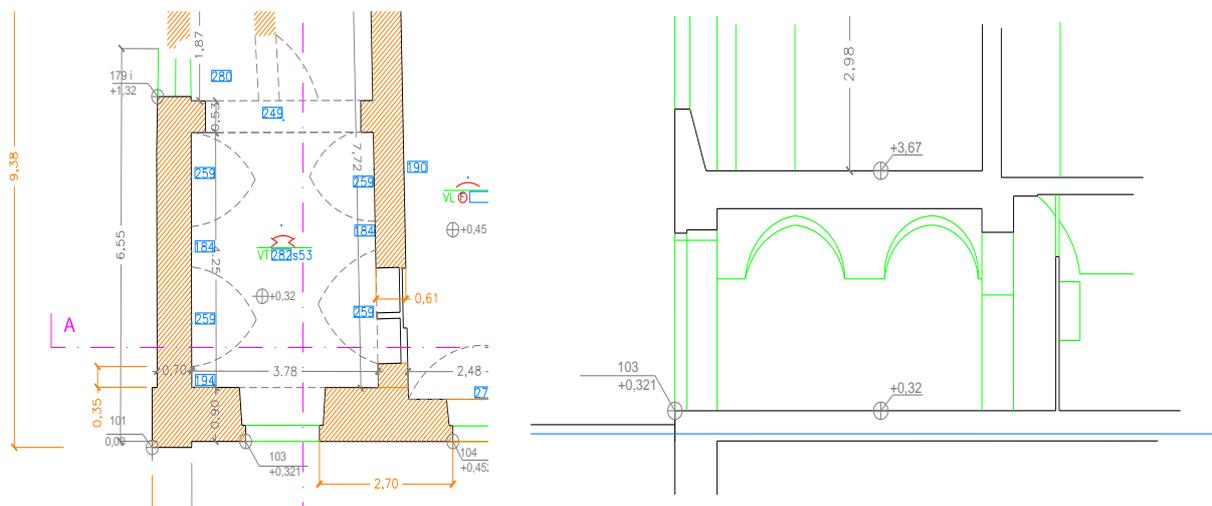


Figure 6 Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato..3 Piante e prospetti dell'edificio

#### 2. Creazione di strutture realistiche in 3D delle volte con l'ausilio di AUTOCAD 2009:

Grazie ai dati ottenuti come spiegato al punto 1. È stato possibile creare un modello 3D il più vicino possibile alla realtà Fig6.5.

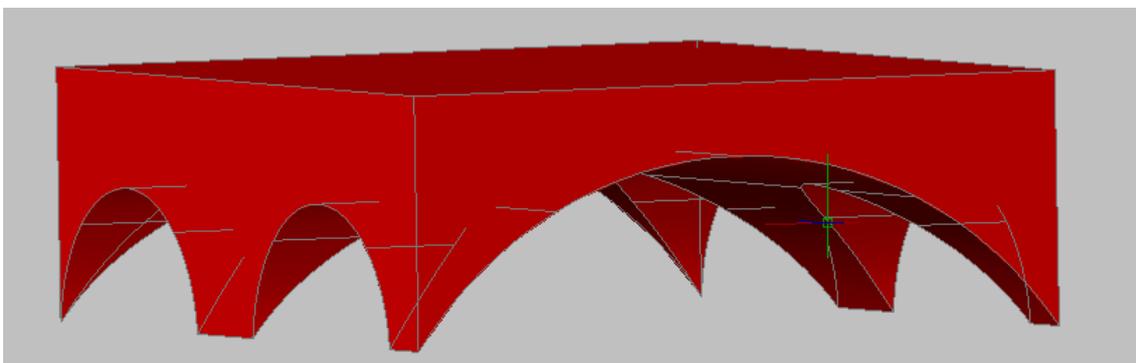


Figure6.4: solido rappresentante il riempimento tra la volta e il pavimento superiore

La creazione di esso è stata fondamentale sia dal punto di vista della successiva implementazione in Straus7, sia per quel che riguarda il calcolo del volume di materiale tra la volta e il piano di posa del pavimento al piano superiore Fig6.4.

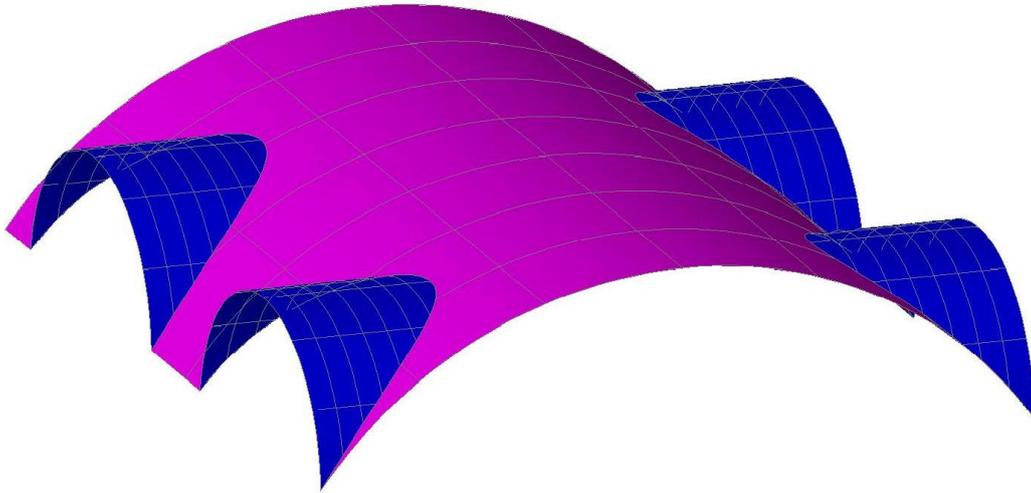


Figure 6.5: molle 3D Autocad

### 3. Importazione del modello CAD in STRAUS7:

Il file Cad è stato salvato nel formato ACIS (\*.sat) , questo formato è possibile importarlo ed essere letto in Straus7 nella forma di fig6.6. In pratica grazie a questo formato di file il programma riesce a leggere le zone , distinguendole da zone vuote e zone piene.

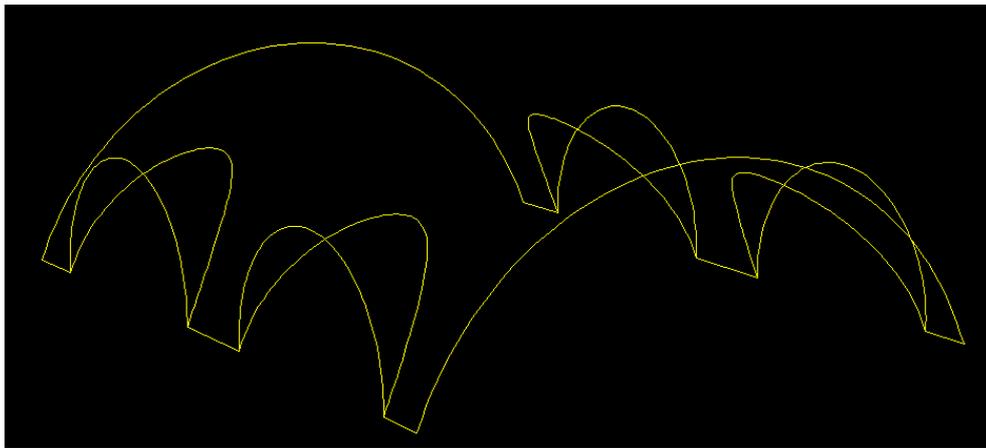


Figure 6.6: Elemento importato da Autocad

### 4. Creazione di una mesh sul modello importato:

Attraverso il comando automeshing le zone che Straus7 legge come piene vengono riempite da una Mesh formata da moltissimi quadrilateri. A seconda della precisione che si vuole avere nella fase di calcolo, si possono decidere se inserire una mesh più o meno fitta. Chiaramente una mesh più fitta

dona risultati più fedeli, ma appesantisce di molto il calcolo. È necessario trovare un giusto compromesso. È stata utilizzata ad esempio una mesh più raffinata per lo studio della Botte con lunette di Fig.6.7, mentre se ne è utilizzata una più leggera per la semplice volta a botte.

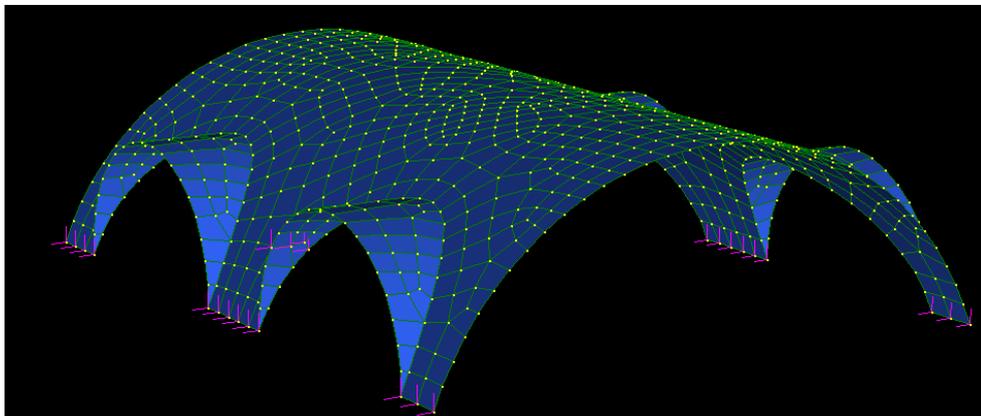


Figure 6.7: Elemento realizzato col tool automeshing

### 5. Attribuzione dei valori dei materiali, carichi e i vincoli al modello:

Successivamente alla creazione della mesh, si sono dovute definire tutte le caratteristiche della nostra volta, attraverso il comando Plate Element Property, è stato possibile inserire lo spessore, il materiale e le caratteristiche meccaniche da dare alle plate al fine di creare un modello il più possibile vicino alla realtà, come si vede in Fig.7.

Sono stati inseriti anche i carichi su ogni plate in direzione verticali secondo normativa Dm 2008 al punto 3.2.4, essa dice che nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 e che qui si riporta:

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

Il coefficiente  $\Psi_{2j}$  nel nostro caso vale 0.3 secondo la tabella 2.5.I che si trova in normativa

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Si è fatto uso di un foglio Excel per calcolare il valore di carico da implementare in Straus7, come riportato in Fig.6.8.

	carichi	calcolo	(Kg/m2)	(Kg/cm2)	(KN/m2)
G2	intonaco		40	0,004	0,4
	pavimento		60	0,006	0,6
	riempimento	$(1500*12)/13$	921,7	0,092	9,22
	volta calcarenite	$2500*0,1$	250	0,025	2,5
G1	volta calcarenite	$2500*0,1$	250	0,025	2,5
y21xQk1	carichi accidentali	$0,3*200$	60	0,0060	0,60
		Tot	1331,7	0,1332	13,32

Figure 6.8: esempio di calcolo del carico

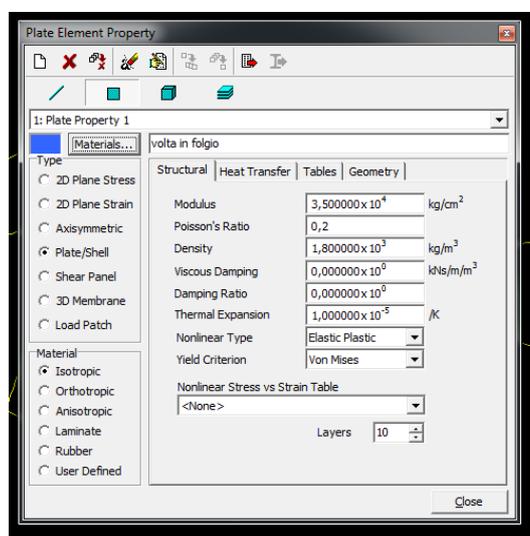


Figure 6.9- comando caratteristiche meccaniche e geometriche

## 6. Risoluzione del modello

Una volta inseriti tutti i dati relativi al modello, che lo rendessero più fedele possibile alla reale condizione della volta all'interno dell'aggregato, si è fatto girare il solutore.

Con tempi di risoluzione dipendenti dal tipo di mesh effettuata, che era diversa a seconda della tipologia della volta.

Da esso sono stati ottenuti per ogni nodo di vincolo i valori delle reazioni in direzione verticale e direzione orizzontale come si vede in Fig.6.10.

Quindi abbiamo ottenuto i valori di forza che la volta esercita sul maschio murario di nostro interesse.

Questi valori sono poi stati inseriti prima in un foglio Excel denominato "tabella dei carichi" e successivamente nel foglio di calcolo relativo alla verifica sui meccanismi di ribaltamento.

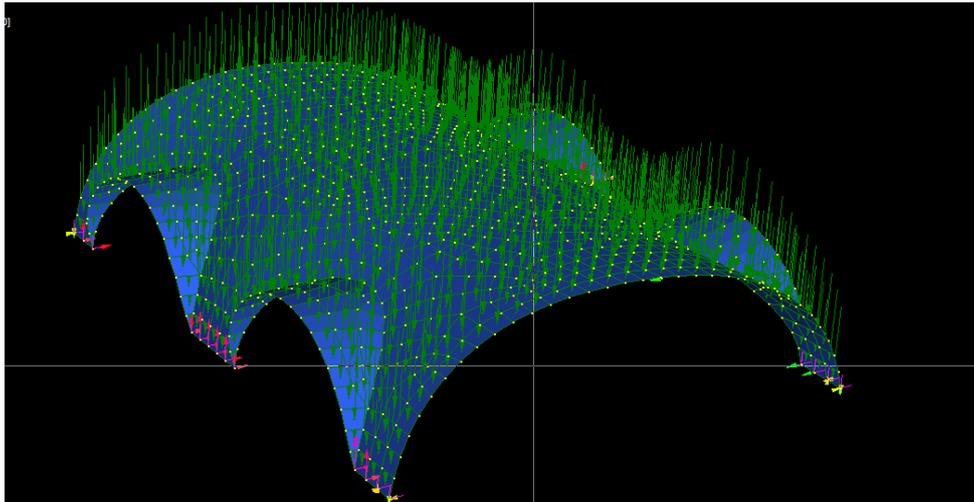


Figure 6.10

## 7 Calcolo della Rigidezza delle volte

Attraverso il modello agli elementi finiti è stato possibile anche calcolare la rigidezza delle volte. Partendo dalla definizione di rigidezza cioè, la resistenza che oppone un corpo alla deformazione elastica provocata da una forza applicata, si è ricavato tale valore considerando le volte come delle molle, che forniscono una resistenza in due direzioni principali.

Di seguito sarà riportata la modalità con la quale sono state calcolate le rigidezze:

Sono stati riaperti tutti i file Straus7 di modellazione agli elementi finiti, essi sono stati ripuliti di tutte le forze e vincoli che serviti per la risoluzione precedente.

Si prende ad esempio la volta a botte su via Nicolò al piano terra. Si è dovuto dunque tenere in conto della diversa rigidezza della volta nelle due direzioni. Per fare ciò sono state utilizzati due modalità di vincolamento della stessa volta.

Come si vede in Fig6.11 la volta a botte è stata vincolata all'estremità con vincoli che applicano uno spostamento unitario, nel nostro caso 0,1m . Inserito quindi uno spostamento unitario, e vincolando il resto con incastri o appoggi, a seconda dell'esigenze, è stata trovata la forza di reazione dei vincoli. Avendo dunque considerato la volta come una molla è stata calcolata la rigidezza come segue:

$$F = K \cdot X \quad \text{da cui invertendo} \quad K = \frac{F}{X}$$

Dove:

K: è la rigidezza della volta, cioè l'incognita del nostro problema

X: è lo spostamento unitario impresso alla volta

F: è la forza di reazione sui vincoli. Questo valore è letto nella soluzione del modello F.E.M

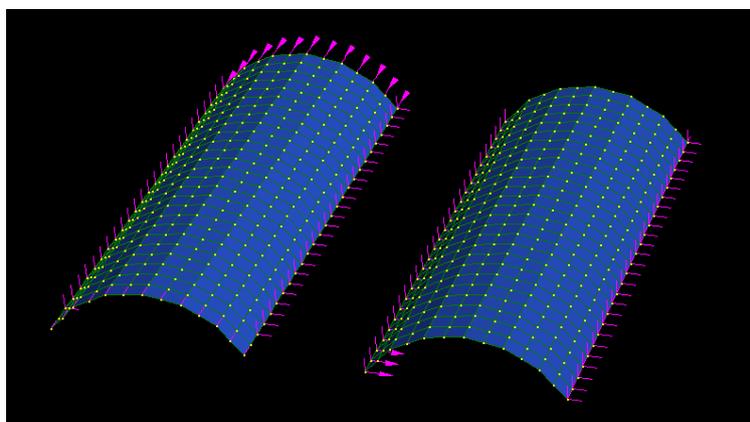


Figure6.11: Calcolo rigidezza volta

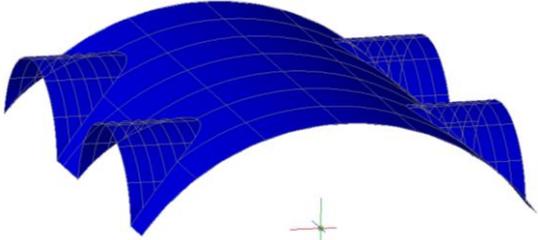
### 6.3.1.1 Riassunto dei risultati ottenuti dallo studio delle volte

Qui di seguito sono riportati degli schemi riassuntivi sulle volte studiate. Nelle tabelle sono riportati l'area di impronta misurata sulle piatte, il volume della volta calcolata dal modello tridimensionale. Le spinte che esercitano in direzione verticale e in direzione orizzontale. Per leggere questi dati si rimanda alla tavola 6. A e alla 6.B allegata infondo al Paragrafo che spiega quali sono le direzioni parallela e ortogonale per ogni volta.

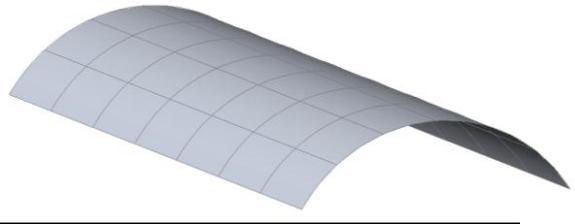
L'ultima parte di ogni tabella è quella relativa alla rigidezza della volta, sempre scomposta nelle direzioni ortogonali e parallela leggibili nell'allegato. Le volte sono divise per piani, sono prima proposte quelle del piano terra e poi quelle al primo piano.

#### Piano Terra

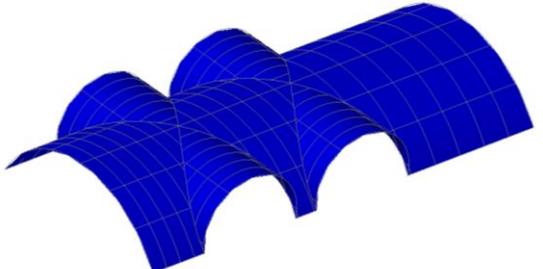
1 Volta pt ( botte lunette)			
volume	10,08		
area di impronta	16,4		
		( KN)	
spinta verticale ( lato ortogonale)	0		
spinta verticale ( lato parallelo)	116,3		
Spinta laterale ( lato ortogonale)	0		
spitna laterale ( lato parallelo)	85,46		
	spostamento( m)	reazione ( KN)	rigidezza KN/m
direzione ortogonale	0,01	204,4	20440
direzione parallela	0,01	3469	346900



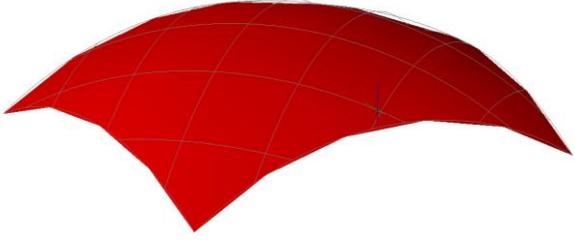
2 Volta pt ( botte)			
volume	14,8		
area di inpronta	23,7		
( KN)			
spinta verticale ( lato ortogonale)	0		
spinta verticale ( lato parallelo)	107,7		
Spinta laterale ( lato ortogonale)	0		
spitna laterale ( lato parallelo)	9		
	spostamento( m)	reazione ( KN)	rigidezza KN/m
direzione ortogonale	0,01	3,0	300
direzione parallela	0,01	1185	118500



3 Volta pt ( a crociera)			
volume	7		
area di inpronta	29,2		
( KN)			
spinta verticale ( lato ortogonale)	0		
spinta verticale ( lato parallelo)	86,6		
Spinta laterale ( lato ortogonale)	0		
spitna laterale ( lato parallelo)	83,7		
	spostamento( m)	reazione ( KN)	rigidezza KN/m
direzione ortogonale	0,01	959,0	95900
direzione parallela	0,01	438	43800

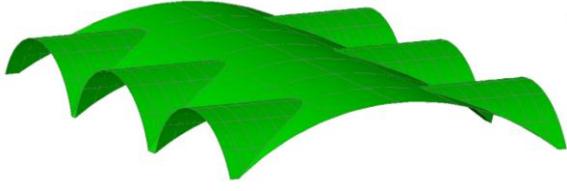


4 Volta pt ( a vela + botte)			
volume ( volta a vela)	2,68		
area di inpronta ( volta a vela)	7,26		
vela ( KN)			
spinta verticale ( lato ortogonale)	28,4		
spinta verticale ( lato parallelo)	28,4		
Spinta laterale ( lato ortogonale)	25		
spitna laterale ( lato parallelo)	28,4		
	spostamento( m)	reazione ( KN)	rigidezza KN/m
direzione ortogonale	0,01	2,6	255
direzione parallela	0,01	2,6	255



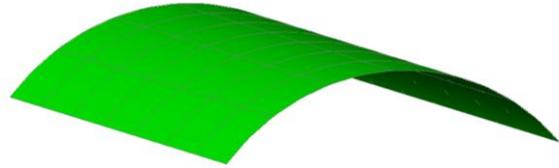
5 Volta pt ( botte unghiata)

volume	12,20		
area di inpronta	37,16		
		( KN)	
spinta verticale ( lato ortogonale)	0		
spinta verticale ( lato parallelo)	141,6		
Spinta laterale ( lato ortogonale)	0		
spitna ortogonale ( lato parallelo)	173		
		spostamento( m)	reazione ( KN)
direzione ortogonale	0,01	719,0	71900
direzione parallela	0,01	961,0	96100



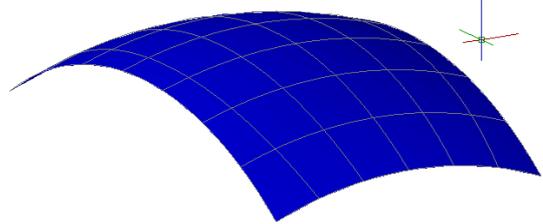
6 Volta pt ( botte)

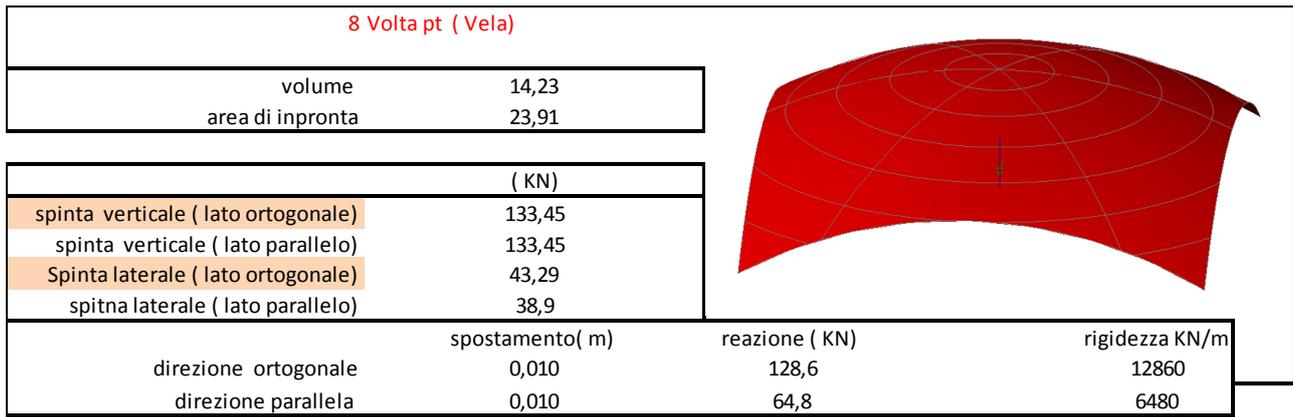
volume	0,63		
area di inpronta	2,48		
		( KN)	
spinta verticale ( lato ortogonale)	0		
spinta verticale ( lato parallelo)	7,66		
Spinta laterale ( lato ortogonale)	0		
spitna laterale ( lato parallelo)	2,1		
		spostamento( m)	reazione ( KN)
direzione ortogonale	0,010	273065	27306500
direzione parallela	0,010	144161	14416120



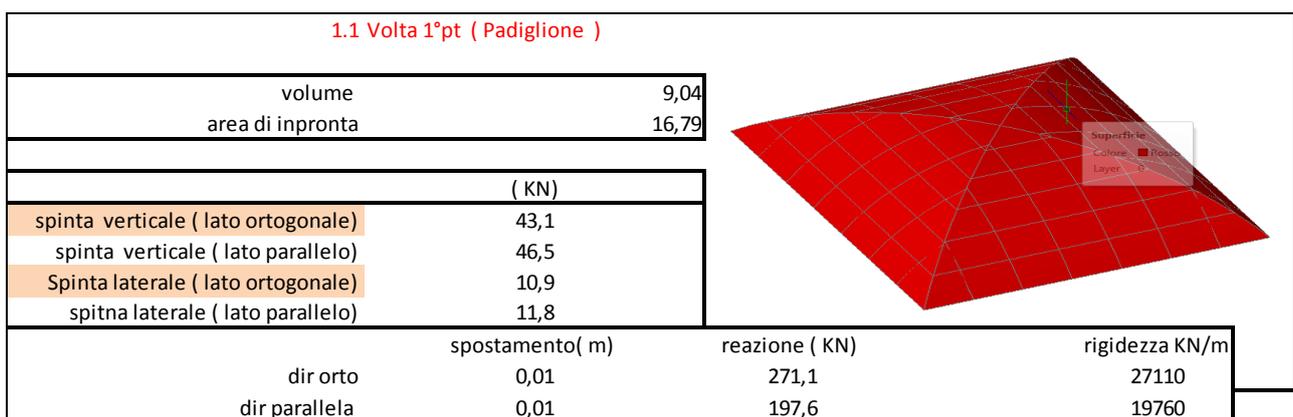
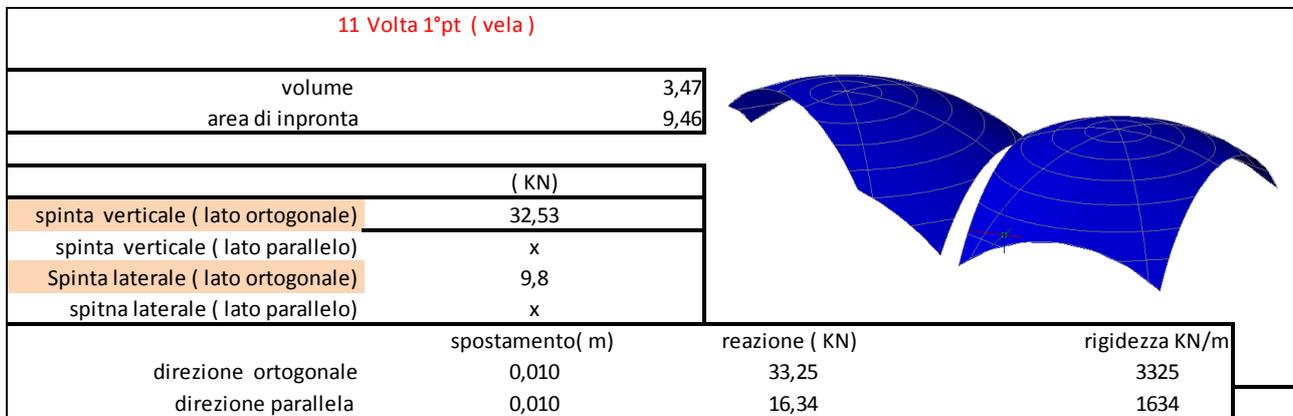
7 Volta pt ( Vela)

volume	3,77		
area di inpronta	10,3		
		( KN)	
spinta verticale ( lato ortogonale)	41,58		
spinta verticale ( lato parallelo)	41,49		
Spinta laterale ( lato ortogonale)	15,4		
spitna laterale ( lato parallelo)	9,38		
		spostamento( m)	reazione ( KN)
direzione ortogonale	0,010	505,40	50540
direzione parallela	0,010	28,98	2898

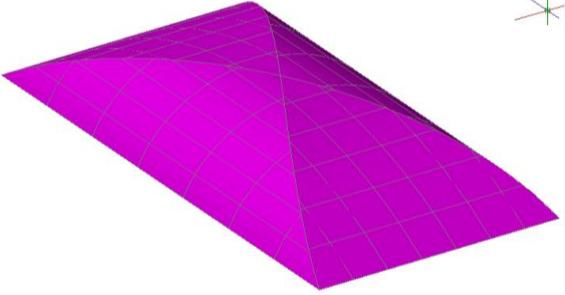




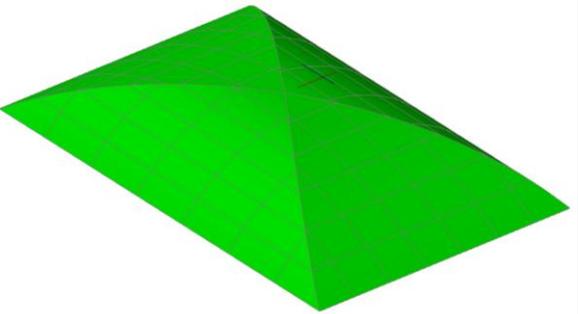
**Primo Piano**



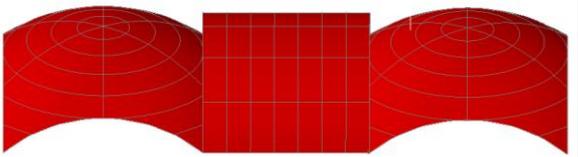
2.1 Volta 1°pt ( Padiglione )			
volume	8,4		
area di inpronta	17,3		
	( KN )		
spinta verticale ( lato ortogonale)	33,2		
spinta verticale ( lato parallelo)	50,6		
Spinta laterale ( lato ortogonale)	7,7		
spitna laterale ( lato parallelo)	12,7		
	spostamento( m)	reazione ( KN)	rigidezza KN/m
dir orto	0,01	272,1	27210
dir parallela	0,01	127,5	12750



3.1 Volta 1°pt ( Padiglione )			
volume	11,4		
area di inpronta	22,9		
	( KN )		
spinta verticale ( lato ortogonale)	47,2		
spinta verticale ( lato parallelo)	66,5		
Spinta laterale ( lato ortogonale)	9,6		
spitna laterale ( lato parallelo)	15,5		
	spostamento( m)	reazione ( KN)	rigidezza KN/m
dir orto	0,01	226,8	22676
dir parallela	0,01	132,36	13236



4.1 Volta 1°pt ( vela + botte+ vela)			
volume	9,56		
area di inpronta	21,43		
	( KN )		
spinta verticale ( lato ortogonale)	34		
spinta verticale ( lato parallelo)	62,3		
Spinta laterale ( lato ortogonale)	14,8		
spitna laterale ( lato parallelo)	26,3		
	spostamento( m)	reazione ( KN)	rigidezza KN/m
dir orto	0,01	112,8	11280
dir parallela	0,01	267,7	26770



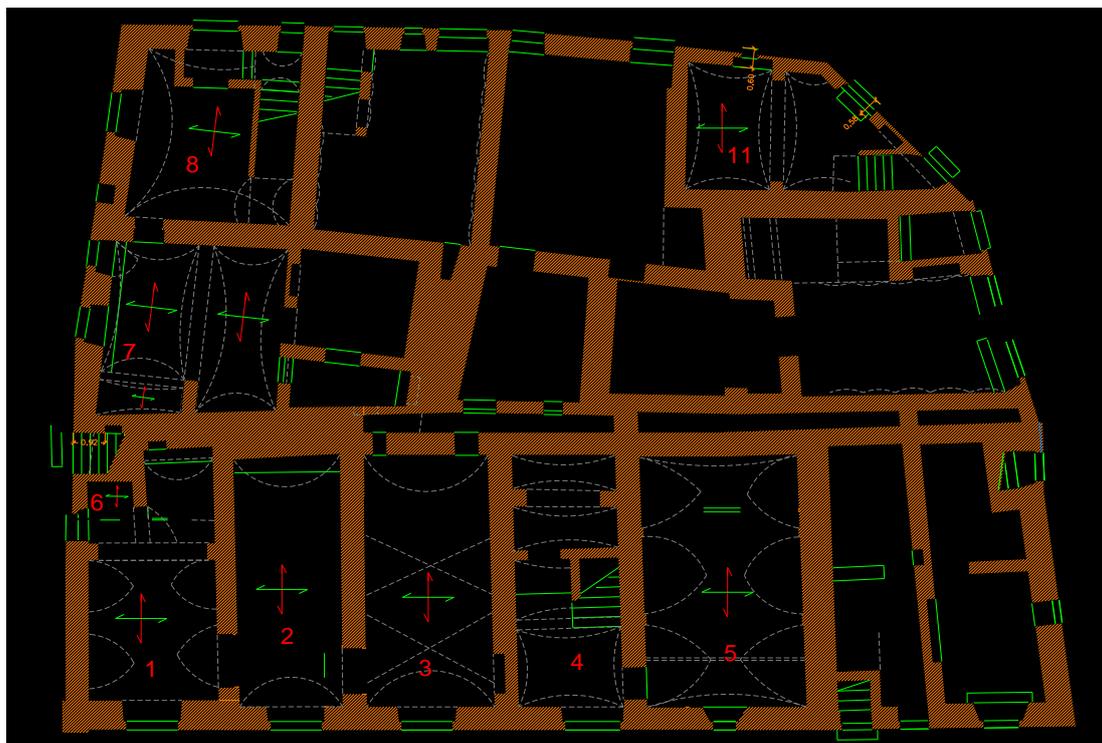
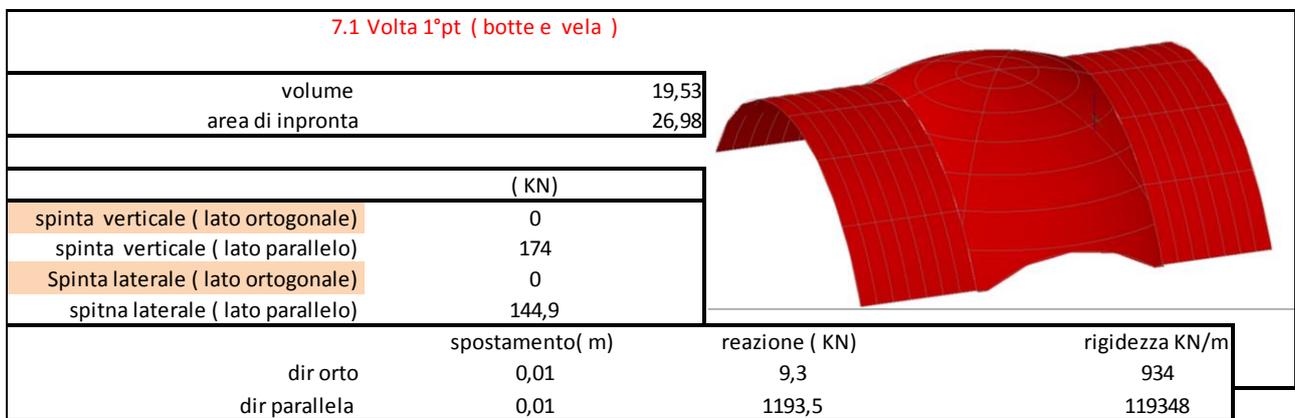
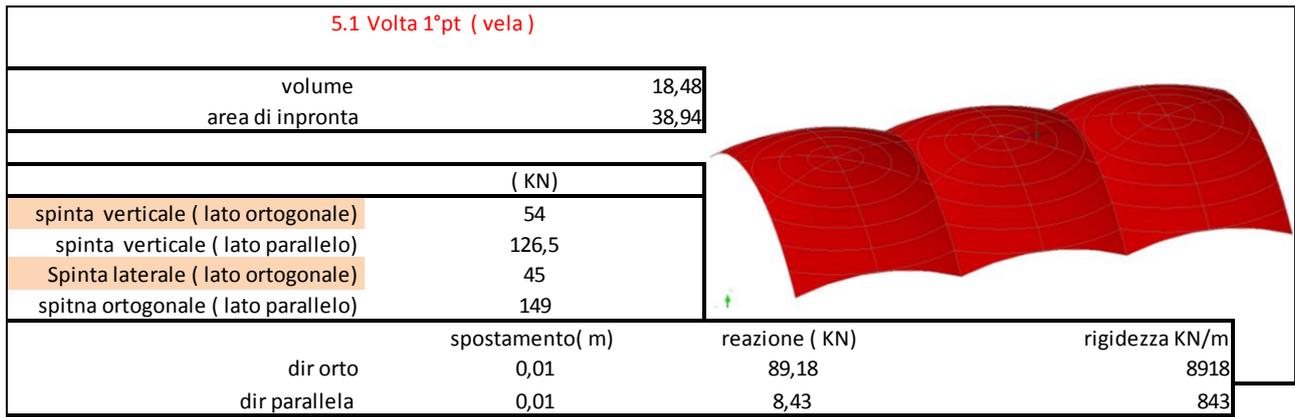


Tavola6. A

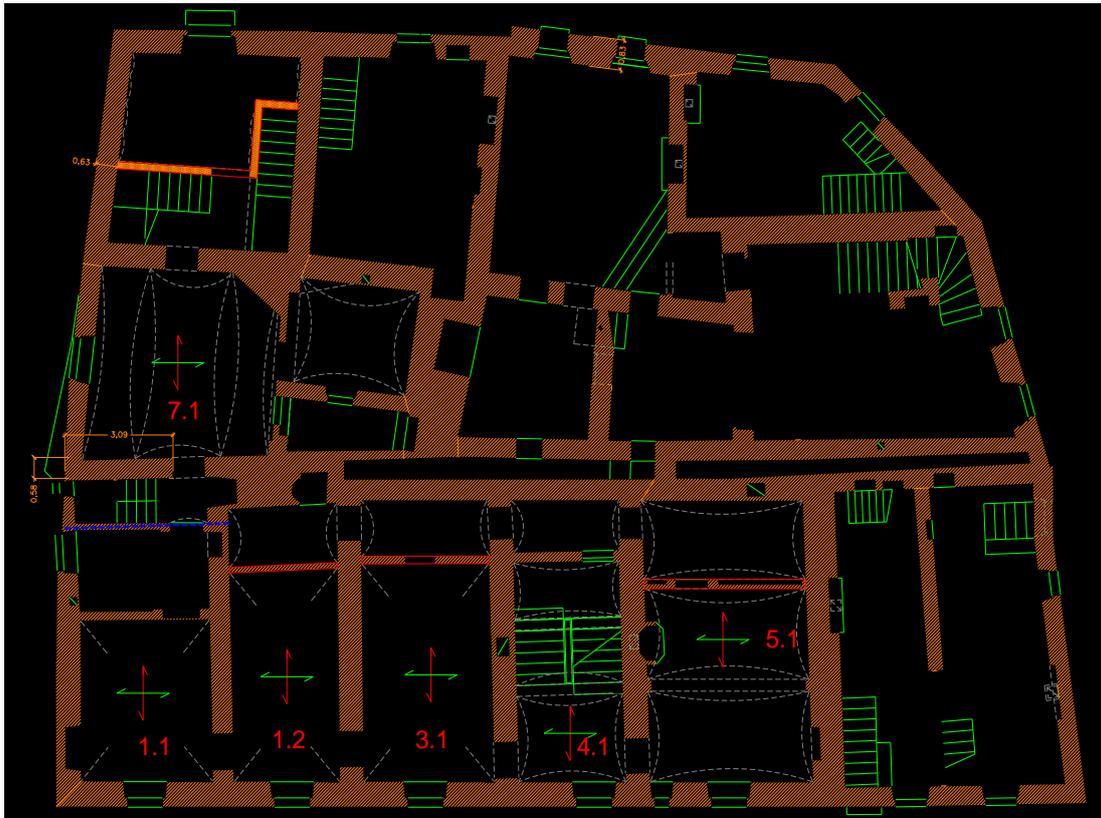


Tavola6. B

Nelle tavole A e B, sono riportate sopra le volte studiate le direzioni principali.

In verde abbiamo la direzione ortogonale

In rosso è la direzione parallela

### 6.3.2 Analisi dei solai

L'analisi dei solai, quindi l'analisi dei carichi che essi scaricano sul maschio murario considerato è stata condotta a mano.

Le tipologie di solaio individuate all'interno dell'aggregato sono essenzialmente quattro:

#### 1. SOLAIO "SA" :Travi in legno e tavolato

È composto di tavolati da 3 cm non ammassiate sorretti da travetti in legno di 18 cm di altezza e 16 cm di larghezza, il riempimento sovrastante è costituito da gretonato sciolto di 7 cm di spessore. Il pavimento è allettato su un massetto cm 8 non collaborante. Il massetto non è presente nel caso di pavimento in cotto. Lo spessore tra tavolato di base e pavimento va da cm 16 a cm 22.

## 2. SOLAIO "SB" :Travicelli e voltine

Questo tipo di solaio è composto travetti in legno di dimensioni 10cm base 8cm a cui si agganciano delle voltine in laterizio di 5cm di spessore. Il riempimento sovrastante è costituito da materiale non ben definito con spessore di circa 20 cm su cui è allettato il pavimento di 2 cm .

## 3. SOLAIO "SC" : Putrelle e voltine

In questo caso il solaio è composto da putrelle sono tipo IPN cm 16 base 5 che sorreggono delle voltine in laterizio di 5cm di spessore. In questo caso particolare abbiamo un riempimento di materiale non ben definito di 12cm di spessore e una soletta collaborante non collegata alla muratura d'ambito su cui è allettato un pavimento di 2cm.

## 4. SOLAIO "SE" : Putrelle e voltine

I solai di questo tipo adottano putrelle tipo IPN, con spessori variabili dai 14 ai 16 cm con ali rispettivamente di 5 /6/7 cm. Essi hanno un tavellone unico da cm 6 e soletta non collaborante che in genere coincide con il massetto cementizio di allettamento del pavimento.

Dai rilievi realizzati su tutto l'aggregato non è stata rilevata la presenza di cordoli murari in nessun vano.

Qui di seguito vengono riportate le tabelle dell'analisi dei carichi dei solai sopra descritti con gli spessori dei vari elementi e i pesi propri dei materiali. Alla fine di ogni tabella si ottiene un peso per unità di superficie.

<b>SOLAIO "SA" Travi in legno e tavolato</b>					
TIPO "SA1"					
	Spessore	Larghezza	Peso	Carico	
	[m]	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Travetti	0,18	0,16	800	23,04	0,23
Tavolato	0,03		800	24,00	0,24
<b>Pesi permanenti strutturali</b>				<b>47,04</b>	<b>0,47</b>
Gretonato	0,07		1500	105,00	1,05
Massetto	0,08		1800	144,00	1,44
Pavimento	0,02			60,00	0,60
<b>Pesi permanenti portati</b>				<b>309,00</b>	<b>3,09</b>
<b>PESO TOTALE</b>				<b>356,04</b>	<b>3,56</b>

<b>SOLAIO "SB" Travicelli e voltine</b>					
	Spessore	Larghezza	Peso	Carico	
	[m]	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Travetti	0,08	0,10	2500	20,00	0,20
Voltina	0,05	0,95	1800	85,50	0,86
<b>Pesi permanenti strutturali</b>				<b>105,50</b>	<b>1,06</b>
Riempimento	0,20	1,00	1500	300,00	3,00
Pavimento	0,02			60,00	0,60
<b>Pesi permanenti portati</b>				<b>360,00</b>	<b>3,60</b>
<b>PESO TOTALE</b>				<b>465,50</b>	<b>4,66</b>

<b>SOLAIO "SC" Putrelle e voltine</b>					
	Spessore	Larghezza	Peso	Carico	
	[m]	[m]		[kg/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
IPN			17,9	17,90	0,18
Voltina	0,05	0,80	1800	90,00	0,90
<b>Pesi permanenti strutturali</b>				<b>107,90</b>	<b>1,08</b>
Riempimento	0,12	1,00	1500	225,00	2,25
Pavimento	0,02			60,00	0,60
<b>Pesi permanenti portati</b>				<b>285,00</b>	<b>2,85</b>
<b>PESO TOTALE</b>				<b>392,90</b>	<b>3,93</b>

<b>SOLAIO "SE" Putrelle e voltine</b>					
	Spessore	Larghezza	Peso	Carico	
	[m]	[m]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kg/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
IPN			17,9	16,11	0,16
Tavellone	0,06	0,90		40,00	0,40
<b>Pesi permanenti strutturali</b>				<b>56,11</b>	<b>0,56</b>
Soletta/massetto/allettamento	0,12	1,00	1800	216,00	2,16
Pavimento	0,02			60,00	0,60
<b>Pesi permanenti portati</b>				<b>276,00</b>	<b>2,76</b>
<b>PESO TOTALE</b>				<b>332,11</b>	<b>3,32</b>

### 6.3.2 Analisi del solaio di copertura

Il solaio di copertura è stato studiato a partire dalla pianta di fig.6.12 e dalla pianta dettagliata con l'andamento delle travi principali di fig.6.13

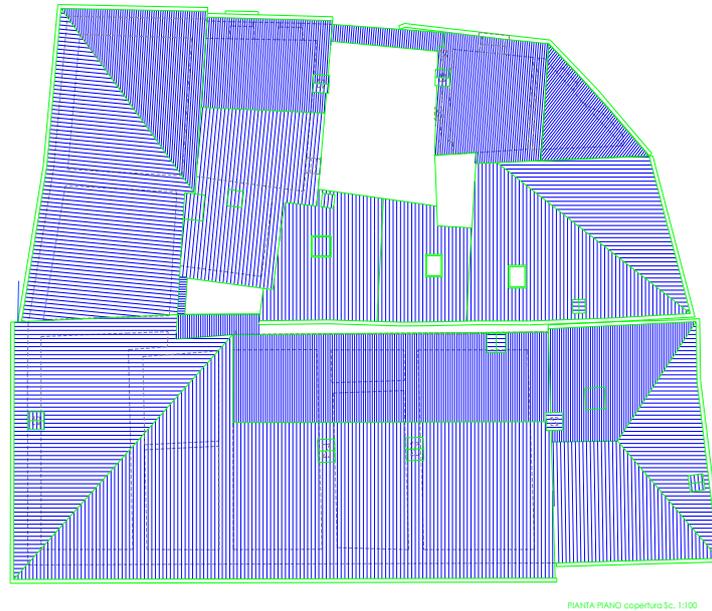


Figure 6.12: pianta della copertura



Figure 6..13: vista delle travi principali del solaio di copertura

La prima cosa utile al fine di poter valutare come il solaio di copertura scaricasse i propri carichi sui maschi murari esterni, attraverso spinte verticali e orizzontali, è stata quella di individuare il pacchetto di cui esso è composto.

Si è deciso di considerare un pacchetto omogeneo per tutto l'aggregato, questa soluzione molto vicina alla realtà, ci ha permesso di risparmiare molto tempo commettendo un errore trascurabile.

In Fig6.14 è illustrato il pacchetto del solaio di copertura utilizzato:

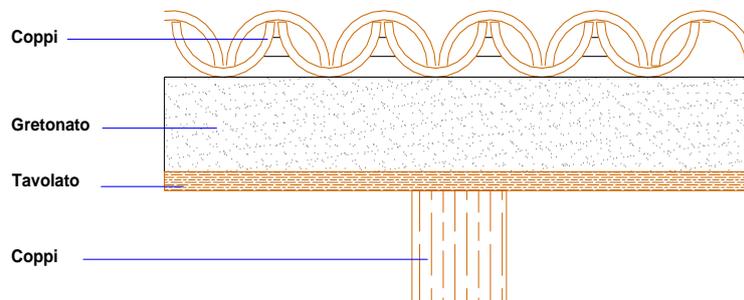


Figure6.14: sezione del pacchetto tipo del solaio di copertura

Qui di seguito Fig6.15 è riportata la schermata di calcolo che ci ha portato a trovare il valore di carico del solaio di copertura al  $m^2$

11.1	Solaio ( "SA" Travi in legno e tavolato )				
	carichi	calcolo	(Kg/m <sup>2</sup> )	(Kg/cm <sup>2</sup> )	(KN/m <sup>2</sup> )
G2	Gretonato	0,15[m]*1500 [kg/m <sup>3</sup> ]	225	0,0225	2,25
	Coppi		80,00		
G1	Travetti	0,18[m]*0,16[m]*800[kg/m <sup>3</sup> ]	23,04	0,0023	0,23
	Tavolato	0,03[m]*800[kg/m <sup>3</sup> ]	24,0	0,0024	0,24
y21×Qk1	carichi accidentali	0,3[m]*100[kg/m <sup>3</sup> ]	60	0,0060	0,60
	Tot		412,0	0,0412	4,12

Figure6.15: tabella di calcolo del solaio di copertura

Con il carico al  $m^2$  si è poi proceduto alla valutazione delle forze agenti sul maschio murario studiato; le forze agenti sono state trovate proiettando il carico secondo l'inclinazione della falda come è mostrato in Fig6.15.

Le forze dunque sono trovate per scomposizione della risultante in verticale in verde e orizzontale in rosso in Fig6.15.

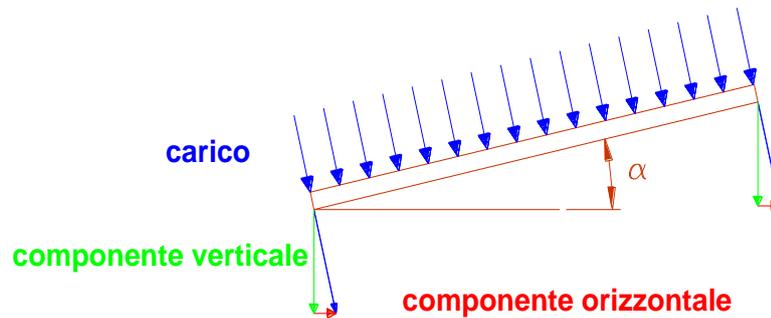


Figure 6.16: scomposizione delle azioni della copertura

Nell'aggregato ci siamo anche imbattuti in falde non spingenti, per la particolare disposizione delle travi. Esse infatti come nell'esempio di Fig6.16 sono disposte parallele al maschio murario esterno quindi questo particolare tipo di copertura scarica il proprio peso nelle pareti ortogonali alla direzione delle travi.

Per questo motivo la copertura anche se inclinata non scarica su di esso alcuna azione orizzontale, mentre le azioni verticali sono molto ridotte.

Per il calcolo delle azioni verticali di copertura non spingente, si decide di considerare solo la parte finale di larghezza 50 cm, e di farla gravare come carico verticale sul maschio considerato.

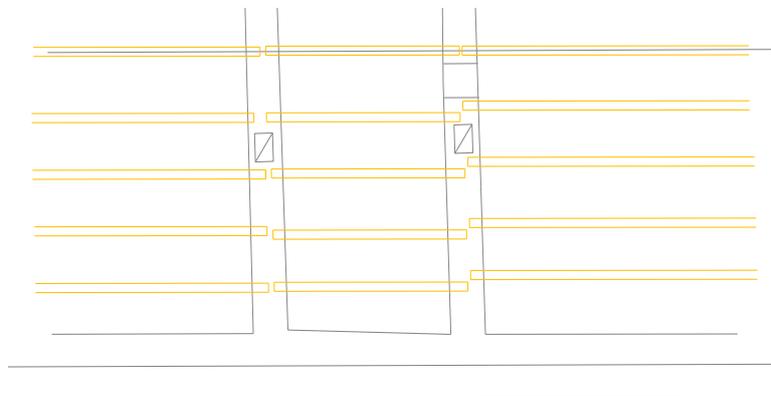


Figura 6.17: esempio di copertura non spingente

Tutti i dati sono stati raccolti ed inseriti in un foglio Excel, dopo aver fatto questo foglio riassuntivo si è proceduto con l'immissione dei dati nel Foglio di analisi e verifica dei meccanismi di ribaltamento illustrato al paragrafo 6.2 di questo capitolo.

## 6.5 Verifiche eseguite

Le verifiche eseguite si sono concentrate sui maschi murari esterni secondo due tipologie di meccanismo di collasso al ribaltamento, meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica e ribaltamento composto di cuneo diagonale.

Nelle verifiche dello stato di fatto si è scelto di non considerare la presenza degli incatenamenti, in quanto questa condizione, a favore di sicurezza, è risulta l'unica seguibile per la scarsità di dati e l'impossibilità nel recuperarne di nuovi sulle dimensioni e gli ancoraggi delle stesse catene.

Le verifiche eseguite sono in totale 13, valutando così il moltiplicatore dei carichi  $\alpha_0$  di attivazione dei meccanismi locali.

In questo paragrafo sono descritte per via visiva le zone intese, come maschi murari, interessate dalle verifiche. Successivamente sono riportati i valori di (PGA SLV), cioè l'accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato (Capacità). Ai fini della verifica tale valore va confrontato con un opportuno valore della PGA di riferimento  $ag(PVr)$ , calcolata, come indicato al Par. 3.2 del D.M 14-01-2008, in funzione della probabilità di superamento dello Stato Limite scelto, della vita di riferimento dell'opera e del luogo in cui è situato l'edificio.

### 6.4.1 Maschio murario via Nicolò

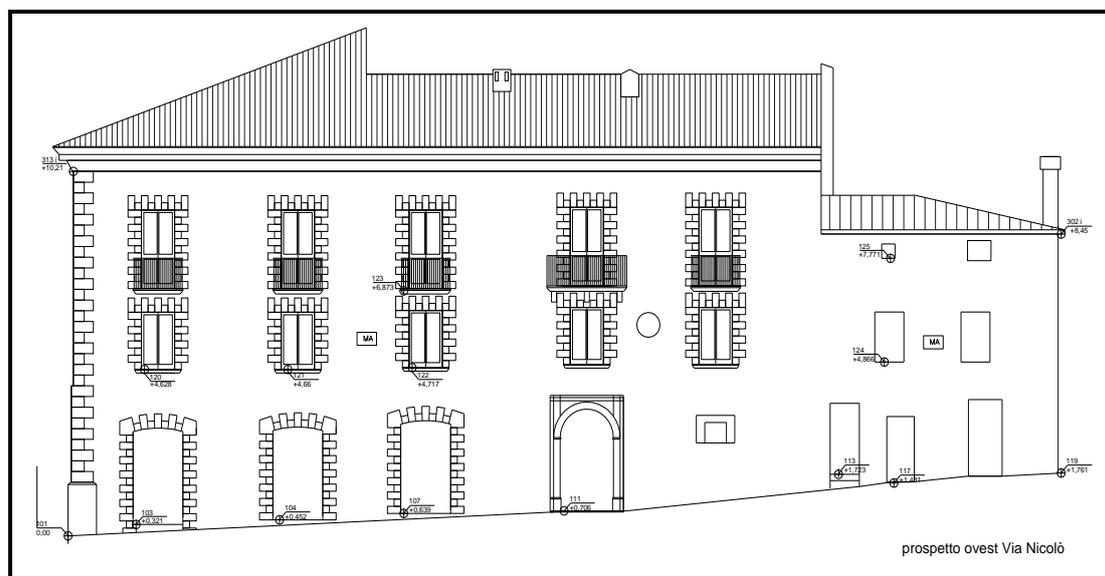


Figure 6.18: prospetto ovest via Nicolò

Sul maschio murario di Fig.6.18 sono state condotte 6 verifiche al ribaltamento esse sono descritte successivamente. In pianta e in prospetto i maschi murari interessati dalla verifica sono stati

colorati in blu Fig6.19 e Fig6.20 Sotto le due figure sono riportati i dati più significativi di ogni analisi che si riferiscono al collasso delle relative elevazioni.

- Valore di  $\alpha_0$
- Fattore di Confidenza FC
- Massa partecipante  $M^*$
- Frazione massa partecipante  $e^*$
- Accelerazione spettrale  $a_0^*$  [m/sec<sup>2</sup>]
- $a_{g(SLV)}\min(C8A.4.9; C8A.4.10)$

### 6.4.1.1 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta al piano 1° e 2°



Figure 6. Errore. Nel documento non esiste testo dello stile specificato. 19: pianta  
Figure 6.20: prospetto via Nicolò

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,064	1,20	309,452	0,782	0,666
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}\min(C8A.4.9; C8A.4.10)$		Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6		
	3 - 2 - 1	0,129		0,580846		

### 6.4.1.2 Ribaltamento con cuneo di ritenuta al piano 2°



Figure6.21

Figure 6.22

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,050	1,20	288,980	0,772	0,529

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	0,102

Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6
0,461542

### 6.4.1.3 ribaltamento maschio murario semplice

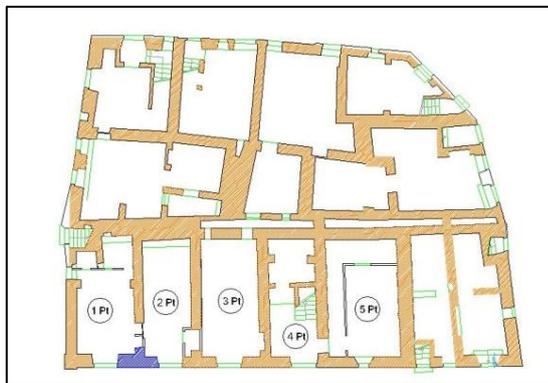


Figure 6.23



Figure 6.24

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,063	1,20	47,678	0,757	0,682
	3 - 2	0,099		29,377	0,786	1,035
	3	0,176		15,822	1,000	1,443
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	0,132
	3 - 2	0,201
	3	0,280
	-	-

Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6
0,595362
0,903163
1,259078

### 6.4.1.4 ribaltamento maschio murario semplice

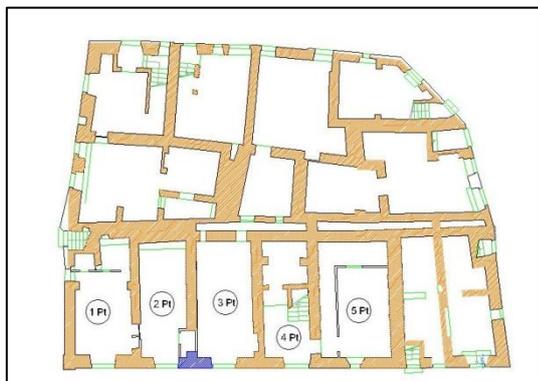


Figure 6.25



Figure 6.26

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,063	1,20	42,218	0,760	0,674
	3 - 2	0,101		26,135	0,786	1,053
	3	0,176		13,777	1,000	1,443
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{q(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	0,131
	3 - 2	0,204
	3	0,280
	-	-

Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6
0,588058
0,918677
1,259078

### 6.4.1.5 ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

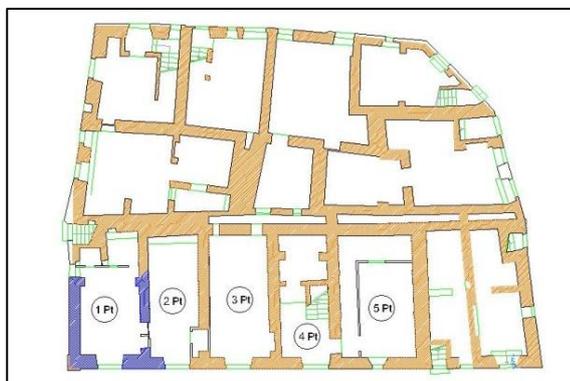


Figure 6.26



Figure 6.27

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,062	1,20	56,935	0,793	0,643

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	0,125

Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6
0,560857

### 6.4.1.6 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano



Figure 6.28



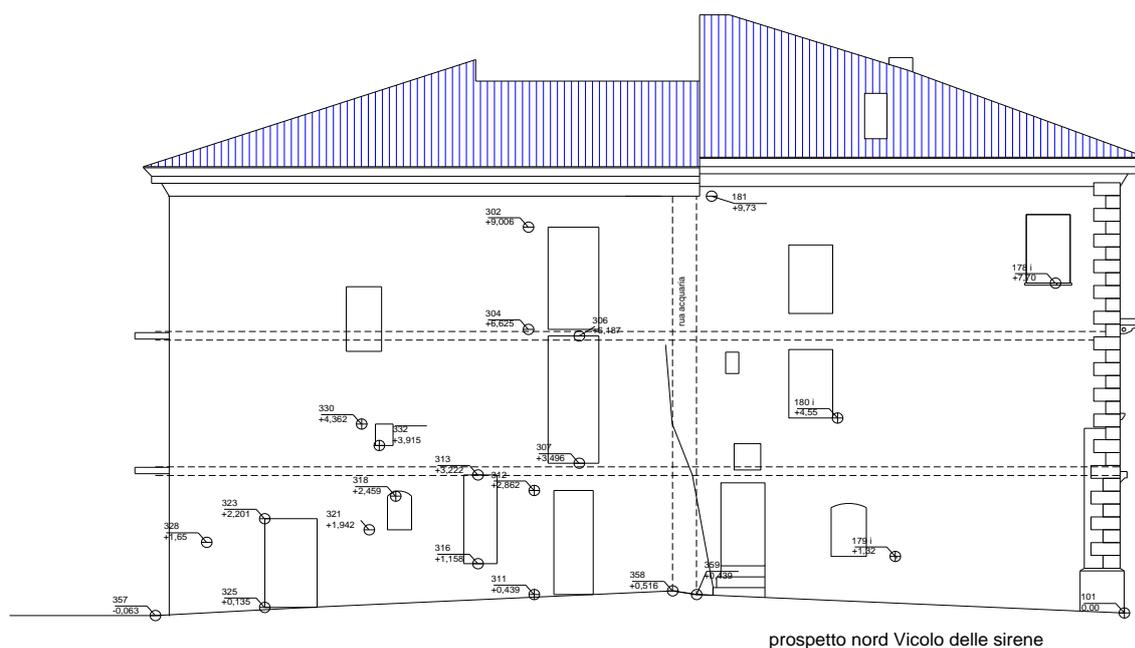
Figure 6.29

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,090	1,20	112,779	0,794	0,930

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	0,180

Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6
0,811974

## 6.4.2 Maschio murario Vicolo delle Sirene

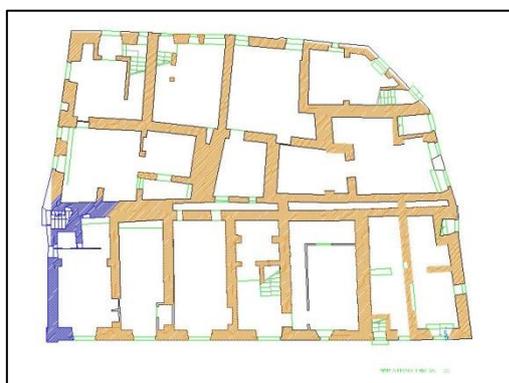


**Figura 6.30: prospetto vicolo delle Sirene**

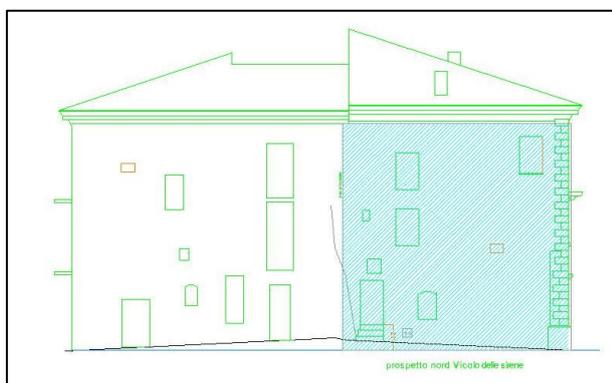
Sul maschio murario di Fig.6.31 sono state condotte 6 verifiche al ribaltamento esse sono descritte successivamente. In pianta e in prospetto i maschi murari interessati dalla verifica sono stati colorati in blu Fig.6.32 e Fig.6.33.

Sotto le due figure sono riportati i dati più significativi di ogni analisi che si riferiscono al collasso delle relative elevazioni.

### 6.4.2.1 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano



**Figure6.31**



**Figure6.32**

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	<b>0,073</b>	1,20	<b>168,913</b>	<b>0,778</b>	<b>0,769</b>

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6
	3 - 2 - 1	<b>0,149</b>	<b>0,671361</b>

6.4.2.2 ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

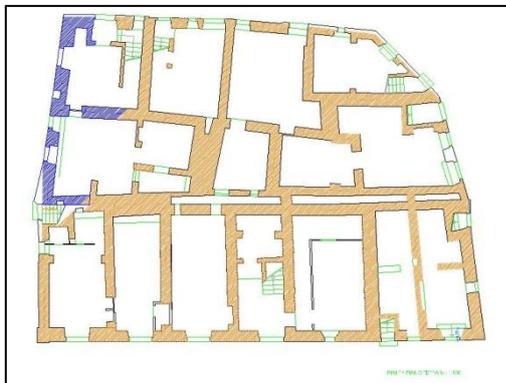


Figure 6.33

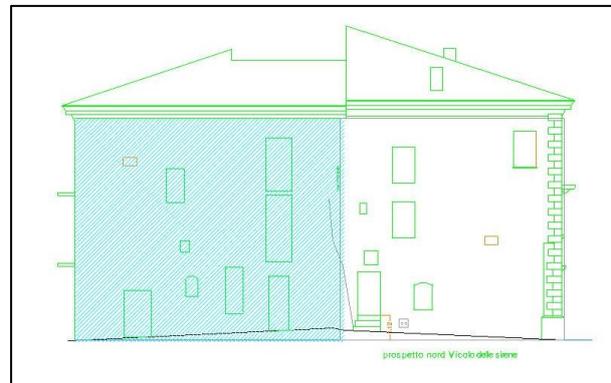


Figure 6.34

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	<b>0,096</b>	1,20	<b>216,722</b>	<b>0,781</b>	<b>1,007</b>

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)	Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6
	3 - 2 - 1	<b>0,195</b>	<b>0,878886</b>

### 6.4.3 Maschio murario via Varani est

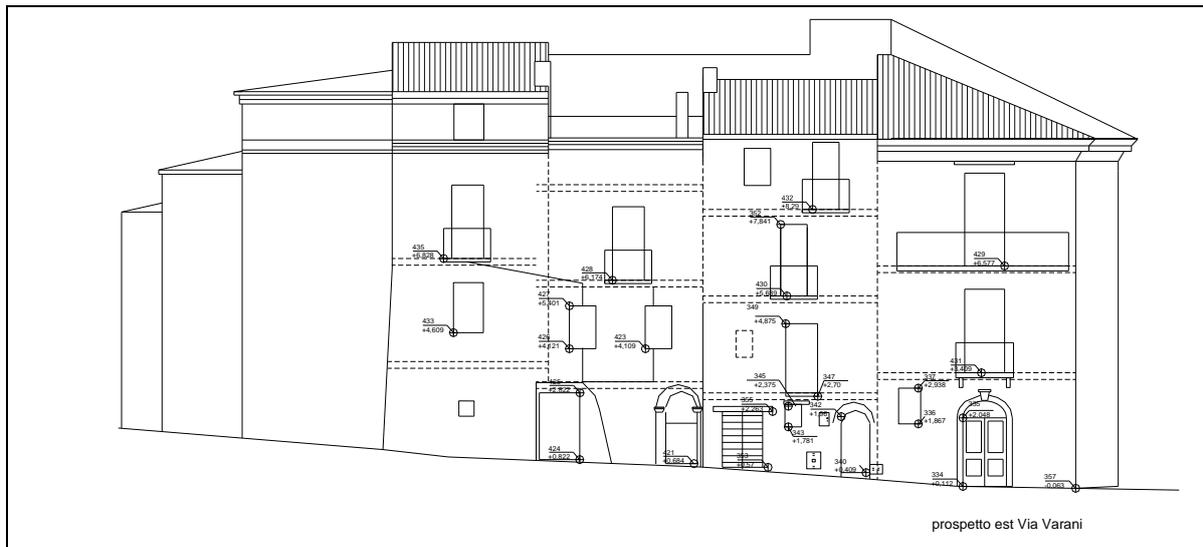


Figure 6.35: prospetto via Varani EST

Sul maschio murario di Fig6.36 sono state condotte 2 verifiche al ribaltamento esse sono descritte successivamente. In pianta e in prospetto i maschi murari interessati dalla verifica sono stati colorati in blu Fig6.37 e Fig6.38. Sotto le due figure sono riportati i dati più significativi di ogni analisi che si riferiscono al collasso delle relative elevazioni.

#### 6.4.3.1 ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

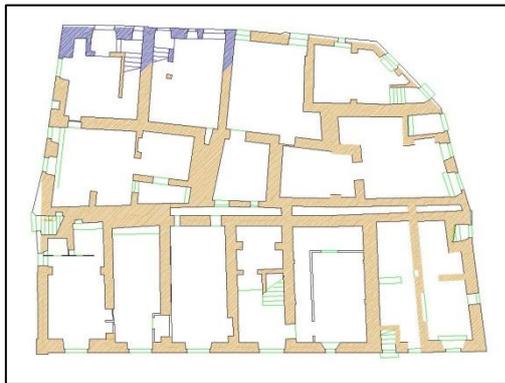


Figure 6.36



Figure 6.37

MOLTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,141	1,20	219,797	0,818	1,410
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6		
	3 - 2 - 1	0,273		1,230309		

### 6.4.3.2 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

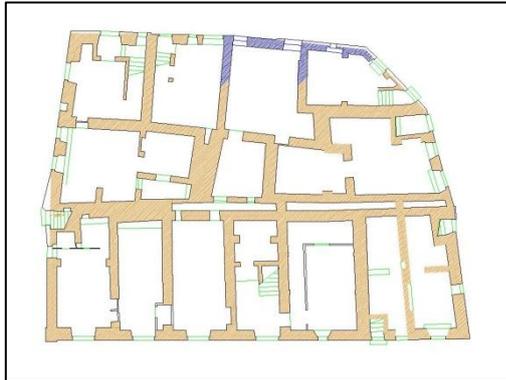


Figure 6.39

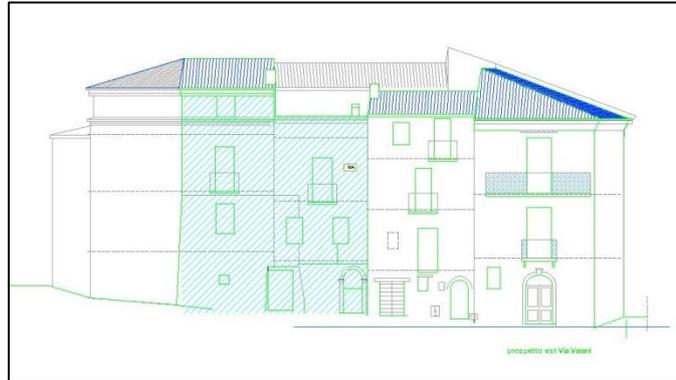


Figure 6.38

MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,112	1,20	155,806	0,834	1,096

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	0,212

Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6
0,956516

### 6.4.4 Maschio murario via Varani Sud

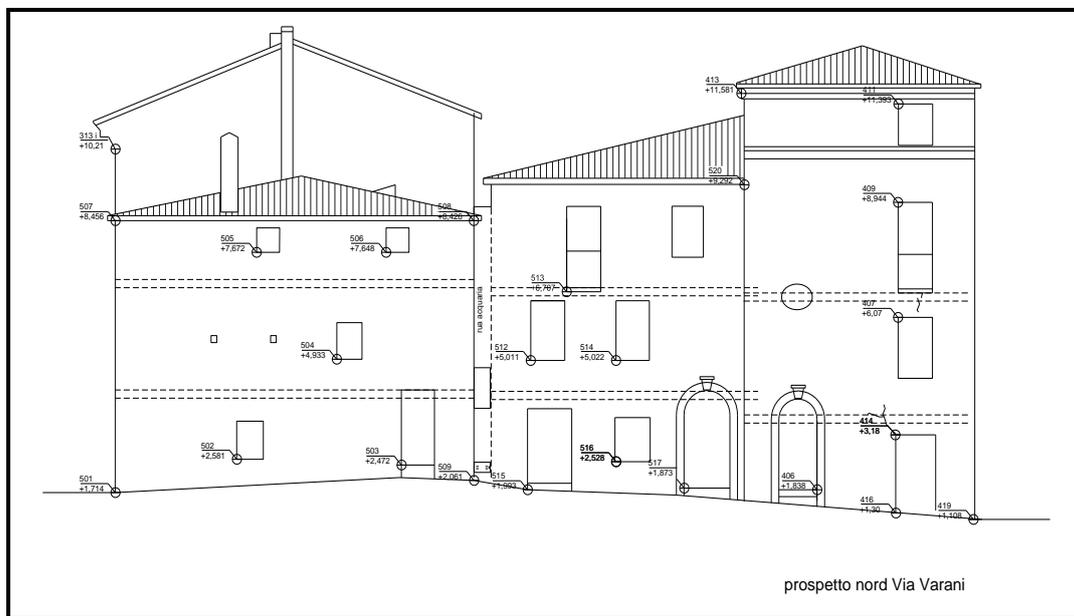


Figure 6.39: prospetto via Varani sud

Sul maschio murario di Fig.6.41 sono state condotte 3 verifiche al ribaltamento esse sono descritte successivamente. In pianta e in prospetto i maschi murari interessati dalla verifica sono stati colorati in blu Fig.6.42 e Fig.6.43.

Sotto le due figure sono riportati i dati più significativi di ogni analisi che si riferiscono al collasso delle relative elevazioni.

### 6.4.4.1 Ribaltamento maschio murario semplice via Varani Est angolo Sud

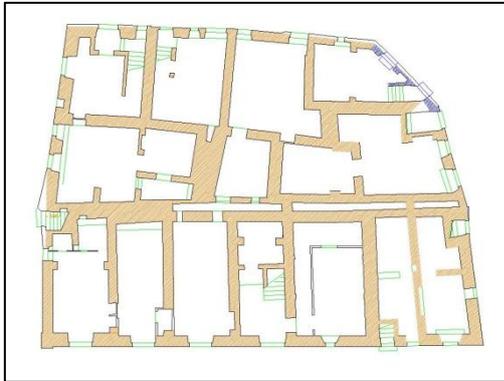


Figure 6.40



Figure 6.41

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	4 - 3 - 2 - 1	0,033	1,20	68,622	0,761	0,359
	4 - 3 - 2	0,056		52,532	0,762	0,601
	4 - 3	0,080		34,764	0,832	0,784
	4	0,239		19,517	0,911	2,145
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)	Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6			
	4 - 3 - 2 - 1	0,069	0,313042			
	4 - 3 - 2	0,116	0,524174			
	4 - 3	0,152	0,684316			
	4	0,416	1,871863			

### 6.4.4.2 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

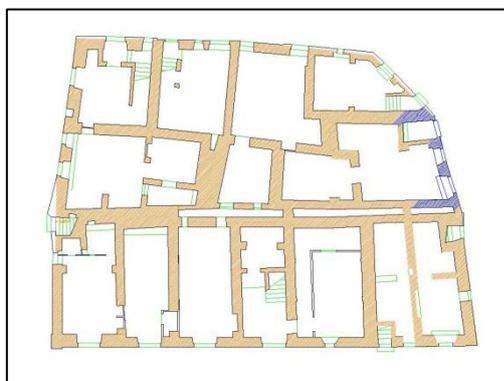


Figure 6.42

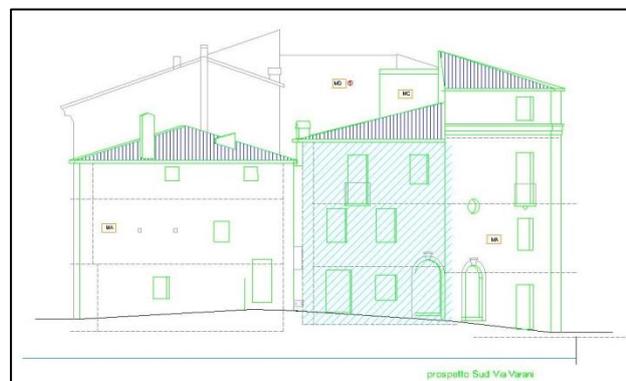


Figure 6.43

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	<b>0,119</b>	1,20	<b>129,272</b>	<b>0,835</b>	<b>1,161</b>
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{q(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6		
	3 - 2 - 1	<b>0,225</b>		<b>1,013155</b>		

### 6.4.4.3 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

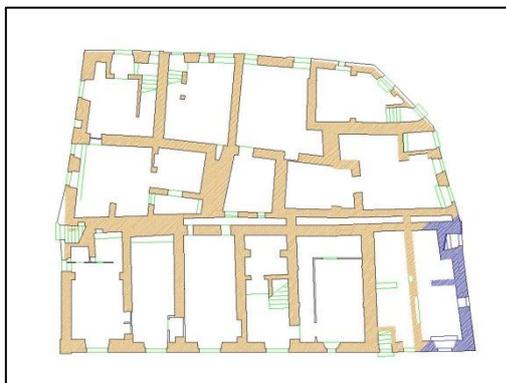


Figure 6.44



Figure 6.45

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	<b>0,090</b>	1,20	<b>112,779</b>	<b>0,794</b>	<b>0,930</b>
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{q(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6		
	3 - 2 - 1	<b>0,180</b>		<b>0,811974</b>		

## 6.5 Riferimento Normativo

Nelle tabelle che riassumo i risultati al paragrafo 6.4, alla voce “ Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6 è stato valutato il valore dell’accelerazione minima che causa il ribaltamento di una delle elevazione o di tutte e tre contemporaneamente in funzione dell’accelerazione del sito, PGA di riferimento  $a_g(P_{VR})$  [g] che nel nostro caso assume il seguente valore:

$$a_g(P_{VR}) [g] = 0.222g$$

Questo valore così ottenuto è stato confrontato con l’ Ordinanza n°3790 del presidente del consiglio dei ministri 6 giugno 2009 che prevede un miglioramento sismico di un edificio abbia un livello di sicurezza compreso tra il 60% e l’80% .

Nel nostro caso di verifica ci siamo limitati a controllare che il miglioramento sismico fosse superiore del 60%.

Ci si accorge subito che non tutti i maschi murari rispettano questo vincolo normativo, per questo motivo si è dovuto procedere con interventi di ripristino per adeguare sismicamente l’aggregato.

## 7 Interventi di ripristino

In questo capitolo vengono trattate le modalità di ripristino e messa in sicurezza dell'aggregato.

Sono illustrate di seguito le tipologie di intervento e le modalità di esecuzione che sono state studiate in seguito all'analisi fatta su di esso, per poter portare il livello di sicurezza sismica attesa sopra il 60% come richiesto dall'ordinanza del presidente del consiglio dei ministri 6 giugno 2009 (Ordinanza n. 3779). (09°06717) (GU n. 132 del 10-6-2009 )

### 7.1 Tipologia di interventi adottati

In questo paragrafo vengono illustrati gli interventi per il rafforzamento locale dell'edificio in muratura che sono stati progettati.

Essenzialmente sono tre tipologie di intervento:

1 Iniezioni di legante Limepor 100

2 Inserimento di catene

3 inserimento di Fibra Kimisteel

#### 7.1.1 Consolidamenti tramite iniezioni di legante:

Le vecchie murature, a volte, presentano dei vuoti e delle discontinuità interne, formatasi a causa di dissesti o di fenomeni d'alterazione di diversa natura. Queste cavità costituiscono interruzioni nella materia delle strutture murarie e ne determinano una minore capacità di resistenza, soprattutto se sono sottoposte ad un aumento dei carichi, oppure ad una diversa distribuzione o concentrazione dei pesi causata da dissesti o da alterazione delle antiche sezioni portanti (abbattimenti, aperture, assottigliamenti ecc.). La tecnica consiste nell'iniettare a bassa pressione una miscela legante affinché rafforzi la struttura, integrando la malta originaria e contribuendo a ristabilire continuità al sistema. La tecnica di consolidamento con iniezione si attua in genere in presenza di uno stato fessurativo di murature in pietra, in mattoni o miste. Si applica anche per risolvere problemi di perdita d'adesione e di reciproca collaborazione tra le parti costruttive (mattoni, pietre) con conseguente riduzione della resistenza meccanica dell'insieme. Perciò, l'impiego è adatto ove si riscontrino un apparecchio murario irregolare e sconnesso, di diffuso degrado della malta, che sia decorsa, disgregata o in parte mancante, con presenza di lesioni ben evidenti.

Da normativa in seguito a questo tipo di lavorazione, è possibile incrementare il valore di resistenza meccanica della muratura , come riportato nella tabella C8A.2.2 della circolare 2 febbraio 2009 , n.

617 (Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008) alla voce Iniezione di miscele leganti.

Nel nostro caso si è deciso di adottare Limepor 100 è una miscela da iniezione costituita da calce idraulica naturale NHL con aggiunta di pozzolana naturale e filler carbonatico, appositamente formulata per rigenerare e preconsolidare, tramite iniezione, murature e fondazioni a sacco in mattoni o in pietra da taglio. Limepor 100 ha un basso tenore di sali idrosolubili ed è compatibile fisicamente e chimicamente con i componenti originari della muratura, con caratteristiche meccaniche simili; può essere iniettato con qualsiasi pompa in fessure o cavità con appositi iniettori. Per essere posto in opera necessita solo l'aggiunta dell'acqua.

**Vantaggi:**

- Elevata fluidità con basso rapporto acqua/legante
- Caratteristiche meccaniche comparabili a quelle di unan struttura in muratura: permette un comportamento strutturale omogeneo ed isotropo della muratura risanata
- Basso tenore di sali idrosolubili
- Alta traspirabilità
- Elevato potere di penetrazione con conseguente saturazione di piccole fessure o cavità
- Assenza di segregazione nell'impasto durante l'iniezione
- Minore deterioramento delle attrezzature
- Compatibilità chimica con i materiali utilizzati negli edifici storici
- Miglioramento, a lavoro ultimato, del comportamento statico e dinamico della struttura
- Pronto all'uso con grande facilità di posa in opera
- Ridotto ritiro idraulico

**Impieghi:**

Limepor 100 si utilizza per la rigenerazione ed il preconsolidamento di murature antiche a sacco in mattoni o in pietra, in particolare da taglio, mediante iniezione a bassa pressione.

**Applicazione:**

Limepor 100 deve essere miscelato con il 30% circa di acqua potabile (5.5 - 6.5 litri di acqua potabile ogni confezione da 20Kg).

Si consiglia di introdurre nel miscelatore i 3/4 di acqua necessaria, aggiungendo di seguito e continuamente il prodotto e la restante acqua fino ad ottenere la consistenza voluta; il prodotto non deve essere addizionato nella preparazione e posa con nessun altro componente oltre all'acqua di impasto. Limepor 100 deve essere iniettato nelle murature con normali pompe, manuali o elettriche, a bassa pressione, tramite iniettori fissati nelle perforazioni e procedendo dai fori inferiori verso quelli superiori.

Da normativa in seguito a questo tipo di lavorazione, è possibile incrementare il valore di resistenza meccanica della muratura, come riportato nella tabella C8A.2.2 della circolare 2 febbraio 2009, n. 617 (Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008) alla voce Iniezione di miscele leganti.

Caratteristiche	Valore tipico
Aspetto	Prodotto in polvere
Colore	Sfumature grigio chiaro-nocciola
Temperatura di applicazione	+2 - +35 °C
pH in dispersione acquosa	11,5 -12,5
Distribuzione granulometrica UNI EN 1015-1 (passante a 0,09mm)	100 %
Distribuzione granulometrica UNI EN 1015-1 (passante a 0,06mm)	90 %
Fluidità (consistenza mediante canaletta) UNI 8997	70 - 80 cm
Massa volumica apparente della malta fresca UNI EN 1015-6	1930 ± 50 Kg/m <sup>3</sup>
Tempo di lavorabilità della malta fresca UNI EN 1015-9	195 ± 30 minuti
Resistenza a compressione a 7 gg UNI EN 1015-11	> 14 MPa
Resistenza a compressione a 28 gg UNI EN 1015-12	> 18 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a flessione a 7 gg UNI EN 1015-11	> 2 MPa
Resistenza a flessione a 28 gg UNI EN 1015-11	> 4 MPa

**Figure 7.1: scheda caratteristiche Limepor**

### 7.1.2 Introduzione di tiranti:

Tiranti e catene, invece, sono elementi costruttivi, a prevalente sviluppo lineare, tradizionalmente impiegati con funzioni strutturali di collegamento, contenimento, sostegno, rinforzo e consolidamento, in diversi tipi di costruzione. Essi contrastano generalmente rischi di traslazione, distacchi, aperture, crolli e sono, per questo, sottoposti a sforzi di trazione. Gli elementi hanno generalmente forma prismatica, tubolare o filiforme e lunghezza prevalente rispetto alle dimensioni della sezione trasversale, che può essere circolare, quadrangolare o poligonale. Tiranti e catene, inoltre, appartengono spesso a strutture più complesse, di presidio temporaneo o di definitivo consolidamento, e possono assumere posizione orizzontale, verticale o inclinata, in relazione alle ragioni per cui sono

posti in opera e agli sforzi che devono sopportare. Per quanto riguarda le applicazioni nel campo specifico del restauro, la tecnica prevede la posa in opera di tali elementi per contenere spinte anomale, per contrastare il collasso, per ridurre deformazioni o movimenti di elementi strutturali, ancorandoli ad altre parti dei manufatti, salde e stabili, oppure per rinforzare localmente strutture fragili e incapaci di sopportare gli sforzi cui sono soggette.

L'intervento di progetto di seguito proposto serve per il rafforzamento locale di un edificio in muratura nel caso in cui si attivi il meccanismo di ribaltamento fuori dal piano. Il procedimento segue il metodo di analisi dei meccanismi locali di collasso valido per gli edifici esistenti in muratura, e le corrispondenti formule utilizzate sono in accordo alla vigente normativa (Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, "Norme Tecniche per le Costruzioni", e relativa Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 617 del 2/2/09 "Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per le Costruzioni» di cui al D.M. 14/01/2008").

Le forza massima esercitata dalla catena, detta tiro della catena, è stato inserito nei file Excel visti in precedenza per ottenere un valore dell'accelerazione che porta al collasso le elevazioni più alta, di conseguenza dei moltiplicatori dei carichi  $\alpha$  superiori.

Il tiro massimo della catena è stato anch'esso calcolato servendosi di un foglio Excel come riportato in Fig.3 .

Qui di seguito sono riportate le espressioni analitiche di cui si serve il foglio di calcolo.

Come si può ben vedere  $T_1$ , ,, sono rispettivamente le espressioni del tiro massimo esplicabile dalla catena in acciaio, la resistenza a punzonamento e la resistenza allo schiacciamento dell'insieme mattoni e malta.

Il valore minimo tra questi tre valori calcolati è appunto il valore di progetto del tiro della nostra catena.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = f_a \cdot A_s \\ T_2 = f_v \cdot [2 \cdot (b + t \cdot \tan \beta) + 2 \cdot (a + t \cdot \tan \beta)] \cdot t \\ T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{A_2 / A_1} \end{array} \right\} \rightarrow T = \min \{T_1, T_2, T_3\}$$

In Fig7.2 è riportato lo schema di funzionamento della catena. Essa forma un cuneo a 45° che aiuta a diffondere le tensioni sulla muratura.

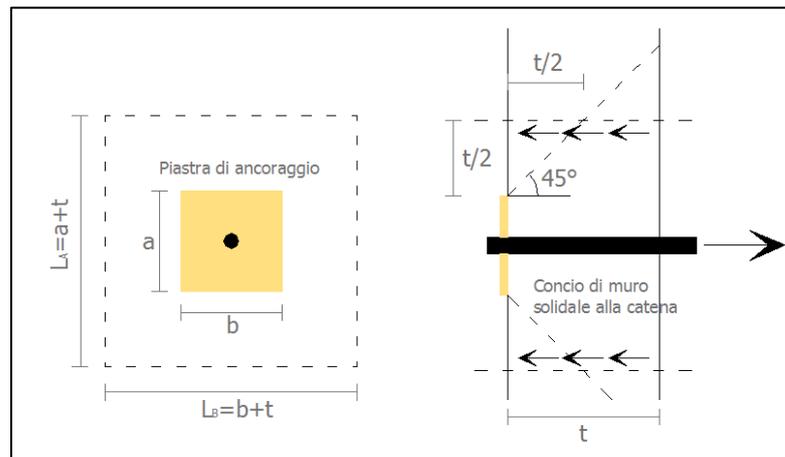


Figure 7.2: schema di aggancio della catena

<b>CARETTISTICHE GEOMETRICHE</b>	Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante $a$ [cm]
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante $b$ [cm]
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante $t$ [cm]
	Angolo di attrito della muratura $\beta$ [°]
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]
	Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$
<b>PARAMETRI MECCANICI</b>	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]
	Fattore di confidenza $F_C$
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M$
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
	Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]
	Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	
<b>TIRO DELLA CATENA</b>	Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]
	Massimo tiro esplicabile dalla catena $T$ [kN]

Figure 7.3: tabella di calcolo del tiro della catena

### 7.1.3 Fibra Kimisteel

Kimisteel è l'innovativo sistema per il rinforzo strutturale costituito da un tessuto di filamenti metallici ultrasottili in acciaio al carbonio ad alta resistenza. Unisce i vantaggi dei materiali compositi (altissimo rapporto resistenza / peso), ai vantaggi tipici dell'acciaio ad alta resistenza: possibilità di ancoraggio e pretensionamento, elevata resistenza a trazione e a taglio, elevata resistenza alle alte temperature e traspirabilità se impiegato con matrici a base di leganti idraulici.

L'acciaio al carbonio ad alta resistenza impiegato nel Kimisteel permette di realizzare facilmente sistemi di ancoraggio al supporto e può essere pre-tensionato; Kimisteel a differenza dei compositi

tradizionali è in grado quindi di realizzare un presidio attivo nel rinforzo di strutture murarie. Inoltre la composizione di Kimisteel consente di realizzare con maggiore facilità consolidamenti capaci di garantire ancora la necessaria duttilità dell'elemento rinforzato.

Il sistema, prevedendo l'uso di filamenti in acciaio, di matrici costituite da leganti idraulici e di uno specifico rivestimento protettivo, è in grado di garantire resistenza alle alte temperature, nonché un contributo portante, anche in caso di incendio, per un tempo significativamente più grande rispetto ai compositi tradizionali.

Il sistema Kimisteel, potendo essere impiegato con una matrice a base di leganti idraulici, si caratterizza per l'elevata permeabilità. La sua applicazione non altera in nessun modo il comportamento originale della struttura ed è in grado di mantenere i contenuti d'acqua nella parete, all'interno dei naturali limiti di variabilità della struttura.

**Impieghi:**

- Rinforzo di strutture in muratura
- Realizzazione di cordoli armati
- Consolidamento di volte
- Rinforzo strutturale di travi e travetti
- Realizzazione di elementi prefabbricati in CLS con debole armatura
- Realizzazione di laterizi armati

**Vantaggi:**

Nel caso di utilizzo del prodotto su strutture murarie o su volte:

- Grande lavorabilità e duttilità
- Possibilità di pretensionamento per interventi di cordolatura o di fasciatura
- Elevata permeabilità al vapore
- Altissima resistenza al fuoco
- Velocità e facilità di posa in opera
- Ottima reversibilità

Nel caso di utilizzo del prodotto per il rinforzo di strutture in cemento armato:

- Elevata resistenza meccanica con spessori e pesi ridotti
- Possibilità di orientare e dimensionare il rinforzo a seconda della necessità della struttura
- Possibilità di utilizzo con molteplici matrici in relazione alla resistenza meccanica, al tipo di ambiente di utilizzo ed alla permeabilità al vapore richiesta al sistema;
- Il prodotto, opportunamente trattato, può essere rifinito con rasanti, intonaci, vernici o con protezioni per esposizioni ad alte temperature.

**Applicazione:**

Per la realizzazione dei vari tipi d'intervento consultare i capitolati di riferimento e le schede tecniche dei materiali da utilizzare. Preparare le superfici oggetto del rinforzo ripulendole accuratamente da ogni elemento che possa pregiudicare l'adesione del sistema di rinforzo e predisporre eventuali sistemi di ancoraggio meccanici o perfori per l'inghisaggio di estremità dei tessuti. Su supporto primerizzato, applicare una delle seguenti matrici:

- Malta Kimisteel LM miscelata con Kimitech B2 al 30% in peso (nel caso si voglia garantire massima traspirabilità e resistenza ad alte temperature).
- Malta Kimisteel LM miscelata con resina bicomponente Kimicover FIX al 40% (nel caso si vogliono garantire al sistema di rinforzo alte prestazioni meccaniche ed adesive).
- Resina epossidica senza solventi Kimitech EP-TX (per le massime prestazioni meccaniche e di durabilità).

Applicata la matrice, a fresco, procedere all'eventuale inserimento di una estremità del tessuto nei perfori o nei sistemi di fissaggio meccanici precedentemente predisposti, stendere il tessuto, pretensionare (se previsto) e bloccare l'altra estremità della striscia e, con spatola metallica e/o cazzuola, annegare completamente il tessuto all'interno della matrice.

A fresco applicare sul tessuto una ulteriore mano di matrice assicurandosi che il tessuto non rimanga in alcuna zona scoperto. La finitura con intonaco tradizionale o con intonaco termico di protezione dal deve essere preceduta (nel caso di matrici epossidiche o epossimentizie) dall'applicazione a fresco sull'ultimo strato di matrice di uno spolvero di quarzo di granulometria adeguata.

Caratteristiche	Valore tipico
Peso totale tessuto	1528 g/m <sup>2</sup>
Orientamento fibre (Ordito - Acciaio)	99 %
Orientamento fibre (trama)	1 %
Diametro treccia	1.07 mm
Spessore nominale del nastro (solo acciaio)	0.19 mm
Colore	Bronzo
Tensione di rottura a trazione del filato	2950 MPa
Resistenza unitaria	570 N/mm
Modulo elastico a trazione	260 GPa
Allungamento a trazione	2.3 %

**Figure7.4: caratteristiche meccaniche del Kimisteel**

## 7.2 Modalità di intervento

### 7.2.1 Iniezione di Limepor

Il primo passo per al fine di migliorare sismicamente il nostro aggregato è quello di consolidare le pareti attraverso l'inserimento della speciale miscela Limepor descritta al paragrafo 7.1.1 secondo la seguente modalità:

per prima cosa si effettua la pulizia e messa a vivo del paramento murario e successiva stuccatura di tutte le eventuali lesioni e fessure esistenti nella muratura da realizzarsi con malta pronta all'uso composta da calce idraulica naturale NHL, pozzolane naturali ed inerti silicei con granulometria massima di 3 mm. In questa operazione preliminare il prodotto utilizzato dovrà avere un basso tenore di sali idrosolubili ed essere compatibile fisicamente e chimicamente con i componenti utilizzati anticamente nelle murature.

Si procede effettuando una perforazione orizzontale in corrispondenza dei giunti di malta della muratura con sonde diamantate a rotazione per evitare pericolose vibrazioni. Le perforazioni saranno in media di nr 4 a m<sup>2</sup> con un diametro di 20-24 mm tale da garantire una saturazione omogenea della muratura.

Molto importante è il posizionamento nelle perforazioni eseguite di tronchetti di rame utilizzabili come iniettori, sigillati con malta pronta all'uso composta da calce idraulica naturale NHL, pozzolane naturali ed inerti silicei con granulometria massima di 3 mm. Come in precedenza il prodotto utilizzato dovrà avere un basso tenore di sali idrosolubili ed essere compatibile fisicamente e chimicamente con i componenti utilizzati anticamente nelle murature.



Figure 7.5: iniezioni parete



Figure 7.6: iniezioni parete

La fase successiva è un accurato lavaggio interno della muratura con acqua in leggera pressione attraverso gli iniettori di rame precedentemente posizionati procedendo dall'alto verso il basso, che precede l'iniezione, con idonee attrezzature, di miscela da iniezione pronta all'uso costituita calce idraulica naturale NHL con l'aggiunta di pozzolana naturale e filler carbonatico. La miscela sarà iniettata a pressione variabile fra 1-2 atmosfere cominciando dal basso e procedendo verso l'alto, fino alla completa saturazione della muratura. Il consumo sarà di circa 150 kg per mc di muratura. In fine Terminato il lavoro di iniezione si procede alla rimozione di tutti gli iniettori ed alla chiusura dei fori risultanti con malta pronta all'uso composta da calce idraulica naturale NHL, pozzolane naturali ed inerti silicei con granulometria massima di 3 mm.

### 7.2.2 Calcolo dell'incatenamento

Dopo aver rinforzato muratura si inseriscono gli incatenamenti nei maschi murari secondo due criteri:

- Sostituzione degli incatenamenti esistenti
- Introduzione di incatenamenti in maschi murari non verificati ai meccanismi di ribaltamento studiati al cap 6.

#### Dati di Calcolo

Per il calcolo del tiro della catena sono stati utilizzati i seguenti dati:

-  $f_y$  è la tensione di snervamento dei tiranti, nel caso in esame assunta pari a 235 MPa

$$f_{d,s} = \frac{f_y}{\gamma} = \frac{235}{1.05} = 223.81 \text{ MPa}$$

-  $A_s$  è l'area della sezione trasversale dei tiranti (diametro  $\varnothing 20$ ), pari a 314 mm<sup>2</sup>

-  $a$  è l'altezza delle piastre di ancoraggio dei tiranti, pari a 0,3 m

-  $b$  è la larghezza delle piastre di ancoraggio dei tiranti, pari a 0,3 m

-  $t$  è lo spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti, pari a 0,60 m

-  $f_m$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a  $f_m = 150 \frac{N}{cm^2}$

-  $\tau_0$  è la resistenza a taglio di calcolo della muratura, pari a  $\tau_0 = 2,5 \frac{N}{cm^2}$

I valori di resistenza della muratura a compressione ( $f_m$ ) e i valori di resistenza della muratura a taglio ( $\tau_0$ ) sono stati estratti dalla Tabella C8A.2.1 delle Norme Tecniche dm 2008 alla voce Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari), prendendo un valore intermedio tra quelli proposti.  $f_m = 150 \frac{N}{cm^2}$   $\tau_0 = 2,5 \frac{N}{cm^2}$

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato	200	3,5	1020	340	

Figure 7.7: tabella C8A.2.1

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella C8A.2.2.

Nel caso di consolidamento con iniezioni di miscele leganti, si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G).

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

Figure 7.8: Tabella C8A.2.2

Nel nostro caso avendo fatto iniezioni di miscele leganti, possiamo moltiplicare i nostri valori ( $f_m$  e  $\tau_0$ ) per il coefficiente 2.

Ottenendo dunque:

-  $f_m$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a  $f_m = 250 \frac{N}{cm^2}$

-  $\tau_0$  è la resistenza a taglio di calcolo della muratura, pari a  $\tau_0 = 5 \frac{N}{cm^2}$

Di seguito è riportata la schermata di calcolo con fogli Excel con cui si è calcolato il tiro massimo sopportabile. Questo valore trovato è stato calcolato per un maschio murario tipo, è quindi valido per tutti gli incatenamenti presenti nel nostro aggregato.

<b>CARETTERISTICHE GEOMETRICHE</b>	Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	314,0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante $a$ [cm]	30,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante $b$ [cm]	30,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante $t$ [cm]	60,0
	Angolo di attrito della muratura $\beta$ [°]	45,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]	900,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0,6
	Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	973,4
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1,0
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100,0%
<b>PARAMETRI MECCANICI</b>	Fattore di confidenza $F_C$	1,20
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M$	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	223,81
	Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	250,00
	Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	5,00
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	104,17
<b>TIRO DELLA CATENA</b>	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2,08
	Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	70,3
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	45,0
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	97,5
	Massimo tiro esplicabile dalla catena $T$ [kN]	45,0

Il massimo tiro esplicabile è dunque 45KN, esso equivale alla resistenza al punzonamento nelle zone di ancoraggio  $T_2$ .

Di seguito sono riportati gli schemi costruttivi dell'ancoraggio del tirante Fig.7.9

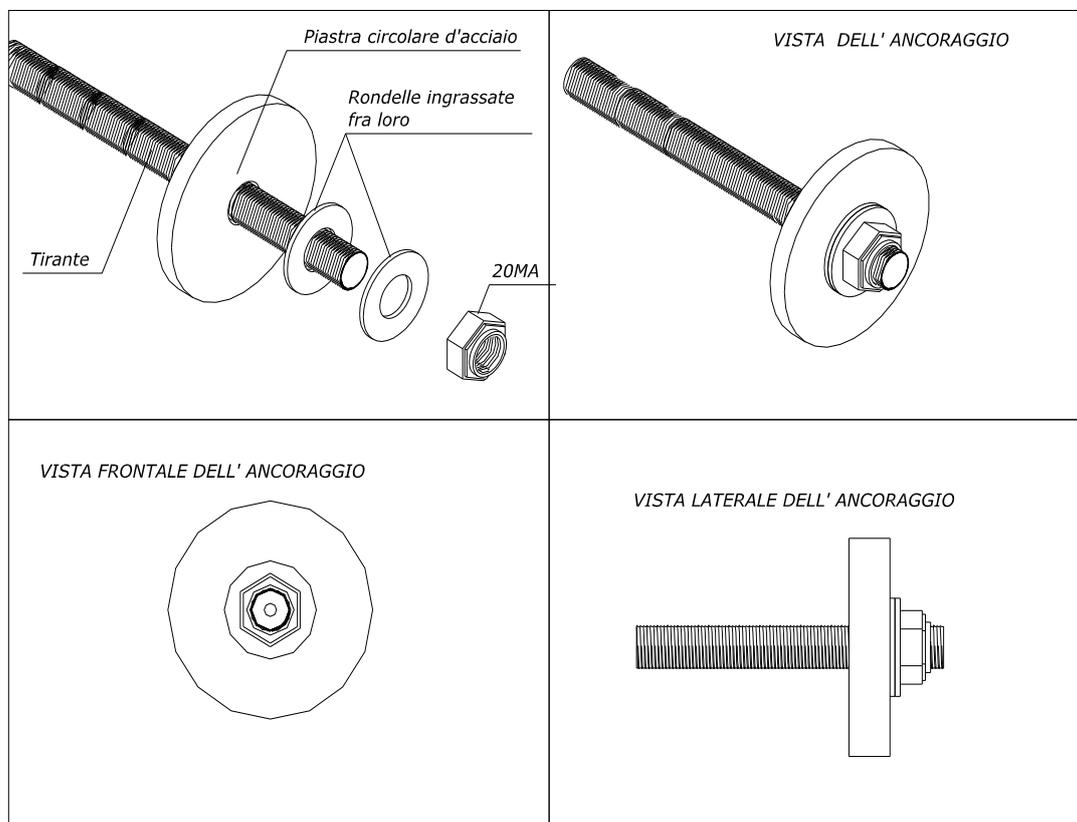


Figure7. 9: Ancoraggio del tirante

### 7.2.3 Calcolo dei Tiranti

Questo intervento ha lo stesso principio degli incatenamenti, con la differenza che qua il tirante non è ancorato ad un capochiave, come le catene del par. 7.2.2, ma vengono ancorate direttamente dentro la muratura attraverso un foro ed un colla resistentissima.

I tiranti in sono in dimensione più piccola rispetto quelli precedentemente calcolati ma sono in numero maggiore. Essi sono inseriti all'interno del solaio a raggiera come rappresentato in fig.x

#### Dati di Calcolo :

Per il calcolo del tiro della catena sono stati utilizzati i seguenti dati:

-  $f_y$  è la tensione di snervamento dei tiranti, nel caso in esame assunta pari a 235 MPa

$$f_{d,s} = \frac{f_y}{\gamma} = \frac{235}{1.05} = 223.81 \text{ MPa}$$

-  $A_s$  è l'area della sezione trasversale dei tiranti (diametro  $\varnothing 16$ ), pari a  $201 \text{ mm}^2$

-  $f_m$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a  $f_m = 150 \frac{N}{\text{cm}^2}$

-  $f_t$  è la resistenza a trazione della muratura, pari a  $1/10 f_m$   $f_t = 15 \frac{N}{\text{cm}^2}$

I valori di resistenza della muratura a compressione ( $f_m$ ) e i valori di resistenza della muratura a taglio ( $\tau_0$ ) sono stati estratti dalla Tabella C8A.2.1 delle Norme Tecniche dm 2008 alla voce Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari), prendendo un valore intermedio tra quelli proposti.  $f_m = 150 \frac{N}{\text{cm}^2}$   $f_t = 15 \frac{N}{\text{cm}^2}$

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	( $\text{N}/\text{cm}^2$ )	( $\text{N}/\text{cm}^2$ )	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	( $\text{kN}/\text{m}^3$ )
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato	200	3,5	1020	340	

Figure 7.10: tabella C8A.2.1

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella C8A.2.2.

Nel caso di consolidamento con iniezioni di miscele leganti, si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G).

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

Figure 7. 11: Tabella C8A.2.2

Nel nostro caso avendo fatto iniezioni di miscele leganti, possiamo moltiplicare i nostri valori ( $f_m$  e  $\tau_0$ ) per il coefficiente 2.

Ottenendo dunque:

-  $f_m$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a  $f_m = 250 \frac{N}{cm^2}$

-  $f_t$  è la resistenza a trazione della muratura, pari a  $1/10 f_m$       $f_t = 25 \frac{N}{cm^2}$

Di seguito è riportata la schermata di calcolo con fogli Excel con cui si è calcolato il tiro massimo sopportabile. Questi valori sono riferiti ai tiranti inseriti all'interno del solaio. Essi sono tutti uguali disposti a raggiera come si vede in fig7.12.

<b>CARETTERISTICHE GEOMETRICHE</b>	Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	201,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	60,0
	Profondità di ancoraggio del tirante all'interno della parete S [cm]	40,0
	Area della zona di contatto tra la muratura e la colla epossidica $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]	376,8
<b>PARAMETRI MECCANICI</b>	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	223,81
	Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	250,00
	Resistenza media a trazione $f_t$ [N/cm <sup>2</sup> ]	25,00
<b>TIRO DELLA CATENA</b>	Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	45,0
	Resistenza allo sfilamento della barra dalla muratura $T_1$ [kN]	9,4
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	9,4

Figure 7.12

Il massimo tiro esplicabile è dunque 9.4 KN, esso equivale alla resistenza allo sfilamento della barra dalla muratura  $T_2$ . Inserendo in 3 tiranti all'interno del solaio, si riesce ad arrivare ad un valore di circa 27 KN.

Qui di seguito è proposto in Fig7.13 il particolare costruttivo del tirante inserito nel muro e trattenuto con colla epossidica.

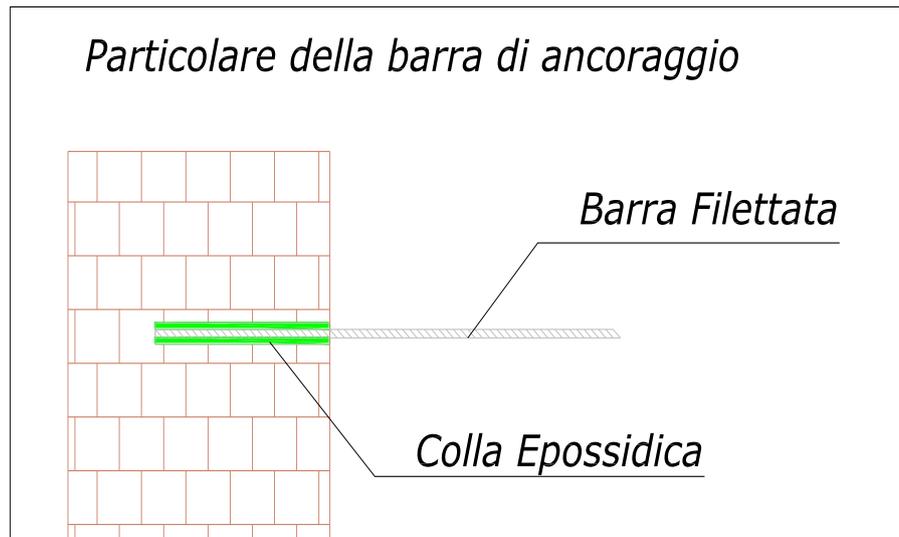


Figure 7.13: Particolare del tirante

#### 7.2.4 Calcolo del Kimisteel

Successivamente all'introduzione di incatenamenti si inserisce un tirante in Kimisteel, descritto al paragrafo 7.1.3. Questo tipo di fibra viene utilizzata nel nostro aggregato nel maschio murario di Vicolo delle Sirene, e viene ancorato all'interno dell'aggregato come mostrato in verde nella Fig.x

#### Dati di Calcolo

Per il calcolo del tiro della fibra Kimisteel sono stati utilizzati i seguenti dati:

-  $f_y$  è la tensione di rottura a trazione del filato pari a 2950 MPa

$$f_{d,s} = \frac{f_y}{\gamma} = \frac{2950}{1.10} = 2682 \text{ MPa}$$

-  $A_s$  è l'area della sezione trasversale del nastro pari a 38 mm<sup>2</sup>

-  $a$  è l'altezza delle piastre di ancoraggio dei tiranti, pari a 0,1 m

-  $b$  è la larghezza delle piastre di ancoraggio dei tiranti, pari a 0,6 m

-  $t$  è lo spessore della parete su cui sono ancorati i tiranti, pari a 0,60 m

-  $f_m$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a  $f_m = 150 \frac{N}{cm^2}$

-  $\tau_0$  è la resistenza a taglio di calcolo della muratura, pari a  $\tau_0 = 2,5 \frac{N}{cm^2}$

I valori di resistenza della muratura a compressione ( $f_m$ ) e i valori di resistenza della muratura a taglio ( $\tau_0$ ) sono stati estratti dalla Tabella C8A.2.1 delle Norme Tecniche dm 2008 alla voce Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari), prendendo un valore intermedio tra quelli proposti.

$$f_m = 150 \frac{N}{cm^2} \quad \tau_0 = 2,5 \frac{N}{cm^2}$$

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato	200	3,5	1020	340	

Figure7.14: tabella C8A.2.1

In presenza di murature consolidate, o nel caso in cui si debba valutare la sicurezza dell'edificio rinforzato, è possibile valutare le caratteristiche meccaniche per alcune tecniche di intervento, attraverso i coefficienti indicati in Tabella C8A.2.2.

Nel caso di consolidamento con iniezioni di miscele leganti, si applica il coefficiente indicato in tabella, diversificato per le varie tipologie, sia ai parametri di resistenza ( $f_m$  e  $\tau_0$ ), sia ai moduli elastici (E e G).

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

Figure7.15: Tabella C8A.2.2

Nel nostro caso avendo fatto iniezioni di miscele leganti, possiamo moltiplicare i nostri valori ( $f_m$  e  $\tau_0$ ) per il coefficiente 2.

Ottenendo dunque:

-  $f_m$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a  $f_m = 250 \frac{N}{cm^2}$

-  $\tau_0$  è la resistenza a taglio di calcolo della muratura, pari a  $\tau_0 = 5 \frac{N}{cm^2}$



Figure 7.16: Posa tessuto in acciaio Kimisteel 1500

In Fig.16 è riportata una foto della fibra di Kimisteel stesa sopra una superficie appositamente preparata. Di seguito Fig7.17 è riportata la schermata di calcolo con fogli Excel con cui si è calcolato il tiro massimo sopportabile.

Area della sezione trasversale del nastro $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	38,0
Altezza della piastra di ancoraggio del tirante $a$ [cm]	10,0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante $b$ [cm]	60,0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante $t$ [cm]	60,0
Angolo di attrito della muratura $\beta$ [°]	45,0
Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]	600,0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0,0
Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	600,0
$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1,0
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100,0%
Fattore di confidenza $F_C$	1,20
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M$	2,00
Resistenza di calcolo della Fibra $f_{d,S}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	2682,00
Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	250,00
Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	5,00
Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	104,17
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	2,08
Resistenza del Kimisteel a rottura $T_1$ [kN]	101,9
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	47,5
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	62,5
Massimo tiro esplicabile dal Kimisteel $T$ [kN]	47,5

Figure7. 17

Il massimo tiro esplicabile è dunque 47.5 KN, esso equivale alla resistenza al punzonamento nelle zone di ancoraggio  $T_2$ .

### 7.3 Posizione degli interventi

Qui di seguito sono riportate le piante che mostrano i punti in cui sono state introdotti gli incatenamenti e le Fibre di Kimisteel. Gli incatenamenti sono stati utilizzati per rinforzare il primo e il secondo piano Fig7.18 , Fig7.19, mentre la fibra in Kimisteel è stata utilizzata solo al piano secondo.

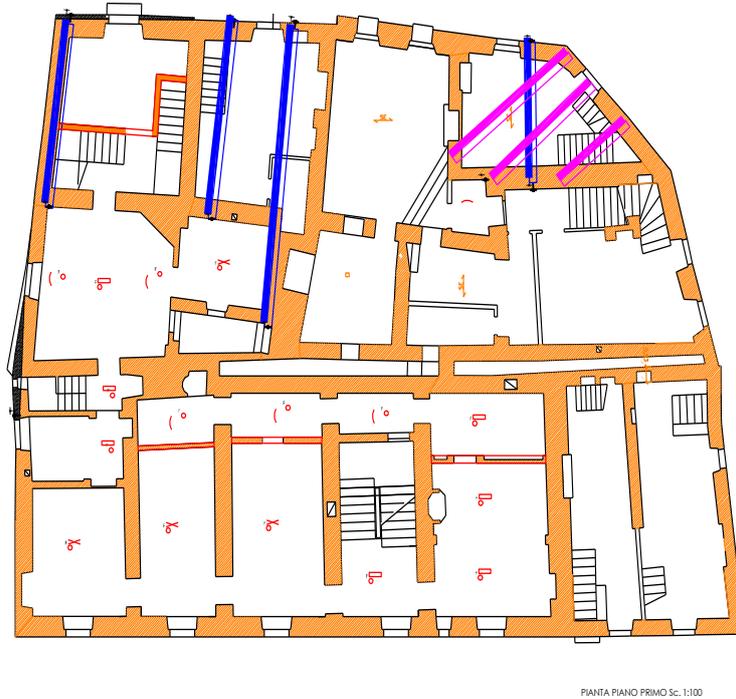


Figure 7.18: Pianta piano primo



Figure7.19: pianta piano secondo

Nelle piante sono state riportata in blu i tiranti calcolati al paragrafo 7.2.2 che sono saldati all'estremità ad un capochiave, mentre in viola sono stati rappresentati i tiranti calcolati al 7.2.3 che sono inseriti all'interno della muratura attraverso colla epossidica. Infine in verde è riportata la disposizione della fibra in Kimisteel che attraversa gran parte dell'aggregato prima di essere ancorata attraverso un'apposita piastra.

## 8 Confronto risultati

In questo capitolo sono state eseguite le verifiche sui maschi murari esterni con lo stesso procedimento illustrato al Cap.6 , in questo caso però sono stati inseriti i contributi dovuti agli incatenamenti, ai tiranti e all'introduzione del Kimisteel.

Le verifiche eseguite, anche in questo caso, sono in totale 13, valutando così il moltiplicatore dei carichi  $\alpha_0$  di attivazione dei meccanismi locali e i valori di accelerazione ( PGA SLV)

Di seguito sono riportati i valori di (PGA SLV), cioè l'accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematisma considerato (Capacità), ottenuti dalle verifiche successive all'introduzione di sistemi di ripristino nell'aggregato per poi poterli confrontare con i dati ricavati al Cap.6.

Come in precedenza ai fini della verifica tale valore va confrontato con un opportuno valore della PGA di riferimento ag(PVr), calcolata, come indicato al Par. 3.2 del D.M 14-01-2008, in funzione della probabilità di superamento dello Stato Limite scelto, della vita di riferimento dell'opera e del luogo in cui è situato l'edificio.

### 8.1 Verifiche post intervento

Le verifiche sono state condotte con gli stessi fogli Excel descritti al Cap.5 , con l'introduzione di del valore di massima resistenza della catena con capochiave, i tiranti infrasolaio e la fibra in Kimisteel descritte al Cap.7.

### 8.2 Maschio murario via Nicolò

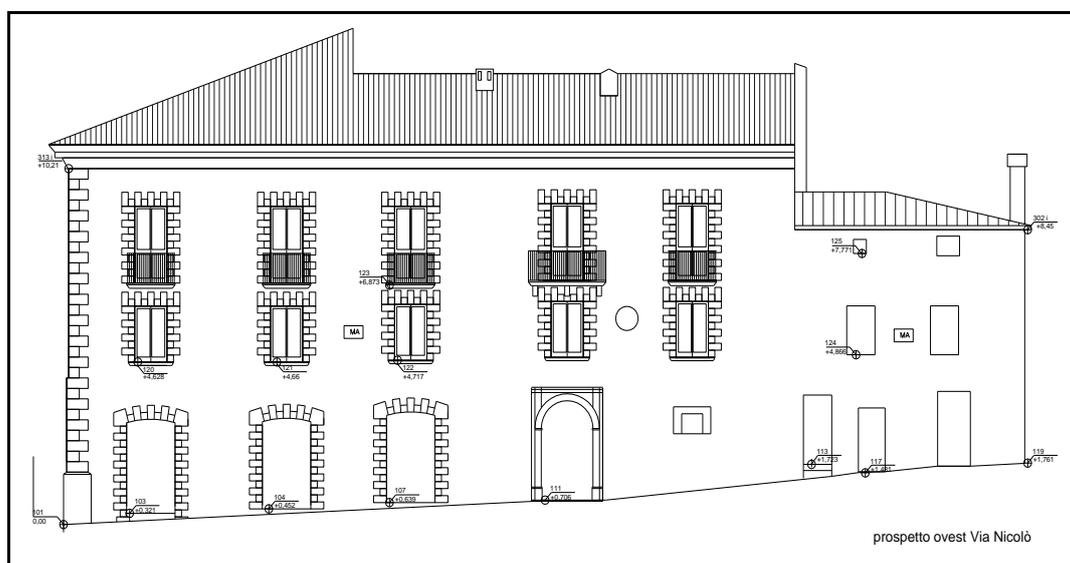


Figure8.1: prospetto ovest via Nicolò

Sul maschio murario di Fig8.1 sono state condotte 6 verifiche al ribaltamento esse sono descritte successivamente. In pianta e in prospetto i maschi murari interessati dalla verifica sono stati colorati in blu Fig8.17 e Fig8.18. Sotto le due figure sono riportati i dati più significativi di ogni analisi che si riferiscono al collasso delle relative elevazioni.

- Valore di  $\alpha_0$
- Fattore di Confidenza FC
- Massa partecipante  $M^*$
- Frazione massa partecipante  $e^*$
- Accelerazione spettrale  $a_0^*$  [m/sec<sup>2</sup>]
- $a_{g(SLV)}\min(C8A.4.9; C8A.4.10)$

### 8.2.1 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta al piano 1° e 2°



Figure 8.2: pianta



Figure 8.3: prospetto via Nicolò

Nel maschio murario in questione sono state inserite 4 incatenamenti con capochiave che aumentano la resistenza al ribaltamento.

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,135	1,20	309,452	0,782	1,408
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}\min(C8A.4.9; C8A.4.10)$		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,66		
	3 - 2 - 1	0,273		1,22872972		

### 8.2.2 Ribaltamento con cuneo di ritenuta al piano 2°



Figure 8.4



Figure 8.5

Nel maschio murario in questione sono state inserite 4 incatenamenti con capochiave che aumentano la resistenza al ribaltamento.

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,126	1,20	288,980	0,772	1,335
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9 ; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	0,259		1,16495393		

### 8.2.3 Ribaltamento maschio murario semplice

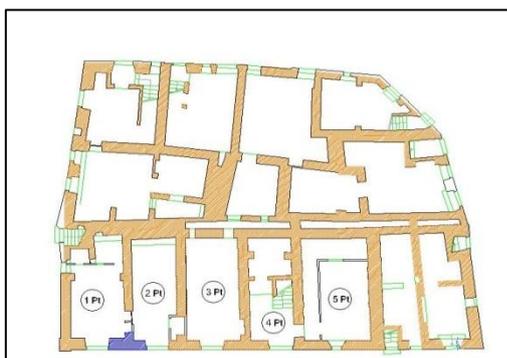


Figure 8.6



Figure 8.7

Il maschio murario singolo è stato rinforzato con 1 tirante con capochiave e in questa condizione, differente da quella di partenza è stato verificato.

MOLTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,227	1,20	47,678	0,757	2,452
	3 - 2	0,382		29,377	0,786	3,972
	3	0,823		15,822	1,000	6,727
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	0,475		2,13984444		
	3 - 2	0,770		3,46662553		
	3	1,303		5,87080212		
	-	-				

### 8.2.4 Ribaltamento maschio murario semplice

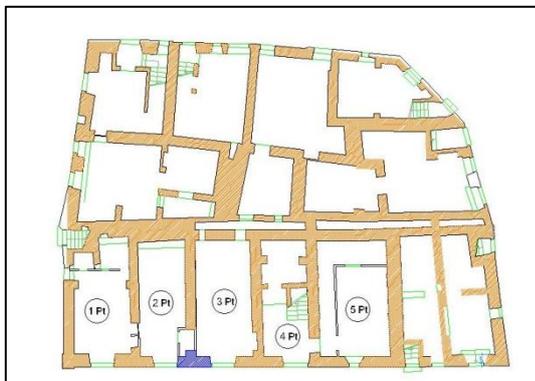


Figure 8.8



Figure 8.9

Il maschio murario singolo è stato rinforzato con 1 tirante con capochiave e in questa condizione, differente da quella di partenza è stato verificato.

MOLTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,258	1,20	42,218	0,760	2,773
	3 - 2	0,438		26,135	0,786	4,554
	3	0,958		13,777	1,000	7,835
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)	Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6
	3 - 2 - 1	<b>0,537</b>	2,4202866
	3 - 2	<b>0,882</b>	3,97446327
	3	<b>1,518</b>	6,83765399
	-	-	

### 8.2.5 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

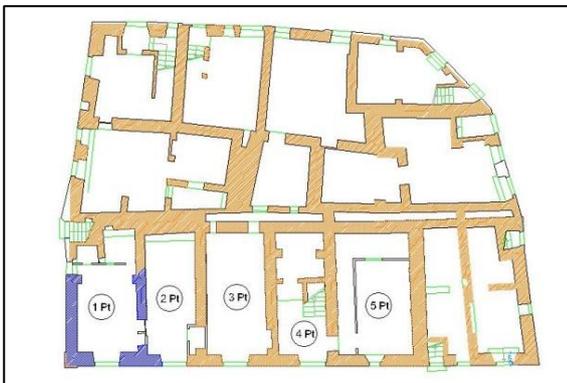


Figure 8.10



Figure 8.11

In questo caso abbiamo un rinforzo composto da 2 tiranti con capochiave.

MOLTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	<b>0,194</b>	1,20	<b>56,935</b>	<b>0,793</b>	<b>1,996</b>
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	<b>0,387</b>		<b>1,74229684</b>		

### 8.2.6 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano



Figure 8.12



Figure 8.13

In questo abitato non sono state inseriti interventi di ripristino in quanto l'abitato rispondeva già alle richieste normative. Si prevede lo stesso l'iniezione di Limepoor 100 come su tutti gli altri maschi murari.

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	<b>0,090</b>	1,20	<b>108,023</b>	<b>0,805</b>	<b>0,915</b>
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(\text{SLV})$ min(C8A.4.9 ; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	<b>0,177</b>		<b>0,79866188</b>		

### 8.3 Maschio murario Vicolo delle Sirene

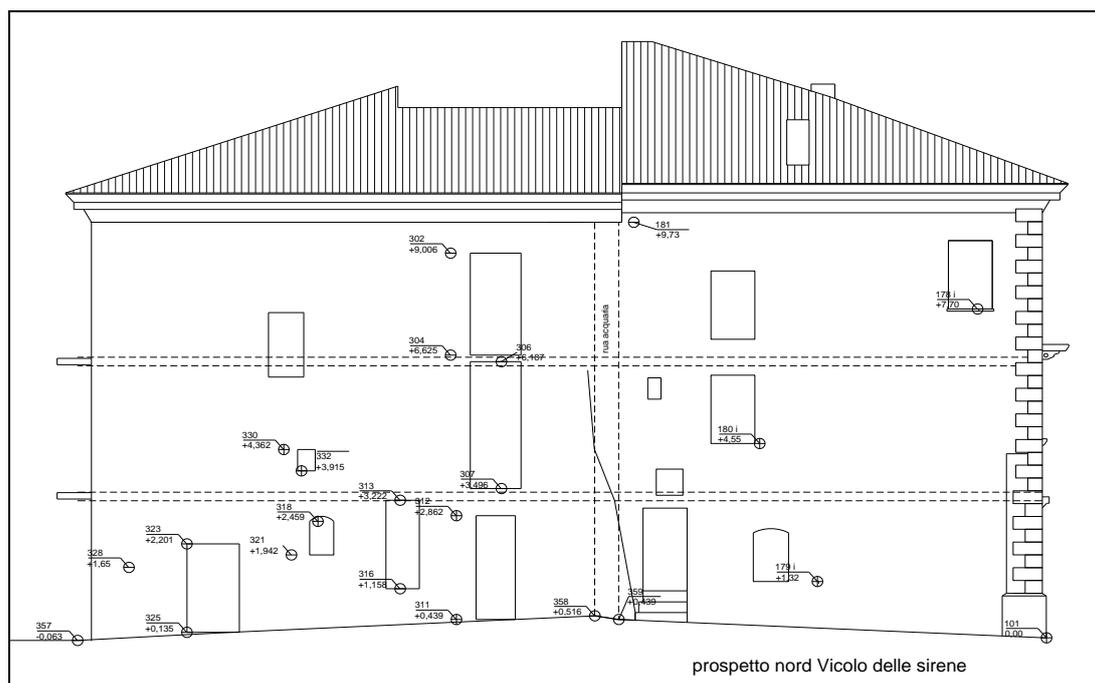


Figure8.14: prospetto vicolo delle Sirene

Sul maschio murario di Fig8.14 sono state condotte 6 verifiche al ribaltamento esse sono descritte successivamente. In pianta e in prospetto i maschi murari interessati dalla verifica sono stati colorati in blu Fig8.15 e Fig8.16.

Sotto le due figure sono riportati i dati più significativi di ogni analisi che si riferiscono al collasso delle relative elevazioni.

#### 8.3.1 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

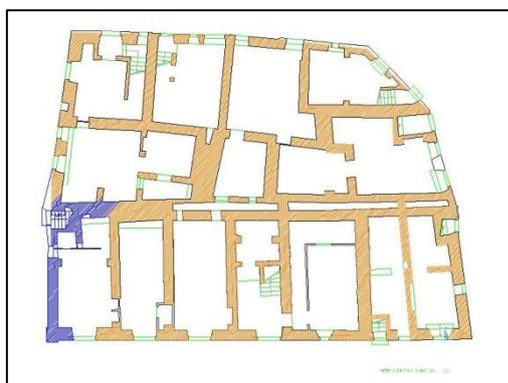


Figure 8.15

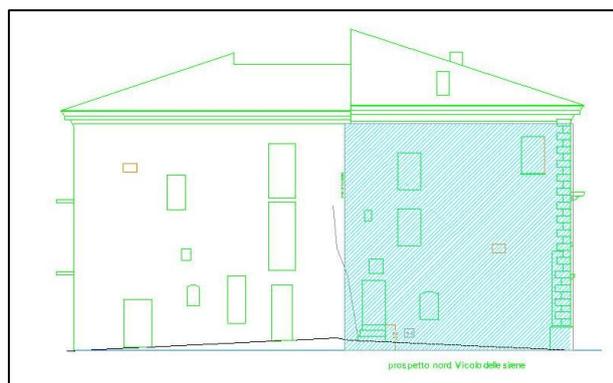


Figure 8.16

Nel maschio murario in esame non sono state inseriti interventi di ripristino in quanto esso rispondeva già alle richieste normative. Si prevede lo stesso l'iniezione di Limepoor 100 come su tutti gli altri maschi murari.

MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
		3 - 2 - 1	0,073	1,20	168,913	0,778
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9 ; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	0,149		0,67136107		

### 8.3.2 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

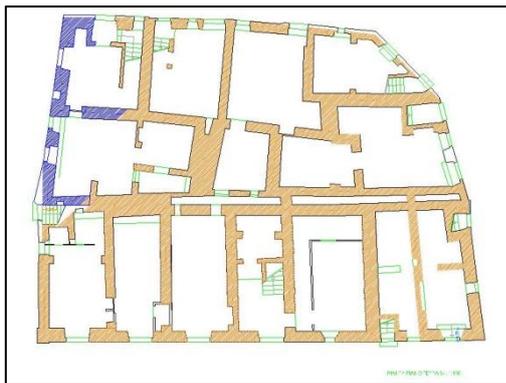


Figure 8.17

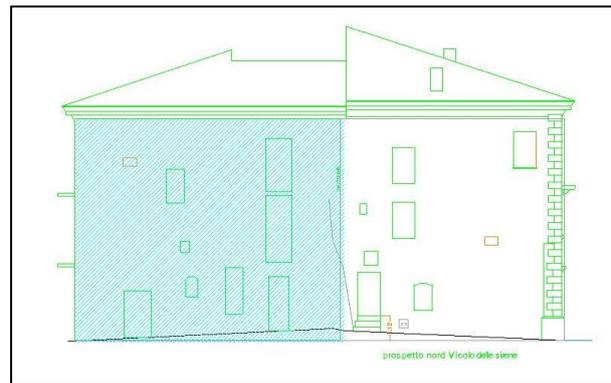


Figure 8.18

Nel maschio murario in esame è stata inserita una fibra di Kimisteel con la funzione di evitare il ribaltamento fuori dal proprio piano.

MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
		3 - 2 - 1	0,093	1,20	216,722	0,781
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9 ; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	0,188		0,84724037		

## 8.4 Maschio murario via Varani est

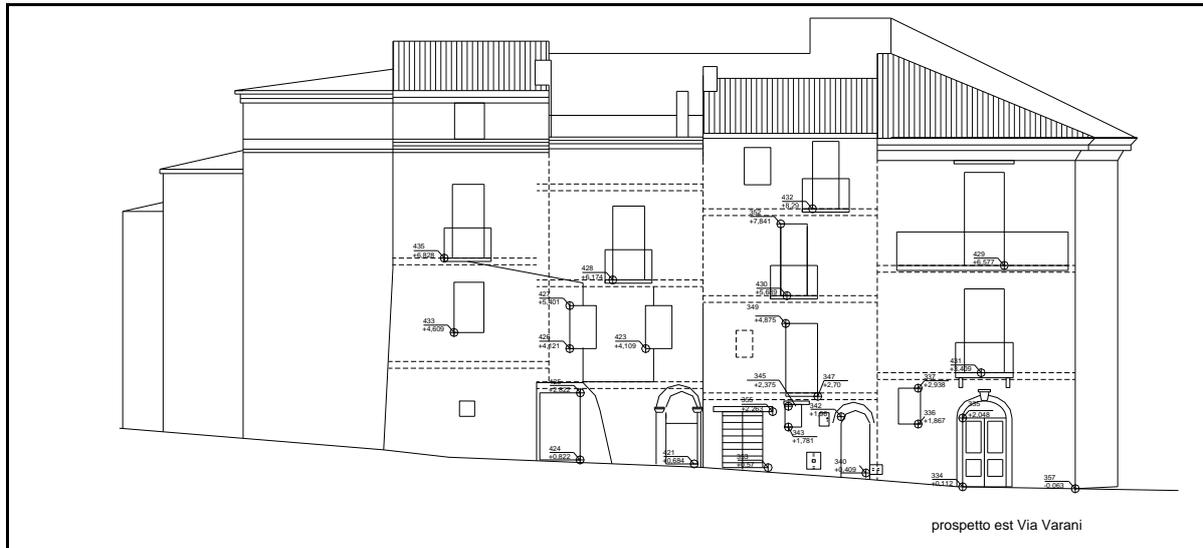


Figure8.19: prospetto via Varani EST

Sul maschio murario di Fig8.19 sono state condotte 2 verifiche al ribaltamento esse sono descritte successivamente. In pianta e in prospetto i maschi murari interessati dalla verifica sono stati colorati in blu Fig8.20 e Fig8.21. Sotto le due figure sono riportati i dati più significativi di ogni analisi che si riferiscono al collasso delle relative elevazioni.

### 8.4.1 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano



Figure 8.20



Figure 8.21

Nel maschio murario in esame sono stati inseriti i seguenti rinforzi: 3 tiranti con capochiave al primo piano e 2 tiranti al piano secondo.

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,255	1,20	219,797	0,818	2,546
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9 ; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	0,493		2,22215617		

8.4.2 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

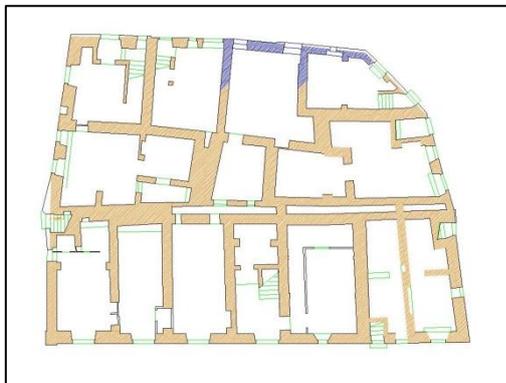


Figure 8.22



Figure 8.23

Nel maschio murario in esame è stato inserito 1 tirante al primo piano.

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,136	1,20	155,806	0,834	1,336
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9 ; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	0,259		1,16636562		

## 8.5 Maschio murario via Varani Sud

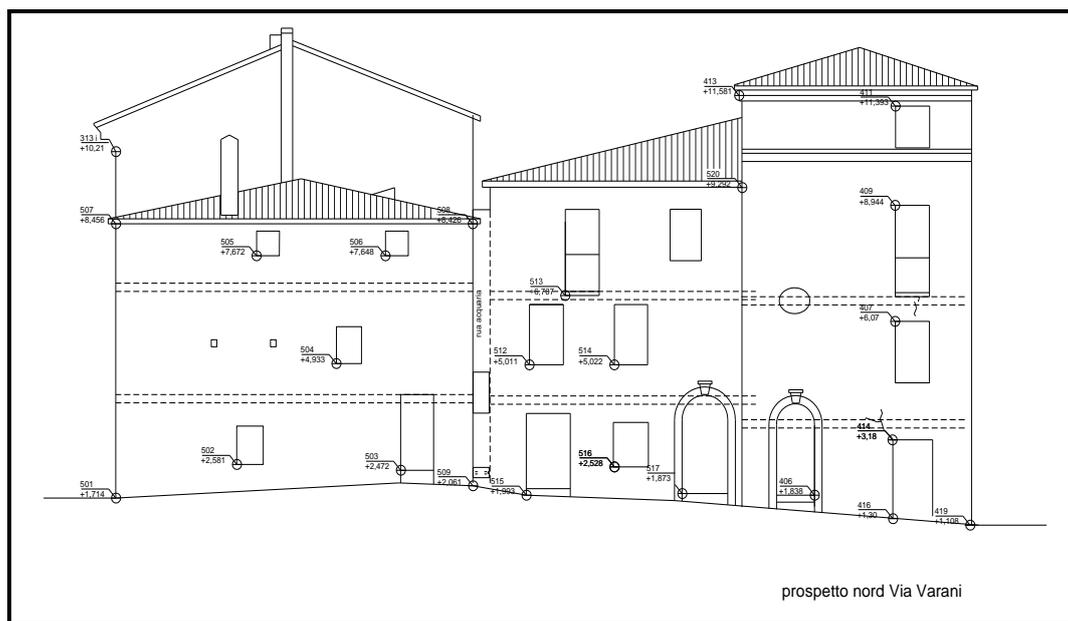


Figure 8.24: prospetto via Varani sud

Sul maschio murario di Fig.24 sono state condotte 3 verifiche al ribaltamento esse sono descritte successivamente. In pianta e in prospetto i maschi murari interessati dalla verifica sono stati colorati in blu Fig8.25 e Fig8.26.

Sotto le due figure sono riportati i dati più significativi di ogni analisi che si riferiscono al collasso delle relative elevazioni.

### 8.5.1 Ribaltamento maschio murario semplice via Varani Est angolo Sud

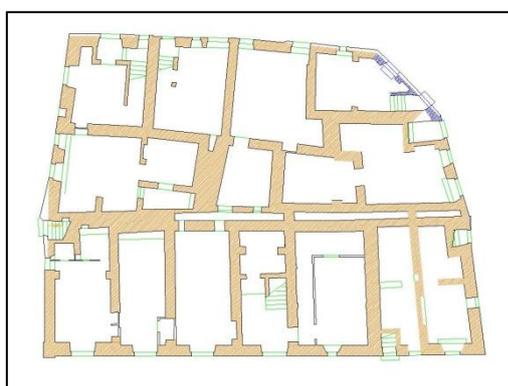


Figure 8.25



Figure 8.26

In questo caso sono stati inseriti tiranti infrasoalio trattenuti attraverso la resina epossidica. Essi sono stati disposti 3 all'interno del solaio al primo piano e 3 al secondo piano. La disposizione è stata descritta nel Cap.7.

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,106	1,20	68,622	0,761	1,139
	3 - 2	0,135		52,532	0,762	1,448
	3	0,141		34,764	0,832	1,390
	-	0,239		19,517	0,911	2,145
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	0,221		0,9942829		
	3 - 2	0,281		1,26409904		
	3	0,269		1,2129479		
	-	0,416		1,87186288		

### 8.5.2 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano

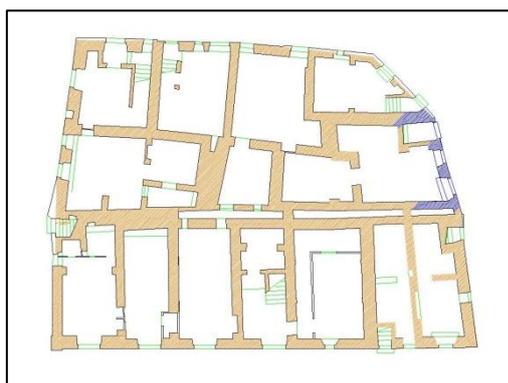


Figure8. 27

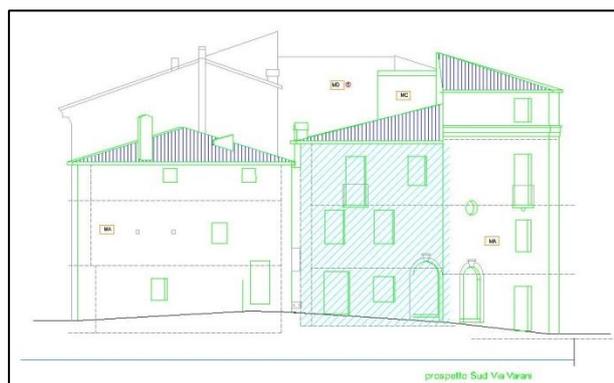


Figure 8.28

Nel maschio murario in esame non sono state inseriti interventi di ripristino in quanto esso rispondeva già alle richieste normative. Si prevede lo stesso l'iniezione di Limepoor 100 come su tutti gli altri maschi murario.

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,119	1,20	129,272	0,835	1,161
PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_g(SLV)$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	0,225		1,01315516		

### 8.5.3 Ribaltamento maschio murario con cuneo di ritenuta 1° e 2° piano



Figure 8.29

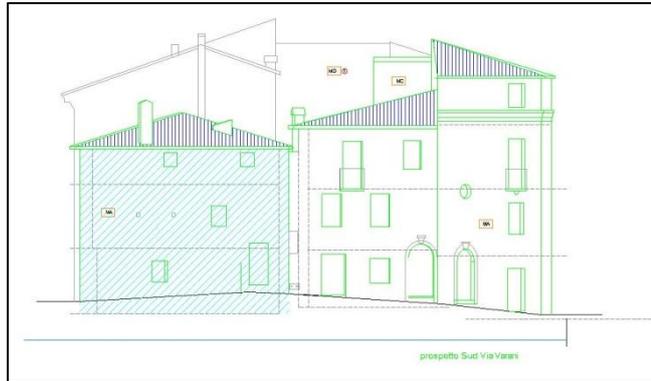


Figure 8.30

Nel maschio murario in esame non sono state inseriti interventi di ripristino in quanto esso rispondeva già alle richieste normative. Si prevede lo stesso l'iniezione di Limepoor 100 come su tutti gli altri maschi murario.

MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	<b>0,090</b>	1,20	<b>112,779</b>	<b>0,794</b>	<b>0,930</b>
<b>PGA-SLV</b>	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9 ; C8A.4.10)		Riferimento Normativo Rapporto Acc. <0,6		
	3 - 2 - 1	<b>0,180</b>		<b>0,81197356</b>		

## 8.6 Confronto risultati

In questo paragrafo sono messi a confronto i risultati ottenuti dall'analisi dei meccanismi di collasso, pre e post intervento di riabilitazione. Di seguito sono riportate delle tabelle esplicative del lavoro compiuto grazie alle quali si è cercato di interpretare i dati ottenuti durante tutto il lavoro della presente tesi.

		$a_g(SLV)$ Stato di fatto	Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6		$a_g(SLV)$ Intervento di Riabilitazione	Riferimento Normativo Rapporto Acc. < 0,6	Numero Titranti	Migliora mento percentu ale %					
1	3 - 2 - 1	0,129	0,580845778	Via Nicolò	0,273	1,228729715	4	112					
					0,259	1,164953935	4	152					
					0,475	2,139844444	1	259					
					0,770	3,466625533		284					
					1,303	5,87080212		366					
					-	-		-					
					0,537	2,4202866	1	312					
					0,882	3,974463269		333					
					1,518	6,837653988		443					
					-	-		-					
					0,387	1,742296838	2	211					
					6	3 - 2 - 1	0,149	0,671361065	Vicolo delle Sirene	0,149	0,671361065	0	0
										0,188	0,847240369	2 k	51
8	3 - 2 - 1	0,273	1,230309455	Via Varani Est	0,493	2,222156166	5	81					
					0,259	1,166365618	1	22					
					0,240	1,083116677	6 tir.	246					
					0,302	1,360585208		160					
0,285	1,281881505	87											
0,416	1,871862878	0											
11	3 - 2 - 1	0,225	1,013155163	Via Varani Sud	0,225	1,013155163	0	0					
					0,180	0,811973564	0	0					
13	3 - 2 - 1	0,177	0,798661881	Via Nicolò Abitazione D'angolo	0,177	0,798661881	0	0					

Figure 8.31: tabella di confronto

La Fig8.31 riporta il confronto dei dati, prima e dopo l'inserimento degli accorgimenti strutturali finalizzati alla riabilitazione strutturale dell'aggregato.

La prima colonna con numeri in rosso è relativa individua il maschio studiato mentre quella centrale, bianca, individua la via sulla quale il maschio murario si affaccia.

La colonna arancione di sinistra rappresenta il numero delle elevazioni soggette a ribaltamento di uno stesso maschio murario.

La terza colonna da sinistra rappresenta l'accelerazione che porta al ribaltamento le tre elevazioni per una data tipologia di meccanismo di collasso, sulla muratura allo stato di fatto.

Nella quarta colonna è stato calcolato il rapporto tra l'accelerazione che porta a collasso la struttura e l'accelerazione di sito, del valore di 0.222 g. Il valore ottenuto è stato confrontato con un parametro adimensionale normato, del valore di 0.6 cioè il 60%.

La sesta colonna, appartiene al blocco dei maschi murari verificati con l'introduzione dei sistemi di riabilitazione strutturale illustrati e descritti al Cap.7, in essa sono riportate le l'accelerazione che porta al ribaltamento le tre elevazioni per una data tipologia di meccanismo di collasso, sulla muratura in conseguenza al lavoro svolto.

La settima colonna è l'equivalente della terza, ma in questo caso il rapporto è stato effettuato sulle accelerazione ottenuto con l'introduzione degli interventi. Questa colonna a differenza della terza deve avere valori superiori allo 0,6 specificato in normativa. Infatti quando i valori ottenuti superano tale valore, la casellina si colora di verde, altrimenti rimane rossa.

La colonna numero otto, si riferisce sinteticamente agli interventi che sono stati effettuati sulla muratura. Il semplice numero si riferisce all'introduzione tiranti con capochiave, l'aggiunta del "K" a fianco del numero indica che il tirante è stato fatto in Kimisteel mentre l'aggiunta di "tirr." a fianco al numero è relativo ai tiranti infrasolaio. L'ottava colonna è relativa alla percentuale di miglioramento strutturale, conseguente alla riabilitazione effettuata sull'aggregato ovvero il miglioramento in termini numerici calcolato confrontando le accelerazione che portano al ribaltamento le tre elevazioni. Su questa analisi di tipo numerico sono stati prodotti anche dei grafici Fig8.32 qui di seguito riportati:

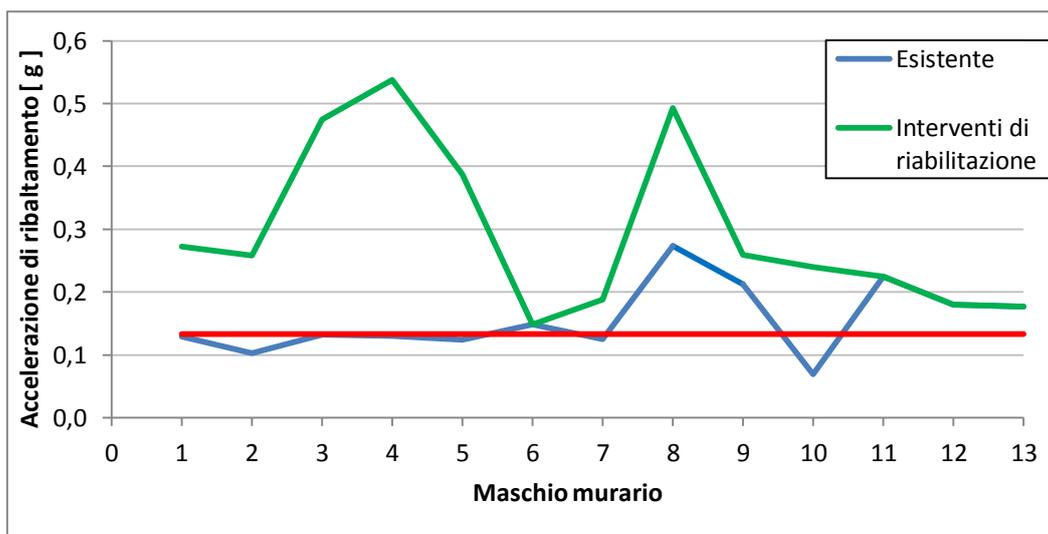


Figure 8.32 : Ribaltamento elevazioni

Con gli stessi dati viene proposto in Fig8.33 un grafico fatto ad istogrammi.

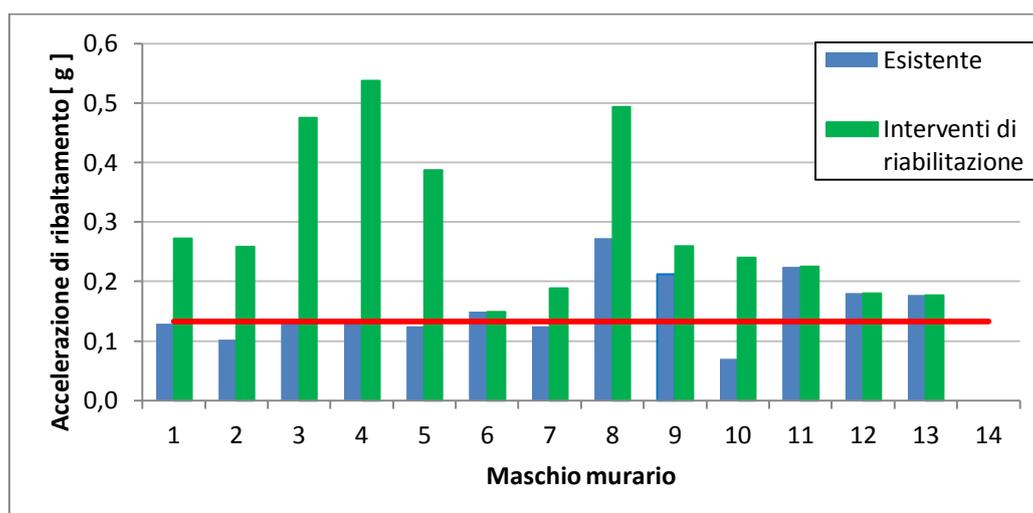


Figure 8.33 : Ribaltamento elevazioni

I grafici di Fig8.32 –8. 33, rappresentano entrambi la stessa cosa, sono stati proposti nella diversa configurazione per avere una migliore lettura dei dati ottenuti.

Entrambi riportano i dati relativi alle accelerazioni che causano il ribaltamento delle elevazioni.

In verde sono riportate le accelerazioni che causano il ribaltamento delle elevazioni nello stato di fatto dell'aggregato, mentre in verde sono riportate le accelerazioni che causano il ribaltamento delle elevazioni successivamente alla riabilitazione.

La linea rossa rappresentata in entrambi i grafici il limite normativo del 60%, valore sotto il quale la struttura non è verificata. In tal caso si è dovuto intervenire per riportarla ad un giusto livello di sicurezza.

I punti nei quali i tratti verdi e blu coincidono significa che in tali maschi murari non si è proceduto ad alcun tipo intervento e si è deciso di lasciare il maschio murario allo stato di fatto.

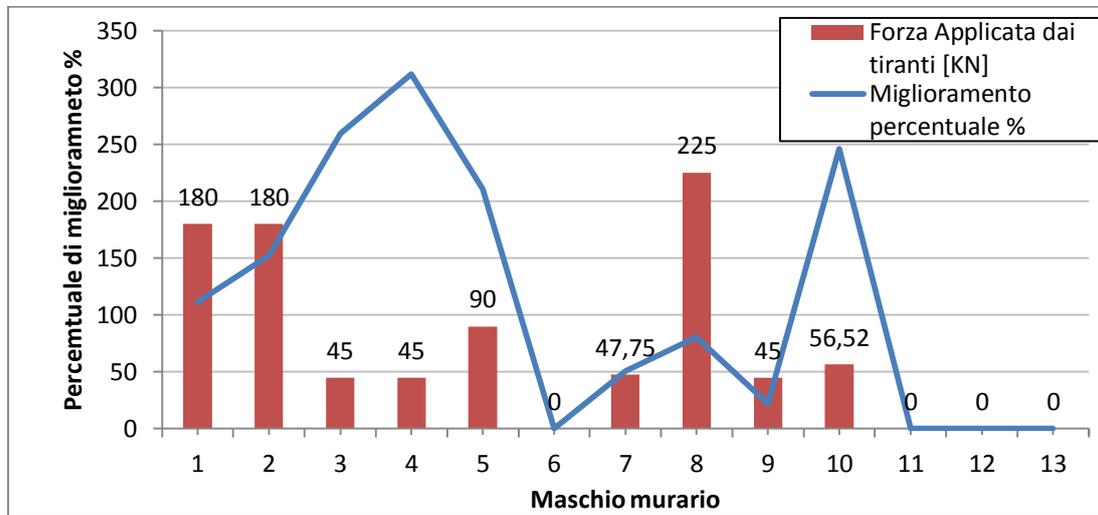


Figure 8.34 : Percentuale miglioramento - Forza applicata

Il grafico in Fig 8.34 vuole mettere a confronto il miglioramento in termini percentuali dei vari maschi murari con l'applicazione di interventi strutturali.

Gli interventi di miglioramento strutturale, sono traducibili con delle forze applicate, nel grafico esse sono riportate in rosso col relativo valore sopra scritto.

In Fig.34 si nota che dove sono stati previsti gli interventi ho un miglioramento sostanziale della risposta strutturale e dove invece non ne ho inseriti il miglioramento rimane, giustamente, pari a zero.

Il miglioramento strutturale ottenuto non è però proporzionale alla forza applicata e non è possibile tracciare una legge diretta che possa associare i due valori, in quanto esistono numerosi altre variabili che vanno ad influenzare il comportamento della nostra struttura. Per esempio, essi possono dipendere dalla tipologia di maschio murario studiato, dal grado di ammorsamento con le pareti ortogonali, dalla presenza o meno di strutture spingenti, come volte a botte, dal tipo di orditura del solaio e dallo spessore dei muri.

La diversità dunque tra un maschio murario e l'altro è elevata, per questo motivo non è facile individuare relazioni più concrete e dirette da essere graficate.

## 9 Conclusioni

Nel presente lavoro è stato affrontato il tema dell'analisi e verifica sismica di un aggregato in pietra portante, sito nel comune di Isola del Gran Sasso.

Con la collaborazione dell'Architetto Ricci si è sottoposto l'edificio ad un'impegnativa campagna di rilievo geometrico-strutturale. Ciò ha consentito di comprendere il funzionamento generale della costruzione con una ragionevole approssimazione, concludendo che si tratta di un aggregato, ossia un insieme non omogeneo di edifici interconnessi tra loro con un collegamento più o meno strutturalmente efficace determinato dalla loro storia evolutiva, che possono interagire sotto un'azione sismica o dinamica in genere.

Si è proceduto ad analizzare tutto l'aggregato sulla base dei rilievi in nostro possesso. Questo tipo di analisi ci ha portato a determinare tutte le componenti strutturali interne : volte, solai, muri portanti, muri divisorii, coperture, controsoffitti, ecc.. Esse sono state studiate in dettaglio per ricavando così i dati necessari per lo studio strutturale.

In questo studio si è proceduto con una analisi e verifica sismica locale dei meccanismi di collasso dei maschi murari. I risultati dunque ottenuti danno indicazioni importanti sul grado di sicurezza al ribaltamento della parete fuori dal piano.

Per lo studio della sicurezza sismica di un edificio di questa tipologia, è possibile utilizzare anche altri metodi, come ad esempio l'analisi modale con cui, si va a studiare la struttura nel suo comportamento globale attraverso la valutazione di frequenze naturali e modi propri associati, oppure con il metodo pushover che mi quantifica la resistenza ultima di un maschio murario nel suo piano.

Si può dire in definitiva che l'analisi utilizzata in questo lavoro, ha dato importanti informazioni sul comportamento locale degli elementi ed è un ottimo tipo di analisi per la valutazione del rischio sismico, ma sarebbe ancora più accurata se affiancata ad altri metodi complementari sopra illustrati.

Grazie a tale studio sono stati individuati i punti nevralgici della struttura ed in conseguenza a ciò sono stati studiati rimedi strutturali per prevenire la crisi. Sono state adottate due tipologie di rinforzo, la prima è stata l'iniezione di materiale legante all'interno della muratura per consolidarla, la seconda tipologia è stata l'introduzione di tiranti di diversa specie.

In fine sono stati confrontati i dati raccolti dall'analisi dello stato di fatto con quelli dell'analisi dell'aggregato con l'introduzione dei sistemi strutturali riabilitativi.

Tale confronto ci ha permesso di concludere che lo studio della struttura, anche attraverso l'utilizzo dei meccanismi di collasso locale, ci da informazioni interessanti al fine di messa in sicurezza della stessa, ma certamente non esaustivi.

Il limite di questo tipo di trattazione è che il progettista si trova troppo spesso a dover fare delle ipotesi a priori sul comportamento della muratura: egli deve scegliere a priori la divisione dei maschi murari, deve scegliere se poter considerare o meno un cuneo di ritenuta tra muri ortogonali infine deve stimare l'ammorsamento delle pareti tra di loro. Questa trattazione, in sostanza, per certi aspetti è priva di oggettività, lasciando troppo spazio alle interpretazioni da parte del progettista. Altro punto fondamentale di questa trattazione è l'impossibilità di poter considerare la struttura nel suo insieme, come avviene ad esempio in un'analisi modale.

Per uno studio completo dell'aggregato, si evince dunque, che l'analisi e verifica sismica locale dei meccanismi di collasso dei maschi murari deve essere associata ad altri metodi di analisi come quella modale e pushover; in questo modo è possibile ottenere risultati il più fedeli possibile alla realtà, capaci di valutare sia il comportamento globale, sia il comportamento locale dell'edificio.

## Bibliografia

- CNR-DT 200/2004 “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l’utilizzo di Compositi Fibrorinforzati”
- ReLUIS “*LINEE GUIDA PER IL RILIEVO, L’ANALISI ED IL PROGETTO DI INTERVENTI DI RIPARAZIONE E CONSOLIDAMENTO SISMICO DI EDIFICI IN MURATURA IN AGGREGATO*” – Dipartimento Protezione Civile, Bozza Ottobre 2010
- Decreto Ministeriale 14 Gennaio 2008 – *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*
- Circolare 11 Dicembre 2009 – *Entrata in vigore delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008*
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – *Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14 Gennaio 2008* Direttiva PCM 12 Ottobre 2007 – *Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni*
- Lovisetto Roberto “*Valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio monumentale in muratura. Il caso del Palazzo Comunale di Forlì*”
- *Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali Tamponature e Partizioni* “*Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi*”



# Pianta 1

Scala 1:200

## CARATTERISTICHE E MATERIALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

### STRUTTURE VERTICALI (muraure)

- MA** Muraure in pietrame arrotondato; filari irregolari e paramenti non ingranati
- MB** Muraure in conci pietra tenera (calcarente)
- MC** Muraure in mattoni semipieni (doppio-uni)
- MD** Muraure in mattoni pieni **1** ad una testa **2** a due teste
- MD** Divisori in laterizio forato o mattoni in foglio
- MT** Muraure in falso
- S** Canne fumarie

### STRUTTURE ORIZZONTALI

(le informazioni si riferiscono alle strutture all'interno del vano)

- SA** Solcio con travi in legno e tavolato
- SB** Solcio con travicelli in legno e volte in laterizio
- SC** Solcio con putrelle e volte in laterizio
- SD** Solcio con putrelle e tavelloni
- Volto a vela
- Volto a padiglione (le volte al piano terzo sono tutte false volte)
- Volto a botte
- Volto a botte con lunette (fusi)
- Volto a crociera

simbolo in arancio strutture incognite

### ASPETTI STRUTTURALI

- V1** Volta in laterizio **F** in foglio / **1** ad una testa / **2** a due teste
  - V2** Volta in pietra
  - V3** Volta in pietra tenera (calcarente)
  - C** Controsoffitto
  - Ca** camorcoma
  - Co** cortongesso
  - Q** Quotature intradosso volte/solai
  - S** spessore in chiave di volta **S51**
- ELEMENTI STRUTTURALI EVIDENZIATI CON L'ANALISI STORICO CRITICA**
- SP** Spere di rinforzo in mattoni pieni e pietra
  - T** Tirante
  - Ch** Chiavarda



PIANTA PIANO TERRA Sc. 1:100



PIANTA PIANO PRIMO Sc. 1:100

# Pianta 2

scala 1:200

CARATTERISTICHE E MATERIALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

**STRUTTURE VERTICALI (murature)**

in prospetto  
in pianta

- MA** Murature in pietra/rame arrotondato; filari irregolari e paramenti non ingranati
- MB** Murature in conci pietra tenera (calcarenite)
- MC** Murature in mattoni semipieni (doppio-un)
- MD** Muratura in mattoni pieni (1) ad una testa (2) a due teste
- MD** Divisori in laterizio forato o mattoni in foglio
- MM1** Murature in falso
- MS** Canne fumarie

**STRUTTURE ORIZZONTALI**  
(le informazioni si riferiscono alle strutture all'interno del vano)

**ASPETTI GEOMETRICI**

- SA** Solaio con travi in legno e tavolato
- SB** Solaio con travicelli in legno e volte in laterizio
- SC** Solaio con putrelle e volte in laterizio
- SD** Solaio con putrelle e tavelloni
- SE** Volta a vela
- SF** Volta a padiglione (le volte al piano terzo sono tutte false volte)
- SG** Volta a botte
- SH** Volta a botte con lunette (fusi)
- SI** Volta a crociera

simbolo in arancio strutture incognite

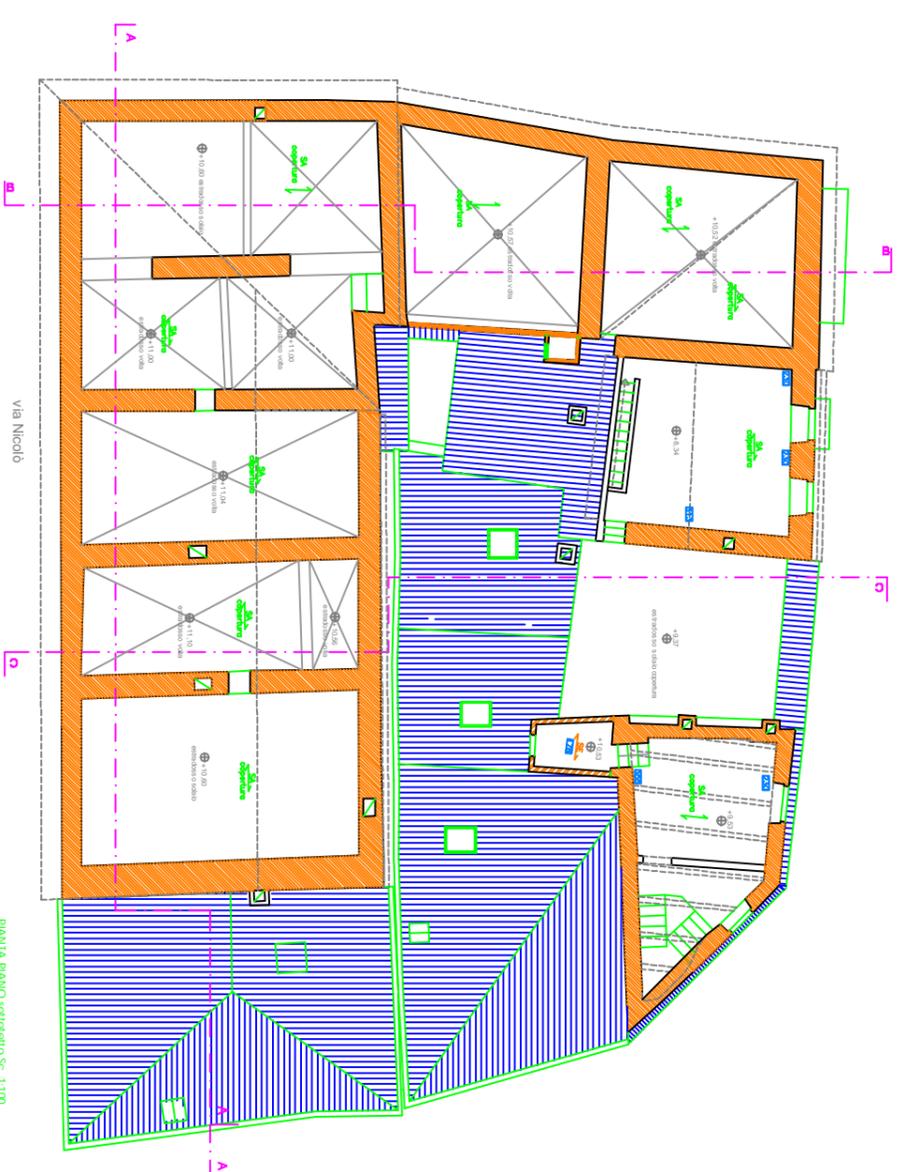
**ASPETTI STRUTTURALI**

- VI** Volta in laterizio (F) in foglio / (1) ad una testa / (2) a due teste
- VP** Volta in pietra
- VT** Volta in pietra tenera (calcarenite)
- VS** Controsoffitto
- VC** camoracanna
- VG** cartongesso
- VM** altro
- VA** Quotature intradossate volte/solai
- VB** spessore in chiave di volta
- VS1** S51

**ELEMENTI STRUTTURALI EVIDENZIATI CON L'ANALISI STORICO CRITICA**

in prospetto  
in pianta

- SP** Sperrone di rinforzo in mattoni
- TR** Tirante
- CH** Chiavarda



# Pianta 3

## Scala 1:200

### CARATTERISTICHE E MATERIALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

- STRUTTURE VERTICALI (murature)**
- MA** Murature in pietrame arrotondato, filari irregolari e paramenti non ingranditi
  - MB** Murature in conci pietra tenera (calcareite)
  - MC** Murature in mattoni semipieni (doppio-uni)
  - MD** Muratura in mattoni pieni ① ad una testa ② o due teste
  - ME** Divisori in laterizio forato o mattoni in foglio
  - MF** Murature in falso
  - MG** Conne fumarie

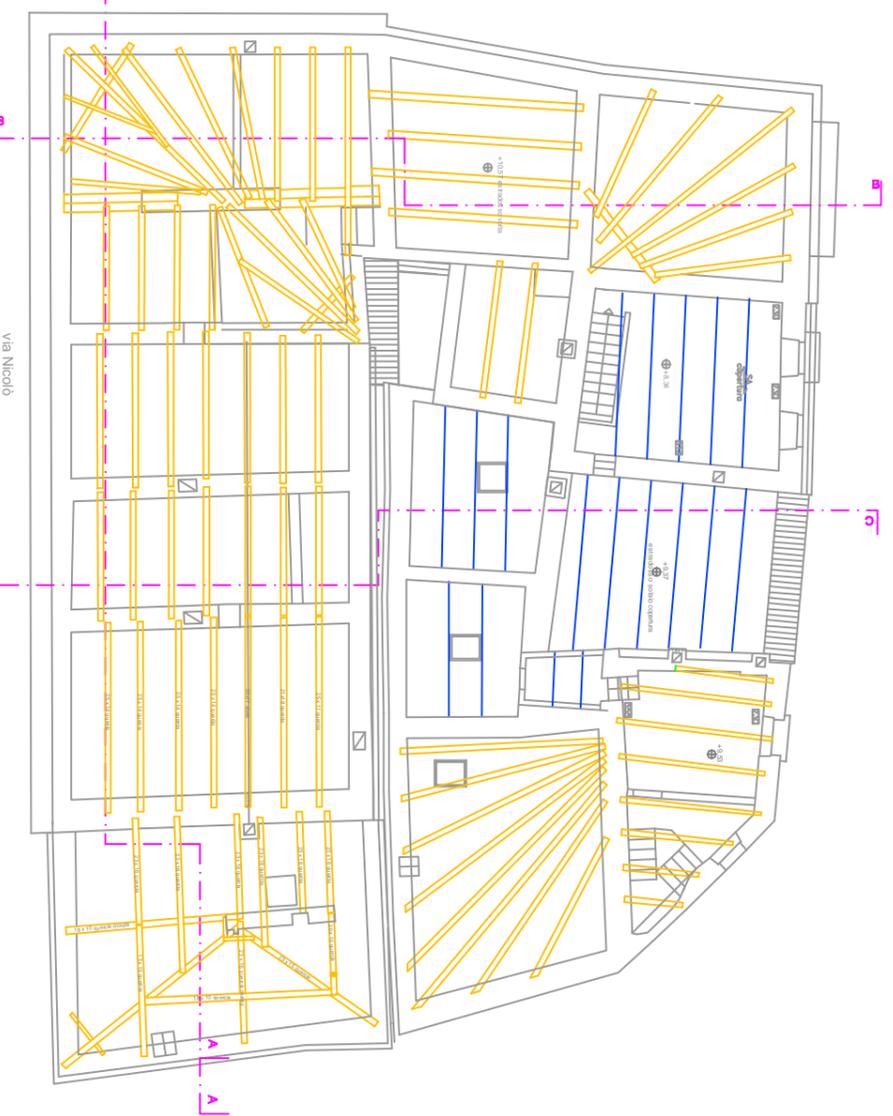
### STRUTTURE ORIZZONTALI

(le informazioni si riferiscono alle strutture all'interno del vano)

- ASPETTI GEOMETRICI**
- SA** Solido con travi in legno e tavolato
  - SB** Solido con travicelli in legno e volte in laterizio
  - SC** Solido con putrelle e volte in laterizio
  - SD** Solido con putrelle e tavelloni
  - SE** Volta a vela
  - SF** Volta a padiglione (le volte di piano terzo sono tutte false volte)
  - SG** Volta a botte
  - SH** Volta a botte con lunette (fusi)
  - SI** Volta a crociera
- simbolo in arancio strutture incognite

### ASPETTI STRUTTURALI

- ASPETTI STRUTTURALI**
- VA** Volta in laterizio (F) in foglio / ① ad una testa / ② a due teste
  - VB** Volta in pietra
  - VC** Volta in pietra tenera (calcareite)
  - VD** Controsoffitto
  - VE** Quotature introdosso volte/solai
  - VF** Spessore in chiave di volta s51
- ELEMENTI STRUTTURALI EVIDENZIATI CON L'ANALISI STORICO CRITICA**
- SP** Spessore di rinforzo in mattoni
  - TR** Tirante
  - CH** Chiavarda



- Travi in legno
- Archi in laterizio

CARATTERISTICHE E MATERIALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

prospetto  
pianta

STRUTTURE VERTICALI (murature)

- MA** Murature in pietrame arrotondato, filari irregolari e paramenti non ingranati
- MB** Murature in conci pietra tenera (calcarentie)
- MC** Murature in mattoni semipieni (doppio-un)
- MD** Muratura in mattoni pieni ① ad una testa ② a due teste
- MD1** Divisori in laterizio forato o mattoni in foglio
- MP1** Murature in falso
- MP2** Canne fumarie

STRUTTURE ORIZZONTALI  
(le informazioni si riferiscono alle strutture all'interno del vano)

- SA** Solcio con travi in legno e tavolato
- SB** Solcio con travicelli in legno e volte in laterizio
- SC** Solcio con putrelle e volte in laterizio
- SD** Solcio con putrelle e tavelloni
- SE** Volta a vado
- SE1** Volta a podgione (le volte al piano terzo sono tutte false volte)
- SE2** Volta a botte
- SE3** Volta a botte con lunette (fusi)
- SE4** Volta a crociera

simbolo in arancio strutture ignote

ASPETTI STRUTTURALI

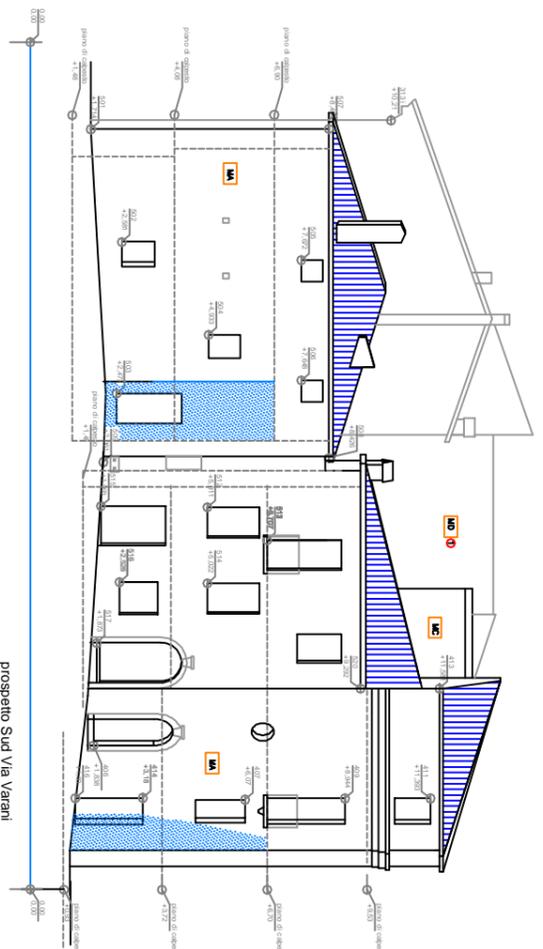
- VA** Volta in laterizio (F) in foglio / (1) ad una testa / (2) a due teste
- VP** Volta in pietra
- VT** Volta in pietra tenera (calcarentie)
- VC** Controsoffitto
- VS** Camorcamma
- VS1** cartongesso
- VS2** altro
- VS3** Quotature intradossate volte/solai
- VS4** spessore in chiave di volta
- VS5** spessore in chiave di volta

ELEMENTI STRUTTURALI ENERGIATI CON LAMMILI STORICO CRITICA

- SP** Sperone di rinforzo in mattoni
- T** Tirante
- Ch** Chiavarda

# Prospetto 1

scala 1:200



CARATTERISTICHE E MATERIALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

in prospetto  
piano

STRUTTURE VERTICALI (murature)

- MA** Murature in pietrame arrotondato, filari irregolari e paramenti non ingranditi
- MB** Murature in conci pietra tenera (calcarenie)
- MC** Murature in mattoni semipieni (doppio-uni)
- MD** Muratura in mattoni pieni ① ad una testa ② o due teste
- MO** Divisori in laterizio forato o mattoni in foglio
- MT** Murature in falso
- MF** Canne fumarie

STRUTTURE ORIZZONTALI  
(le informazioni si riferiscono alle strutture all'interno del vano)

- SA** Solaio con travi in legno e tavolato
- SB** Solaio con tralicelli in legno e volte in laterizio
- SC** Solaio con putrelle e volte in laterizio
- SD** Solaio con putrelle e tavelloni
- Volta a vela
- Volta a podriglione (le volte al piano terzo sono tutte false volte)
- Volta a botte
- Volta a botte con lunette (fusi)
- Volta a crociera

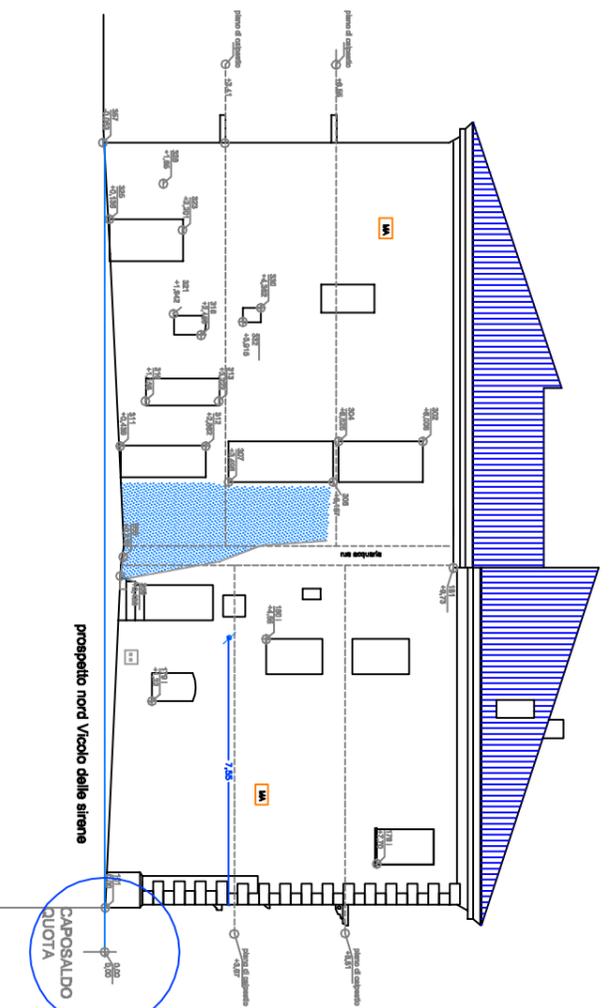
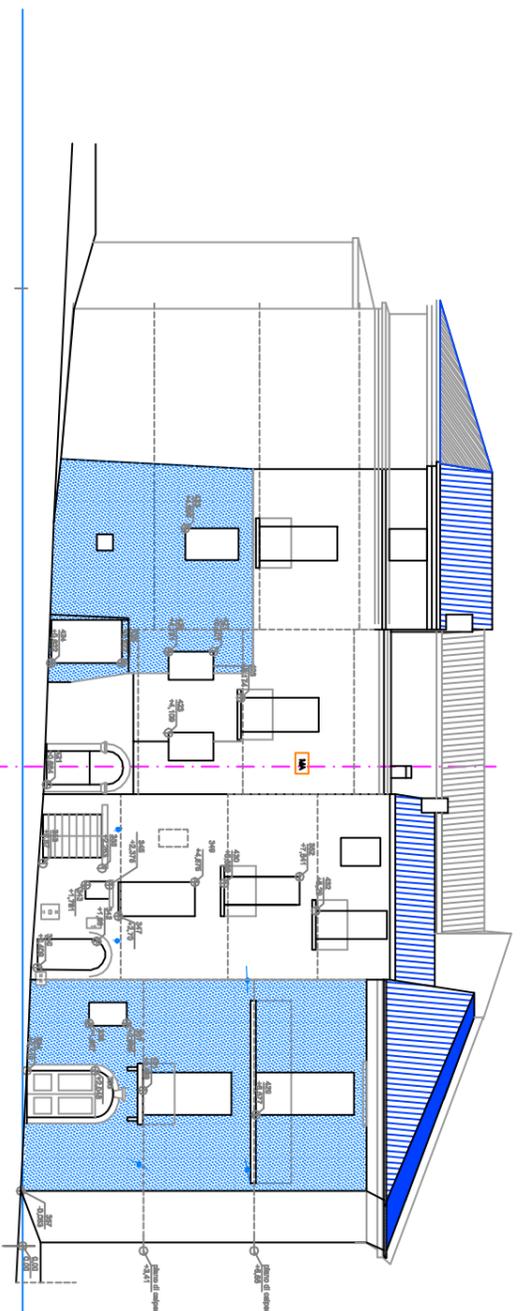
simbolo in arancio strutture incognite

ASPETTI STRUTTURALI

- Volta in laterizio ② in foglio / ① ad una testa / ② o due teste )
  - Volta in pietra
  - Volta in pietra tenera (calcarenie)
  - Controsoffitto **C** cernocorno **G** cartongesso **M** altro
  - Quotature intradosso volte/solai **Z20** spessore in chiave di volta **S31**
- ELEMENTI STRUTTURALI EVIDENZIATI CON L'ANALISI STORICO CRITICA
- prospetto pianta
  - Sperrone di rinforzo in mattoni
  - Trante
  - Chiodarda

# Prospetto 2

scala 1:200



CARATTERISTICHE E MATERIALI DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

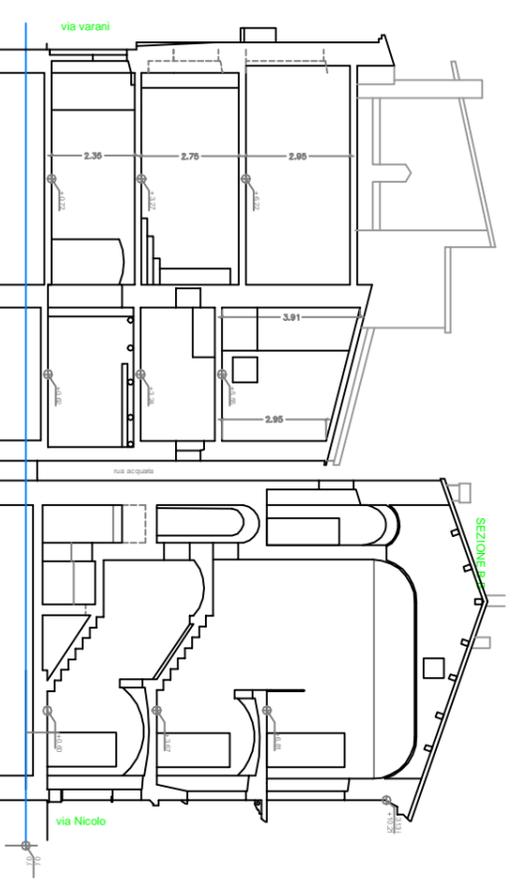
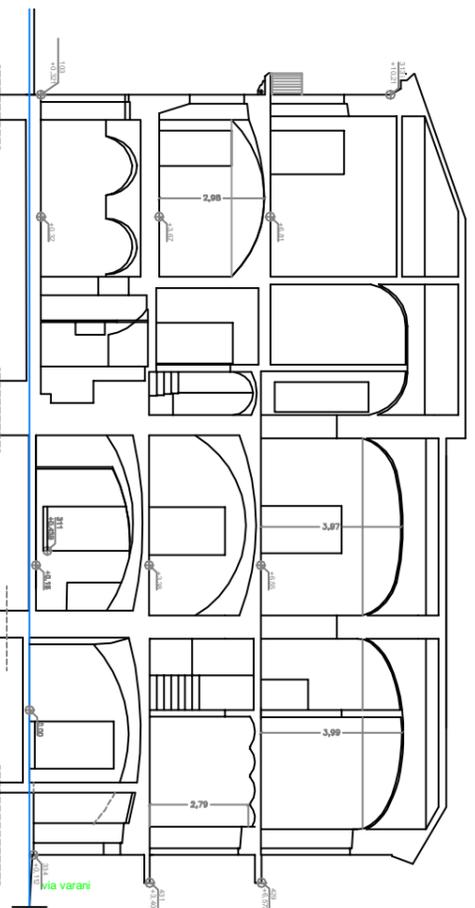
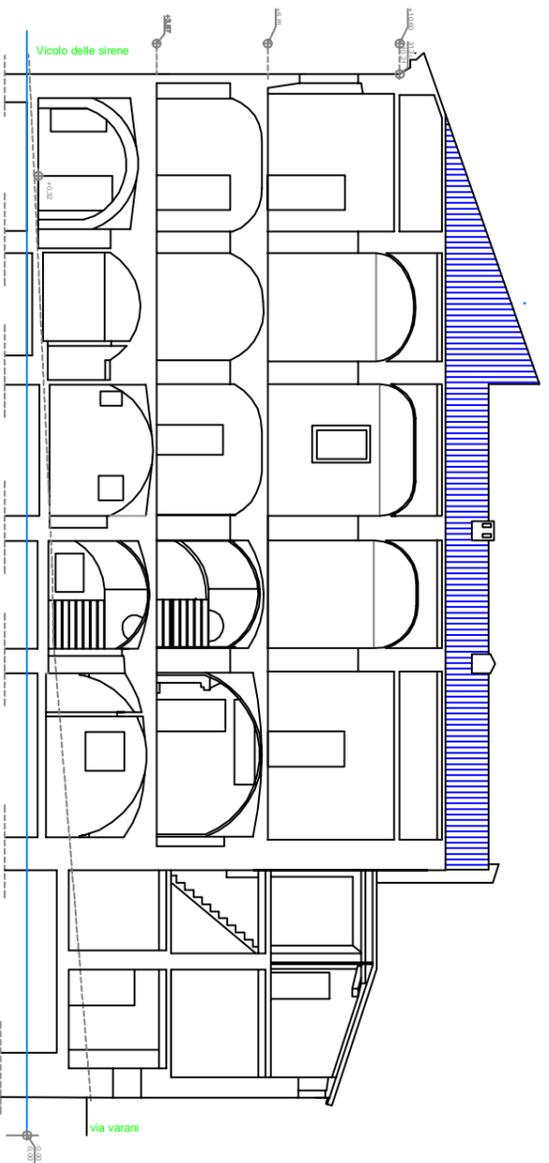
- STRUTTURE VERTICALI (murature)**
- MA** Murature in pietrame arrotondato, filari irregolari e paramenti non ingranditi
  - MB** Murature in conci pietra tenera (calcarentie)
  - MC** Murature in mattoni semipieni (doppio-uni)
  - MD** Muratura in mattoni pieni ① ad una testa ② o due teste
  - MD** Divisori in laterizio forato o mattoni in foglio
  - M+I** Murature in falso
  - MI** Carne fumarie

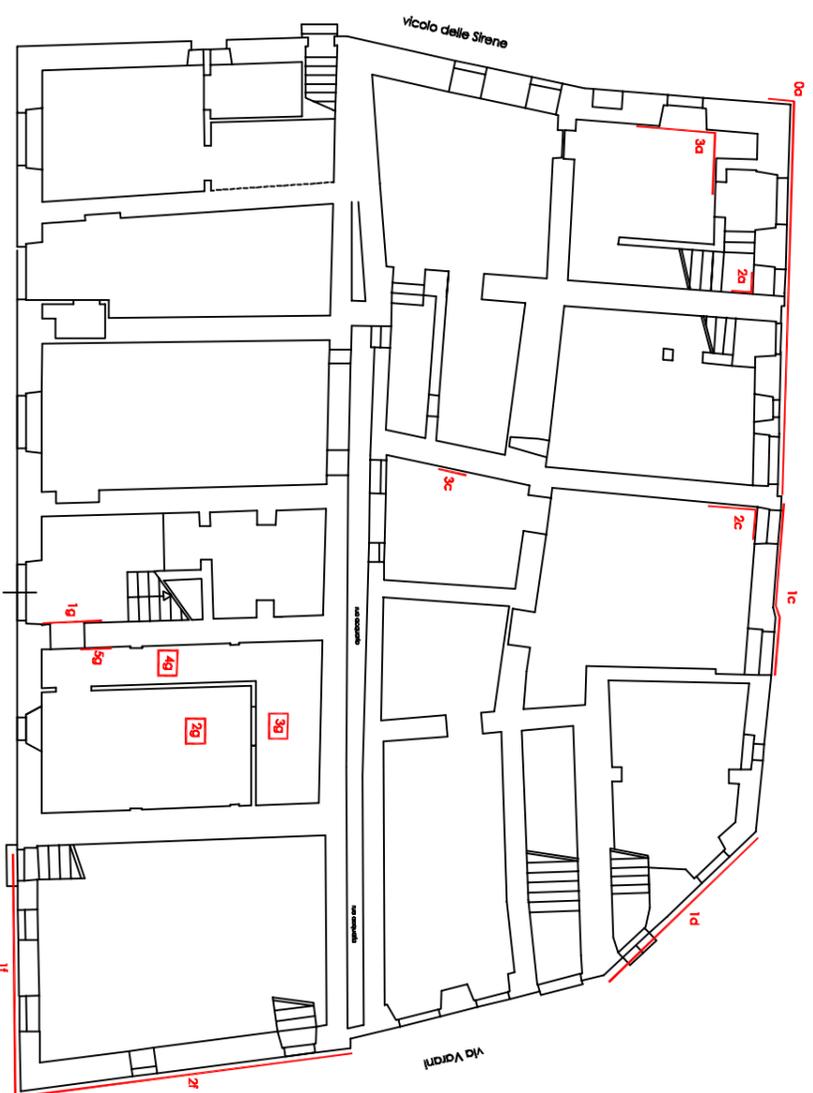
- STRUTTURE ORIZZONTALI**  
(le informazioni si riferiscono alle strutture all'interno del vano)
- SA** Solaio con travi in legno e tavolato
  - SB** Solaio con travicelli in legno e volte in laterizio
  - SC** Solaio con putrelle e volte in laterizio
  - SD** Solaio con putrelle e tavelloni
  - SE** Volta a vela
  - SE** Volta a podgione (le volte al piano terzo sono tutte false volte)
  - SE** Volta a botte
  - SE** Volta a botte con lunette (fusi)
  - SE** Volta a crociera
- simbolo in arancio strutture incognite

- ASPETTI STRUTTURALI**
- VR** Volta in laterizio (E) in foglio / ① ad una testa / ② o due teste )
  - VP** Volta in pietra
  - VT** Volta in pietra tenera (calcarentie)
  - CV** Controsoffitto
  - CM** Quotature introdosso volte/solai
  - Z51** Chivverda di volta
  - Z51** spessore in chivverda
- ELEMENTI STRUTTURALI EVIDENZIATI CON L'ANALISI STORICO CRITICA**
- SP** Spessore di rinforzo in mattoni pieni e pietra
  - T** Tirante
  - Ch** Chivverda

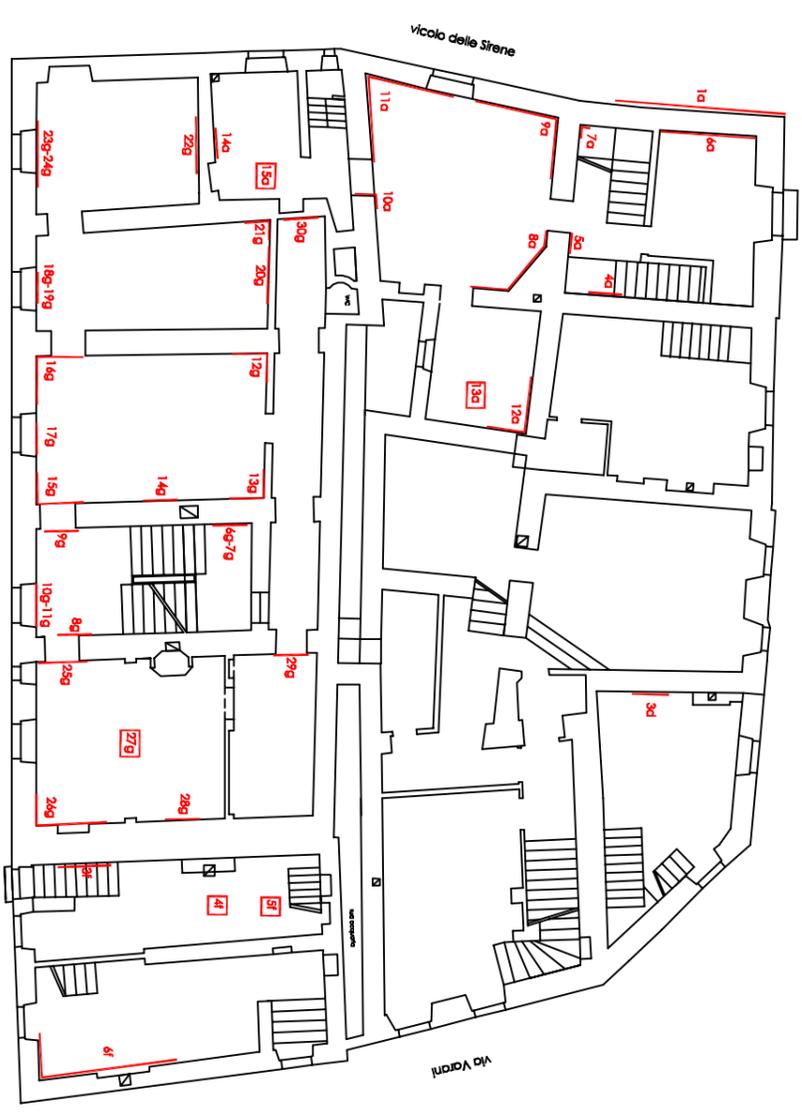
# Sezioni

scala 1:200





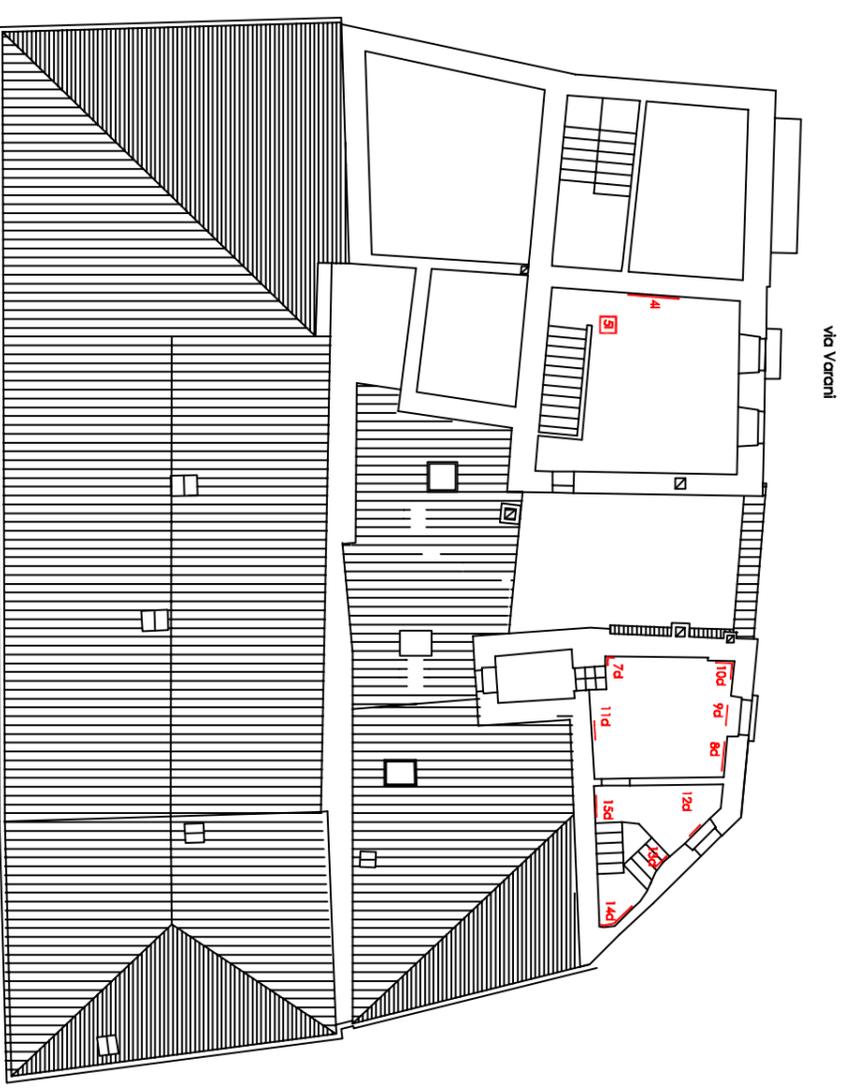
PIANTA PIANO TERRA - scala 1:100



PIANTA PIANO PRIMO - Scala 1:100



PIANTA PIANO SECONDO Sc. 1:100



VIA NICOLÒ