

**ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA**

---

**SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA**

**DIPARTIMENTO DI ARCHITETTURA**

**CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA EDILE/ARCHITETTURA**

**TESI DI LAUREA**

in

**ARCHITETTURA TECNICA II**

**IL COMPLESSO DI SAN GIOVANNI IN MONTE:  
IL RAPPORTO FRA STORIA DELLA COSTRUZIONE  
ED INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO  
DELLE PRESTAZIONI**

**CANDIDATO:**  
Erica Sola

**RELATORE:**  
Chiar.mo Prof. Ing. Giovanni Mochi  
**CORRELATORE:**  
Ing. Giovanni Castellazzi

Anno Accademico 2012/13

Sessione III



---

# Indice

<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>1</b>
<b>CAP. 1- SAN GIOVANNI IN MONTE: STORIA E TRASFORMAZIONI...5</b>	
1.1 INQUADRAMENTO NELLA CITTÀ DI BOLOGNA.....	6
1.2 CRONOLOGIA, FONTI STORICHE E FASI COSTRUTTIVE..	12
1.3 RECUPERO MONUMENTALE E FUNZIONALE.....	25
1.3.1: 1°LOTTO: PROGETTO GENERALE EX NOVIZIATO DEL MONASTERO.....	28
1.3.2: 2°LOTTO: SISTEMA SPAZIALE DISTRIBUTIVO....	31
1.3.3: 3°LOTTO: SISTEMA SPAZIALE DISTRIBUTIVO....	35
<b>CAP. 2- SAN GIOVANNI IN MONTE: PLANIMETRIE ATTUALI E SONDAGGI .....</b>	<b>37</b>
2.1 PLANIMETRIE E SEZIONI, STATO ATTUALE .....	38
2.2 INDAGINI TECNICO-DIAGNOSTICHE E STATO CONSERVATIVO DEGLI ELEMENTI COSTRUTTIVI .....	41
2.2.1: SONDAGGI E PROVE PENETROMETRICHE SULLE FONDAZIONI.....	41
2.2.2: LE MURATURE: ANALISI ENDOSCOPICHE, PROVE P.O.R.T., CAROTAGGI MECCANICI, PROVE DI LABORATORIO E PROVE CON MARTINETTI PIATTI.....	47
2.2.3: INDAGINI SONICHE ED INDAGINI CON PENETROMETRO WINDSOR SULLE COLONNE IN ARENARIA.....	54
2.2.4: ANALISI TERMOGRAFICHE ALL'INTERNO ED ALL'ESTERNO.....	58
2.2.5: PROVE DI LABORATORIO PER LA DETERMINAZIONE DI UMIDITÀ E SALI.....	60

---

2.2.6: PROVE DI CARICO SUL SOLAIO A VOLTA DELL'AULA PRODI.....	62
2.2.7 LE COPERTURE: PROVE DI LABORATORIO ED INDAGINI SONICHE.....	72
<b>CAP. 3- SAN GIOVANNI IN MONTE: QUADRO FESSURATIVO ATTUALE.....</b>	<b>77</b>
3.1 IL RILIEVO DELLE LESIONI.....	78
3.2 PORZIONE N.1 DEL COMPLESSO: RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO.....	83
3.2.1: PIANO TERRA: "AULA GUALANDI E AULA 2".....	84
3.2.2 PIANO PRIMO: "AULA FUMAGALLI E AULA MORANDI".....	89
3.2.3 PIANO SECONDO: "UFFICI LATO VIA DE'CHIARI".....	94
3.3 PORZIONE N.2 DEL COMPLESSO: RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO.....	97
3.3.1 PIANO TERRA E PIANO PRIMO CON DOPPIO VOLUME; "UFFICI LATO VIA DE'CHIARI" AL PIANO SECONDO.....	98
3.4 PORZIONE N.3 DEL COMPLESSO: RILIEVO DEL QUADRO FESSURATIVO.....	107
3.4.1 PIANO TERRA E PIANO I: "STUDIO 5" E "SEGRETERIA AMMINISTRATIVA".....	108
3.4.2 PIANO SECONDO: "BIBLIOTECA E UFFICI".....	116
<b>CAP. 4- STORIA E ARCHEOLOGIA DI SAN GIOVANNI IN MONTE...123</b>	
4.1 I DEPOSITI ARCHEOLOGICI: OSSERVAZIONI E INTERPRETAZIONE.....	124
4.2 GLI SCAVI E LE EVIDENZE ARCHEOLOGICHE: MATERIALI, CRONOLOGIA E DEDUZIONI.....	129
4.3 LE TRACCE DELLA BONONIA ROMANA E LE STRATIFICAZIONI NEL TEMPO: UN CONFRONTO CON I RITROVAMENTI A BOLOGNA.....	133

---

<b>CAP. 5- SAN GIOVANNI IN MONTE:TECNICHE COSTRUTTIVE E MATERIALI IMPIEGATI.....</b>	<b>145</b>
5.1 FONTI, VICENDE COSTRUTTIVE DEL MONASTERO E RUOLO SVOLTO DAL TERRIBILIA.....	146
5.1.1 I MATERIALI DA COSTRUZIONE, FORNITURA E FINITURA: IL MATTONE, LA PIETRA LAVORATA, IL FERRO, IL RAME, IL LEGNO.....	152
5.1.2 TECNICHE MURARIE ED INTERVENTI DI RIMANEGGIAMENTO.....	155
5.2 FASI COSTRUTTIVE DELLE VOLTE IN MURATURA TRA IL XI ED IL XIX SECOLO.....	159
5.2.1 COSTRUZIONE DELL'ARMATURA O CENTINA....	160
5.2.2 L'ESECUZIONE DELLA VOLTA IN MURATURA....	164
5.2.3 IL DISARMO.....	174
5.2.4 I LAVORI COMPLEMENTARI.....	176
<b>CAP. 6- PARTICOLARI COSTRUTTIVI E COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELLE VOLTE.....</b>	<b>181</b>
6.1 PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	182
6.1.1 VOLTE A CROCIERA DI MATTONI IN FOGLIO....	183
6.1.2 VOLTA A BOTTE CON TESTE DI PADIGLIONE, A PROFILO RIBASSATO, LUNETTATA.....	189
6.1.3 VOLTA A BOTTE IN MATTONI.....	193
6.2 COMPORTAMENTO STRUTTURALE DEGLI ARCHI E DELLE VOLTE.....	195
6.2.1 LA CURVA DELLE PRESSIONI ED IL NOCCIOLO CENTRALE DI INERZIA.....	199
6.2.2 IL METODO DI MERY: LA VERIFICA DI STABILITA' DELL'ARCO.....	203
6.2.3 J. HEYMAN: "ANALISI LIMITE E TEOREMA DELLA SICUREZZA" .....	207
6.3 MECCANISMI RESISTENTI DELLE VOLTE IN RELAZIONE ALLA CONFIGURAZIONE GEOMETRICA.....	211

---

6.3.1	COMPORAMENTO STATICO DELLE VOLTE A CROCIERA E DELLE VOLTE A PADIGLIONE.....	216
6.3.2	MODIFICAZIONE DEI MECCANISMI RESISTENTI: VARIAZIONI DI FORMA E VARIAZIONE DEI VINCOLI...	221
<b>CAP. 7-</b>	<b>MECCANISMI DI DANNO E CINEMATISMI DI COLLASSO...</b>	<b>229</b>
7.1	LA MURATURA: DISSESTI STATICI, SISMICI E MECCANISMI DI DANNO.....	230
7.1.1	LE PARETI: PRIMO MODO DI DANNO E SECONDO MODO DI DANNO.....	233
7.1.2	COMPORAMENTO DI PARETI ISOLATE: INGRANAMENTO E MONOLITICITÀ.....	238
7.2	DISSESTI DELLE PARETI DOVUTI AD AZIONI SISMICHE COMPLANARI.....	241
7.2.1	IL MODELLO AD ARCHI VIRTUALI.....	244
7.3	I DISSESTI: STRUTTURE VOLTATE.....	247
7.3.1	SPOSTAMENTO RELATIVO DELLE IMPOSTE.....	248
7.3.2	IL MECCANISMO DI ROTTURA A TAGLIO.....	252
7.3.3	I MECCANISMI LEGATI ALL'INSTABILITA'.....	254
7.4	DISSESTI SUI PARAMENTI DI IMPOSTA CAUSATI DALLE SPINTE DELLE STRUTTURE VOLTATE.....	255
7.4.1	MANIFESTAZIONI SECONDARIE DEI DISSESTI DOVUTI ALLA SPINTA DELLE VOLTE SUI PARAMENTI MURARI.....	259
7.4.2	CEDIMENTI SPONTANEI DELLE VOLTE E DISSESTI MURARI.....	261
<b>CAP. 8-</b>	<b>ANALISI DEI DISSESTI NEL COMPLESSO E ANALISI DELLA VULNERABILITÀ.....</b>	<b>265</b>
8.1	ANALISI DEI DISSESTI PRESENTI SULLE STRUTTURE PORTANTI DEL 2° LOTTO DEL COMPLESSO DI SAN GIOVANNI IN MONTE.....	266

---

8.1.1	I DISSESTI NELLA PORZIONE N.1 DEL COMPLESSO.....	267
8.1.2	I DISSESTI NELLA PORZIONE N.2 DEL COMPLESSO.....	274
8.1.3	I DISSESTI NELLA PORZIONE N.3 DEL COMPLESSO.....	280
8.2	ANALISI LIMITE PER EDIFICI IN MURATURA.....	289
8.2.1	IL TERREMOTO DI PROGETTO: ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA DEL TERRENO, PARAMETRI DEL SITO E VITA NOMINALE.....	291
8.2.2	PROCEDURA PER L'ANALISI CINEMATICA LINEARE.....	295
8.2.3	ANALISI CINEMATICA LINEARE DELLA PORZIONE N.1 DEL COMPLESSO.....	300
8.2.4	ANALISI CINEMATICA LINEARE DELLA PORZIONE N.2 DEL COMPLESSO.....	311
8.2.5	ANALISI CINEMATICA LINEARE DELLA PORZIONE N.3 DEL COMPLESSO.....	316
8.3	RISULTATI DELL'ANALISI DEI DISSESTI.....	322
<b>CAP. 9- SAN GIOVANNI IN MONTE: PROPOSTE PROGETTUALI....</b>		<b>325</b>
9.1	PROPOSTE DI INTERVENTO.....	326
9.1.1	PROPOSTE DI INTERVENTO NELLA PORZIONE N.1 DEL COMPLESSO .....	337
9.1.2	PROPOSTE DI INTERVENTO NELLA PORZIONE N.2 DEL COMPLESSO .....	340
9.1.3	PROPOSTE DI INTERVENTO NELLA PORZIONE N.3 DEL COMPLESSO .....	343
9.2	VALUTAZIONE DEL MIGLIORAMENTO .....	346
9.2.1	VALUTAZIONE DEL MIGLIORAMENTO PRODOTTO DALLE PROPOSTE DI INTERVENTO NELLA PORZIONE N.1 DEL COMPLESSO.....	350

---

9.2.2 VALUTAZIONE DEL MIGLIORAMENTO PRODOTTO DALLE PROPOSTE DI INTERVENTO NELLA PORZIONE N.2 DEL COMPLESSO.....	354
9.2.3 VALUTAZIONE DEL MIGLIORAMENTO PRODOTTO DALLE PROPOSTE DI INTERVENTO NELLA PORZIONE N.3 DEL COMPLESSO .....	358
<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>363</b>
<b>BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>365</b>
<b>RINGRAZIAMENTI.....</b>	<b>369</b>
<b>ALLEGATI</b>	
<b>PIANTE RILIEVO LESIONI</b>	
1) SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO TERRA	
2) SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO PRIMO	
3) SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO SECONDO	
<b>PIANTE INTERVENTI SULLA MURATURA</b>	
4) SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO TERRA	
5) SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO PRIMO	
6) SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO SECONDO	
<b>PIANTE INTERVENTI PROPOSTI</b>	
7) SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO TERRA	
8) SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO PRIMO	
9) SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO SECONDO	
<b>SEZIONI INTERVENTI PROPOSTI</b>	
10) SAN GIOVANNI IN MONTE: PORZIONE N.1 SEZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE	
11) SAN GIOVANNI IN MONTE: PORZIONE N.2 SEZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE	
12) SAN GIOVANNI IN MONTE: PORZIONE N.3 SEZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE	

---

# Introduzione

Il tema del miglioramento delle prestazioni del patrimonio edilizio italiano ed in particolare la tutela materiale dell'edilizia premoderna, cioè quella realizzata in muratura tradizionale, appare oggi più che mai attuale alla luce dei recenti eventi sismici che hanno colpito prima la città dell'Aquila (aprile 2009) e, poi, il territorio dell'Emilia (maggio 2012).

L'attenzione, negli ultimi decenni, si è concentrata sulla compatibilità fisica e meccanico strutturale delle preesistenze storiche con gli apporti costruttivi prodotti dall'attività di manutenzione-restauro e di riuso-adequamento, in passato troppo spesso guidata da un'ingenua fiducia nella modernizzazione, nella tecnologia e nei materiali propri dell'età industriale, primo fra tutti il calcestruzzo. (5)

La crisi della prassi del consolidamento è stata esaltata dalla questione sismica, poiché gli edifici adeguati con il calcestruzzo armato hanno dimostrato di non resistere alle sollecitazioni sismiche come ci si era aspettato. Molti degli interventi realizzati con tale tecnologia sono risultati addirittura controproducenti e dannosi.

Nella pratica all'adequamento, che ha sinora denotato un livello di sicurezza modellato sulle prestazioni tipiche di una struttura reticolare iperstatica, propria della tecnologia del cemento armato, ma incompatibile con la muratura e l'edilizia storica in generale, va preferito l'intervento di miglioramento.

Con il termine di miglioramento si indicano quegli interventi atti a conseguire una capacità di reazione, alle sollecitazioni ordinarie di carico ed alle sollecitazioni patologiche, superiore a quella di partenza. Tale risultato va conseguito mediante una pratica diagnostica e progettuale "omeopatica" che affronti l'edificio mediante principi, materiali e tecniche analoghe e compatibili con quelli con cui l'edificio è stato concepito e costruito. (6), (5)

Se, generalmente, in un edificio premoderno il raggiungimento di livelli di sicurezza propri delle moderne strutture, non è facile da ottenere, questo non è da escludere, ma va ricercato tramite tecniche rispettose

---

dell'esistente e secondo provvedimenti antisismici di comprovata efficacia, molti dei quali sono stati messi a punto già in epoca premoderna entrando a far parte della tradizione costruttiva e costituendo regole pratiche per costruire "a regola d'arte".

Le normative vigenti hanno esteso l'ambito del miglioramento all'edilizia storica in genere, e non più solo agli edifici soggetti a specifico vincolo di tutela ai sensi del DLgs 22 gennaio 2004 n.42, il cosiddetto Codice dei Beni Culturali o Codice Urbani. A sostegno di tale categoria di intervento le linee guida indirizzano il progettista sul metodo da seguire, per agire correttamente.

Per operare sull'edilizia storica, infatti, occorre identificare i punti di forza ed i punti di debolezza dello specifico edificio o complesso architettonico, sia per quanto riguarda la geometria della fabbrica, sia per quanto riguarda il delicato aspetto della qualità dell'opera muraria.

La Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni del 12 ottobre 2007, al punto 8.5 recita: "...è impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi...il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal Progettista caso per caso, tenendo conto: dell'analisi storico-critica, del rilievo geometrico strutturale, della caratterizzazione meccanica dei materiali, del livello di conoscenza e fattori di confidenza...". (5)

G. Cangi, autore del "Manuale del recupero strutturale e antisismico" 2012 e pioniere dell'approccio basato sulla conoscenza del manufatto e delle tecniche costruttive antiche basate sulla "regola dell'arte", afferma che: "La globalità dell'edificio deve essere passata in rassegna per individuare i possibili meccanismi di dissesto che l'azione sismica può provocare in ogni sua parte". Egli propone la metodologia dei cinematismi di collasso come quella che appare tuttora più indicata per interpretare il reale comportamento delle murature

Con l'entrata in vigore delle nuove NTC 2008 e della relativa circolare esplicativa del 2009 sono stati compiuti notevoli passi avanti nella

---

applicazione pratica delle conoscenze del comportamento statico e sismico degli edifici in muratura.

Il già citato, punto 8.5 delle NTC pone l'accento sul fatto che per intervenire sugli edifici esistenti in murature il progettista deve tener conto:

- dell'analisi storico-critica,
- del rilievo geometrico strutturale,
- della caratterizzazione meccanica dei materiali,
- del livello di conoscenza dell'edificio stesso.

L'analisi della meccanica delle murature passa, dunque, attraverso le operazioni di rilievo, analisi storico critica e le indagini sul manufatto edilizio. Si tratta di operazioni da condurre con estrema cura sia che si tratti di un edificio monumentale, per i quali le norme già prescrivevano una ricostruzione delle vicende storiche, sia che si tratti di edifici ordinari (punti 8.5.1 e 8.5.2 delle NTC).

Queste indagini rivestono un ruolo di rilevante importanza sul piano strutturale, come supporto per la diagnostica visiva, perché permettono di individuare e comprendere le fasi evolutive di un edificio, attraverso la geometria delle strutture, la classificazione dei materiali, la presenza di ampliamenti o sopraelevazioni, lo stato di dissesto e le tracce di precedenti consolidamenti. (5)

Risulta utile abbinare a queste operazioni una diagnostica strumentale che sarà molto più utile se preceduta da analisi non invasive.

Per condurre queste indagini preliminari ci si può avvalere di documenti e strumentazioni varie, prima fra tutte la documentazione archivistica.

L'indagine storico-filologica deve essere confrontata in maniera critica con quanto si può dedurre da un'attenta lettura critica del manufatto, che costituisce un vero e proprio palinsesto dove è possibile leggere le tracce degli interventi subiti e delle trasformazioni avvenute nel tempo.

Questa operazione non è sempre facile e presuppone una conoscenza dei processi costruttivi storici, dei caratteri tipologici, dei materiali e delle tecniche impiegate in ambito locale, nonché delle tecniche premoderne di consolidamento, per poter decifrare i segni dello scorrere del tempo che ogni struttura conserva.

Sotto l'intonaco delle facciate, così come nella configurazione planimetrica degli edifici storici, si possono raccogliere quelle informazioni inerenti la storia della costruzione, che un'indagine storica critica deve sempre contenere.

È proprio sul rapporto fra la storia della costruzione e gli interventi di miglioramento delle prestazioni, proposti a conclusione del processo di indagine conoscitiva svolta sul manufatto edilizio, che questa tesi concentra la sua specificità.

Il suddetto percorso è stato portato avanti esaminando, quale caso esemplare, il Complesso di San Giovanni in Monte, ex convento ed attuale sede della facoltà di Storia, Medievistica e Paleografia della Università di Bologna.

Il processo conoscitivo svolto, riguardante la storia della costruzione viene, quindi, messo al servizio di un progetto pratico ed applicativo per uno stabile di proprietà della facoltà di Bologna per il quale sono attualmente necessari interventi di miglioramento. Per tale complesso è stata, inoltre, recentemente commissionata una dichiarazione della vulnerabilità sismica di cui si sta, attualmente, occupando il DICAM, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali della facoltà di Ingegneria.

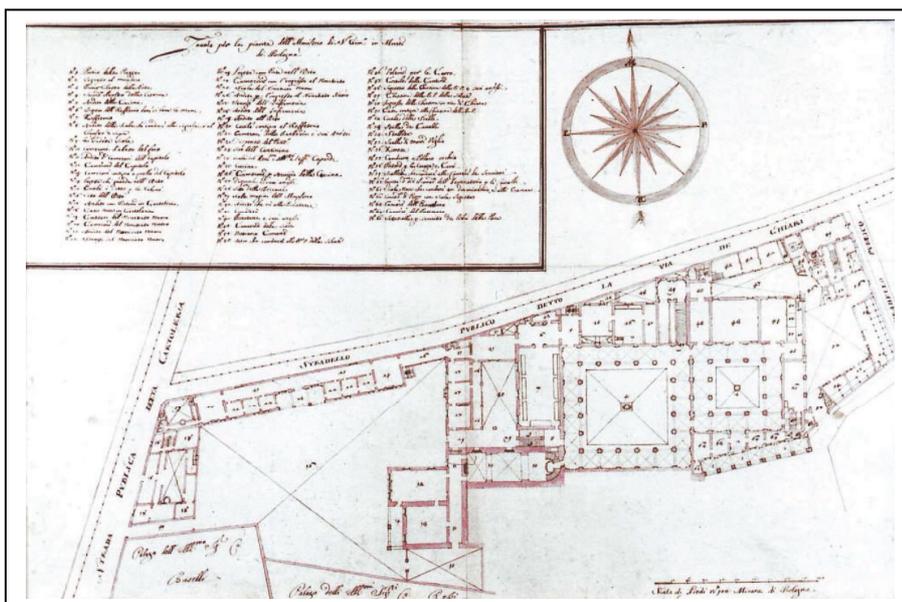


Fig. 1- Pianta di San Giovanni in Monte risalente al 1708, di Alfonso Torreggiani. (A.S.B. Demaniale, San Giovanni in Monte, serie 150/2120, Campione di Beni).

## Capitolo 1

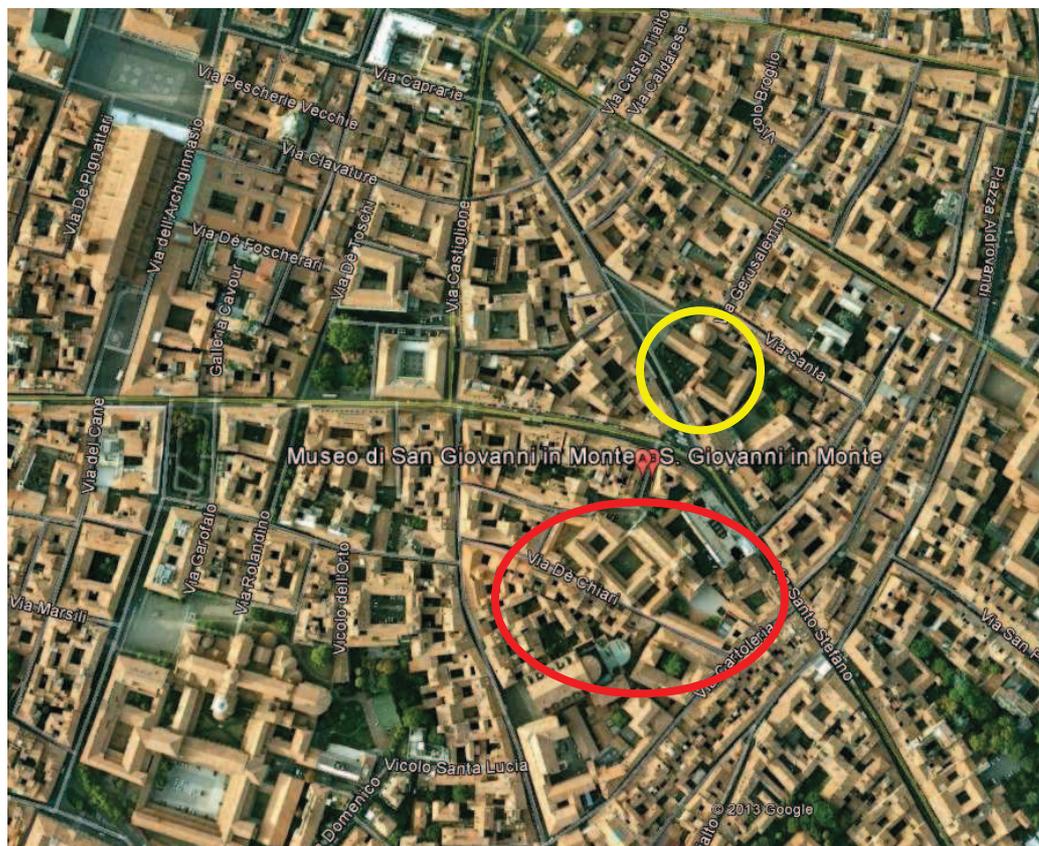
# San Giovanni in Monte: storia e trasformazioni

**Il complesso monastico di san Giovanni in Monte, punto focale nei processi storici ed urbanistici della città di Bologna, luogo sacro e sede elettiva di elaborazione culturale, recuperato e oggi sede delle facoltà di storia, medievistica e paleografia, dopo essere stato impropriamente utilizzato come luogo di detenzione.**



**Fig. 1-** Chiostro Grande detto “Alla dorica” del complesso conventuale di S. Giovanni in Monte dopo i restauri (1992) che hanno portato al recupero funzionale del complesso.

## 1.1 Inquadramento nella città di Bologna

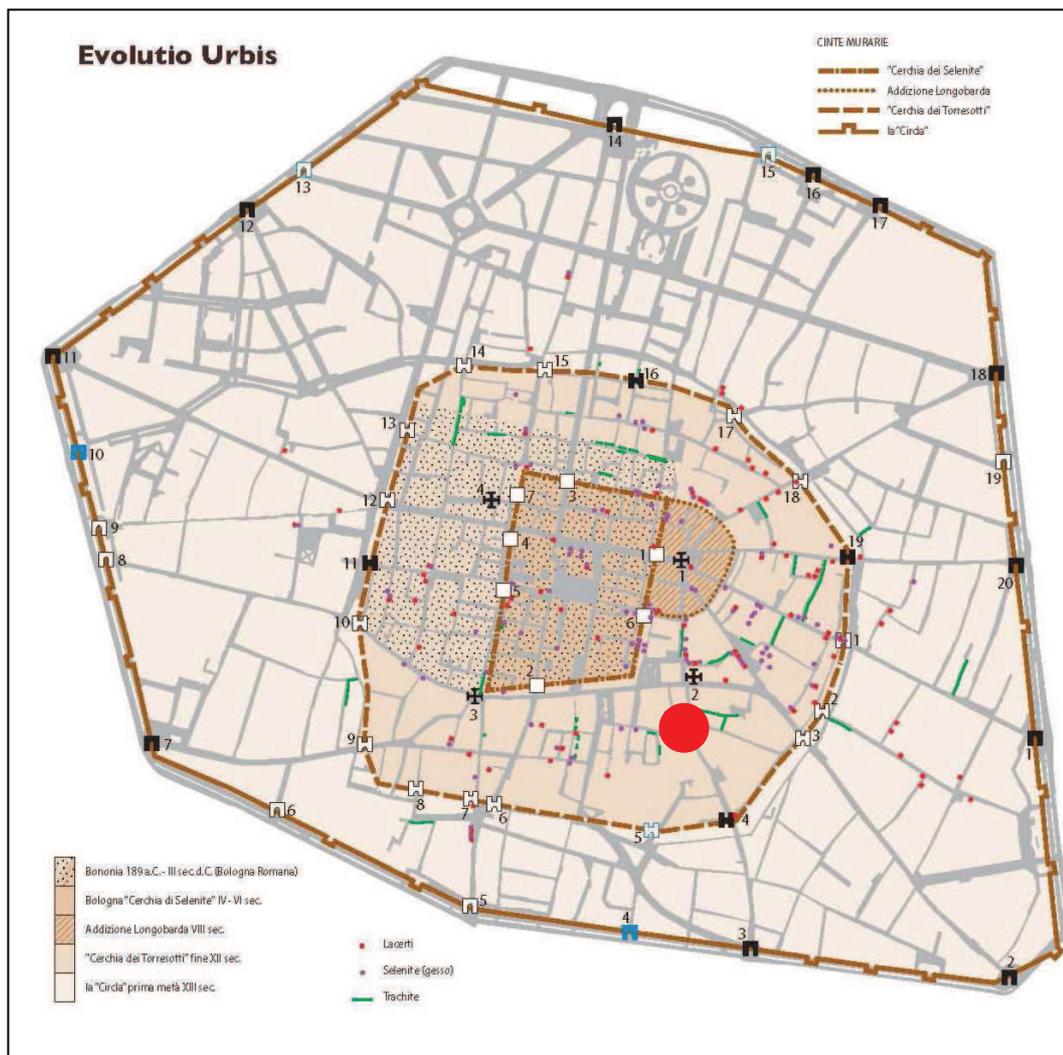


**Fig. 2-** Evidenziato in rosso il complesso conventuale di San Giovanni in Monte, composto dalla Chiesa, e dagli spazi articolati intorno ai due chiostri ed al noviziato; in giallo Santo Stefano, vista aerea odierna.

San Giovanni in Monte, ubicato su di un'altura naturale, detta "Monte Olivo", afferiva al complesso di Santo Stefano, situato a nord-est poco distante, insieme al quale doveva costituire una rappresentazione dei luoghi santi di Gerusalemme, meta di pellegrinaggi. Santo Stefano era chiamato appunto "Hierusalem" dal IX secolo secondo la simbologia gerosolimitana dei luoghi sacri di Bologna. (1),(7)

I due complessi religiosi si trovano nella parte sud-orientale di Bologna, al di fuori del perimetro urbano medioevale, che si era contratto, dopo la caduta dell'Impero Romano (nel 476 d.C.) all'esterno della cerchia delle mura di selenite che correva lungo le attuali via Farini e via dei Toschi, in quel lato della città. Le uniche notizie certe riguardo a costruzioni romane

di pregio ubicate nella zona riguardano il luogo dove sorse, poi, il complesso Stefaniano.



<p><b>□</b> Porte della "Cerchia di Selenite" (IV-VI sec.)</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1 Porta Ravennate o Ravennana</li> <li>2 Porta di San Procolo</li> <li>3 Porta di San Cassiano, poi di San Pietro o Piersa</li> <li>4 Porta Siera o porta di S. Sotero</li> </ol> <p>A cui si aggiunsero:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>5 Porta Nova</li> <li>6 Porta Nova di Castiglione</li> <li>7 Porta di Castello</li> </ol>	<p><b>■</b> Porte della "Cerchia dei Torresotti" (ultimo trentennio del XII sec.)</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1 Serraglio di strada Maggiore demolito nel 1256</li> <li>2 Pusterla del borgo di S. Petronio demolito nel XIII sec.</li> <li>3 Serraglio di strada Santo Stefano demolito nel 1256</li> <li>4 Serraglio di via Castiglione</li> <li>5 Ingresso del torrente Aposa</li> <li>6 Serraglio di San Procolo demolito nel 1555</li> <li>7 Serraglio di Val d'Aposa demolito nel 1570</li> <li>8 Pusterla di Sant'Agnese demolita nel 1488</li> <li>9 Serraglio del borgo di Saragozza demolito nel XVI sec.</li> <li>10 Serraglio di Barbentia demolito nel 1257</li> <li>11 Serraglio di Porta Nova</li> <li>12 Serraglio di Porta Siera demolito nel XIV sec.</li> <li>13 Pusterla del borgo delle Casse, detta dei Maggi demolita nel 1547</li> <li>14 Serraglio del Poggiale distrutto nel 1943</li> <li>15 Serraglio del borgo di Galliera demolito nel 1256</li> <li>16 Serraglio di porta Covese detto dei Piella</li> <li>17 Serraglio di San Martino d'Alposa demolito nel 1841</li> <li>18 Serraglio di strada San Donato demolito nel 1257</li> <li>19 Serraglio di strada San Vitale</li> </ol>	<p><b>■</b> Porte dell'ultima cerchia detta la "Circia" (prima metà del XIII sec.)</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1 Porta di strada Maggiore</li> <li>2 Porta di strada Santo Stefano porta medievale sostituita dalle 2 attuali nel 1843</li> <li>3 Porta di strada Castiglione rinnebbiata nel XV sec.</li> <li>4 Ingresso del torrente Aposa "Grada" inglobata nelle mura di viale Panzocchi</li> <li>5 Porta di San Memolo demolita nel 1903</li> <li>6 Pusterla di Malpertuso murata nel 1326</li> <li>7 Porta di Saragozza forme attuali del 1845-1847</li> <li>8 Porta di San Felice, detta porta Piasa partire dal 1569 demolita nel 1903</li> <li>9 Pusterla del Pratello murata nel 1445</li> <li>10 La Grada: ingresso del canale di Reno</li> <li>11 Porta di San Felice ricostruita nel 1508</li> <li>12 Porta delle Lame ricostruita nel 1677</li> <li>13 Uscita del canale Cavaticcio e inizio del canale Naville scomparsa 40-50 anni fa</li> <li>14 Porta di Galliera ricostruita tra il 1659 e il 1661</li> <li>15 Uscita del torrente Aposa e del canale delle Moline scomparsa 40-50 anni fa</li> <li>16 Pusterla del borgo di San Pietro chiusa dopo il 1327</li> <li>17 Porta Mascarella rimaneggiata e abbassata nel XVI sec.</li> <li>18 Porta di strada San Donato trasformata nel XIV sec.</li> <li>19 Pusterla del borgo di San Giacomo murata nel 1336</li> <li>20 Porta di strada San Vitale privata dell'avancorpo nel 1952</li> </ol>	<p><b>✠</b> Le Quattro Croci La tradizione vuole che fossero qui collocate da Sant'Ambrogio, vescovo di Milano, alla fine del IV sec. o da S. Petronio, vescovo di Bologna nella prima metà del V sec. Rimosse nel 1798, sono oggi conservate nella Basilica di S. Petronio</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1 Croce dei Santi Apostoli ed Evangelisti detta Croce di Porta Ravennana (1159)</li> <li>2 Croce delle Sante Vergini, detta Croce di strada Castiglione o dei Casali (X sec.)</li> <li>3 Croce di Tutti i Santi detta Croce dei Santi o Croce di Porta Procola (XI sec.)</li> <li>4 Croce dei Santi Martiri detta Croce di Porta Siera (XI-XII sec.)</li> </ol>
--	--	--	--

**Fig. 3-** Pianta della città di Bologna con in evidenza le quattro croci, le porte e le cerchie murarie, dette, dall'interno verso l'esterno, cerchia di Selenite, Dei Torresotti e "Circla". In rosso è evidenziata la posizione del monastero di S. Giovanni.

Il suburbio sud orientale di Bologna, nella tarda antichità, fu soggetto a spopolamento progressivo ed il terreno fu utilizzato per campi, orti, vigne o fu lasciato incolto, mentre il selciato delle vie romane si copriva di terreno alluvionale. (7)

Nel X-XI secolo si ha una fase di ripresa nella quale, l'autorità religiosa si pone come punto di riferimento e guida della città, e nuovi borghi di popolamento si impiantano e crescono progressivamente intorno ai monasteri fondati in quegli anni, a cominciare dai conventi benedettini ubicati lungo i prolungamenti del cardo e del decumano, nelle direzioni dei quattro punti cardinali. Questo momento di ripresa ha come riferimento fisico la seconda cerchia di mura detta dei Torresotti e si articola in due fasi di organizzazione territoriale: la fase dei primi quattro insediamenti monastici benedettini all'interno ed all'esterno delle mura cittadine del VI secolo e dell'addizione longobarda a est con al centro S.Stefano e la fase di insediamento degli ordini monastici secondari (Carmelitani, Agostiniani, Domenicani, Serviti, Francescani ecc...) lungo il sistema viario delle grandi radiali di penetrazione nel territorio agricolo.

I quattro conventi benedettini fondati in corrispondenza dei punti cardinali sono: San Procolo a sud, entro le mura, nell' XI secolo, San Benedetto a nord, extramoenia, nel XII secolo, Santo Stefano a est, entro le mura, nel IX secolo ed il convento dei Santi Naborre e Felice, a ovest, extramoenia, nel XI secolo. (1)

Esce dallo schema di questo impianto spaziale, proprio il convento benedettino, poi lateranense, di San Giovanni in Monte, il quale, però partecipa appieno alla fase di sviluppo della città ed alla ripresa culturale che si ha dopo l'anno 1000.

Infatti, dall' XI secolo si era impiantato attorno alle due torri il centro di popolamento "Burgus civitatis Bononie", in seguito chiamato "Burgus Castilionis", forse il più antico di tutto il suburbio bolognese ed accanto a questo il "Burgus S. Stephani" dal quale il popolamento proseguì verso l'esterno lungo le radiali e insieme, nelle zone già urbanizzate, sempre più addentro negli isolati, circondando il poggio di S. Giovanni. (7)

Tale processo di espansione a partire dall'anno 1000 vede la nascita dello "Studium" che vive nel tessuto cittadino esistente e cresce fino a divenire propulsore dello sviluppo urbano ed economico con la fondazione dell'Università.

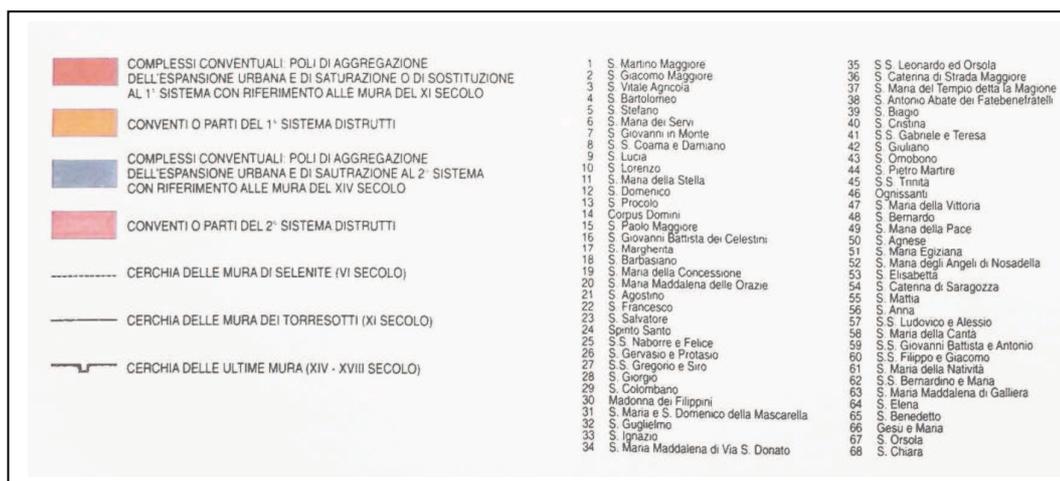
Seppure il modello architettonico conventuale, consolidato a partire dal XIII secolo, con i suoi grandi volumi, ampi chiostri porticati, loggiati collegati superiormente dalle maniche, orti e giardini murati, si presenta come struttura chiusa ed autosufficiente, che richiedeva una vita strettamente determinata dalla "regola", esso era anche sede storica della cultura, dove venivano conservati, ricopiati e studiati i manoscritti contenenti tutto il sapere del tempo destinato alla società laica ancorchè di matrice religiosa e quindi in stretto rapporto con l'esterno.

Il convento era elemento urbano emergente, in continuo rapporto di interessi culturali, ma anche politico-economici con la città. Esso determinava la formazione del borgo il quale usualmente, come in S. Giovanni in Monte e S. Stefano inquadra, con il suo asse, la facciata della chiesa ed il campanile che domina la piazza principale.

Si può pertanto affermare che il convento è il luogo che materializza una forte identificazione figurativa e simbolica per i cittadini, proprio per queste implicazioni spaziali ed urbanistiche e per le funzioni che ha sempre svolto nell'ambito dello sviluppo e delle modificazioni della città di Bologna, in particolare con l'Università.



**Fig. 4-** Vista aerea da settentrione del complesso conventuale di S. Giovanni in Monte. In alto a destra è visibile anche l'aula absidale della ex chiesa di Santa Lucia oggi utilizzata dall'Università di Bologna.



**Fig. 5-** Regesto dei conventi esistenti a Bologna al 1796, disegno di Giulio Molinari. Al primo momento di espansione della città legata alla formazione dei complessi monumentali (IX-XIII sec.) ne seguì un secondo (XIV-XVIII sec.) che ha come riferimento fisico la terza cerchia muraria.

Bologna svolge un ruolo fondamentale dopo il Concilio di Trento nell'ambito della controriforma.

All'epoca della invasione napoleonica che sopprime gli ordini religiosi nel 1797 i conventi regolari entro le mura ammontavano a 69, ed ascendevano al numero di 80 con i conventi suburbani e quelli della "guardia civitatis" in collina, la qual cosa giustifica l'appellativo "Bologna città dei conventi".

## 1.2 Cronologia, fonti storiche e fasi costruttive

La Chiesa di San Giovanni in Monte è sicuramente fra le più antiche di Bologna, non nel suo aspetto attuale, frutto di numerose trasformazioni avvenute nel corso dei secoli, ma come luogo di culto e simbolo facente parte di un complesso architettonico e culturale che spicca all'interno della città. (1) La posizione singolare del complesso monastico, elevata e vicina al centro storico nonché il ruolo che esso ha avuto come polo religioso e di elaborazione culturale ne hanno fatto un punto di riferimento nella memoria storica collettiva.

Il primo documento che attesta la presenza del monastero di San Giovanni in Monte è una carta del **959**, conservata nell'archivio di Santo Stefano, la quale menziona beni, situati "Super civitatem Bononia non longe ab monasterium San Johannis Evangeliste in monte Oliveti" concessi in livello dal Vescovo Adalberto ai coniugi Drasclavo e Susanna. Le parole "Monasterium San Johannis Evangeliste" sono frutto di una interpretazione, che appare attendibile, ma non è certa perché il documento antico presenta in quel punto una lacuna.

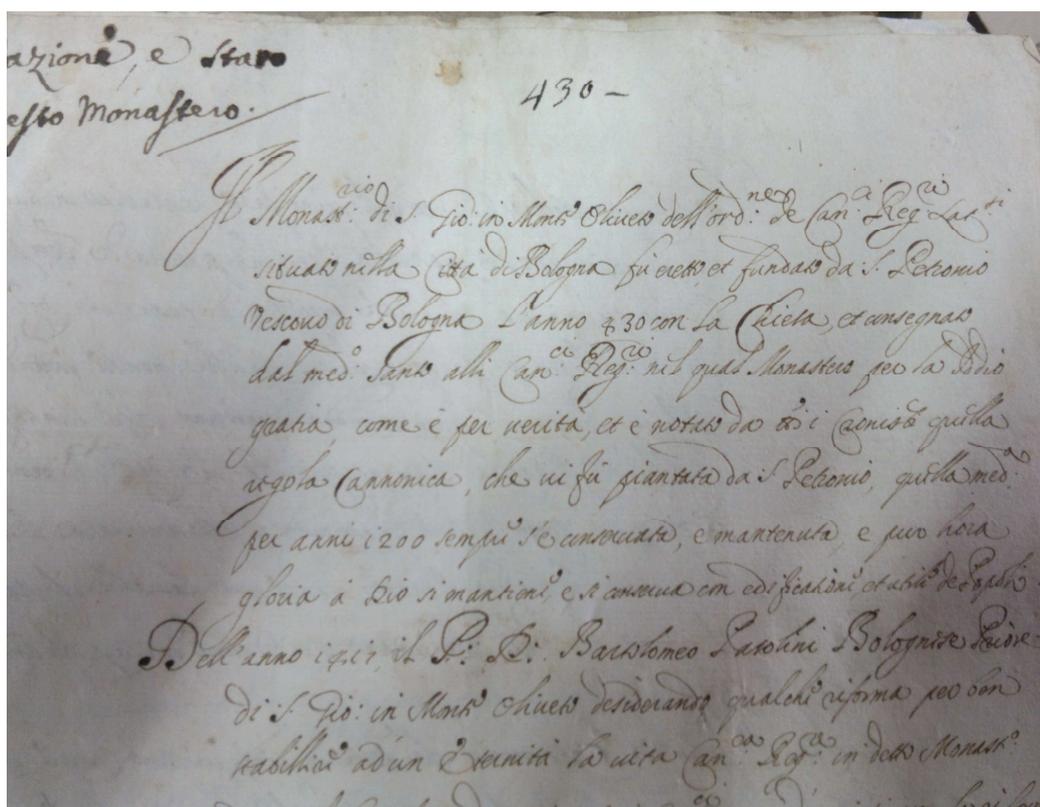
Lo stesso monastero è menzionato anche in un documento del **1017** dal quale sappiamo che il complesso si trovava al confine tra due chiusure, terreni recintati, donate da Lamberto, nipote del conte Adalberto, al monastero di Santo Stefano. (16)

Un' altro documento attesta che nel **1043** Pietro del fu Pietro di Clarissimo concede in enfiteusi a Martino abate di S. Stefano un terreno "Foris civitatem Bononiam super strata sancti Stefani qui vocatur Gerusalem non longe ab ipsa strata prope monasterium sancti Johanni evangelista in monte Oliveti". (7), (9)

La fondazione della Chiesa e di alcune parti del complesso monastico appare, però, molto più antica di quanto provino i sopracitati documenti, infatti nella "Vita S. Petronii", scritta in latino, nel 1180 da un monaco di

Santo Stefano, si fa risalire la fondazione dei luoghi santi di ispirazione gerosolimitana a San Petronio (V sec.), il quale, con un'ambiziosa operazione urbanistica avrebbe fatto scavare un'area a ridosso delle mura (il Vivarium secondo una precisazione della più tarda Vita in volgare) per elevare il poggio di San Giovanni ad imitazione rispettivamente della valle di Glosafat e del Monte degli Ulivi. (7)

Il documento, riportato qui di seguito e conservato presso l'archivio di Stato di Bologna concordava nel far risalire la fondazione del monastero a San Petronio specificando anche l'anno di fondazione: il 430. Il testo recita infatti: "il Monastero di San Giovanni in Monte Oliveto situato nella città di Bologna fu eretto e fondato da San Petronio vescovo di Bologna, nell'anno 430, con la Chiesa e fu consegnato nel medesimo anno ai canonici Regolatori..." (10)



**Fig. 6-** Documento, conservato presso l'archivio di Stato di Bologna (A.S.B. Demaniale, San Giovanni in Monte serie 1/1341, anni 368-1025), che fa risalire la fondazione del monastero a San Petronio nel 430.

### **PIAZZETTA DI S. GIOVANNI IN MONTE**

Le lapidette fan cominciare questa piazza da strada Santo Stefano, e la fanno terminare alla metà della via Monticelli.

Pertiche 4, 42 sono selciate in calce, e pertiche 83, 06, 10 in sassi.

Questo colle fu creduto da molti del volgo, ingannati dai cronisti della basilica di Santo Stefano il Patricelli, il Pullieni, ecc., che fosse manufatto per opera di San Petronio con terra tolta dalle parti basse dei contorni, e specialmente del Vivaro. Questa pia credenza era per se stessa manifestamente favolosa, ma essendosi scavato nella chiesa di S. Gio. in Monte alla profondità di soli dieci piedi s'incontrò il tufo, il che prova essere il piccol colle naturale e non artefatto.

Piacque ai nostri antenati di nominare quest'altura Monte Oliveto, e anche Monte Calvario, ma queste denominazioni non si conservarono, e prevalse sempre l'antico suo nome di Poggio di S. Giovanni, come si vedrà in appresso.

*Piazza di S. Gio. in Monte a destra cominciando in Strada Santo Stefano e terminando al vicolo Fregatetti.*

Fig. 7- Estratto del testo di Guidicini (1763-1837) "Cose notabili della città di Bologna", vol. 2, Ed. Società tipografica dei Compositori, 1870. L'autore spiega come il colle di San Giovanni, ritenuto artificiale da alcuni autori sia, secondo lui, di origine naturale.

Sebbene il dato relativo alla creazione di una collina artificiale sembrasse non essere avvalorato dagli scavi effettuati nel 1824, i quali testimoniano la presenza di terra vergine tufacea a 2,5 m dal pavimento della chiesa, gli scavi del 1996 portarono nuovamente a sostenere l'artificialità del colle, inoltre, la presenza di un luogo sacro sulla collina trova riscontri reali. (2) Non appare inverosimile che San Petronio, vescovo di Bologna tra il 430 ed il 450, epoca di grande interesse in occidente per i Luoghi Santi, abbia voluto santificare il colle, emergente nel paesaggio suburbano ad oriente di Bologna, con la costruzione di una piccola cappella o semplicemente con un simbolo cristiano, che si inseriva in un clima di curiosità e di venerazione per i luoghi della Passione di Cristo alimentato dai resoconti dei pellegrini di Palestina, cogliendo l'occasione della presenza di un edificio romano monumentale, per volgerne in cristiano il significato e l'uso. (1), (17)

La croce, venerata nella chiesa, può portare nuove informazioni sui tempi più antichi dell'occupazione del poggio attestando, senza dubbio, una

stratificazione storica millenaria incentrata sul colle. Essa è decorata e presenta iscrizioni di età longobarda (VIII secolo), inoltre secondo le fonti è stata rifatta dal Vescovo Vitale tra il **789** e l'**814** per sostituirla con una più antica. Questo fa supporre l'esistenza di un antico luogo di culto che racchiudesse il simbolo sacro per proteggerlo dalle intemperie. La croce marmorea è rimasta sempre in situ, collocata su una colonna romana di marmo simile a quelle stefaniane, poggiante su un capitello corinzio capovolto. La colonna presenta come decorazioni crocette tipiche dei monumenti paleocristiani del V-VII secolo.

Anche un'altra iscrizione ricorda un precedente rifacimento della croce ordinato dal prete Barbato, il quale potrebbe identificarsi con l'omonimo vescovo citato nel catino di Pilato risalente al **736** e testimonia la presenza di un simbolo cristiano ancora più antico, ubicato nel sito almeno dal VII sec. (7)

Le prime attestazioni scritte della presenza sul colle di una piccola chiesa risalgono alla fine del X sec. inizio XI sec; la pianta centrale è la più probabile, integrata da un atrio, come sembra lasciare intendere la descrizione dell'anonimo monaco di S. Stefano che intorno al 1180 racconta la vita di S. Petronio. Attorno alla piccola chiesa si estendevano campi e vigne di proprietà, in gran parte, della illustre famiglia dei Clarissimi, che nel nome ricorda il titolo bizantino del clarissimato. Questa famiglia, che deteneva il patronato sulla chiesa di San Giovanni, ossia il diritto di nominarne il rettore, nel **1118** donò il patronato a Pietro, priore di San Vittore (comunità di canonici stabilitasi in collina almeno dall'anno precedente). Nel corso degli anni successivi si costruì un complesso canonico dotato di **chostro, appartamento del priore, dormitorio, parlatorio, stanze di servizio e stanze separate per i conversi.**

Nelle carte duecentesche sono, infatti, nominate come appartenenti alla "domus" queste stanze: domus conversorum, preceduta da un portico, la caminata cioè la stanza con camino del priore, il capitulum cioè la sala capitolare.

Della chiesa si dice poco nella documentazione di compravendita del XII, XII secolo, ma da quelle scarse menzioni si ricava che le entrate di essa (due o tre non è specificato) erano anch'esse precedute da un portico, probabilmente dello stesso tipo di quelli medioevali lignei, come ad esempio quelli, ancora esistenti, in Via Marsala o a casa Isolani di Strada Maggiore. Nel secolo seguente, sotto il priorato di Altichino Tibaldi (1286-1331), i canonici posero mano alla costruzione di una nuova chiesa romanica, lasciando tuttavia intatta la primitiva che conteneva la croce. La nuova chiesa, con pianta a croce latina, conclusa da un'abside quadrata e dotata di campanile, secondo storici come G. Roversi, era posizionata davanti alla vecchia costruzione petroniana. Fino al Quattrocento, dunque esistettero due chiese sul colle di San Giovanni, poi riunificate dalla odierna costruzione che ne conserva ancora tracce come la presenza del campanile e di resti romanici con decorazioni tradizionali dei secoli XII e XIII. (1)

Il monastero torna ad essere citato dalle fonti storiche nel XIII secolo, e sappiamo che il priore Rodolfo, prima del **1221**, data della sua morte, fece innalzare di un piano il chiostro che constava di un solo livello, costruire un dormitorio murato, segno che forse in precedenza il monastero aveva strutture in legno, decorare una parte della chiesa, probabilmente quella più antica (la chiesa decorata potrebbe però essere anche San Vittore, anch'essa sotto lo stesso priorato). I necrologi di San Giovanni in Monte e di San Vittore sulle opere dell'abate, fanno esplicita menzione del monastero di San Giovanni in Monte. (1), (7)

Seppure ampliati e rinnovati alla fine del '200, la chiesa ed il monastero non erano più sufficienti, già all'inizio del XV secolo, a contenere i fedeli, e i monaci, sempre più numerosi. Si decise, quindi di ampliarli.

L'aspetto della chiesa muta radicalmente con gli ampliamenti del **1440-1441** che portano all'abbattimento delle dodici colonne marmoree, attorno all'altare della croce, della primitiva chiesa, alla riunificazione con la Chiesa duecentesca e successivamente, nel **1473** al rifacimento della facciata. Il rifacimento lasciò intatti abside e transetto e vide come artefice del progetto e dei lavori murari maestro Cristoforo (probabilmente

Cristoforo di Zannino) Domenico di Tommaso ed il tagliapietre Baldassarre da Varignana, ricompensato nel 1456 per l'altare maggiore in pietra e cinque capitelli. Sulla facciata campeggiava il protiro con leoni stilofori tratto dalla chiesa duecentesca sotto cui fu posta l'aquila in cotto scolpita appositamente da Nicolò dell'Arca.

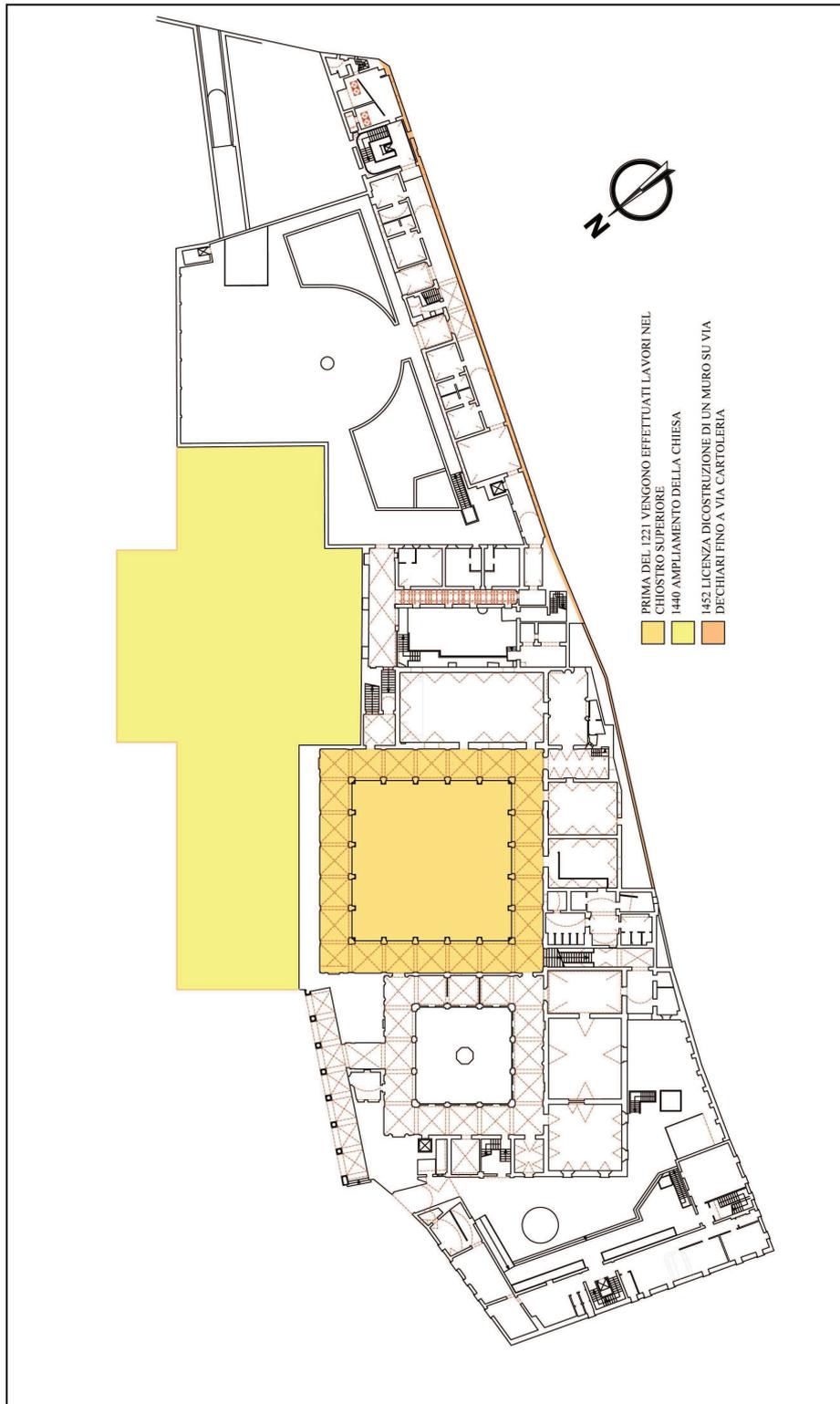
Il monastero è sommariamente descritto in un inventario del 1428 e risulta costituito da gruppi di edifici con funzioni specialistiche di cui non conosciamo, però la planimetria e la collocazione esatta dei locali: dormitorio, refettorio con cucina, dispensa e spezieria, barberia, infermeria, foresteria per i visitatori, guardaroba e varie camere di cui una per il cappellano ed ambienti di servizio e produttivi definiti "mansiones". Il complesso doveva estendersi già quasi fino ai suoi confini di massima espansione e gli ampliamenti successivi dovettero essere nuove costruzioni all'interno del recinto murario o innalzamenti di edifici esistenti. Un documento citato dal Guidicini ricorda che nel **1452** una licenza viene concessa, con rogito di Battista Castellani, dai difensori dell'Avere per permettere la costruzione di un muro di cinta dietro al monastero da via de'Chiari a via Cartoleria, muro che esiste tuttora e che chiuse ogni possibilità di espansione su quel lato. (7)



Fig. 8- Fotografia del muro su via dei Chiari.



Fig. 9- Muro su via dei Chiari.(1)



**Fig. 10-** Pianta del complesso monastico di S. Giovanni in Monte, con evidenziati i lavori di ampliamento avvenuti fino all'anno 1452.

Nel **1543** i canonici Regolatori Lateranensi ed il priore Cherubino Vercellese affidano ad Antonio Morandi, detto il “Terribilia”, uno dei protagonisti della architettura bolognese del trentennio che va dal 1535 al 1565, sostanziali interventi da effettuare sul monastero: Il rifacimento del refettorio con stanze adiacenti, la costruzione dello scalone monumentale in macigno a due rampe, la riduzione in forme rinascimentali del chiostro grande “alla dorica”, secondo la consuetudine bolognese e ferrarese di Biagio Rossetti e la costruzione del chiostro piccolo “alla rustica”, sul modello di Palazzo Tè di Giulio Romano a Mantova. (7)

Il grande blocco di lavori venne preparato da una serie di richieste di occupazione di suolo stradale rivolte dai canonici lateranensi al Reggimento di Bologna per regolarizzare il perimetro del monastero: dalla semplice occupazione di una sottile striscia di terreno stradale nell’angolo fra via Cartoleria e via de’Chiari per raddrizzare un muro, fino alla chiusura di un’intera strada e di due portici sul lato occidentale della proprietà verso via Castiglione (per la cui concessione, nel 1524, il pontefice Adriano VI impose l’apertura di una nuova strada corrispondente al braccio di vicolo Monticelli che arriva in via de’Chiari). (1)

Ai lavori murari nel monastero collaborò Francesco Morandi, cognato di Antonio, suo fratello Giovanni e un muratore Bernardo, alla decorazione scultorea i tagliapietre Ferdinando e Giovanni Battista.

Nel **1545** il tagliapietre Floriano Bargellesi si impegna a fare la facciata del secondo chiostro verso il refettorio vecchio, identica a quella già costruita verso il refettorio nuovo.

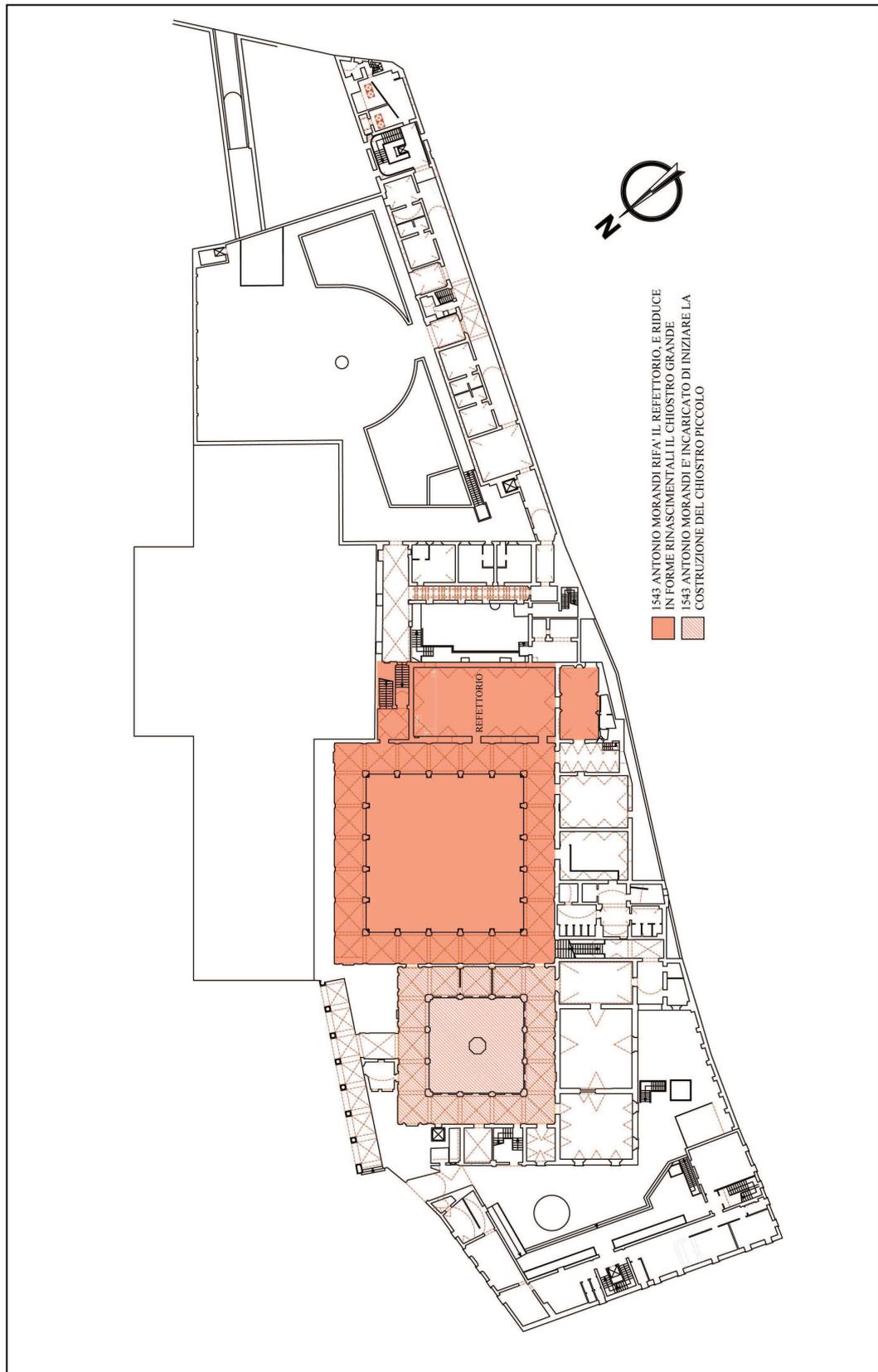
Nel **1558** erano già intonacate e pavimentate le due logge dei chiostri piccolo e grande. Lavori di minore peso furono la costruzione di una scala interna al grande refettorio, per accedere al pulpito delle letture, la costruzione di una stanza adibita a lavabo presso il refettorio stesso e di due scale per accedere alla chiesa ed al dormitorio. (7)

I lavori, che coinvolsero la sede canonica, le diedero un chiaro tono di architettura rinascimentale, con le sale spaziose con volte unghiate, spesso a padiglione, con capitelli e peducci colorati; le ampie superfici delle facciate del chiostro grande di mattoni sagramati, interrotte da

decorazioni architettoniche in arenaria scialbata a fingere il marmo; i portali e le finestre incorniciate da fasce scolpite di grande pregio e il bugnato rustico del chiostro piccolo. (1)

Sorsero tuttavia controversie sulla corretta esecuzione dei lavori ed i Canonici Lateranensi scrissero un memoriale, non datato, in cui elencavano i difetti, dell'edificio riguardanti in particolare il refettorio, la cucina, le dispense, le scale, il dormitorio e le chiaviche di scolo (incompiute, troppo strette e insufficienti). Si chiedeva ad Antonio Morandi di porre rimedio agli errori costruttivi ed ai difetti statici che portavano alla rottura delle chiavi delle volte, in particolare nel refettorio, all'apertura di crepe e fessure, nell'anditum (corridoio) ed alla sofferenza generale del complesso. I canonici lamentano gli stessi difetti costruttivi anche nelle volte di accesso alla sagrestia, nelle scale, nei fondamenti e nei pilastri dichiarando che questi ultimi, non essendo finiti, si rovinarono e bisognò rifarli di nuovo, non senza dover devastare le cantine. (7)

Dalle fonti risulta che venne richiesto di risarcire danni per una somma di 10000 scudi, ma non sappiamo come si risolse la controversia.



**Fig. 11-** Pianta del complesso monastico di S. Giovanni in Monte, con evidenziati i lavori di ampliamento avvenuti dopo il 1543.

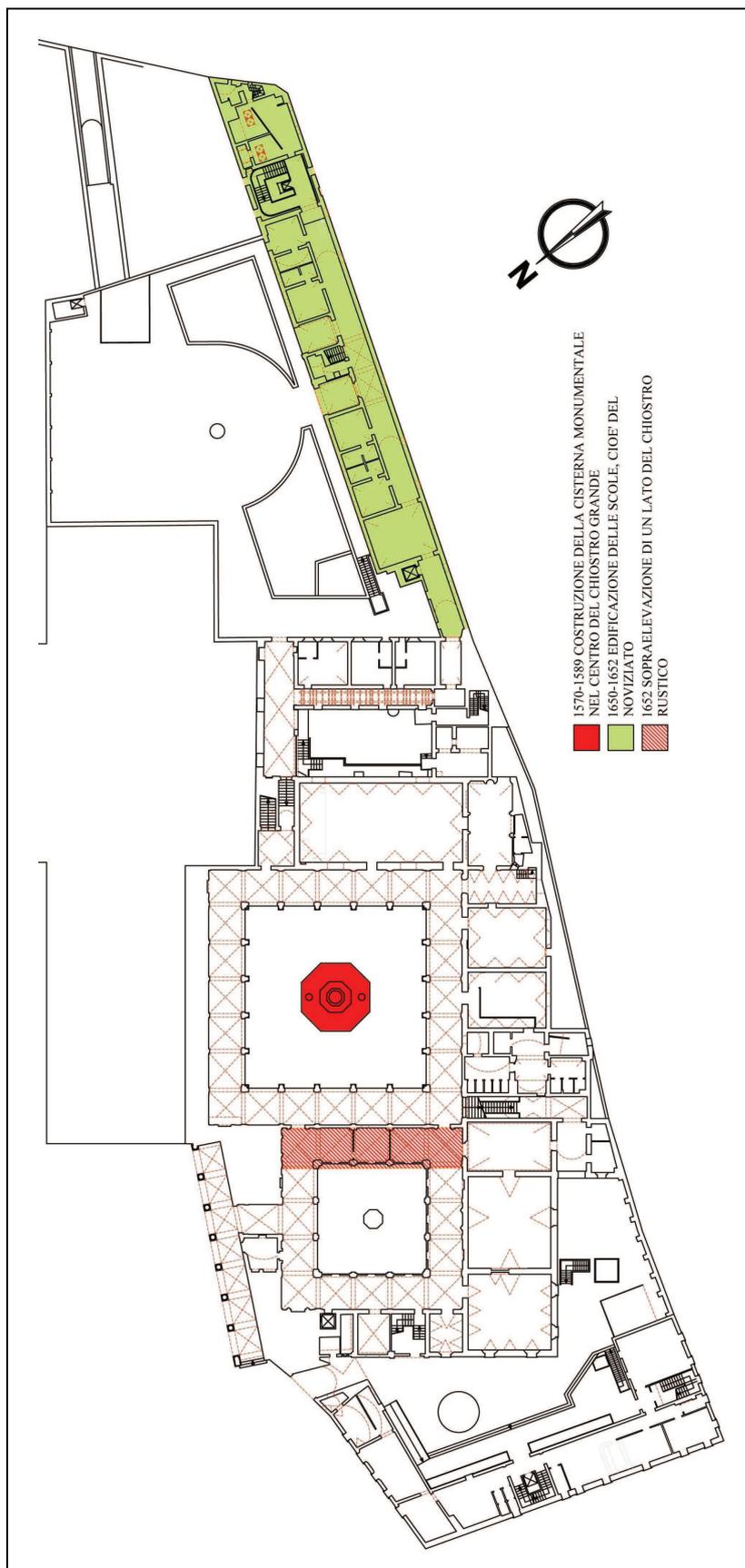


Fig. 12- Pianta del complesso monastico di S. Giovanni in Monte, con evidenziati i lavori di ampliamento avvenuti fra il 1570 ed il 1652.

Fra il **1570** ed il **1589** viene costruita la cisterna monumentale al centro del chiostro grande, ad opera degli architetti Floriano Ambrosini e Tommaso Martinelli.

Nel **1596** viene costruita la chiesa di Santa Maria della Salute (oggi scomparsa) all'angolo tra via De'Chiari e via Monticelli al limite ovest del monastero. La facciata della stessa subisce interventi di aggiustamento nel 1726 perché strapiombava su via Dei Chiari.

Tra il **1650** ed il **1652** vengono edificate le "Scole", cioè il noviziato fra via Dei Chiari, gli orti e via Cartoleria ad opera dell'architetto Bartolomeo Belli e del maestro Nicola Della Torre. Nel **1652** viene anche completata e restaurata la decorazione in stile dei chiostri, in particolare di quello piccolo. I due capomastri, infatti, completarono un lato del chiostro rustico e lo sopraelevarono, usando materiali più poveri dell'arenaria lavorata: le bugnature furono eseguite in cotto rivestito di gesso, dipinto poi a finta arenaria. (7), (1)

Il monastero aveva raggiunto le sue dimensioni attuali, era limitato a nord dalla piazzetta e dalla chiesa di San Giovanni, a sud dalla via de'Chiari, a est da via Cartolerie, a ovest da via Monticelli.

Il 10 marzo 1797, con l'occupazione napoleonica a Bologna vengono soppressi gli ordini monastici e san Giovanni in Monte viene utilizzato come carcere e tribunale. Ne conseguì la tamponatura dei chiostri ed altre modifiche inerenti al nuovo utilizzo, le quali rischiarono di alterare irrimediabilmente il monumento.

Fortunatamente con la cessione del complesso all'Università di Bologna (1990) e l'inserimento nel progetto "Acropoli" che ha portato lo stabile a divenire sede delle facoltà di Storia, Medievistica e Paleografia, sono stati effettuati interventi di recupero e restauro che hanno portato alla rifunzionalizzazione dell'edificio.

In questo modo si è inteso recuperare l'edificio, assegnandogli nuova dignità e restituendogli quel ruolo di elemento significativo, polo culturale e punto di riferimento all'interno della città, da sempre svolto dai conventi nella storia di Bologna.



**Fig. 13-** Foto odierna del Refettorio, oggi aula Prodi, con l'affresco di Bartolomeo Cesi.



**Fig. 14-** Foto odierna della biblioteca a doppio ballatoio

## 1.3 Recupero monumentale e funzionale

Dopo le spoliazioni napoleoniche (1797) e le vendite post-unitarie della Mano Morta, l'ex convento di San Giovanni in Monte, svuotato dei suoi contenuti e mal utilizzato come carcere e tribunale è stato restaurato nel 1991 grazie all'inserimento nel progetto "Acropoli" volto a recuperare il suo ruolo storico di sede della cultura e della innovazione laica universitaria.

L'Acropoli di San Giovanni in Monte si colloca urbanisticamente al centro del nuovo sistema culturale universitario dove hanno trovato nuova vita, a sud della cittadella universitaria, l'ex chiesa di santa Lucia, quale aula magna ed Auditorium, la seconda sala absidale e l'ex collegio di San Luigi, quale sede del dipartimento di lingue e letterature straniere moderne. (1)

Il complesso conventuale, limitato dalla piazzetta e dalla Chiesa di S. Giovanni in Monte a nord, dalla Via de' Chiari a sud, dalla Via Cartolerie a est e dalla Via Monticelli a ovest, si articola su moduli compositivi classici (i chiostri), in un impianto però del tutto originale, perché fortemente condizionato dall'orografia del luogo (il monte), e dall'assetto urbano della rete viaria medievale che lo delimita.

Si individuano due corpi principali dell'impianto conventuale, imperniati rispettivamente sul chiostro piccolo, con logge rustiche e sul chiostro grande, con logge doriche. Due grandi corti a ovest e a sud con corpi secondari di servizio e una chiostra con semplice loggiato completano l'intero organismo conventuale. (3), (4)

Ai due corpi principali, si collegavano a est il braccio edilizio del "Noviziato" e a ovest il corpo delle rimesse e delle stalle e la chiesetta della Beata Vergine della Salute, oggi scomparsa.

Complessivamente il convento occupa una superficie lorda di circa mq 12.000 articolata su tre piani, oltre a mq 1.450 circa di sotterraneo e a mq 2.300 circa di aree esterne adibite a chiostri e cortili interni.

All'interno degli spazi architettonici si sono calate nel 1991 le proposte di rifunzionalizzazione dell'insieme monumentale che, anche a fronte di specifici finanziamenti, sono stati così suddivisi:

- 1° Lotto, ex Noviziato del Monastero, su via de'chiari adibito a Eurocollegio Erasmus;
- 2° Lotto, interessato dai corpi edilizi ubicati attorno ai moduli compositivi classici rappresentati dai due chiostri comunicanti, vede l'insediamento del Dipartimento di Storia, del Dipartimento di Paleografia e Medievistica e L'Istituto di Archeologia, e parzialmente, al piano interrato del CILTA, Centro Interfacoltà di Linguistica Teorica ed Applicata;
- 3° Lotto, recupero funzionale e tecnologico del corpo edilizio originariamente adibito a rimesse e stalle, e sviluppantesi a nord sulla piazzetta S.Giovanni in Monte, ad ovest lungo il vicolo Monticelli, a sud sulla via de'Chiari e ad est sul cortile interno denominato "della palma". Detto fabbricato è collegato al piano sotterraneo del 2° Lotto tramite un tunnel interrato ubicato nel cortile "della palma", e vede l'insediamento del CILTA. (3)

Nel progetto di rifunzionalizzazione e tecnologico del 1991 trovano puntuale collocazione, nel quadro generale delle funzioni previste dal PRG di Bologna, le seguenti destinazioni definite secondo le esigenze espresse dall'Università: al piano terra, attorno al primo e al secondo chiostro, sono previste le aule didattiche, la sala polivalente, il dipartimento di archeologia, gli uffici e i servizi generali; ai piani superiori i dipartimenti storici con le biblioteche di consultazione, aule didattiche, gli studi per professori, gli uffici amministrativi, servizi di supporto, la grande biblioteca centrale nella manica superiore e la specola.

I lavori di restauro sono stati condotti con attenzione alla vocazione delle diverse parti dell'edificio, tenendo conto delle vicende costruttive, delle lavorazioni dei materiali e dell'esecuzione delle decorazioni impiegate nel monastero, verificandole tutte con saggi preventivi in cantiere prima di procedere ad ogni scelta operativa di restauro. (1)

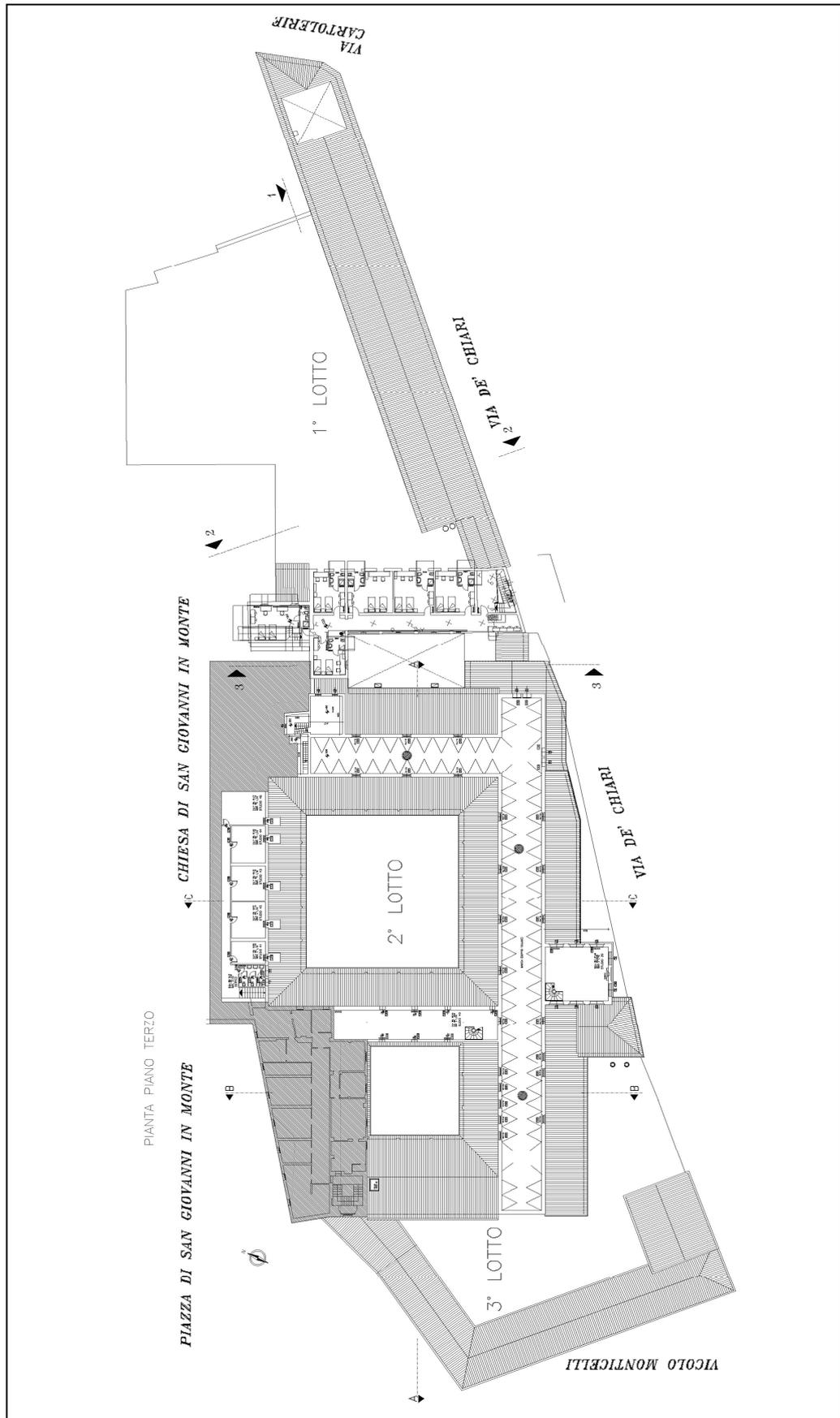


Fig. 15- Suddivisione funzionale in lotti (pianta piano terzo) e indicazione delle vie che delimitano il complesso.

### **1.3.1 – 1°LOTTO: PROGETTO GENERALE EX NOVIZIATO DEL MONASTERO**

Il Noviziato detto “Scole” fu costruito fra il 1606 e il 1652 sotto la direzione dell’architetto Bartolomeo Belli, nell’area collocata ad est fra l’orto interno del Monastero e via de’Chiari, fino all’angolo con via Cartolerie.

Il Collegio comprende il braccio edilizio del Noviziato, che si presenta come un elementare ma razionale impianto distributivo e funzionale su tre livelli fuori terra, e una parte del corpo secondario di collegamento fra l’antico Noviziato e il complesso conventuale vero e proprio, articolato sulla chiostra interna su quattro livelli.

Sulla via de’Chiari corre un lungo corridoio voltato di disimpegno, su tre livelli, che serve le cellette modulari del Noviziato. Al centro una ben architettata scala mette in comunicazione i vari livelli con l’originale giardino-orto al piano terreno. (3)

Dal confronto fra il rilievo dello stato di fatto dopo il decentramento carcerario e alcune mappe originali della metà dell’Ottocento, si è potuto risalire alla individuazione dell’assetto tipologico e strutturale interno originale.

Il progetto pertanto dal punto di vista del restauro ha teso alla ricomposizione dell’assetto strutturale e spaziale alterato. Dal punto di vista funzionale si è limitato a dotare, una volta individuate le singole unità funzionali, del necessario adeguamento tecnologico ed igienico-sanitario previo consolidamento e bonifica delle fondazioni, delle strutture portanti e rifacimento del coperto, ormai collassato.

Più difficile, per la carenza di documenti storici e per le continue alterazioni, è stata la ricomposizione delle partiture fra pieni e vuoti, in particolare della facciata interna a settentrione dove erano collocate le celle carcerarie.

Tuttavia l’elementarità architettonica esterna dell’edificio, e la completa demolizione degli intonaci, hanno consentito la messa a punto di una partitura sia dei fronti esterni che soprattutto di quello interno, che tenesse

conto della possibile logica compositiva originale e delle nuove esigenze igieniche che sottintendono un buon recupero funzionale.

Problematica e nuova è stata la soluzione per l'accesso al nuovo collegio al fine di renderlo indipendente dalla restante struttura conventuale sede di altre e diverse funzioni universitarie. (3)

Si è dovuto ricavare il nuovo accesso, su via de'Chiari, angolo via Cartolerie, nella parte terminale a est della manica dell'antico Noviziato.

Per il dislivello esistente fra la quota della via e la quota del piano terreno dell'edificio collegiale, si è determinato un punto di accesso inferiore, che tramite una piccola rampa (e un elevatore per portatori di handicap), conduce all'ufficio accoglienza e controllo.

Le soluzioni tecnologiche, tecniche costruttive e dei materiali, privilegiando la conservazione, hanno teso a sovrapporre gli elementi tecnologici necessari all'utilizzazione degli spazi e al controllo delle condizioni fisico-tecniche, all'impianto originario opportunamente recuperato. (3)

Un importante intervento di recupero statico è stato eseguito a sostegno delle volte di copertura del secondo piano in corrispondenza della sala studio e del corridoio posti in adiacenza al nuovo vano ascensore. Mentre le volte dei corrispondenti locali ai piani primo e terra sono continue (la camera e il disimpegno sono coperte infatti da una unica volta poggiate sulle murature esterne), le volte di copertura della camera e del disimpegno del secondo piano, sono indipendenti e poggianti, oltreché sui muri esterni, sul muro di separazione dei locali, che si è rivelato essere posto in falso sulla sottostante volta.

Originariamente era prevista la realizzazione di una struttura metallica sotto il muro portante le due volte, annegata nello spessore del massetto del pavimento del secondo piano, ma la rilevata incoerenza e inconsistenza della muratura portante, eseguita con due setti accostati non collegati, addirittura poggianti sulla volta sottostante senza alcuna ripartizione, hanno richiesto l'esecuzione di un intervento molto particolare.

L'intervento eseguito è consistito nell'appendere le volte ad una struttura metallica posta sulle murature di copertura che, attraverso tiranti anch'essi

metallici, sostiene con profili posti in opera singolarmente e in fasi successive il peso proprio delle volte stesse. Con tale intervento il peso delle volte è stato distribuito sulle murature portanti trasversali ed esterne, scaricando nel contempo il muro posto in falso. (3)

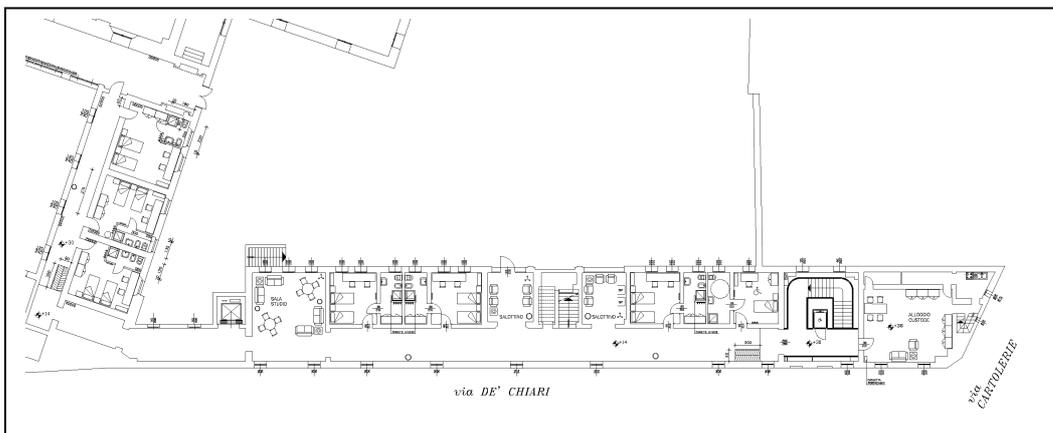


Fig. 16- Pianta Piano Terra (1°Lotto) del Progetto Esecutivo o.

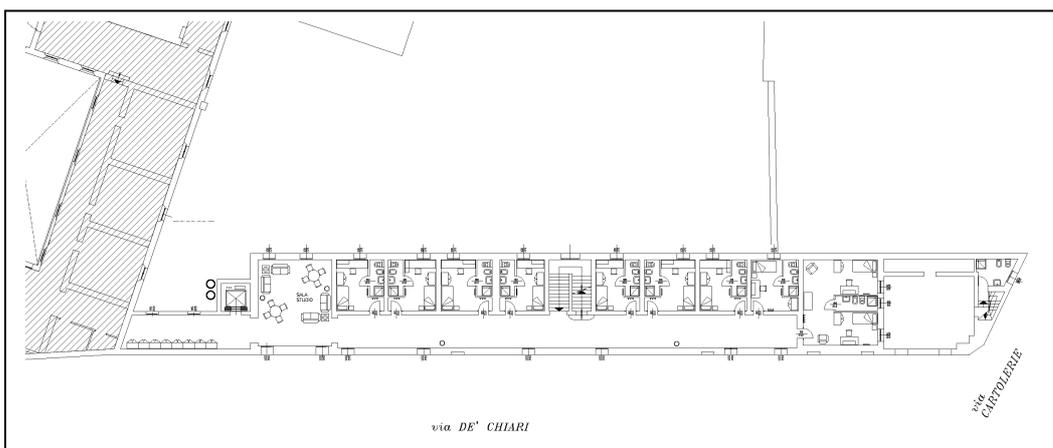


Fig. 17- Pianta Piano Primo (1°Lotto) del Progetto Esecutivo o.

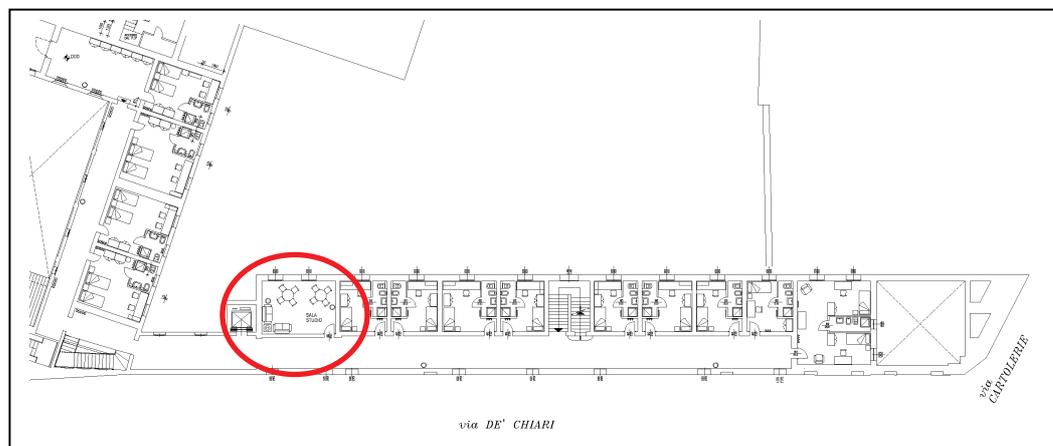


Fig. 18- Pianta Piano Secondo del Progetto Esecutivo; in evidenza il muro in falso rispetto alla volta del piano sottostante (1°Lotto).

### 1.3.2 – 2° LOTTO: SISTEMA SPAZIALE DISTRIBUTIVO

Il secondo lotto del Complesso Monumentale di S.Giovanni in Monte, i cui lavori sono iniziati nel gennaio 1994, ha interessato il recupero funzionale e tecnologico dei corpi edilizi più rappresentativi sotto l'aspetto storico-artistico e morfologico, ubicati attorno ai due moduli compositivi classici rappresentati dai chiostri comunicanti e serviti dall'accesso sulla Piazza di S.Giovanni in Monte.

Detti chiostri sono, per la loro localizzazione e organizzazione spaziale, indipendenti fisicamente e funzionalmente dai corpi di fabbrica ubicati sulla Via de'Chiari e su Vicolo Monticelli.

Il progetto ha previsto di insediare negli edifici facenti parte del secondo lotto il Dipartimento di Storia, il Dipartimento di Paleografia e Medievistica e L'Istituto di Archeologia. (3)

La scelta è maturata attraverso la verifica della congruenza del modello di organizzazione funzionale delle attività e delle esigenze spaziali riferite alle singole istituzioni didattiche e di ricerca, con i caratteri distributivi, morfologici e di rappresentatività degli spazi esistenti, dei quali sono stati rilevati: le dimensioni, il tipo e la consistenza delle forature, la morfologia degli elementi costruttivi, lo stato di conservazione, il tipo e l'importanza degli elementi decorativi.

I criteri generali dell'organizzazione sono stati i seguenti:

- indipendenza fisica degli spazi di pertinenza specifica dei singoli Istituti;
- ubicazione al piano terreno delle attività che comportano un rapporto intenso con studenti e visitatori e di quelle di comunicazione che richiedono l'utilizzazione di spazi di maggiore dimensione;
- ubicazione al piano primo, in adiacenza al chiostro principale, di servizi comuni agli Istituti e Dipartimenti;
- individuazione per ogni Istituto o Dipartimento, di una biblioteca di consultazione aperta a studenti e visitatori;

- distribuzione uniforme dei nuclei “collegamenti verticali” principali;
- concentrazione dei nuclei “servizi igienici”;
- realizzazione delle centrali tecnologiche, interrato, sul retro del cortile “della palma”;
- destinazione a biblioteca generale della grande manica, a doppio volume, del 2° piano;
- rifunzionalizzazione completa del piano interrato, con creazione di locali destinati ad aule, locali deposito libri, servizi igienici, laboratori destinati all’attività didattica del CILTA. (3)

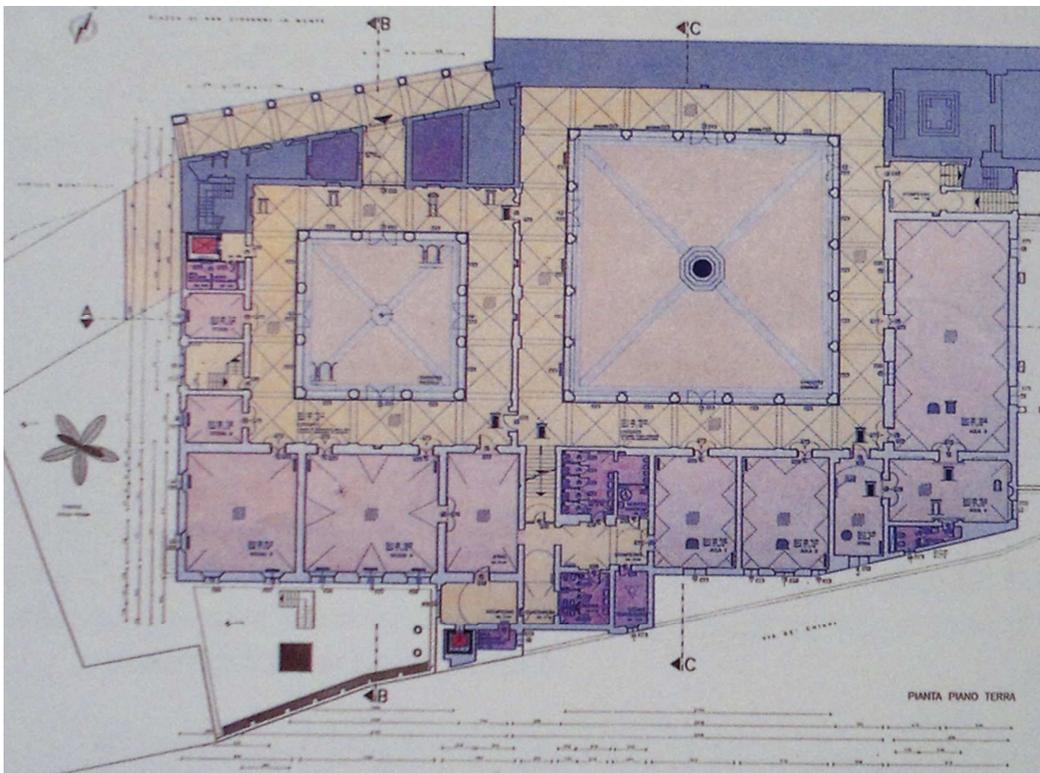


Fig. 19- Pianta Piano Terra del Progetto Esecutivo (2° Lotto).

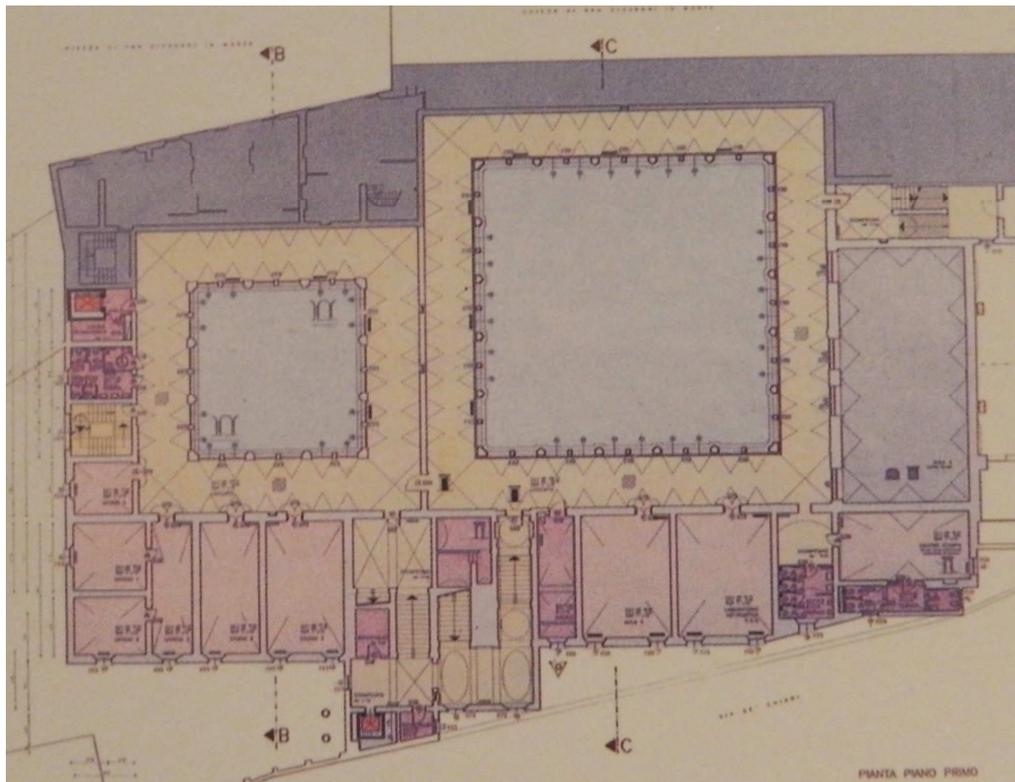


Fig. 20- Pianta Piano Primo del Progetto Esecutivo (2° Lotto ).

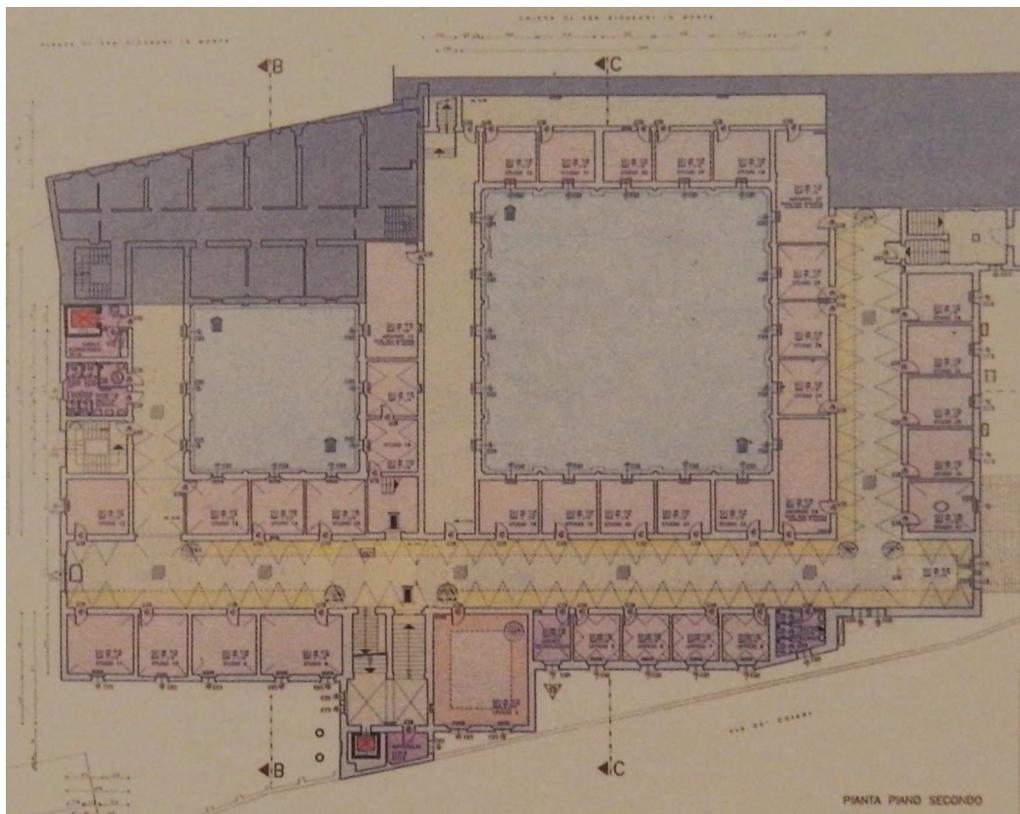
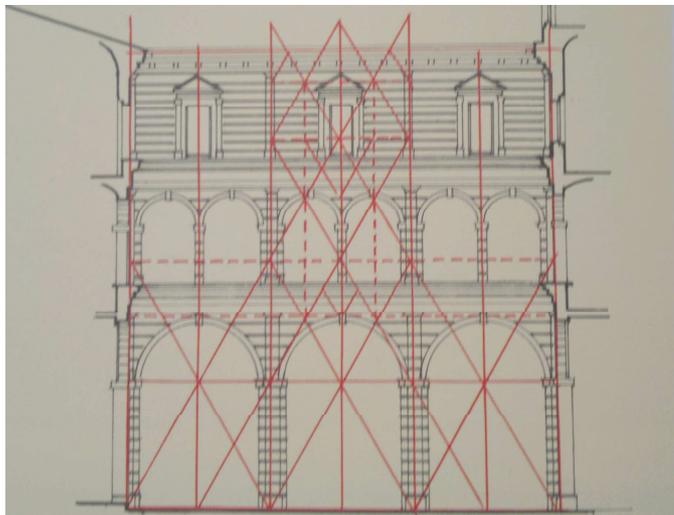


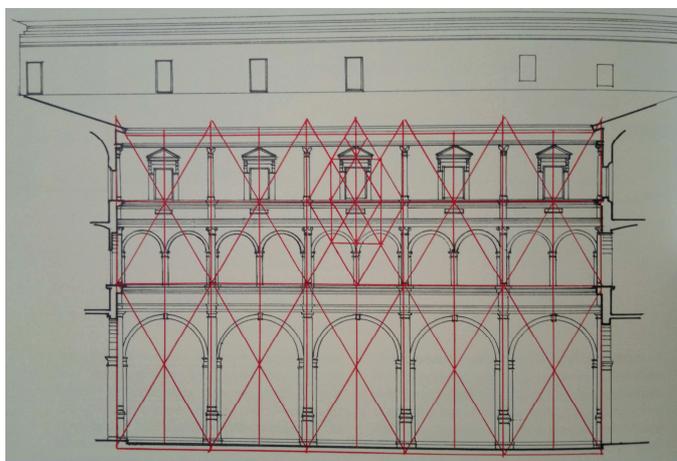
Fig. 21- Pianta Piano Secondo del Progetto Esecutivo (2° Lot to).



**Fig. 22-** Sezione A-A del Progetto Esecutivo (2° Lotto).



**Fig. 23-** Diagrammi generatori, chiostro grande. La griglia compositiva si basa su triangoli equilateri di lato pari a 12 piedi bolognesi (4,50 m), tipica dell'architettura rinascimentale.



**Fig. 24-** Diagrammi generatori, chiostro piccolo. La griglia compositiva, basata su triangoli equilateri di lato pari a 12 piedi bolognesi (4,50 m), tipica dell'architettura rinascimentale.

### 1.3.3 – 3° LOTTO: SISTEMA SPAZIALE DISTRIBUTIVO

Il terzo lotto del Complesso Monumentale di S.Giovanni in Monte, ha interessato il recupero funzionale e tecnologico del corpo edilizio originariamente adibito a rimesse e stalle.

Il progetto ha previsto l'insediamento del CILTA. I criteri generali dell'organizzazione sono stati i seguenti:

- ubicazione della didattica intensiva con aule disposte fondamentalmente ai piani seminterrato, primo e secondo a sud-ovest del fabbricato;
- ubicazione della sezione tecnico-amministrativa al piano terra;
- ubicazione ai piani terra e primo, zona sud-ovest, delle attività che comportano un rapporto continuo comunicativo tra studenti e docenti;
- ubicazione del nucleo di collegamento verticale principale, dotato di ascensore, in posizione pressoché baricentrica;
- realizzazione di scale di sicurezza di collegamento tra primo e secondo piano;
- realizzazione di cinque blocchi servizi igienici ai vari piani. (3)

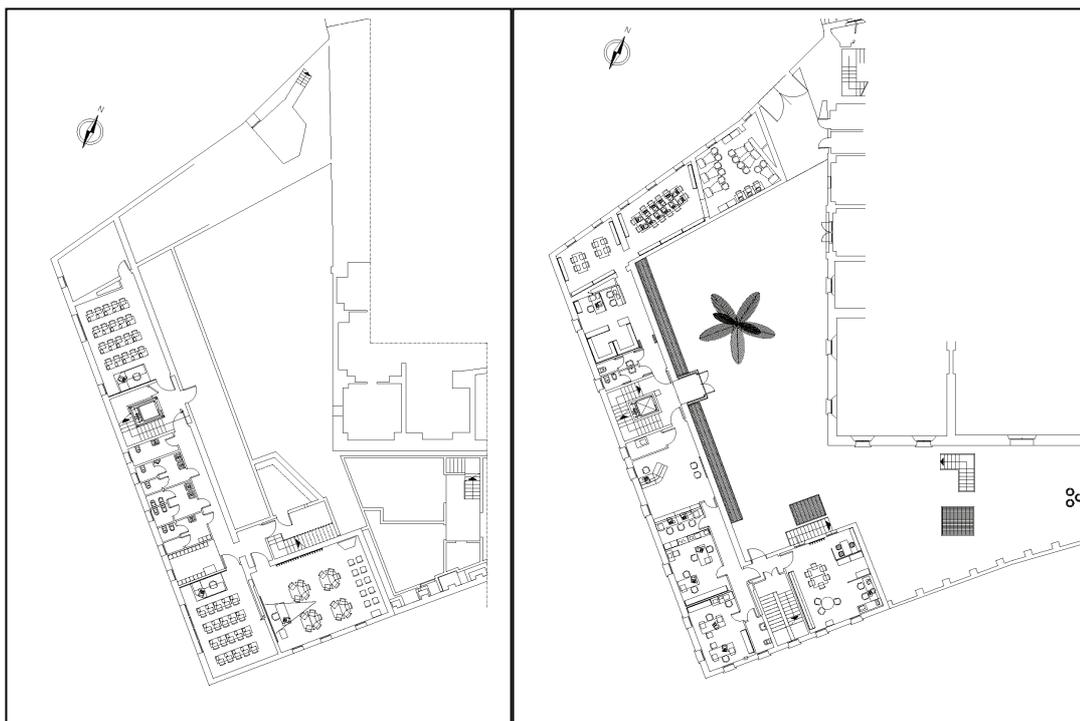
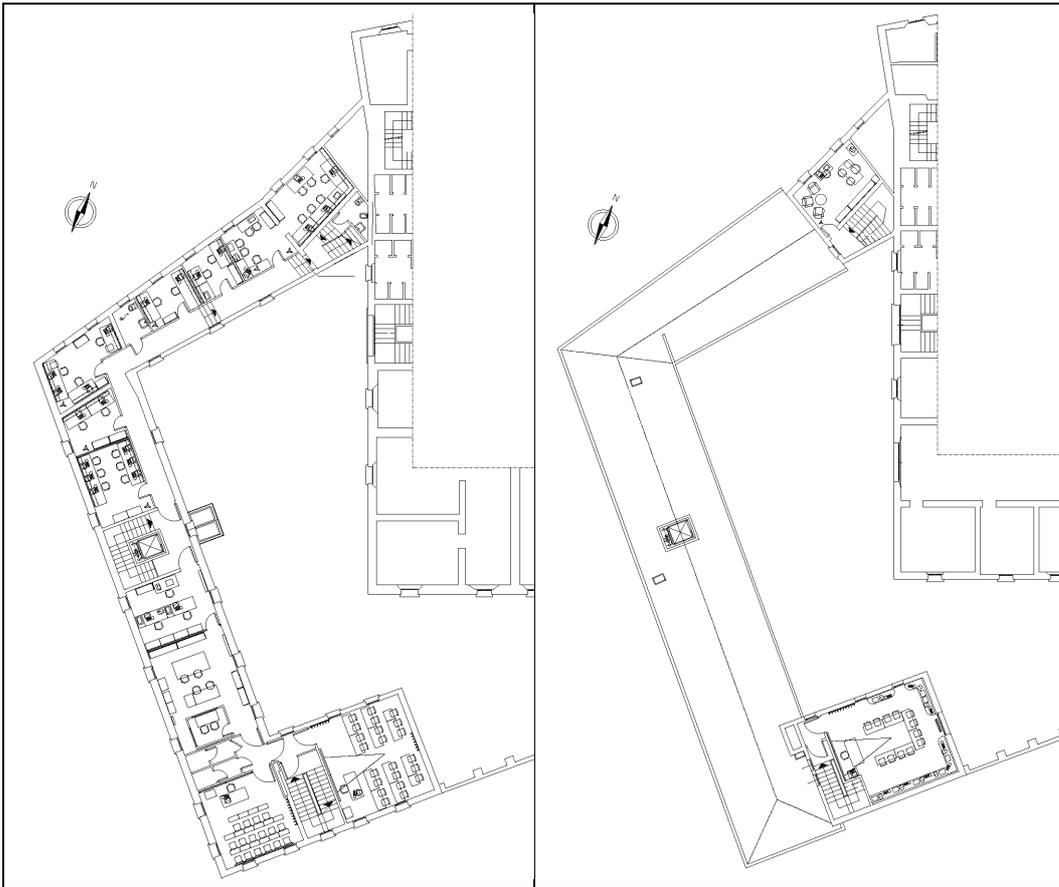


Fig. 23- Pianta Seminterrato (3°Lotto).

Fig. 24- Pianta Piano Rialzato (3°Lotto).



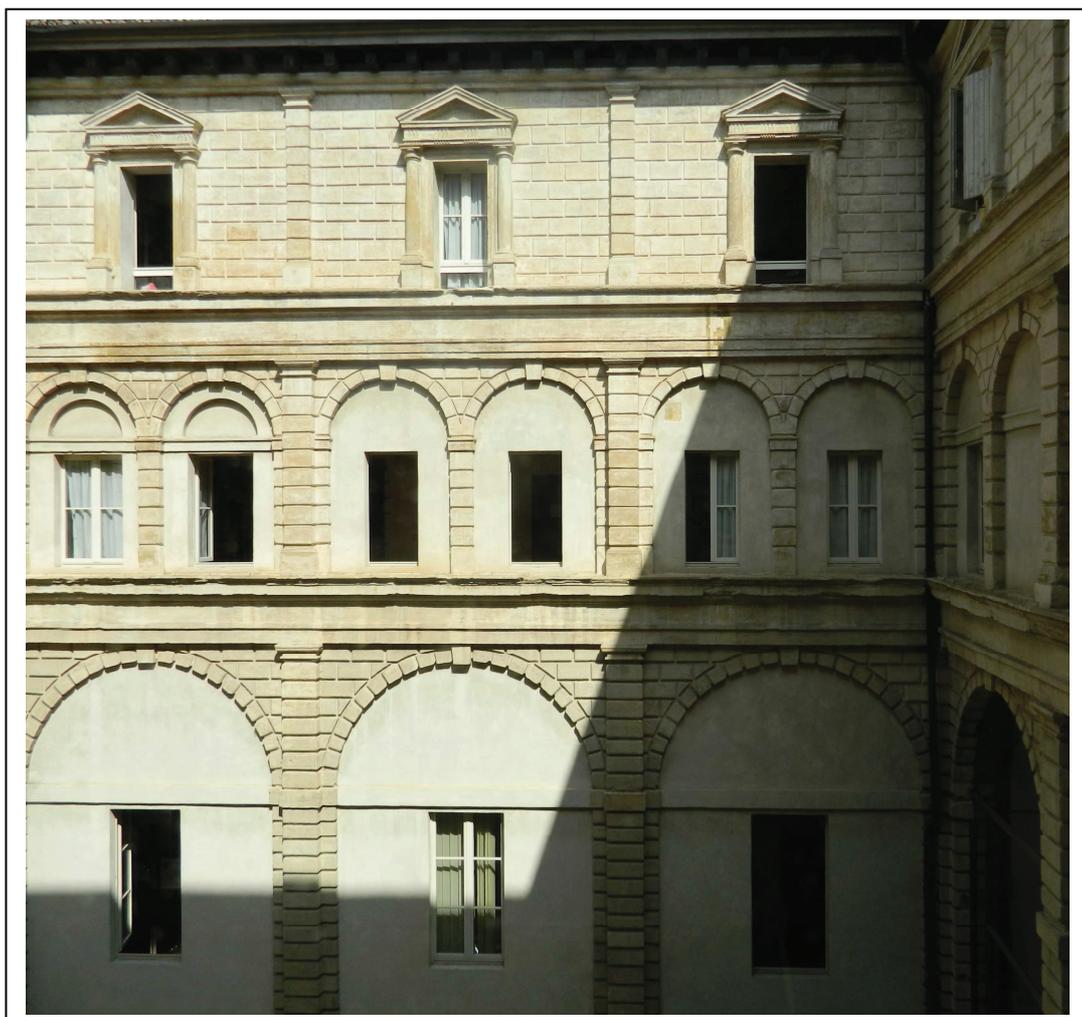
**Fig. 25-** Pianta Piano Primo (3° Lotto).

**Fig. 26-** Pianta Piano Secondo (3° Lotto).

## Capitolo 2

# San Giovanni in Monte: planimetrie attuali e sondaggi

**Il complesso monastico di san Giovanni in Monte è oggi utilizzato come sede delle facoltà di storia, medievistica e paleografia. Per realizzare il progetto di recupero dell'edificio, che lo ha portato alla configurazione attuale, l'Università di Bologna ha commissionato, nel 1993, indagini tecnico-diagnostiche e prove in situ, mirate alla conoscenza dello stato di conservazione degli elementi costruttivi.**



**Fig. 1-** Chiostro Piccolo detto “Alla rustica” del complesso conventuale di S. Giovanni in Monte dopo i restauri (1992) che hanno portato al recupero funzionale del complesso.

## 2.1 Planimetrie e sezioni, stato attuale

Si riportano di seguito le planimetrie complessive dell'attuale polo universitario di San Giovanni in Monte. Le piante dei diversi piani mostrano la disposizione dei vari ambienti ed in rosso la proiezione delle volte di copertura. In pianta è segnata anche la posizione delle due sezioni in corrispondenza rispettivamente del lato est del Chiostro Grande e del noviziato, con il cortile prospiciente.

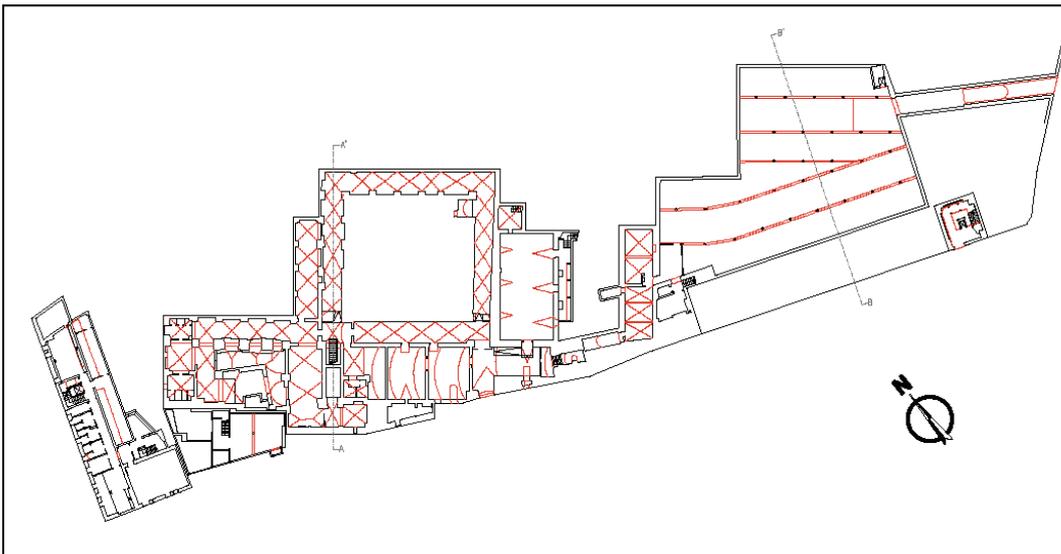


Fig. 2- Planimetria complessiva Piano Interrato.

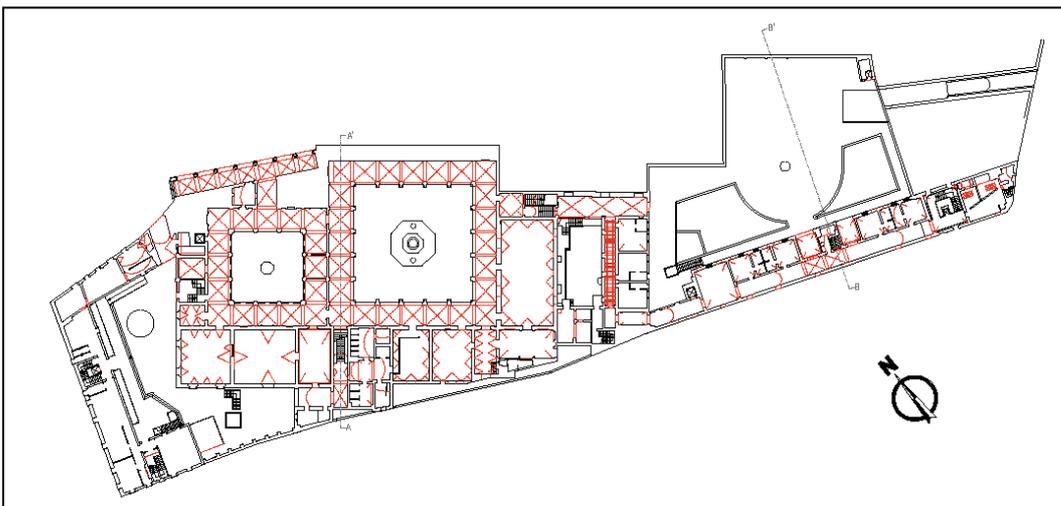


Fig. 3- Planimetria complessiva Piano Terra.

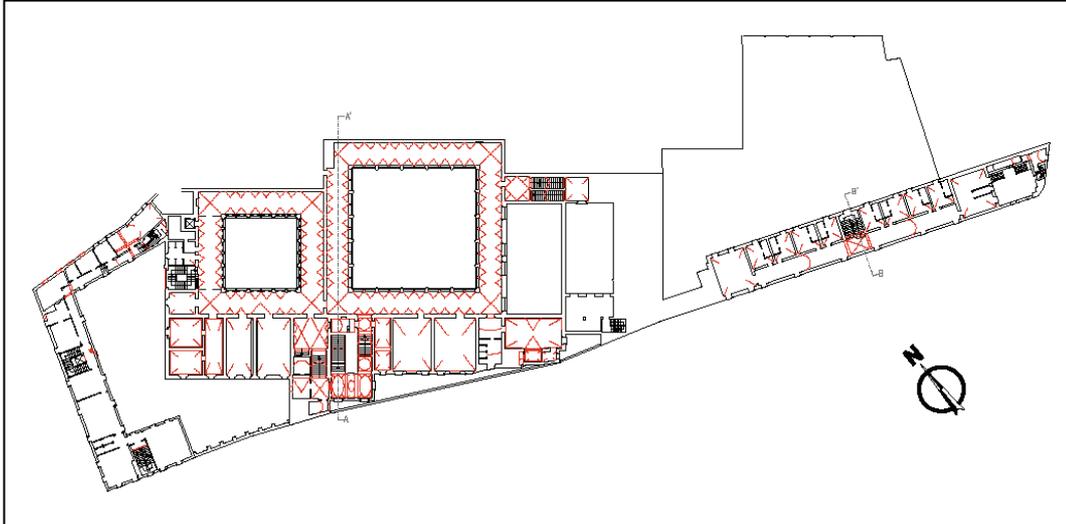


Fig. 4- Planimetria complessiva Piano Primo.

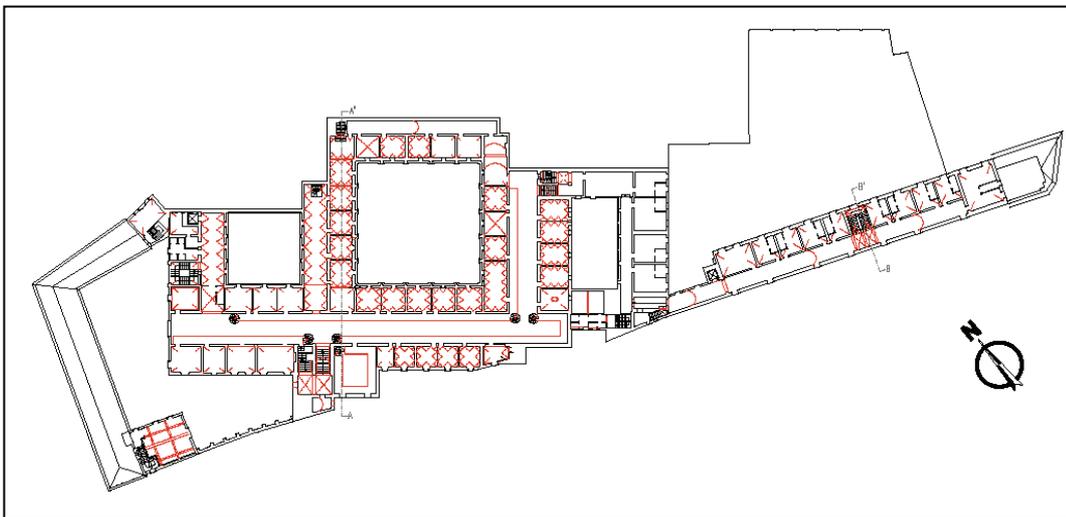


Fig. 5- Planimetria complessiva Piano Secondo.

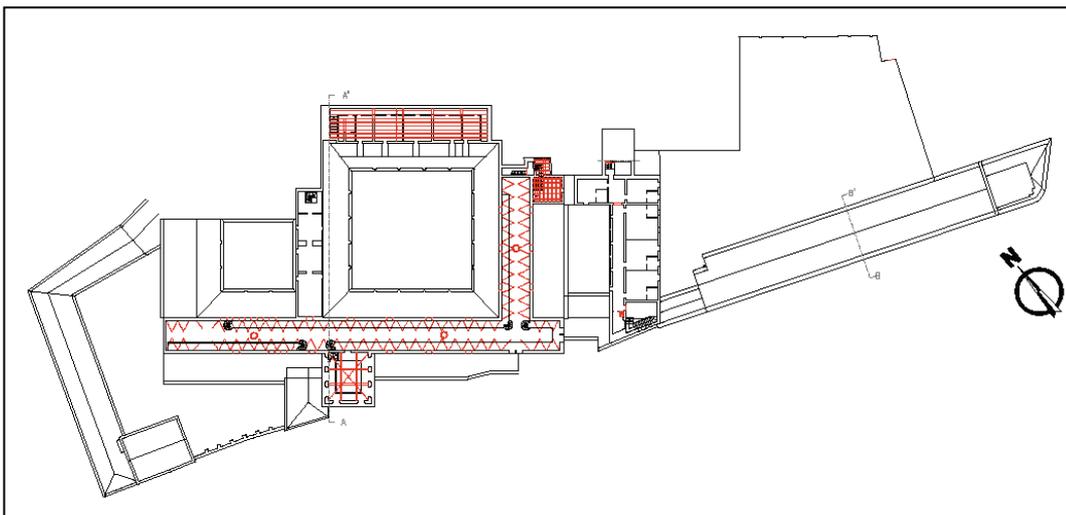


Fig. 6- Planimetria complessiva Piano Terzo.

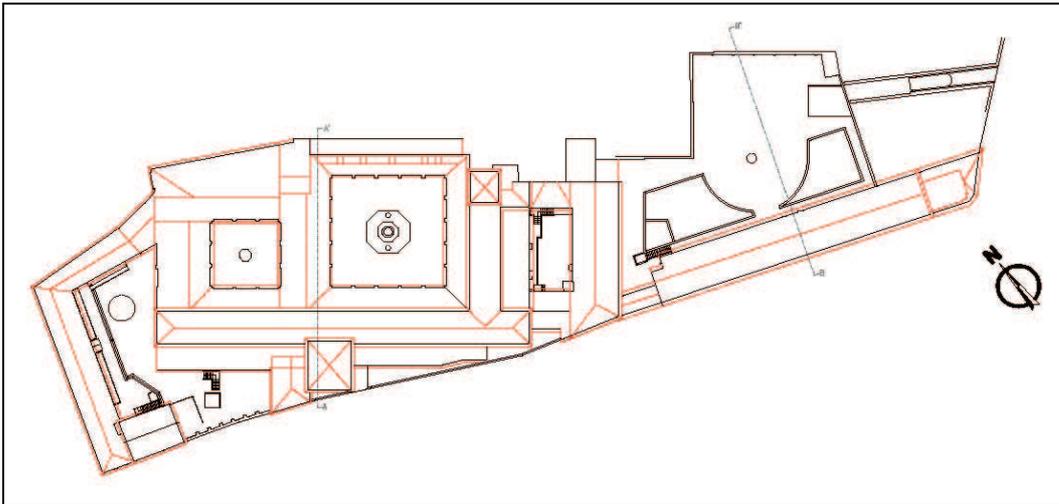


Fig. 7- Planimetria complessiva Coperture.

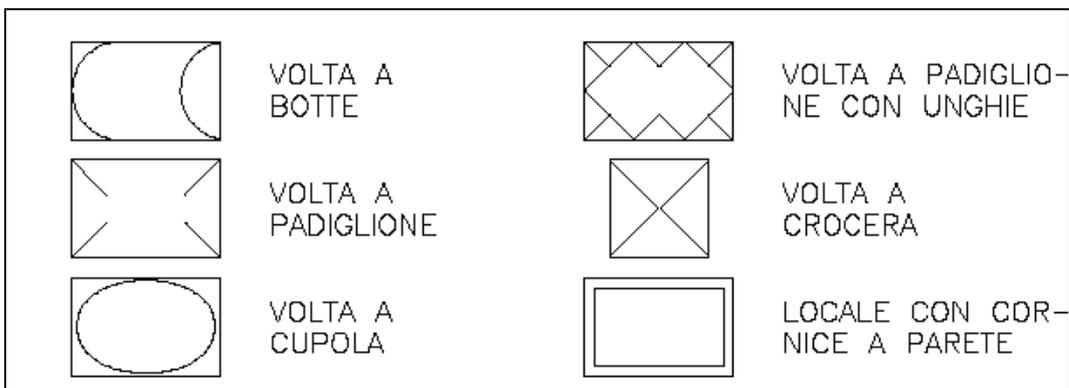


Fig. 8- Legenda: tipi di volte presenti nel complesso di S.G. in Monte.

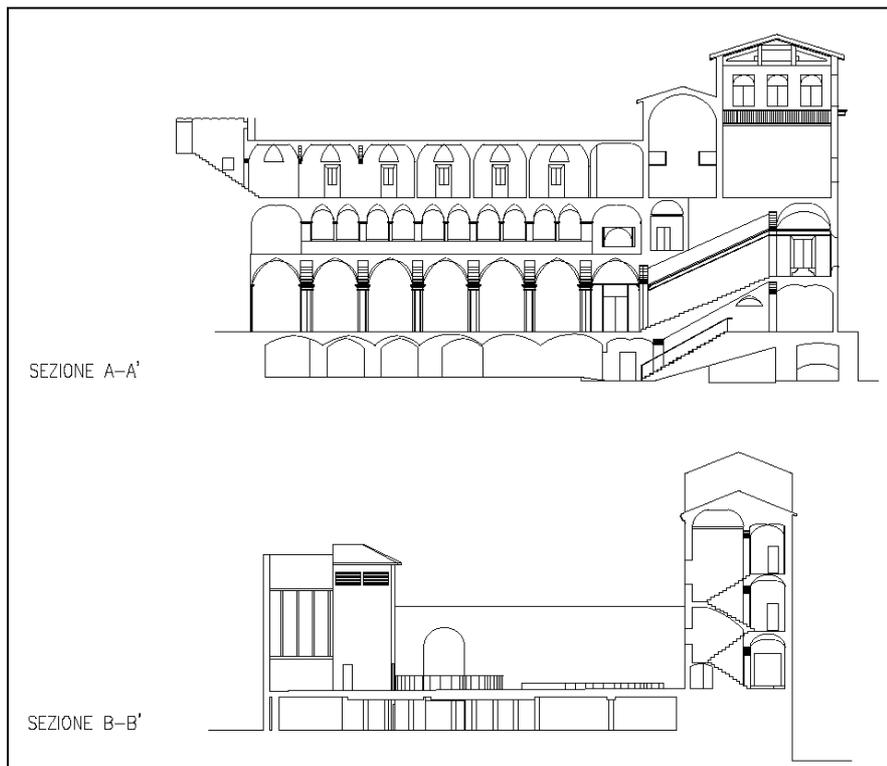


Fig. 8- Sezione A-A' e Sezione B-B'.

## **2.2 Indagini tecnico-diagnostiche, stato conservativo degli elementi costruttivi**

In diversi periodi temporali, compresi fra i mesi di febbraio e giugno 1993, sono state svolte indagini tecnico-diagnostiche (commissionate dall'Università di Bologna), finalizzate alla verifica dello stato di conservazione e dei parametri di degrado dei vari elementi e componenti costruttivi esistenti nel complesso monumentale di San Giovanni in Monte (2° lotto). (11)

I tipi di indagine effettuati sono stati:

- sondaggi inclinati,
- indagini penetrometriche,
- indagini endoscopiche,
- carotaggi meccanici e prove di laboratorio su elementi lapidei e arenarie, malta, legno e intonaco,
- prove con martinetti piatti,
- indagini soniche sulle arenarie e sul legno,
- termografie,
- prove di carico sul solaio a volta in corrispondenza dell'aula Prodi,
- prove di tipo P.O.R.T per l'analisi dello stato deformativo.

### **2.2.1 SONDAGGI E PROVE PENETROMETRICHE SULLE FONDAZIONI**

L'elemento più significativo, che le analisi effettuate sulle fondazioni, assieme agli elementi visibili nel piano interrato, hanno permesso di rilevare, è la presenza di fondazioni ad archi. Si tratta di archi in mattoni, usati come collegamento dei piloni nelle fondazioni profonde dette "a pozzi e barulle".

Al fine dell'analisi di tali elementi del complesso monumentale, sono stati effettuati diciotto sondaggi in corrispondenza del piano interrato di San Giovanni in Monte.

Sono state prelevate carote aventi diametro di 50mm e lunghezza fino a 200mm, per effettuare una lettura a vista della stratigrafia.

I sondaggi sono stati verticali oppure inclinati di 30° rispetto alla verticale. In particolare, i sondaggi dal n.3 al n.12, effettuati al di sotto del porticato del Chiostro grande, hanno permesso di ipotizzare la presenza della fondazione ad archi. Infatti, in alcuni casi i sondaggi riescono ad intercettare la parte muraria dell'arco per una porzione notevole dello stesso e in altri a tagliare l'arco, incontrando ben presto la terra sottostante.

I sondaggi n.3 e n.4 presentano, al di sotto della pavimentazione, di un massetto di cls e di uno strato di vuoto e/o terreno, una zona di muratura in laterizio e pietra di spessore abbastanza rilevante, che hanno indotto a far ritenere di essere di fronte a una delle basi dell'arco che sorregge la fondazione. Si può ipotizzare che la fondazione sia generalmente continua, con presenza di discontinuità localizzate. (11)

Nel sondaggio n.7 si incontra nuovamente un paramento murario di qualche importanza, dello spessore di circa 70cm, probabile elemento della pila dell'arco di fondazione.

Per ciò che riguarda la muratura incontrata, in base all'esame diretto e visivo, si è potuto affermare, sia per la muratura in laterizio che per quella in laterizio e pietra, di essere in presenza di un tipo di muratura di discreta qualità, relativamente analogo a quello incontrato fuori terra. (19)

Le prove penetrometriche, come appare dalla relazione geologica, hanno consentito di affermare che il valore della capacità portante ammissibile calcolato per una fondazione superficiale continua di larghezza ipotizzata  $B=100$  cm, poggiante a 3m di profondità presenta un valore di pressione netta di fondazione  $q=1.66$  Kg/cm<sup>2</sup>.

Si può inoltre affermare che, visto il tipo di manufatto e l'epoca di costruzione dello stesso, i cedimenti fondali, ad oggi, possono ritenersi interamente esauriti. D'altronde, non si sono incontrate nel corso delle indagini, fratture o lesioni di tale entità e disposizione da far ragionevolmente ritenere che vi siano stati cedimenti differenziali. (11)

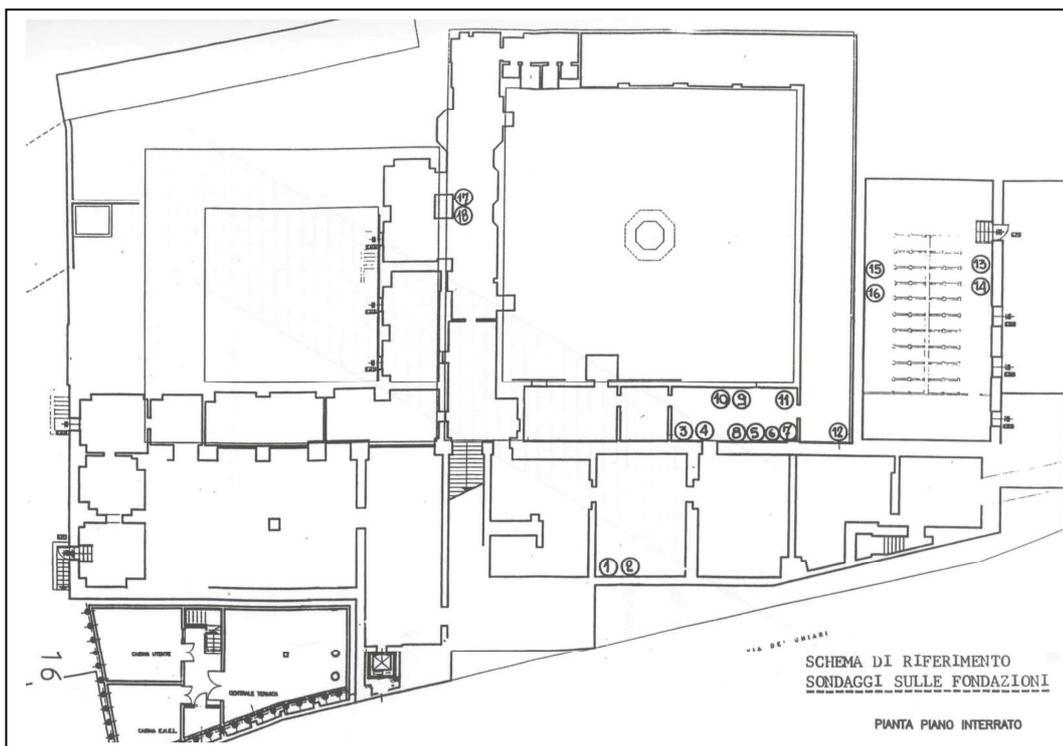


Fig. 9- Schema di riferimento dei sondaggi sulle fondazioni ubicati al piano interrato.

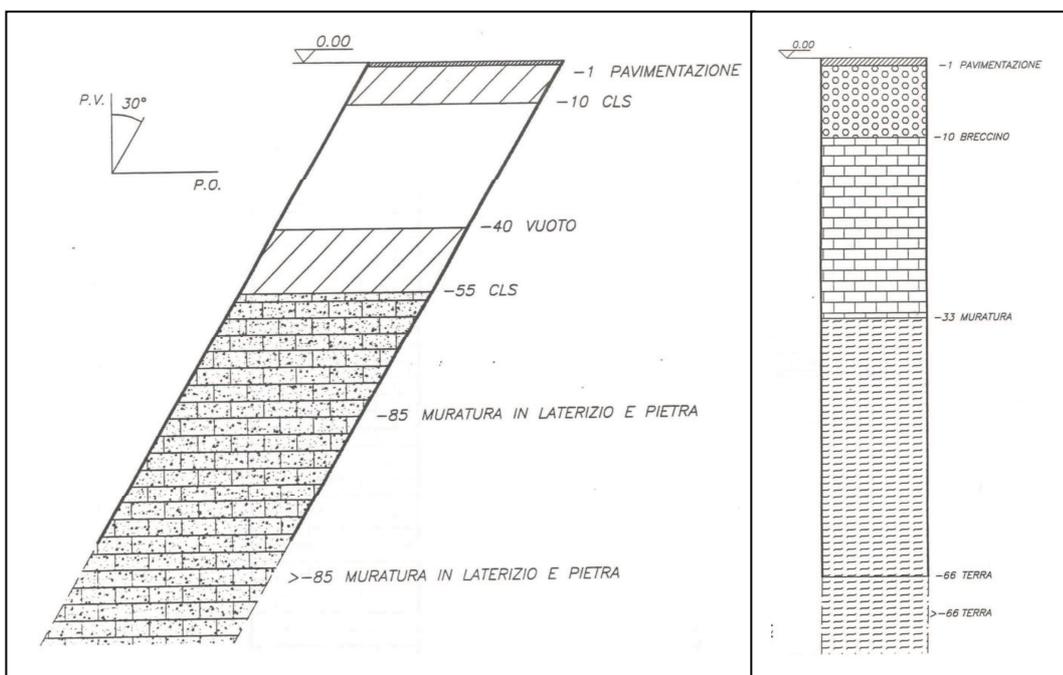


Fig. 10- Le fondazioni: sondaggio inclinato n.3 e sondaggio verticale n.12.

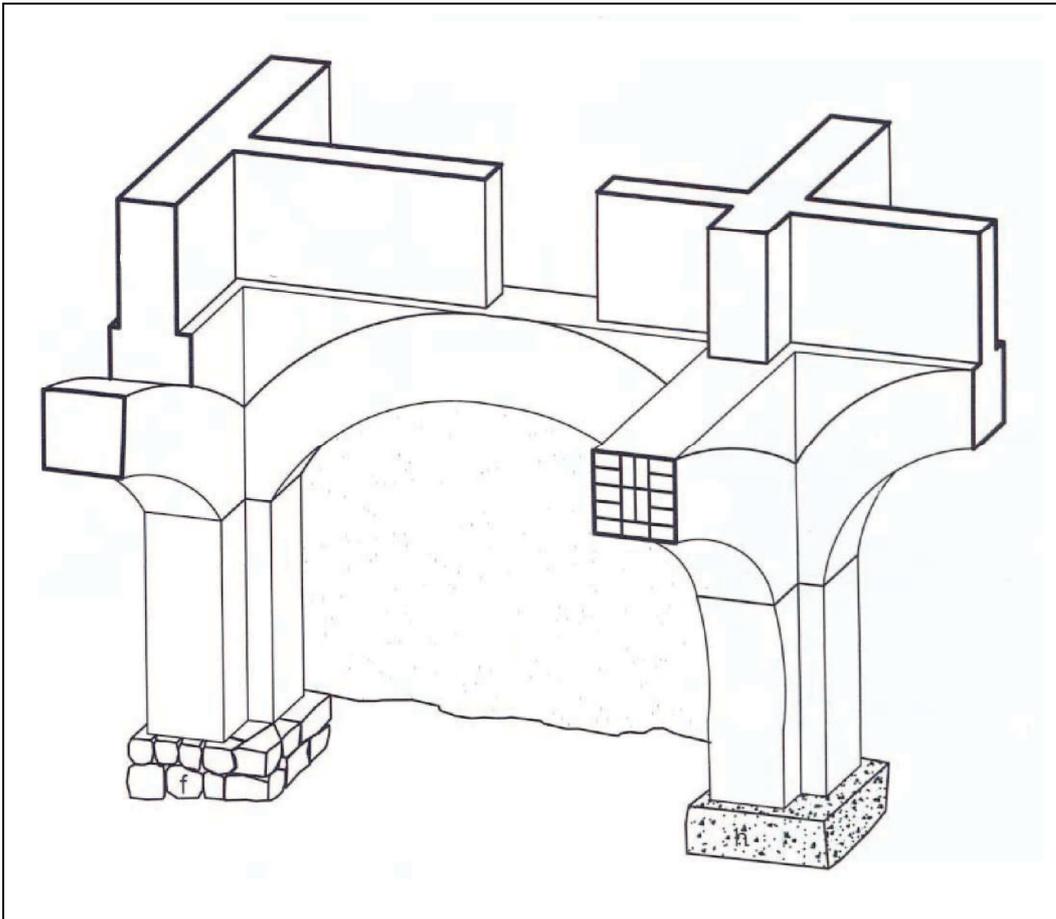


Fig. 11- Fondazione profonda "a pozzi e barulle".

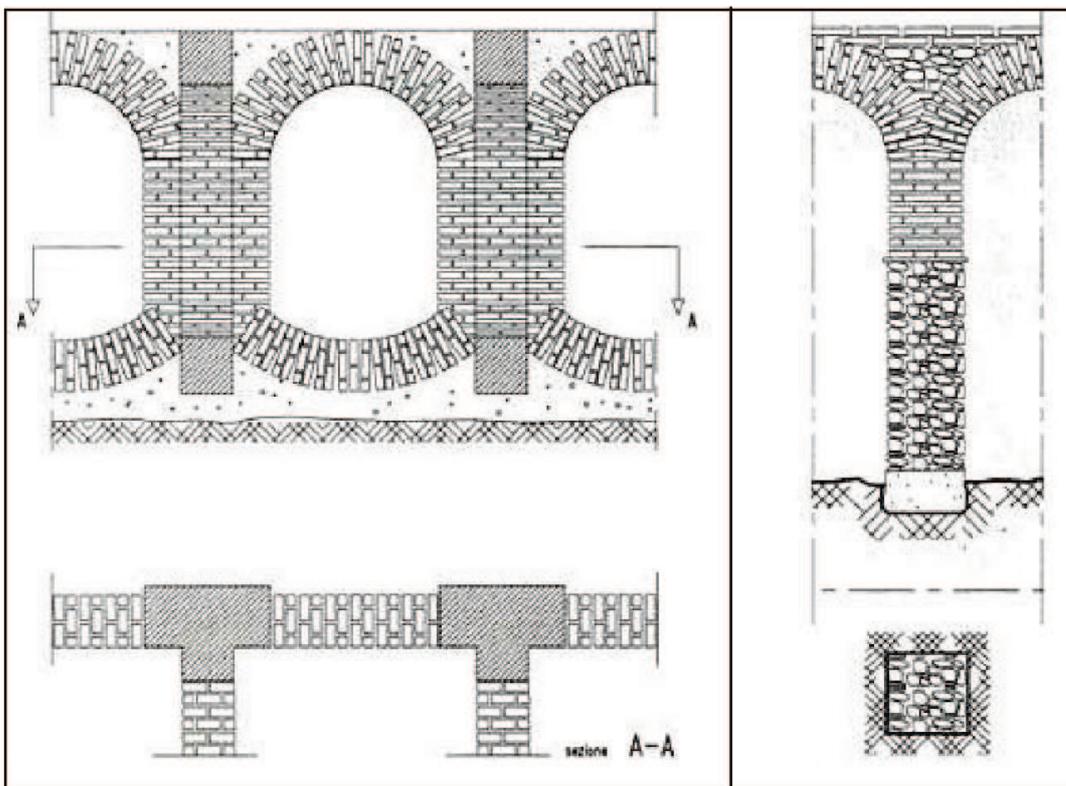


Fig. 12- Fondazione continua ad archi dritti e rovesci e fondazione discontinua ad archi dritti (muratura a sacco).



**Fig. 13-** Arco dritto di fondazione visibile nel piano interrato di San Giovanni in Monte, posizionato vicino ad un rudere che probabilmente fungeva da cisterna per l'acqua.



**Fig. 14-** Archi dritti visibili nel piano interrato di San Giovanni in Monte.



Fig. 15- Muratura in ciottoli e muratura in mattoni, piano interrato San Giovanni in Monte.



Fig. 16- Rudere probabilmente utilizzato come cisterna per l'acqua, piano interrato San Giovanni in Monte.

### **2.2.2 LE MURATURE: ANALISI ENDOSCOPICHE, PROVE P.O.R.T. CAROTAGGI MECCANICI, PROVE DI LABORATORIO E PROVE CON MARTINETTI PIATTI**

Gli endoscopi permettono di illuminare ed ispezionare zone altrimenti non visibili della costruzione, come appunto le pareti in muratura. La tecnica consiste nel praticare piccoli fori (in genere di diametro massimo 20mm con trapani a basso numero di giri, in modo da non indurre vibrazioni eccessive nel paramento murario, ed introdurre all'interno un endoscopio, costituito da un'asta con fibra ottica e da una guida luce per illuminare la cavità. Nella parte terminale dell'endoscopio è applicata una macchina fotografica reflex o una telecamera per la documentazione dell'indagine.

Si possono, quindi ottenere informazioni su:

- presenza di cavità e vuoti,
- morfologia e tipologia del paramento murario all'interno,
- stato di conservazione dei materiali,
- presenza di anomalie localizzate nella tessitura muraria,
- stratigrafia e rilievo dello spessore dei singoli strati.

L'indagine endoscopica ha avuto come oggetto le strutture murarie della "Sala Prodi", le pareti della "Sala del Pilastro" ed un pilastro d'angolo del cortile maggiore.

Obiettivo dell'indagine è stata l'ispezione e la successiva documentazione fotografica delle caratteristiche costruttive della muratura, al fine di valutarne la consistenza e l'aspetto interno. (11)

Operativamente l'indagine è consistita nell'effettuazione di nove fori, di diametro 10-12mm e della profondità di circa 1m, all'interno della muratura e nella successiva ispezione con la canna endoscopica rigida. (19)

Dall'indagine è emerso che le murature sono, in prevalenza, della tipologia "a sacco", cioè composte da due cortine laterizie al cui interno veniva introdotto un conglomerato composto di pietrame, frammenti di cotto e malta di calce, intervallando tale riempimento con ricorsi di mattoni per livellare la muratura.

I fori dal n.1 al n.6, hanno evidenziato la presenza della suddetta muratura “a sacco”. Dopo un primo strato di muratura di mattoni, relativamente omogenea, corrispondente alla cortina laterizia esterna di spessore compreso tra i 15 e i 25cm, si rivela la struttura eterogenea della muratura a sacco, contrassegnata da ampi vuoti, da cavità interne e, soprattutto, da materiale incoerente, che presenta una scarsa consistenza strutturale.

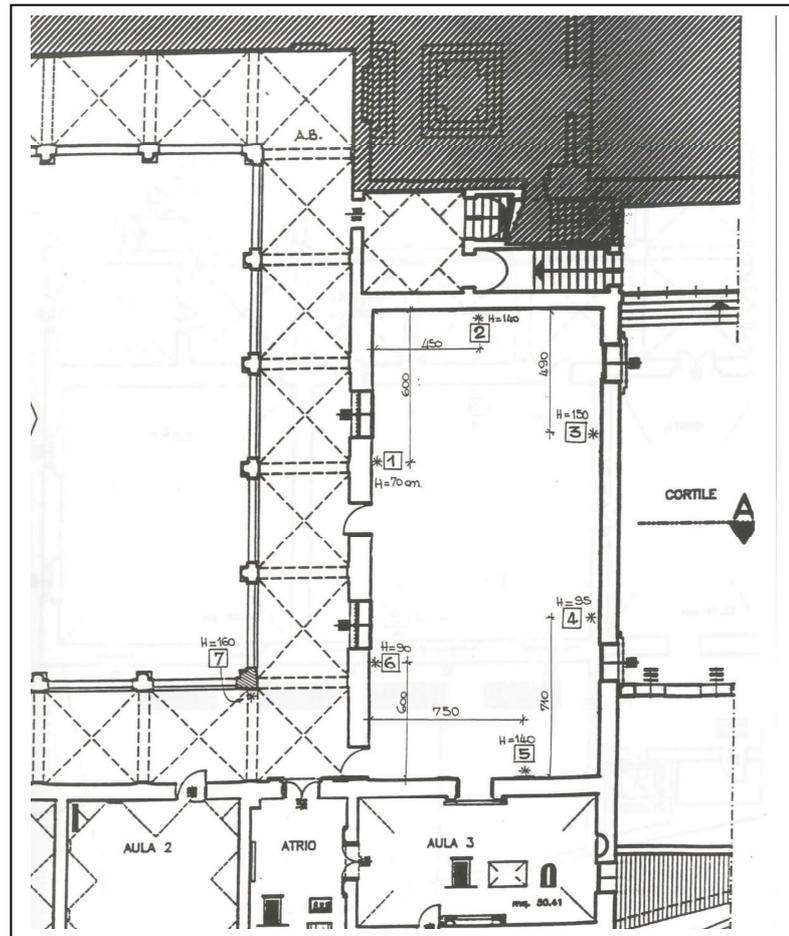
Al contrario, il foro n.7, effettuato sul pilastro d’angolo del Cortile grande in arenaria, in corrispondenza della “Sala Prodi”, ad un’altezza di circa 150cm, ha mostrato una sezione completamente compatta ed omogenea. Si tratta, probabilmente, di conci lapidei di arenaria, sovrapposti l’un l’altro con l’interposizione di mattoni nuovi legati con malta di cemento.

Il foro n.8, effettuato in corrispondenza della “Sala del Pilastro”, ha rilevato fino ad una profondità di circa 10 cm, la presenza di una muratura relativamente compatta, mentre appena oltre, si riscontra nuovamente l’inizio della porzione del “sacco”. In definitiva tutte le eterogeneità rilevate dall’esame endoscopico, sono quelle tipiche di questo tipo di muratura, pertanto, l’assenza di materiale non è così rilevante da far ritenere che il muro presenti cavità di importanza strutturale. (11)

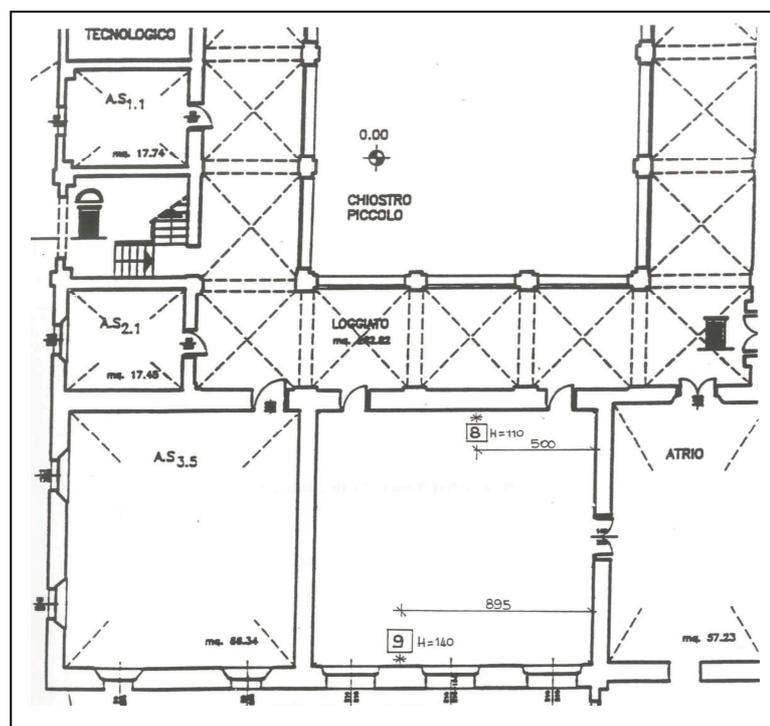
In corrispondenza del pilastro della “Sala del Pilastro” sono, inoltre, state effettuate n.4 prove di Pull-Out and Release Test (P.O.R.T.) al fine di determinare lo stato deformativo corticale in situ, sotto l’azione dei carichi permanenti.

Per realizzare queste prove si sono svincolati blocchi dell’elemento edilizio dal contatto con gli elementi superiori e laterali mediante taglio del corso di malta per una profondità di circa 5cm, in modo che risultassero scarichi, e sono stati rilevati i valori estensimetrici nella fase di rilascio delle deformazioni per confrontarli con i valori riportati dagli estensimetri in fase iniziale, dipendenti dallo stato tensionale dei blocchi.

Non sono stati rilevati valori significativi delle tensioni corticali in nessuna delle quattro facce del pilastro; non si può, però, escludere che nel suo nucleo possano esistere tensioni di compressione, anche se è da ritenere che siano modeste.



**Fig. 17-** Planimetria di individuazione prove endoscopiche; fori dall'1 al 7 ubicati al piano terra, nell'aula Prodi e sul pilastro d'angolo del chiostro Grande.



**Fig. 18-** Planimetria di individuazione prove endoscopiche; fori 8 e 9, piano terra.

Per quanto concerne i carotaggi meccanici sulle murature sono state prelevate, ad una altezza compresa fra 72 e 94cm da terra, n.6 carote al Piano terreno, di cui due in corrispondenza della "Sala Prodi", due in corrispondenza della cosiddetta "Aula n.1" e due in corrispondenza dell'"Aula del pilastro".

Altre n.7 carote sono state prelevate ai piani primo e secondo di cui quattro in corrispondenza delle aule al piano primo, una in corrispondenza della Biblioteca al Piano secondo, una in corrispondenza del porticato del Chiostro piccolo e una in corrispondenza del porticato del Chiostro grande.

Mediante tali carote è stato possibile analizzare le caratteristiche delle murature indagate e dei materiali componenti, infatti, grazie al prelievo di materiale è possibile effettuare:

- letture a vista della stratigrafia,
- prove ultrasoniche in laboratorio,
- prove di schiacciamento in laboratorio per stimare la resistenza caratteristica a compressione.

Le carote del piano terra presentano caratteristiche tipiche di una muratura a sacco. Generalmente dopo uno spessore di circa 8mm di intonaco grigio fortemente compatto, le carote mostrano uno spessore di laterizi relativamente antichi di circa 15cm. I mattoni si presentano compatti, con pochi difetti e lo spessore di malta interposta è molto ridotto e sempre inferiore a 11mm. Appena al di là dello strato di laterizi, il materiale estratto consiste in un quantitativo ridotto di laterizio, misto a malta grossolana che conferma la presenza di murature a sacco . (11)

In definitiva si è potuto affermare che, concordemente con le osservazioni endoscopiche, la muratura si presenta eterogenea nella parte interna ai paramenti murari in laterizio, ma non sono presenti grosse cavità o discontinuità rilevanti. Per cui si può ritenere di essere in presenza di una struttura muraria sostanzialmente compatta.

Le carote estratte al piano primo e secondo evidenziano una muratura compatta formata da laterizi sufficientemente omogenei, con spessori di malta relativamente modesti.

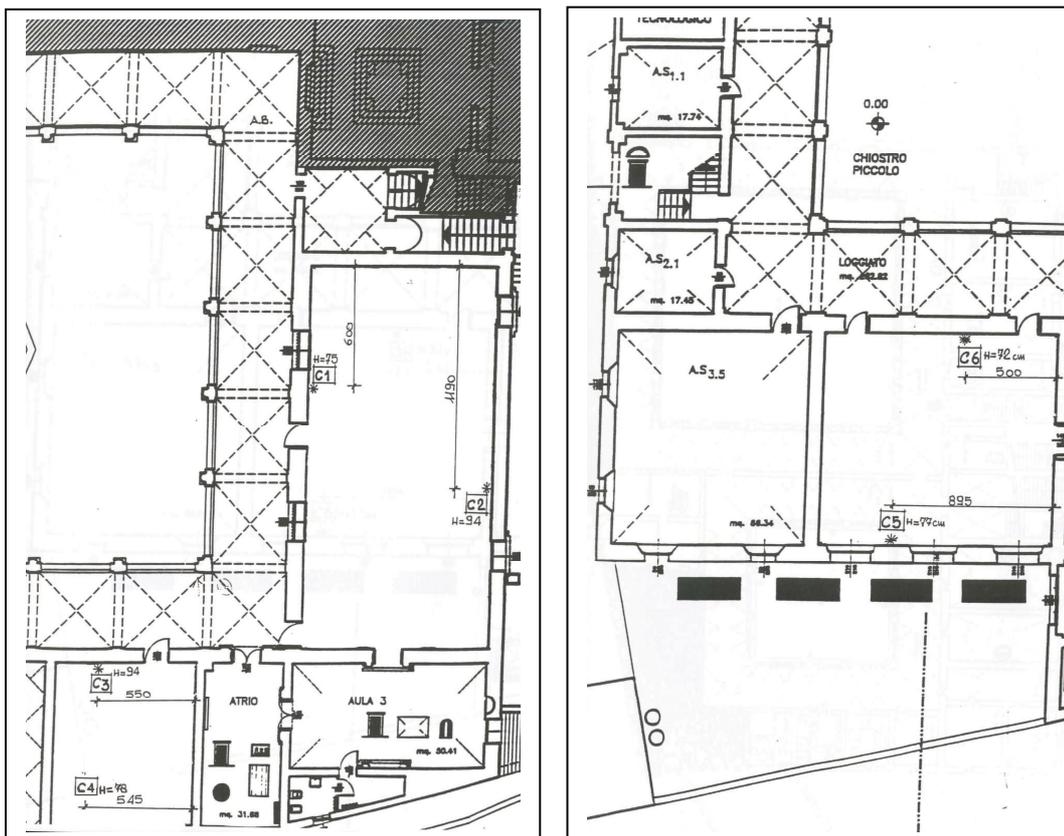


Fig. 19- Planimetria prelievo carote (diametro del punzone 100mm) piano terra.

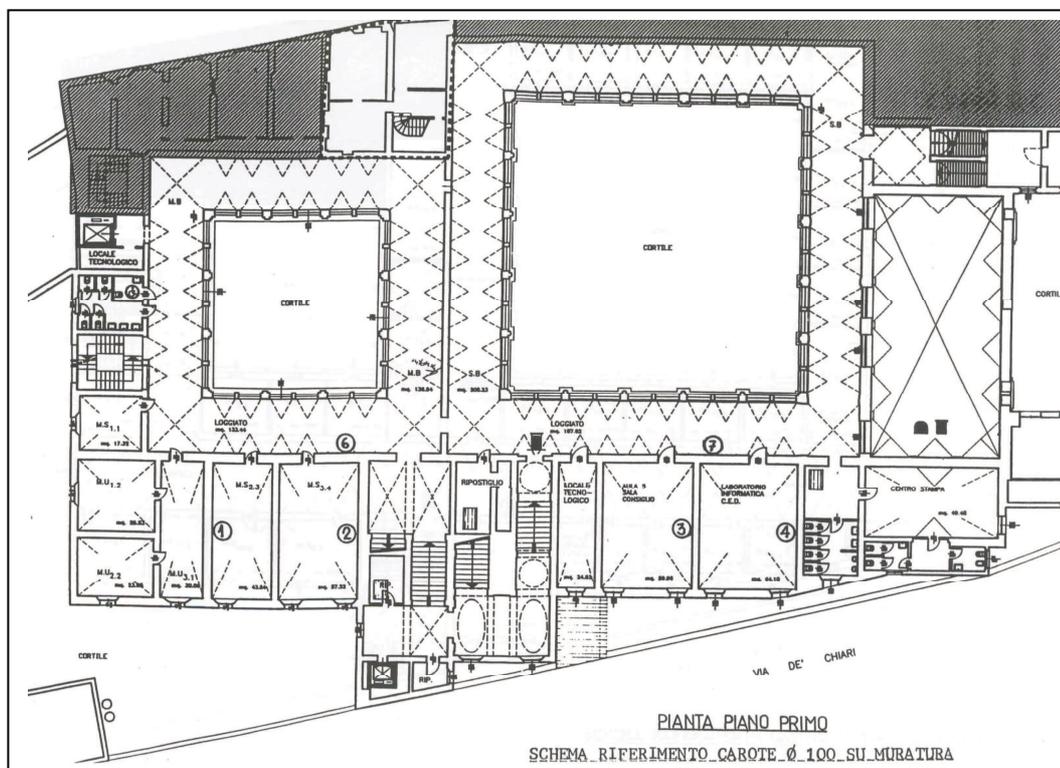


Fig. 20- Planimetria prelievo carote (diametro del punzone 100mm), piano primo.

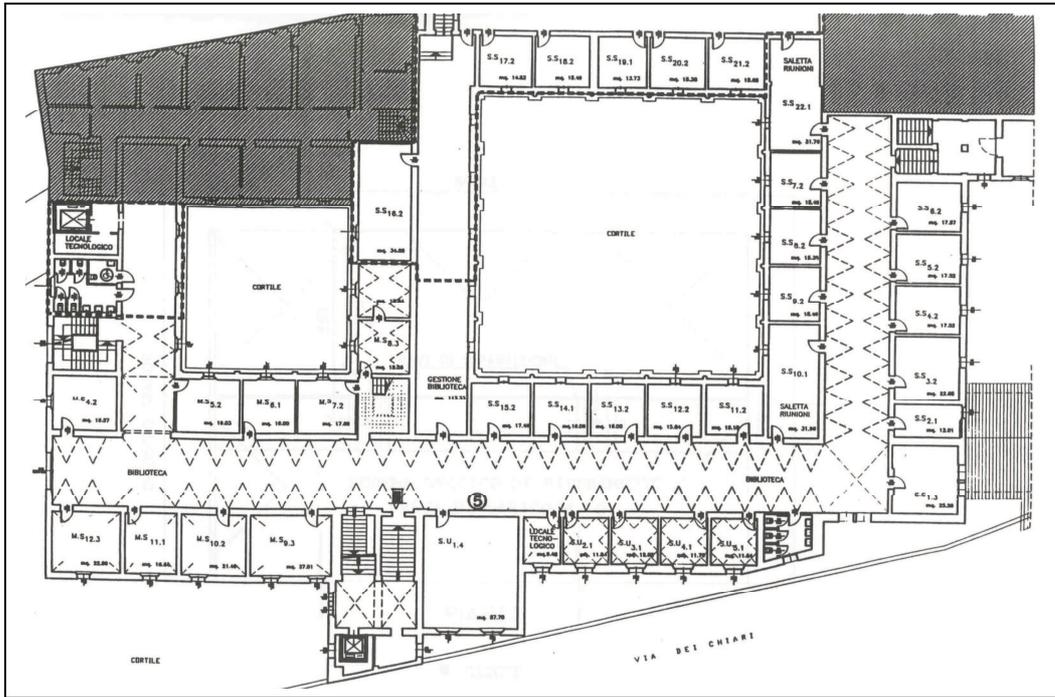


Fig. 21- Planimetria prelievo carote (diametro del punzone 100mm), piano secondo.

Dai carotaggi effettuati sulle murature, sono stati prelevati dei campioni cubici di dimensione circa 5x5x5cm, successivamente sottoposti ad una prova di schiacciamento sotto pressa in laboratorio, allo scopo di determinarne il carico di rottura.

Dalle stesse carote di muratura in laterizio, sono poi stati prelevati dei campioni di malta, di dimensione 5x5x1.5cm, al fine di stabilirne le caratteristiche meccaniche. Pertanto, anche tali campioni sono stati sottoposti ad una prova di compressione.

I valori medi di resistenza dei laterizi estratti sono risultati relativamente omogenei, e vengono riportati nella seguente tabella:

	Resistenza media a compressione dei campioni	Modulo elastico risultante dalle prove
Murature piano terra	140 Kg/cm <sup>2</sup> (laterizio) 18 Kg/cm <sup>2</sup> (malta)	40000<E<70000 Kg/cm <sup>2</sup> (Laboratorio) 50000<E<75000 Kg/cm <sup>2</sup> (Martinetto doppio)
Murature piano I e II	200 Kg/cm <sup>2</sup> (laterizio) 80 Kg/cm <sup>2</sup> (malta)	40000<E<70000 Kg/cm <sup>2</sup> (Laboratorio) 50000<E<75000 Kg/cm <sup>2</sup> (Martinetto doppio)

I valori sono, per quanto concerne i laterizi estratti al piano terra, quelli di un materiale che conserva ancora le sue caratteristiche di resistenza ed omogeneità, con una malta non friabile e una discreta omogeneità globale.

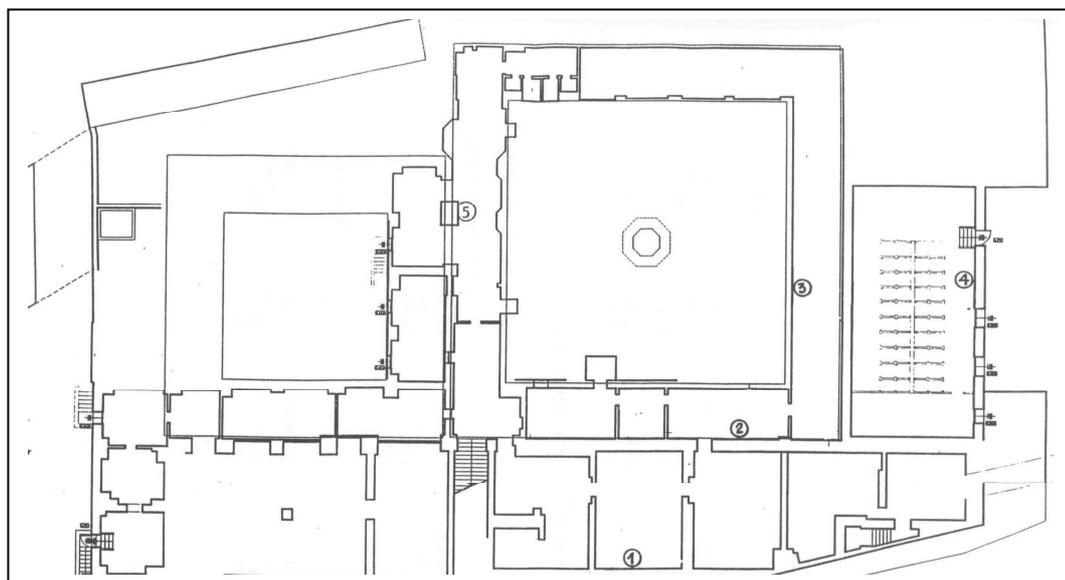
I valori medi di resistenza dei laterizi estratti al piano primo e secondo, sono stati relativamente elevati, indice di un materiale di buona qualità, resistente ed omogeneo. (11)

Al fine di stabilire una correlazione fra le caratteristiche meccaniche del laterizio e quelle della malta, sono state seguite le procedure descritte nel D.M. 103 e nel EC6 utilizzando i parametri sperimentali e i conseguenti valori determinati nelle formule.

In questo modo è stato possibile definire i valori del Modulo Elastico (E) per i n.6 provini di muratura in laterizio e di malta esaminati. Tali valori risultano confrontabili con quelli determinati sperimentalmente mediante le prove di carico con martinetti doppi, che consentono una misura della deformazione del concio murario sottoposto alla prova di carico (il Modulo elastico (E) varia a seconda del ciclo di carico e della tensione presente).

Le prove di carico con martinetti piatti sono state effettuate in corrispondenza di cinque zone del piano interrato.

La metodologia di prova è stata finalizzata alla valutazione dei carichi effettivamente gravanti su un paramento murario.



**Fig. 22-** Schema di riferimento delle prove con martinetti piatti eseguite al piano interrato.

### 2.2.3 INDAGINI SONICHE ED INDAGINI CON PENETROMETRO WINDSOR SULLE COLONNE IN ARENARIA

Sono state effettuate letture soniche sui materiali, emettendo treni di impulsi di circa 54 KHz, con una potenza di 600 V, disponendo la sonda emittente e la sonda ricevente sulle facce contrapposte della sezione da indagare. Le circa 150 letture soniche eseguite con metodo diretto in corrispondenza delle murature portanti, in varie posizioni ed in vari piani, non hanno consentito di rilevare valori significativi ed attendibili.

Ciò conferma, comunque, che la maggior parte delle murature sono “a sacco” e di spessore notevole, in quanto qualunque discontinuità significativa e disomogeneità di materiale impedisce la propagazione delle onde sonore. (11)

I valori delle indagini ultrasoniche ottenuti per le colonne in arenaria del cortile grande al piano terra e al piano primo, sono significativamente elevati per il materiale considerato confermando le valutazioni di grande omogeneità del materiale, di assenza di fessure o difetti.

I valori sono significativamente ridotti per i marcapiano in arenaria, per i quali anche visivamente risulta uno stato di degrado più accentuato che per le colonne.

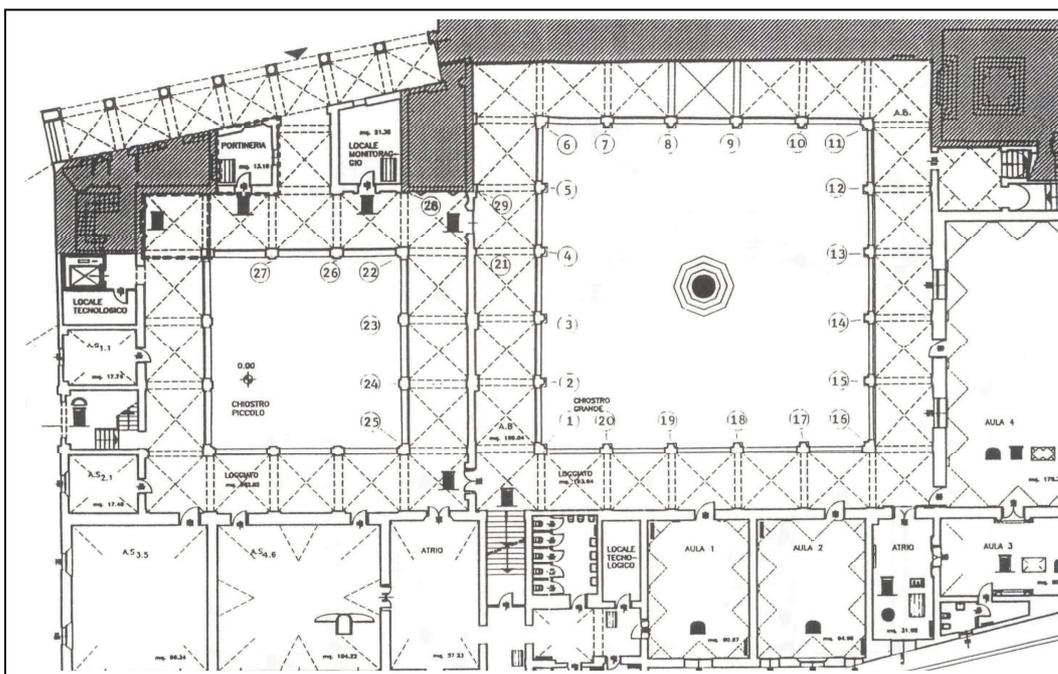


Fig. 23- Planimetria di riferimento letture ultrasoniche su arenarie.

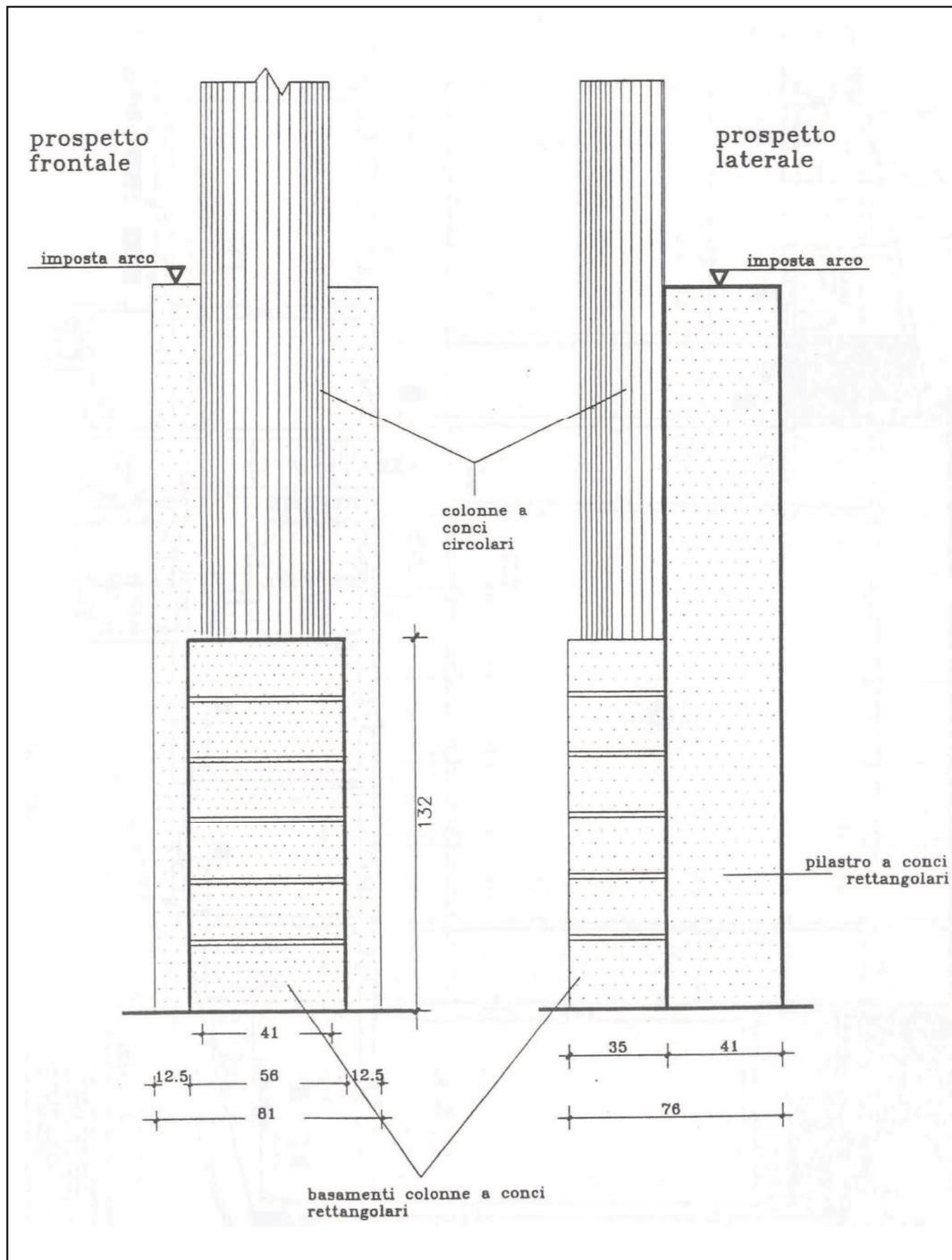


Fig. 24- rilievo colonna in arenaria sabbciata cortile grande Rif.n.12.

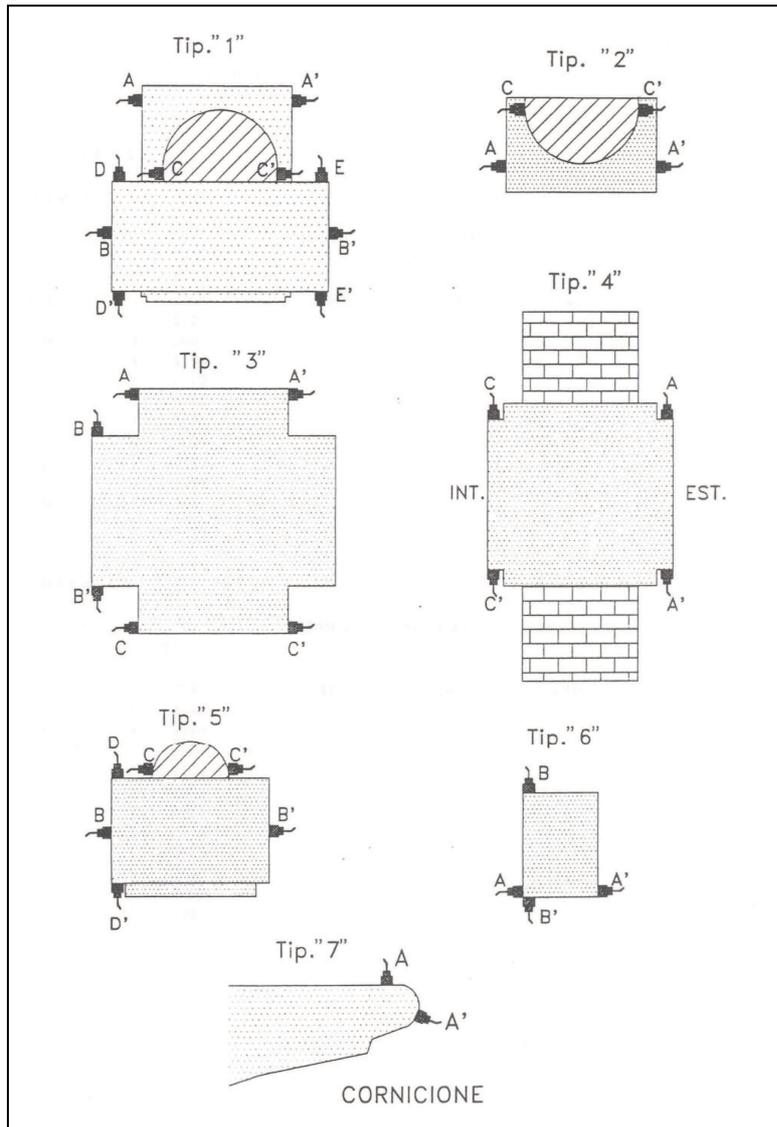


Fig. 25- Tipologie di colonne e cornicioni in arenaria sottoposti a prove ultrasoniche.

Sono state eseguite, con il penetrometro Windsos, sedici prove su n.8 colonne in arenaria del cortile grande, in corrispondenza del piano terra del complesso monumentale, indagando sia il fusto che il basamento delle colonne.

Il penetrometro Windsor consente di stimare, utilizzando tabelle comparative, le resistenze dei singoli materiali per mezzo dell'infissione di una sonda in lega speciale nell'elemento in prova. (11)

Tutte le letture si presentano significative, ed i valori della resistenza sono racchiusi in un ambito ristretto, pertanto è stato possibile stimare un valore di resistenza media a compressione relativamente elevato.

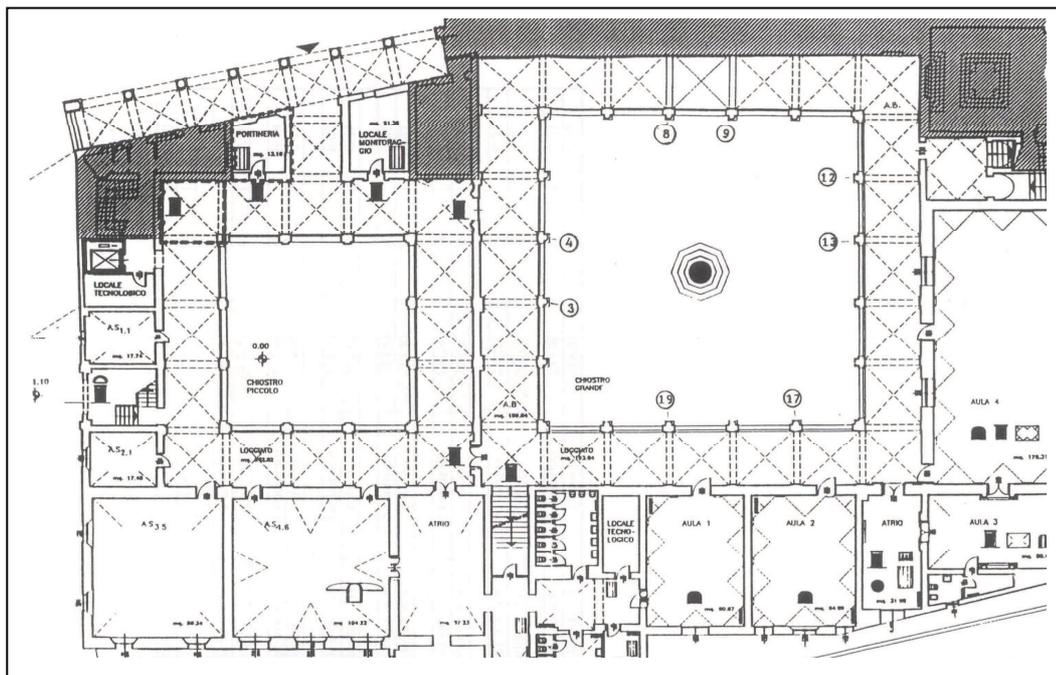


Fig. 26- Planimetria prove con penetrometro Windsor su colonne in arenaria del cortile grande.

COLONNE IN ARENARIA				
ELEMENTO IN PROVA		MEDIA	SCARTO	Cs
		(Kg/cm <sup>2</sup> )		
Colonna n.12	basamento	203.34	21	0.10
Colonna n.12	colonna	257.09	30	0.12
Colonna n.13	basamento	267.14	24	0.09
Colonna n.13	colonna	105.80	6	0.06
Capriata n.17	basamento	143.87	71	0.49
Colonna n.17	colonna	144.39	19	0.13
Colonna n.19	basamento	196.31	5	0.02
Colonna n.19	colonna	166.02	74	0.44
Colonna n.3	basamento	120.84	6	0.05
Colonna n.3	colonna	219.93	16	0.07
Colonna n.4	basamento	137.43	14	0.10
Colonna n.4	colonna	262.57	45	0.17
Capriata n.8	basamento	254.22	77	0.30
Colonna n.8	colonna	435.00	32	0.07
Colonna n.9	basamento	188.40	51	0.27
Colonna n.9	colonna	344.45	76	0.22

Fig. 27- Risultati delle prove penetrometriche sulle colonne in arenaria.

## 2.2.4 ANALISI TERMOGRAFICHE ALL'INTERNO ED ALL'ESTERNO

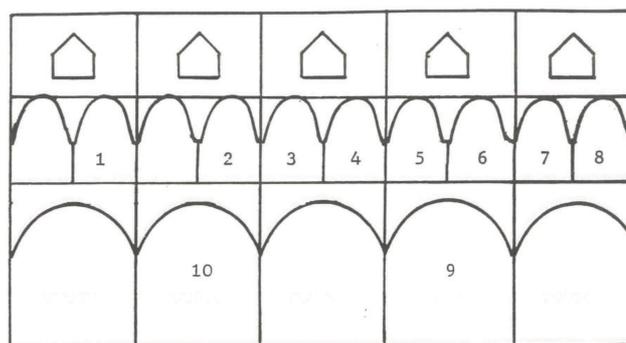
L'indagine termografica è stata svolta mediante telecamera ad ultrasuoni riprendendo, durante una giornata assolata di giugno, la facciata dei due cortili dell'edificio monumentale. In particolare è stato analizzato approfonditamente il cortile grande, effettuando riprese dettagliate dei quattro lati.

Le facciate si presentano, all'indagine visiva, con intonaco rovinato e parzialmente distaccato, con un aspetto esteriore lesionato a seguito dell'usura del tempo, ma con gli elementi strutturali perfettamente integri nella dimensione e nella funzionalità.

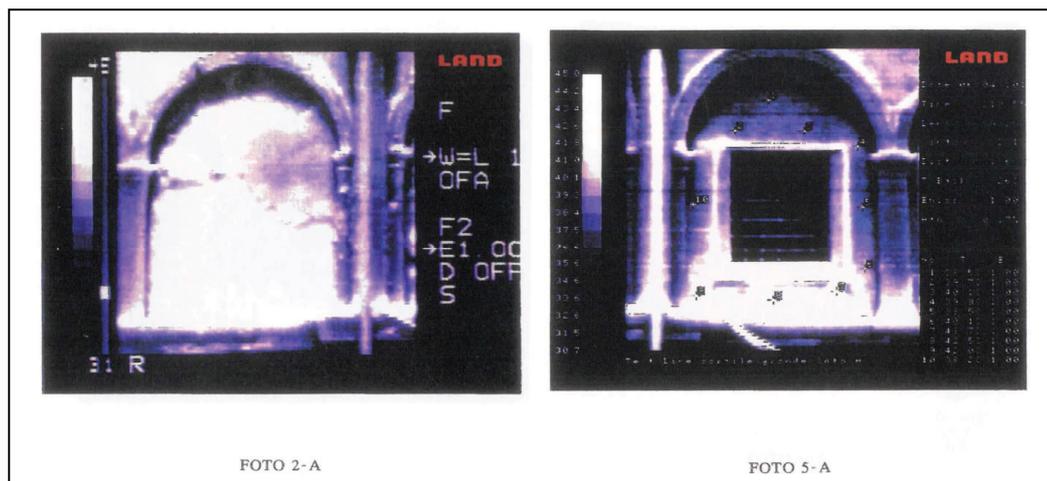
L'analisi termografica è stata finalizzata ad un completo esame del degrado presente, al fine di integrare l'analisi visiva con osservazioni nel campo dell'infrarosso, così da poter rilevare le zone in fase iniziale di distacco. Le immagini ottenute hanno permesso di affermare che la situazione delle facciate si presenta abbastanza compromessa con differenze di temperatura abbastanza evidenti. (11)

Le facciate del chiostro grande sono state contraddistinte con le lettere A (lato nord), B (lato est), C (lato sud), D (lato ovest), e la facciata denominata "A" si presenta come la più soggetta alle alterazioni dell'intonaco.

In definitiva, le analisi termografiche mostrano che la situazione superficiale delle facciate si presenta abbastanza compromessa, con differenze di temperatura abbastanza evidenti, confermando l'indagine visiva ed eventualmente ampliando la zona soggetta a distacco.



**Fig. 28-** Indagini termografiche:schema lato "A" del chiostro Grande.



**Fig. 29-** Indagini termografiche: “A”, chiostro Grande: la foto 2-A evidenzia notevoli alterazioni dell’intonaco, la foto 5-A evidenzia alterazioni puntuali dell’intonaco.

Per quanto riguarda le analisi svolte all’interno, si è indagato l’angolo in corrispondenza dell’Aula Prodi, che si presentava visivamente soggetto a percolamenti e su cui erano presenti vistose chiazze d’umidità.

Le indagini sono state svolte in febbraio. Dapprima sono state effettuate riprese in condizioni ordinarie, rilevando le emissioni elettromagnetiche della superficie, che ha presentato notevoli disuniformità, con valori compresi nell’intorno di 5°C. successivamente, la superficie è stata riscaldata da una fonte radiante, così da meglio evidenziare la risposta ad una sollecitazione termica, poi, spento l’apparecchio radiante, sono state effettuate le riprese. Il risultato ha evidenziato delle notevoli disuniformità, dovute al distacco dell’intonaco; in un piccolo spazio sono state rilevate differenze di temperature di 20°C, e zone più fredde vicine a quelle più calde con salti di temperatura di oltre 7°C.

Altre immagini sono state riprese in corrispondenza della “Aula 2”, del cosiddetto “Locale tecnologico” al Piano primo e del “Laboratorio informatica C.E.D.”, che presentavano visibili tracce di umidità. (19)

I risultati ottenuti hanno confermato le osservazioni visive del degrado superficiale delle pareti indagate, constatando la disomogeneità di risposta del materiale e la necessità di un ripristino delle zone maggiormente degradate.

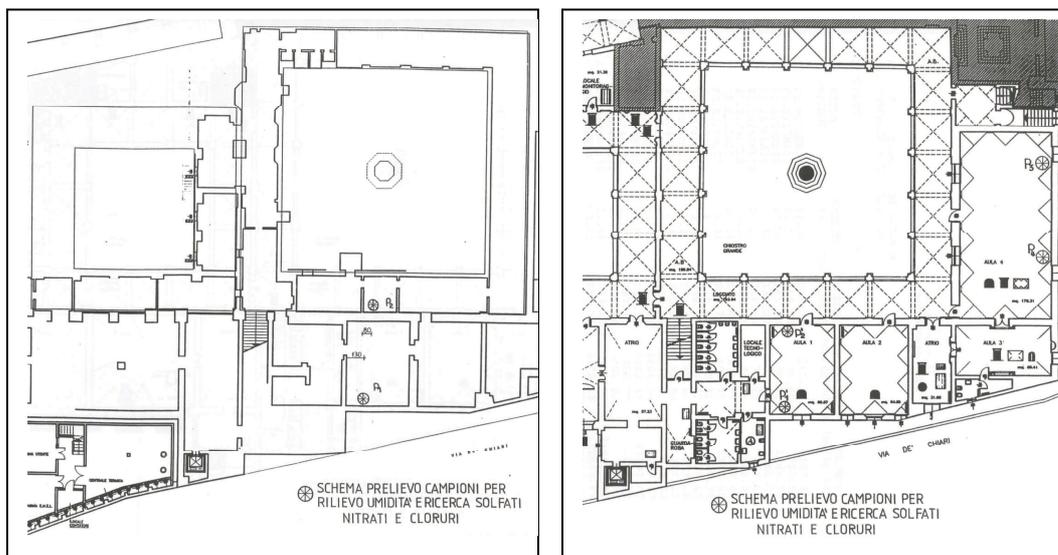
Nel corso delle indagini termografiche svolte non è stata evidenziata alcuna preesistenza architettonica, né alcuna traccia di fessure strutturali che possano pregiudicare il comportamento statico della costruzione. Gli unici difetti evidenziati sono superficiali, per distacco dell'intonaco della muratura sottostante e per presenza di umidità e possibili percolazioni.

### 2.2.5 PROVE DI LABORATORIO PER LA DETERMINAZIONE DI UMIDITÀ E SALI

Si è effettuato il rilievo dell'umidità sui campioni di muratura in laterizio prelevati per le prove di Laboratorio: n.2 in corrispondenza del Piano interrato e n.5 in corrispondenza del Piano terra.

I valori rilevati in termini di percentuali di perdita di peso del campione, prima e dopo l'essiccazione in forno, risultano essere relativamente bassi e sostanzialmente omogenei, e mostrano come andamento complessivo una diminuzione del valore di umidità con l'aumentare della quota del prelievo e con l'aumentare della profondità del prelievo.

Nel caso del piano interrato, l'umidità varia fra un valore massimo del 18.23%, ed un valore minimo di 2.5%. In corrispondenza del piano terra, il valore dell'umidità diminuisce, rimanendo sempre al di sotto del 15% e con valore medio pari al 9%. (11),(19)



**Fig. 30-** Schema di prelievo dei campioni per il rilievo di umidità e Sali al piano interrato ed al piano primo.

Al fine di rilevare la presenza di sali nelle murature, è stato effettuato il prelievo di n.30 campioni, in corrispondenza del piano interrato e del piano terra. I valori rilevati in termini di mg/Kg per i singoli Sali, risultano essere relativamente bassi e sostanzialmente omogenei, e mostrano come andamento una diminuzione del valore dei sali con l'aumentare della quota e della profondità del prelievo.

Sono state eseguite in totale n.7 prove di laboratorio in corrispondenza degli elementi in arenaria del Chiostro principale e più precisamente prelevando campioni superficiali su n.5 colonne e n.2 marcapiano.

Gli elementi oggetto dell'indagine, si sono presentati anche visivamente degradati in modo diffuso e significativo, anche se tale degrado in base alle indagini ultrasoniche e endoscopie, ha riguardato solo gli strati superficiali. La causa di tale degrado è prevalentemente riconducibile ad aggressioni di tipo ambientale. Le arenarie sono di natura silicocalcaree ed al microscopio si sono presentate significativamente sfaldate, soprattutto nelle zone più superficiali.

Le analisi eseguite dal laboratorio sono state: analisi chimiche, calcimetria, raggi X, microporosità, spettrometria IR, diffrattometria RX e osservazione al microscopio elettronico a scansione.

I risultati ottenuti hanno rilevato una significativa presenza di sali solubili come cloruri e solfati (percentuali >3%) con maggiore incidenza sugli strati più superficiali.

Per quanto riguarda le prove di laboratorio su intonaco sono stati indagati n.5 campioni prelevati in corrispondenza delle pareti del loggiato del chiostro Grande, al piano terra, al piano primo e delle pareti dell'Aula Prodi. Su tali campioni sono state svolte le seguenti analisi: microporosimetria, sali solubili, calcimetria, diffrattometria a raggi X.

I risultati hanno indicato che lo stato di conservazione degli intonaci, anche se localmente molto variabile, può ritenersi discreto.

Le tinte sono risultate generalmente, di più strati sovrapposti applicati in tempi successivi. (11)

### **2.2.6 PROVE DI CARICO SUL SOLAIO A VOLTA DELL'AULA PRODI**

Le strutture voltate, che si ritrovano a copertura dei locali nei vari livelli del 2° lotto del Complesso Monumentale di San Giovanni in Monte, sono essenzialmente strutture composte, generate dall'intersezione di strutture voltate semplici con piani variamente orientati, o dall'abbinamento di unghie e fusi.

Le unghie (o lunette) e i fusi sono settori di volta a botte ottenuti intersecando la volta con piani diagonali; le unghie poggiano sui vertici in cui confluiscono le curve diagonali, mentre i fusi poggiano sui lati paralleli alla retta generatrice. (18)

Le tipologie predominanti fra le strutture voltate composte del complesso conventuale, sono rappresentate da volte a botte con teste di padiglione con presenza o meno di lunette, come accade, ad esempio, nell'Aula Prodi al piano terra o nello "Studio" al piano secondo, da volte a botte lunettate, come la copertura voltata del corridoio al piano primo, e da volte a crociera, presenti nel porticato dei due chiostri ed in alcuni locali al piano interrato.

Le volte a botte con teste di padiglione sono impostate a coprire locali ampi, a pianta rettangolare e presentano, in alcuni casi, le decorazioni pittoriche delle unghie ancora intatte.

Nel complesso sono presenti, anche, volte a botte semplice nel piano interrato, volte a padiglione, come quella dell'ufficio di supporto alla biblioteca al piano secondo e volte a vela, che vanno a coprire il vano scala tra piano terra e piano primo.

Il meccanismo strutturale delle volte, come anche quello degli archi, sfrutta il naturale equilibrio che si instaura fra elementi murari posti a contrasto, attraverso l'insorgenza di forze orizzontali che ne garantiscono la stabilità, ma che, allo stesso tempo, possono creare dissesti alle strutture di sostegno a causa del carattere spingente che contraddistingue queste strutture. (6)



Fig. 31- "Aula Prodi" con copertura a volta a botte con teste di padiglione, lunettata. La struttura della volta è rinforzata da catene per assorbire le spinte.



Fig. 32- "Aula Prodi": unghie copertura voltata a botte con teste di padiglione, lunettata.

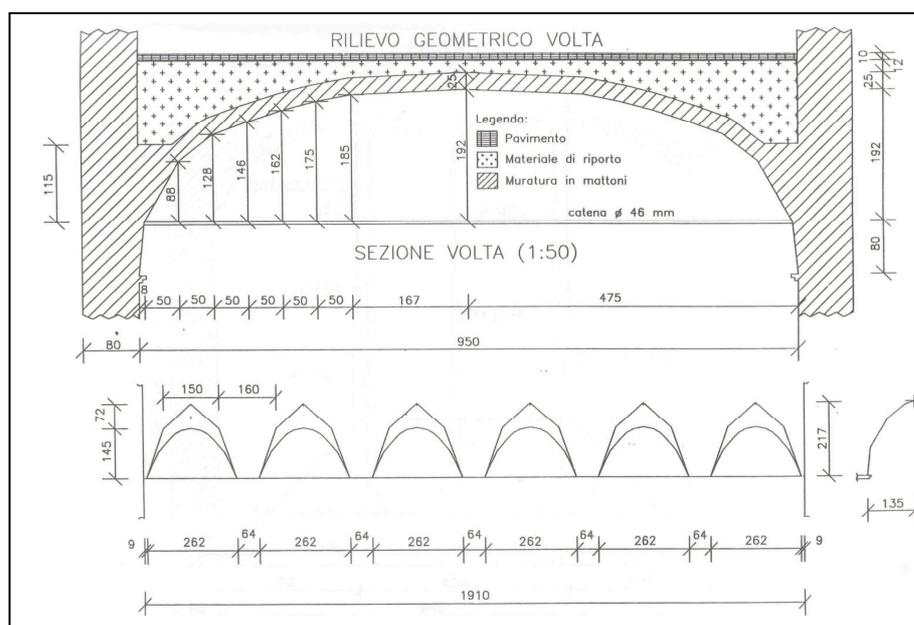


Fig. 33- Rilievo geometrico della volta "Aula Prodi".

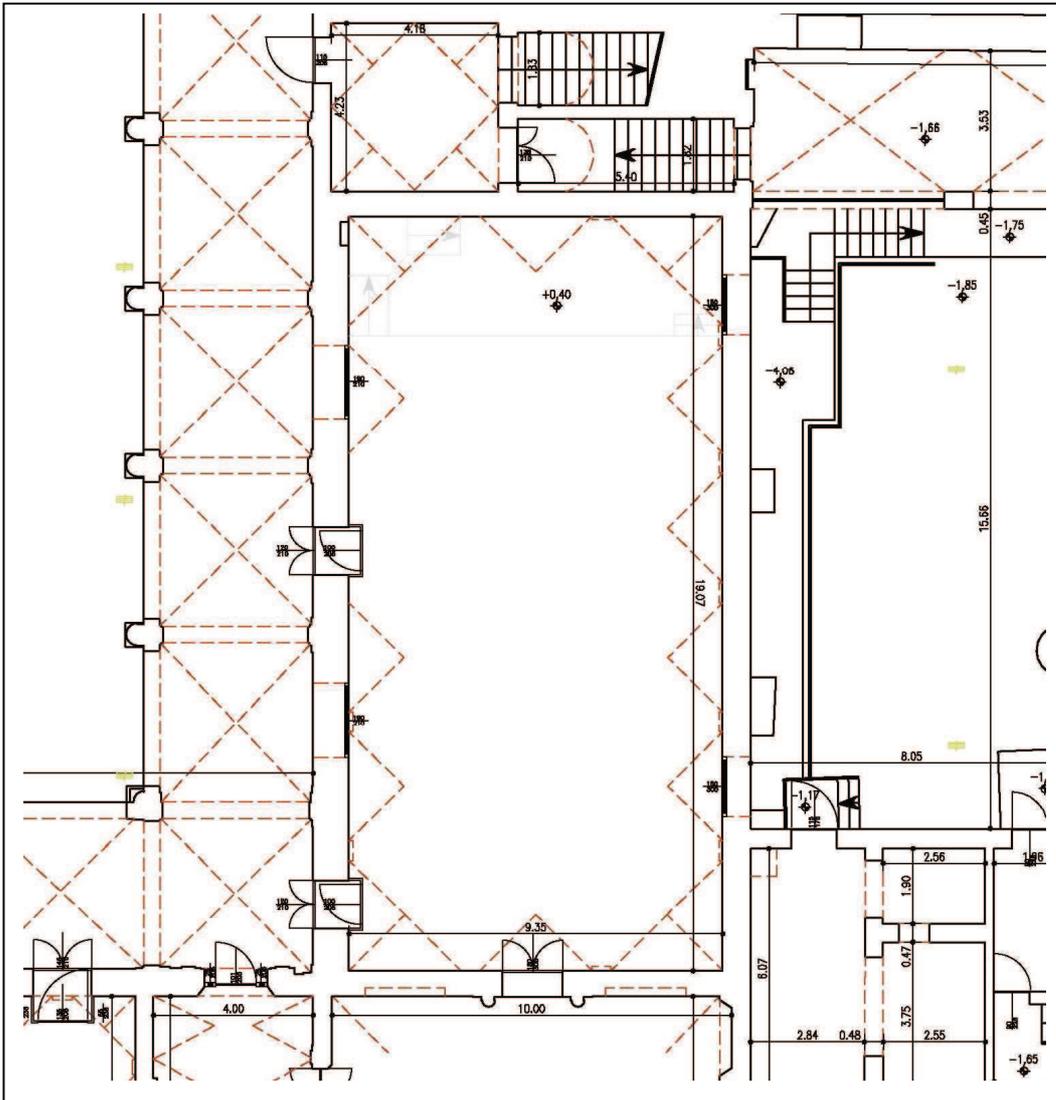


Fig. 34- Pianta dell' "Aula Prodi" al piano terra.

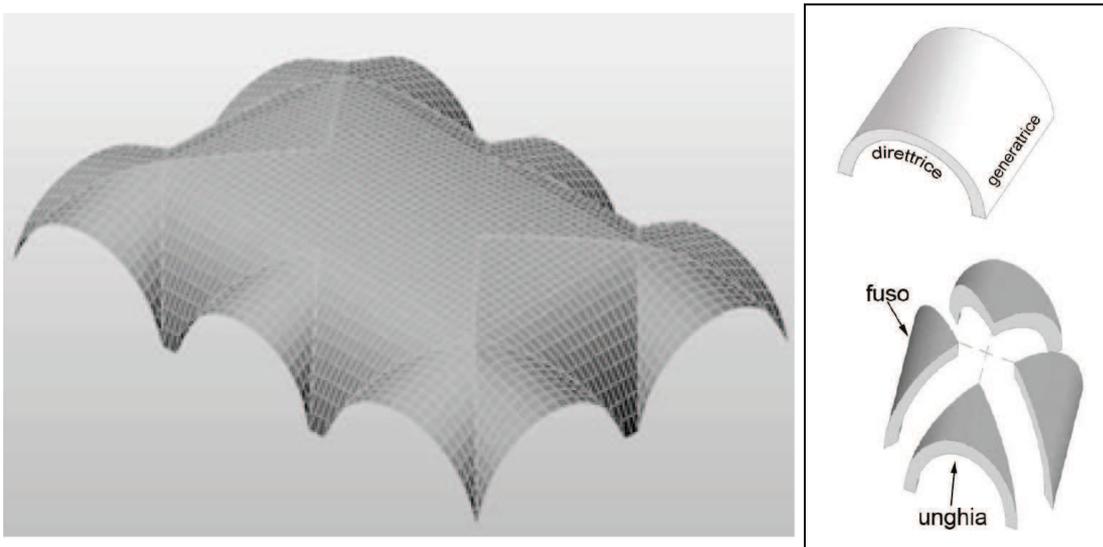


Fig. 35- Modello tridimensionale di una volta a botte con teste di padiglione, lunettate.

Sono state effettuate n.2 prove di carico sulla volta in muratura della “Sala Prodi” al fine di determinare le effettive caratteristiche di resistenza della struttura voltata (volta a botte con teste di padiglione, lunettata) di luce 9,40 m.

Le prove sono state eseguite mediante l'utilizzazione di n.2 martinetti oleodinamici, collegati ad una trave reticolare in acciaio per mezzo di opportune catene, al fine di scaricare le reazioni di contrasto sulle pareti laterali, trasversali alle linee di imposta della volta.

Gli abbassamenti sono stati rilevati in corrispondenza dell'asse mediano longitudinale sia della striscia caricata che di zone adiacenti.

Mediante l'impiego di due estensometri si sono rilevati gli stati deformativi e i relativi stati tensionali della struttura presa in considerazione.

Nel corso della prima prova di carico, la volta è stata sottoposta a n.18 cicli di carico, con l'applicazione di una forza gradualmente crescente fino ad un massimo di 6000 kg a martinetto, mentre nella seconda prova di carico sono stati effettuati n.8 cicli di carico, con l'applicazione di una forza gradualmente crescente fino a 12000 kg a martinetto. (11)

I carichi sono stati sempre applicati con gradualità, partendo da bassi valori della forza e controllando l'andamento delle tensioni e delle frecce, come si evince dalla Tabella Forze-Deformazioni. Il tempo di permanenza del carico, che è stato applicato in più cicli a gradini, è stato quello necessario alla stabilizzazione della freccia. Dal secondo ciclo in poi, i dati rilevati possono essere confrontati con modellazioni teoriche e con valori limite statistici dei fattori caratteristici per la sicurezza della struttura.

Dall'analisi dei risultati ottenuti, non sono emerse indicazioni che abbiano indotto a pensare ad anomalie, in quanto si è evidenziato un comportamento omogeneo sotto carico. Inoltre, l'ipotesi di elementi unicamente compressi per i conci costituenti la volta, è stata ampiamente confermata nel corso delle prove sperimentali, ove sono stati sempre misurati valori di compressione.

E' da notare che i valori misurati sono sempre stati confortanti, con valori di ritorno pressoché nulli, non evidenziando, dunque, stati di fessurazione e di plasticizzazione. (11), (19)

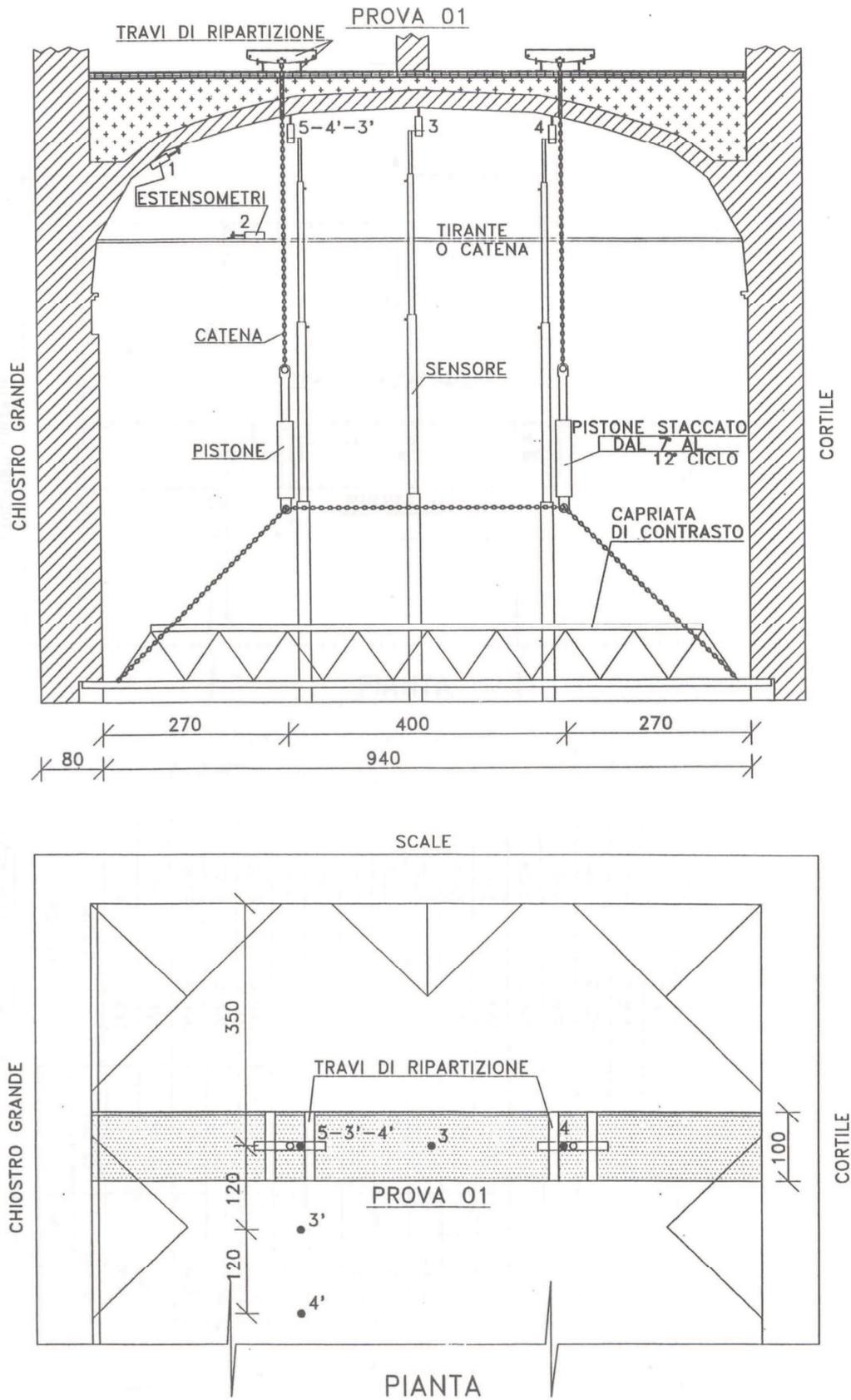


Fig. 36- Prova di carico n.1 sulla volta 'Aula Prodi': prospetto e pianta.

PROVA N. 1 TABELLA FORZE DEFORMAZIONI										
TIPO DI STRUTTURA : SOLAIO "AULA PRODI"										
LUCE L =	9.40 Mt.	CARICO DI PROGETTO :	Kg/Mq.							
C1 =	3.760 Mt.	C2 =								
VARIAZIONE DELLA FRECCIA CENTRALE AL VARIARE DI 'F' - CICLO DI CARICO 18										
FORZA Kg	FRECCIA MM	INCREMENTO MM/100	DECREMENTO MM/100							
500	0.038	3.80								
1500	0.200	16.20								
2500	0.370	17.00								
3000	0.450	8.00								
3500	0.528	7.80								
4000	0.600	7.20								
4500	0.670	7.00								
5000	0.738	6.80								
5500	0.796	5.80								
6000	0.860	6.40								
5500	0.835		-2.50							
5000	0.780		-5.50							
4500	0.710		-7.00							
4000	0.640		-7.00							
3500	0.565		-7.50							
3000	0.480		-8.50							
2500	0.400		-8.00							
1500	0.214		-18.60							
500	0.070		-14.40							
0	0.010		-6.00							
TOTALE		86.00	-85.00							
RESIDUO			1.00							
VALORI DELLE FRECCIE MASSIME A 6000 Kg										
SENSORI N.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
POSIZIONI	VEDI SCHEMA	VEDI SCHEMA	VEDI SCHEMA	VEDI SCHEMA	VEDI SCHEMA					
MM.	0.012	0.002	0.448	0.175	0.860					

Fig. 37- Prova n.1, tabella forze deformazioni, Ciclo di carico n.18.

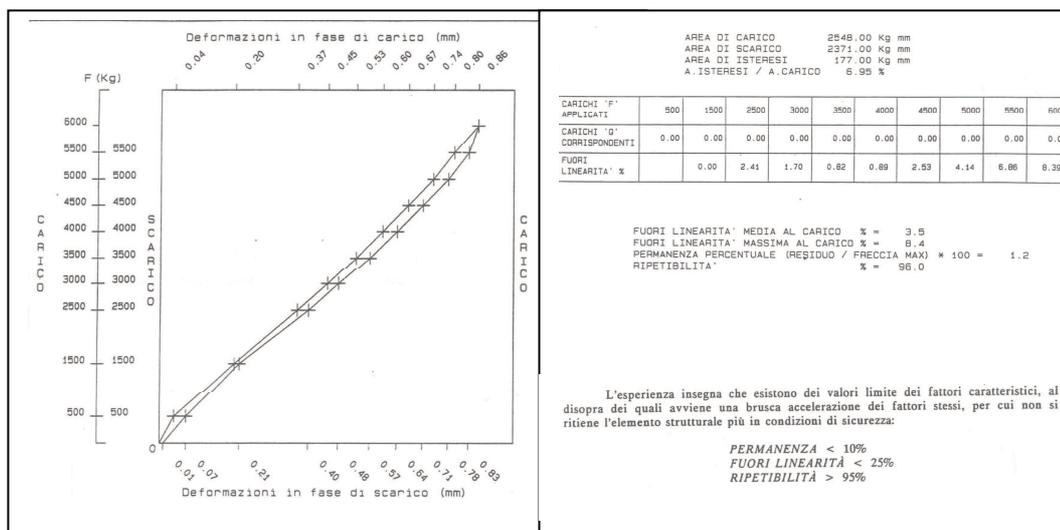


Fig. 38- Prova n.1, cicli di carico n.18, ciclo di isteresi, fattori caratteristici.

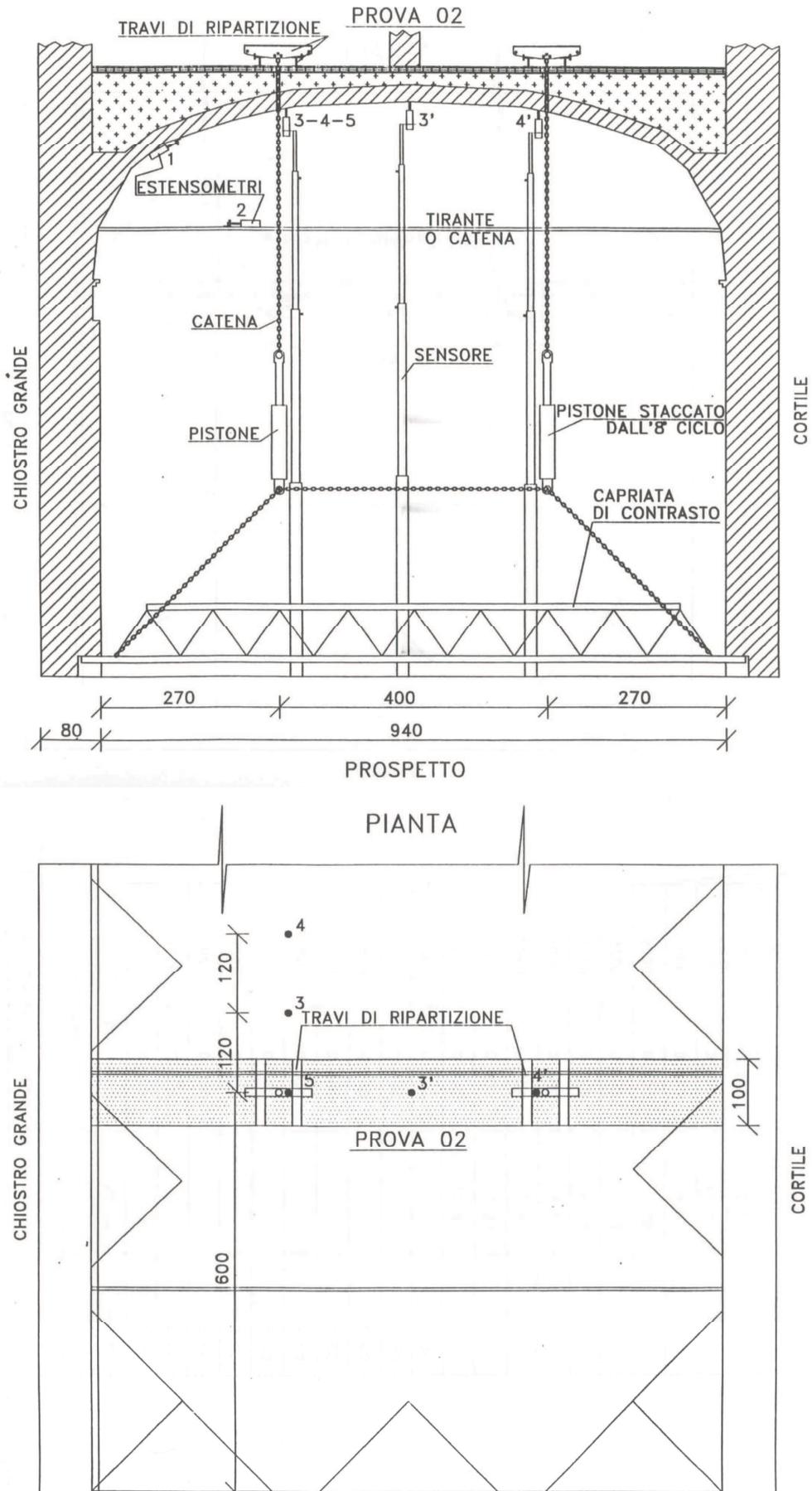


Fig. 39- Prova di carico n.2 sulla volta 'Aula Prodi': prospetto e pianta.

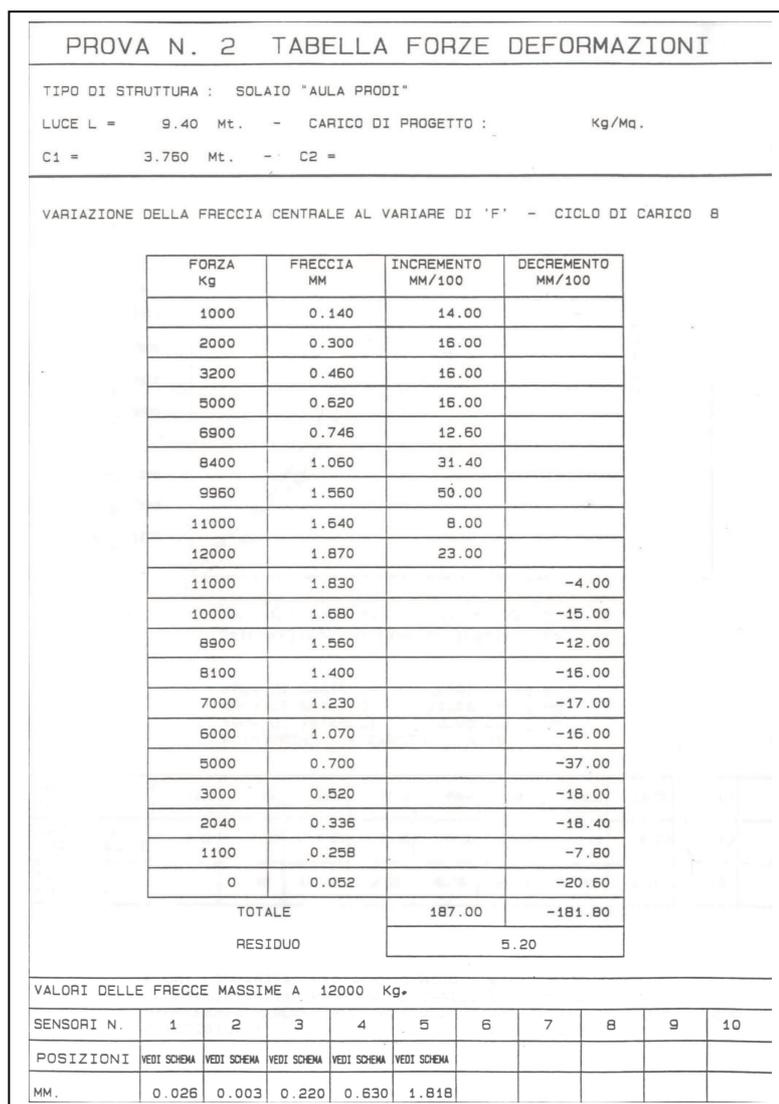


Fig. 40- Prova n.2, tabella forze deformazioni, Ciclo di carico n.8.

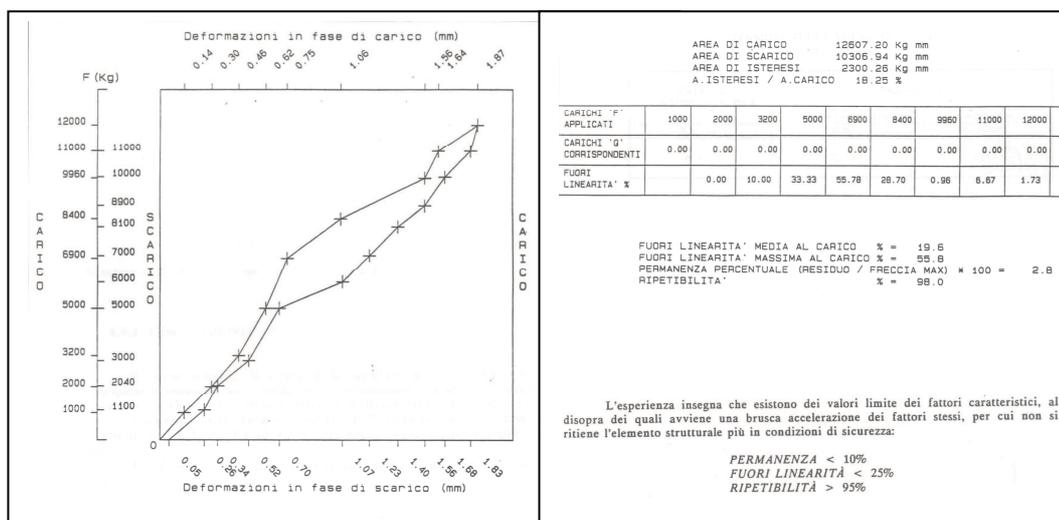


Fig. 41- Prova n.2, Ciclo di carico n.8, ciclo di isteresi, fattori caratteristici.

E' stato misurato il valore della tensione indotta su uno spicchio di volta sottoposta a prova di carico mediante n.1 estensimetro, il secondo estensimetro è stato fissato su un elemento di ferro costituente il tirante della volta in prova.

I valori di compressione della muratura determinati sulla volta sono stati intorno a 20 kg/cm<sup>q</sup>, mentre le catene si sono rivelate sostanzialmente scariche, con valori di tensione al carico massimo modesti. (11)

Per quanto riguarda la lettura delle tensioni i loro valori sono stati determinati mediante la legge di Hooke:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad [\text{kg/cm}^2]$$

dove:

$E = 60000 \text{ [kg/cm}^2]$       modulo elastico per la muratura, determinato sperimentalmente (prove con martinetti piatti e prove di laboratorio)

$\varepsilon = \frac{\delta}{\text{Base}}$       deformazione,

$\delta (\Delta L)$       allungamento relativo [cm]

Base (L) = 11 cm      base di misura (dei sensori)

Per convenzione sono stati assunti come positivi gli abbassamenti e le trazioni.

I seguenti valori vengono calcolati al 18° ciclo, della prova di carico n.1 per il valore massimo del carico applicato, pari a 6000 kg (per martinetto).

TENSIONI SULLA VOLTA		
VALORE CONSIDERATO DI E	Sensore n. 1	
	Deformazione max (mm)	Tensione max (Kg/cm <sup>q</sup> )
60.000 (Kg/cm <sup>q</sup> )	0,012	-6,5

TENSIONI SUL TIRANTE		
VALORE CONSIDERATO DI E	Sensore n. 2	
	Deformazione max (mm)	Tensione max (Kg/cm <sup>q</sup> )
2.100.000 (Kg/cm <sup>q</sup> )	0,002	38,2

Fig. 42- Prova n.1, Ciclo di carico n.18, ciclo tensioni sulla volta e sul tirante.

I seguenti valori vengono calcolati al 8° ciclo, de lla prova di carico n.2 per il valore massimo del carico applicato, pari a 12000 kg (per martinetto).

TENSIONI SULLA VOLTA AL 8°CICLO		
VALORE CONSIDERATO DI E (Kg/cmq)	Sensore n. 1	
	Deformazione max (mm)	Tensione max (Kg/cmq)
60.000	0,032	-17,5

TENSIONI SUL TIRANTE AL 8°CICLO		
VALORE CONSIDERATO DI E (Kg/cmq)	Sensore n. 2	
	Deformazione max (mm)	Tensione max (Kg/cmq)
2.100.000	0,003	57,3

Fig. 43- Prova n.2, Ciclo di carico n.8, ciclo tensioni sulla volta e sul tirante.

Nel corso delle prove di carico, sono stati eseguiti n.5 carotaggi meccanici, al fine di determinare la stratigrafia dei materiali costituenti la volta.

Le carote di lunghezza totale di circa 64cm, hanno presentato uno strato iniziale di circa 10cm di pavimento ed uno stato eterogeneo di riporto di spessore variabile nell'intorno di 30 cm.

Nella parte inferiore, è presente una muratura in laterizio di spessore circa 25 cm, avente caratteristiche simili alle murature in laterizio indagate in laboratorio.

Sono stati inoltre effettuati n.20 perfori sulla volta, al fine di meglio comprendere le caratteristiche della stratigrafia dei suoi materiali componenti e poter tracciare la sezione longitudinale. (11)

## 2.2.7 LE COPERTURE: PROVE DI LABORATORIO ED INDAGINI SONICHE

Le strutture lignee di copertura del complesso monumentale di S.Giovanni in Monte (2<sup>o</sup> lotto), sono principalmente tetti a padiglione su pianta rettangolare o quadrata, e tetti ad una falda.

Su tali strutture sono state compiute analisi di diverso tipo.

Innanzitutto, si è provveduto ad indagare le capriate e a rilevare la geometria delle stesse, al fine di meglio inquadrare la tipologia costruttiva e il tipo di materiale.

Sono state rilevate due capriate tipo, con puntoni di dimensioni variabili tra 18x21 e 24x22, monaco di dimensioni comprese fra 17x17 e 19x18 e tirante di legno sgrossato di dimensione nel primo caso 38x24 e nel secondo caso 18x21. (11)

Si ipotizza che le coperture del complesso di san Giovanni in Monte siano della tipologia “alla Lombarda”, con un’orditura caratterizzata dalla presenza di arcarecci o terzere. Nella seguente figura, si mostra la copertura alla Lombarda con capriate che sostengono gli arcarecci ed i travicelli sopra ad essi.

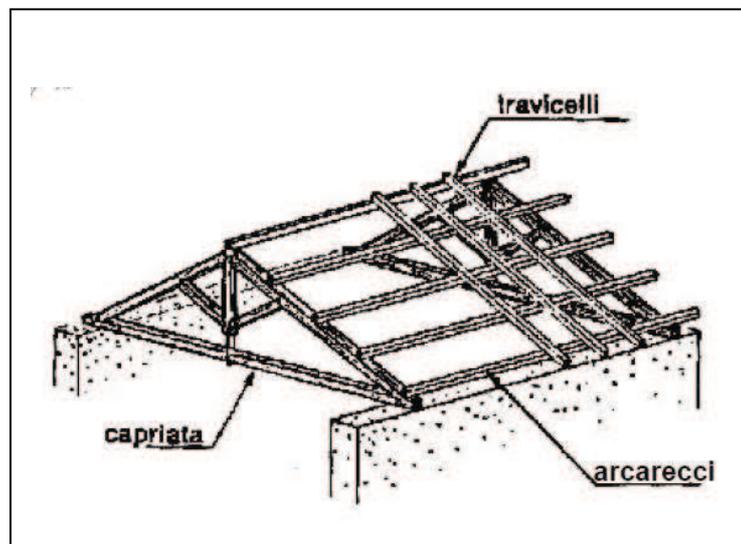


Fig. 44- Orditura alla “Lombarda”.

Le capriate si presentano complessivamente in buono stato, non mostrando, nonostante l'età, segni di degrado particolarmente evidenti. I diversi componenti strutturali delle stesse sono pressoché integri, come, pure, i collegamenti fra elemento ed elemento.

Non sono evidenti segni di scorrimento fra puntone e tirante ed i nodi, generalmente rinforzati con piastre, appaiono stabili.

Al fine di effettuare prove sul materiale, sono stati prelevati diversi campioni in corrispondenza di sezioni staticamente non rilevanti. Sono stati prelevate porzioni di testata e porzioni intermedie, così da indagare più approfonditamente possibile il materiale. (11)

Il legno si è presentato all'aspetto ed al contatto in buono stato di conservazione, senza difetti vistosi, lunature interne o spacchi radiali, e pertanto sostanzialmente compatto e di buona qualità e ben stagionato.

Dall'esame visivo, e da un esame cronologico geografico della provenienza dello stesso, si può dedurre che il legno sia del tipo "Abete rosso", cioè *Picea Abies*, presumibilmente risalente a circa due secoli fa. I campioni prelevati si presentano tutti come appartenenti alle zone centrali del fusto legnoso, prevalentemente dal durame o dal midollo. Gli anelli di accrescimento sono molto ravvicinati e si presentano a distanza costante, perciò, probabilmente, le piante da cui sono stati ricavati sono cresciute in collina o metà montagna, senza l'umidità tipica della pianura.(11)

Al fine di determinare il comportamento del legno delle capriate sono stati prelevati n.6 provini (n.3 prov. paralleli alle fibre e n.3 prov. perpendicolari alle fibre), sui quali si è condotta una prova di carico fino a rottura.

La tensione di rottura è risultata:

$$\sigma = P/a*b = 15,15 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

dove: P [N]                      carico applicato con gradiente costante (velocità costante di spostamento della testa del carico),

a, b [mm]                      dimensioni della sezione trasversale dei provini.

I valori di resistenza a compressione lungo le fibre e in direzione normale alle fibre, hanno presentato dati confrontabili con quelli della letteratura:

$\sigma = 390 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$                       lungo le fibre

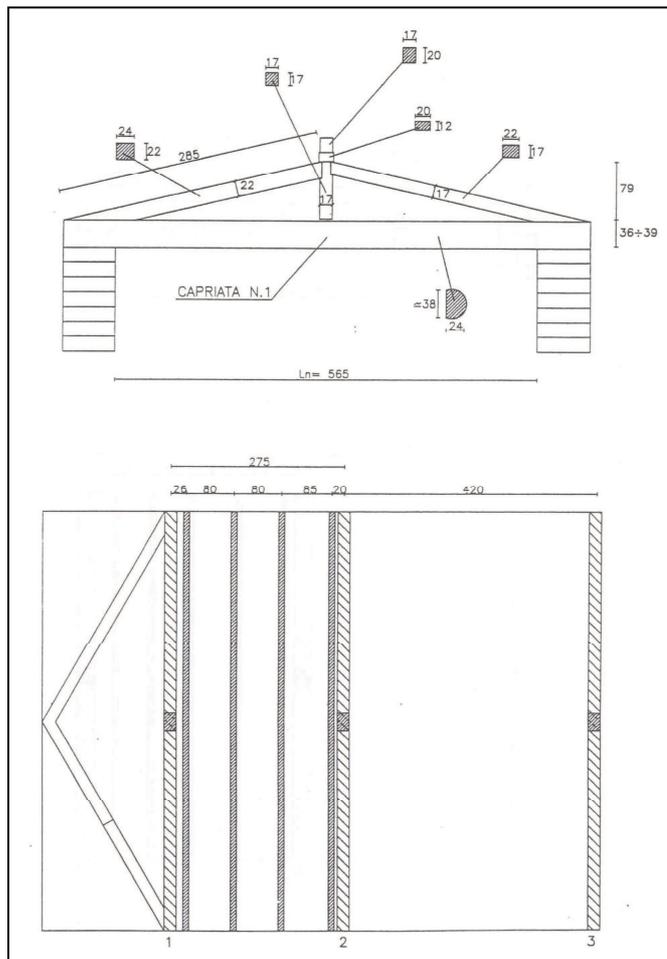
$\sigma = 110 \text{ [Kg/cm}^2\text{]}$                       in direzione normale alle fibre

Per n.2 campioni, è stato determinato in laboratorio il valore del modulo elastico mediante diversi cicli di carico, comprimendo il provino lungo le fibre. Il valore medio è risultato essere:

$$E = 35000 \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \text{ di compressione lungo le fibre.}$$

I valori di peso specifico determinato in laboratorio, oltre all'esame visivo, indicano un basso tenore di umidità nel legno, ulteriore conferma della bontà della sua stagionatura e stato di conservazione. (11)

L'unico tipo di degrado presente nel materiale, peraltro in maniera diffusa, è l'attacco subito da parte di insetti xilofagi, appartenenti all'ordine dei Coleotteri, famiglia dei Cerambicidi saporifiti e scientificamente denominati *Mespereophanes Cinereus*. Tracce dell'azione degli insetti sono presenti a profondità variabili fra 1 e 70 mm, con danni limitati ai primi centimetri delle superfici esposte (le gallerie sono praticate principalmente nell'alburno). Sono, inoltre, stati eseguiti ultrasuoni su elementi strutturali in legno delle capriate, delle travi di colmo e dei travetti secondari fra le capriate. (11)



**Fig. 45-** Capriata di copertura n.1 in legno, sottoposta a rilievo e ultrasuoni.

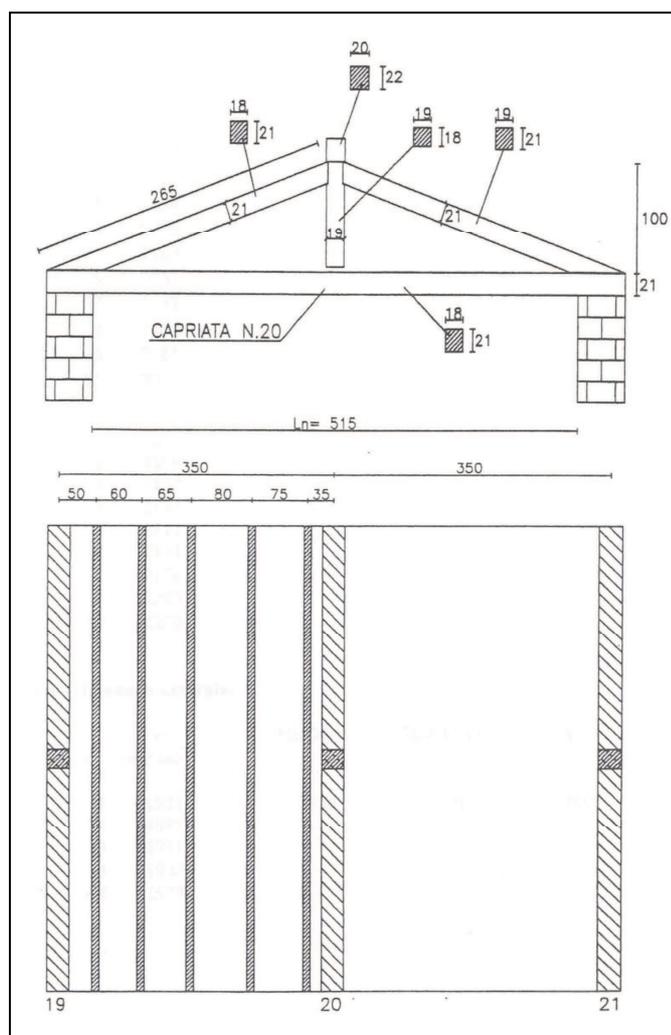


Fig. 46- Capriata di copertura n.20 in legno, sottoposta a rilievo e ultrasuoni.

ELEMENTO IN PROVA		MEDIA	SCARTO	Cs
		(m / sec)	(m / sec)	
Capriata n.1	corrente inf.	2108	53	0.03
Capriata n.1	diagonali	2189	13	0.01
Capriata n.1	monaco	1900	16	0.01
Capriata n.1	testata Sx	2178	6	0.00
Capriata n.1	testata Dx	2150	7	0.00
Capriata n.20	corrente inf.	2136	62	0.03
Capriata n.20	diagonali	2174	34	0.02
Capriata n.20	monaco	1811	35	0.02
Capriata n.20	testata Sx	1743	32	0.02
Capriata n.20	testata Dx	1699	1	0.00
Capriata n.19	testata di Sx	1436	16	0.01
Capriata n.19	testata di Dx	1753	33	0.02
Capriata n.21	testata di Sx	1832	7	0.00
Capriata n.21	testata di Dx	1812	4	0.00
Capriata n.22	testata di Sx	1799	6	0.00
Capriata n.22	testata di Dx	1779	7	0.00
Trave long. colmo	tra capriate n.1-2	1445	45	0.03
Trave long. colmo	tra capriate n.2-3	1733	11	0.01
Trave long. colmo	tra capriate n.19-20	1073	65	0.06
Trave long. colmo	tra capriate n.21-22	1073	29	0.03
Travetti secondari	tra capriate n.1-2	1602	22	0.01
Travetti secondari	tra capriate n.2-3	1675	122	0.07
Travetti secondari	tra capriate n.19-20	1605	41	0.03
Travetti secondari	tra capriate n.21-22	1576	69	0.04

Fig. 47- Risultati delle prove ultrasoniche eseguite su elementi lignei.

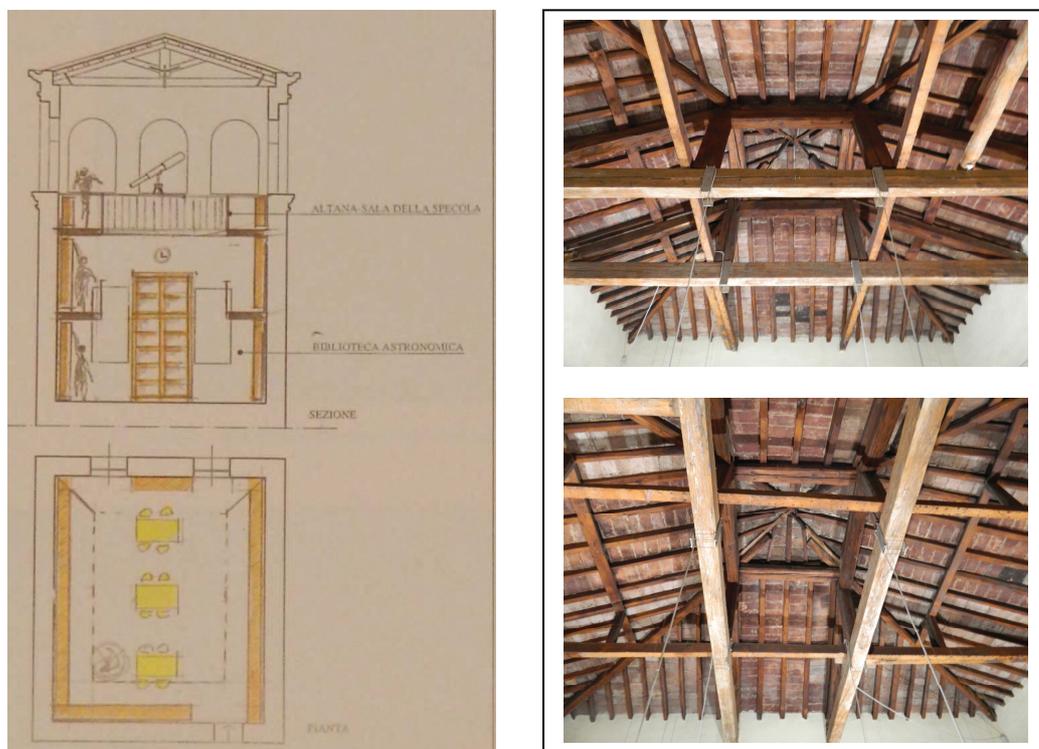
I valori delle letture ultrasoniche sono stati relativamente omogenei; solo alcune zone relativamente importanti ai fini strutturali, hanno presentato valori di velocità di trasmissione delle onde sonore inferiori alle medie generali omogenee degli elementi strutturali.

La capriata n.1, ha fornito valori omogenei e relativamente elevati, non presentando alle indagini soniche segnali di presenza di fessure.

La capriata n.20, ha presentato fessure solo in corrispondenza del monaco, mentre gli altri valori si sono rivelati simili, permettendo, quindi, di affermare che il legno sia sostanzialmente compatto.

Le travi longitudinali di colmo hanno evidenziato alcune fessure, mentre travetti secondari indagati hanno presentato risposte simili, caratteristiche di un materiale omogeneo e non fessurato.

Le indagini soniche sono state, quindi, confortanti, almeno per gli elementi strutturali più sollecitati, presentando valori di velocità elevati ed omogenei, con valori di scarto quadratico medio molto bassi. Le fessure presenti non sembrano, comunque, pregiudicare le caratteristiche strutturali complessive. (11)



**Fig. 48-** “La Specola” o Altana: Piano terzo, pianta e sezione del progetto di recupero degli anni '90; a fianco immagini della attuale copertura a padiglione con struttura lignea.

### Capitolo 3

## San Giovanni in Monte: quadro fessurativo attuale

**i corpi edilizi del complesso di san Giovanni in Monte mostrano uno stato di conservazione differente ed in alcune parti dell'edificio sono visibili lesioni significative. Esse sono state esaminate mediante rilievo diretto, in seguito ai sopralluoghi effettuati ai fini di valutare la vulnerabilità sismica.**



**Fig. 1-** Piano terzo, muro in falso impostato sulla copertura voltata della Sala Prodi, le lesioni presentano un andamento complessivamente parabolico e sono causate dalla depressione della struttura voltata sottostante.

## 3.1 Il rilievo delle lesioni

In seguito ai vari sopralluoghi effettuati a partire dal periodo di giugno-luglio 2012, ai fini della valutazione di vulnerabilità sismica del Complesso Monumentale di San Giovanni in Monte, commissionata da parte dell'Università di Bologna, al DICAM, Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e dei Materiali, è stato possibile indagare visivamente il quadro fessurativo generale del Complesso.

Il rilievo del quadro fessurativo risulta di estrema importanza per definire le eventuali criticità presenti, imputabili a carenze del sistema strutturale nei confronti di azioni ordinarie statiche o nei confronti dell'azione sismica.

La presenza di un dissesto preesistente, imputabile a cause di natura statica (come cedimenti fondali, fuori piombo, carenze locali delle murature, tensioni eccessive) costituisce un elemento di vulnerabilità sismica aggiuntivo, in quanto il quadro fessurativo associato al dissesto può determinare un percorso preferenziale per le lesioni, e favorire, in caso di sisma, l'attivazione di meccanismi di collasso specifici.

Anche il degrado, in quanto forma di deperimento ed alterazione fisico-meccanica dei materiali costituenti, rappresenta una potenziale causa di vulnerabilità che, in caso di evento sismico, può comportare un aggravio del danneggiamento locale: il rilievo, in questo caso, può essere limitato alla individuazione delle sole forme di alterazione che possono avere un impatto significativo sul comportamento degli elementi strutturali.

Quando i segni di dissesto sono imputabili all'azione sismica, il rilievo del quadro fessurativo, associato alla lettura critica dell'aggregato sotto il profilo costruttivo e strutturale, consentiranno di formulare delle prime ipotesi qualitative sulle cause che hanno generato il dissesto.

Questa prima lettura del danno fornisce un quadro sintetico del dissesto e di tutti gli elementi necessari per poter formulare un giudizio sulle cause che lo hanno generato. (21)

L'osservazione di insieme di una struttura porta ad un'individuazione sintetica degli aspetti geometrici più appariscenti perché anomali rispetto a quanto ci si può aspettare in una struttura eseguita a regola d'arte.

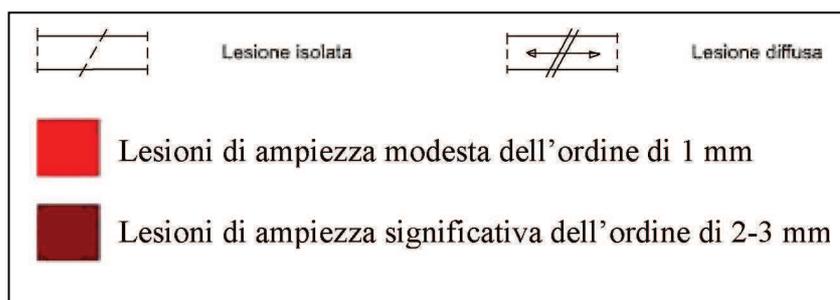
L'osservazione di insieme deve basarsi sulla presenza di:

- cedimenti delle fondazioni;
- spianciamento o fuori piombo delle pareti;
- lesioni passanti su pareti, archi e volte;
- avvallamenti e/o sfondellamento degli orizzontamenti;
- rotture di travi e capriate;
- rotture o deformazioni di elementi in ferro;
- disomogeneità dei materiali;
- tracce di interventi effettuati nel passato.

In seguito alle prime indagini visive effettuate al fine di avere un quadro generale delle situazioni di dissesto presenti per le varie componenti strutturali, l'attenzione si è poi concentrata sulle criticità presenti nel secondo lotto, il più rappresentativo per la storia del complesso, e in particolar modo nelle strutture voltate e loro murature perimetrali. (19)

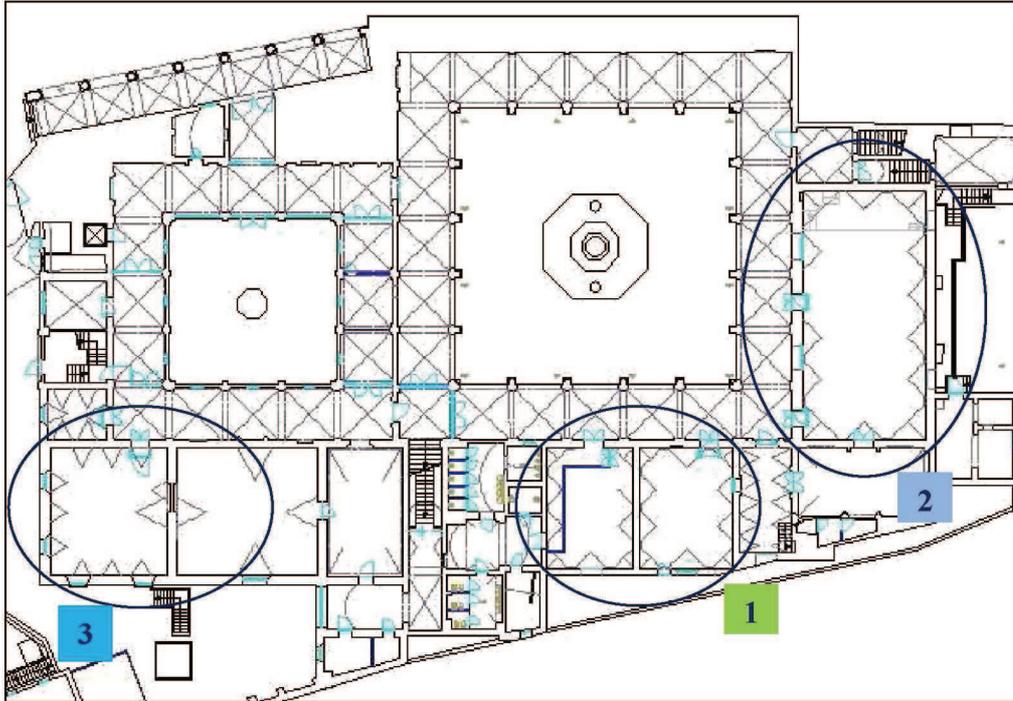
Le strutture voltate del complesso di san Giovanni in Monte, seppure presentino tipologie differenti e siano impostate su spazi di dimensioni molto diverse, appaiono ideate da un pensiero comune e sono, pertanto, tutte attribuibili all'intervento di Antonio Morandi, detto il "Terribilia".

Si riporta, qui di seguito, la legenda con le rappresentazioni convenzionali delle principali criticità riscontrate sulle strutture voltate e sulle murature, che verranno analizzate.

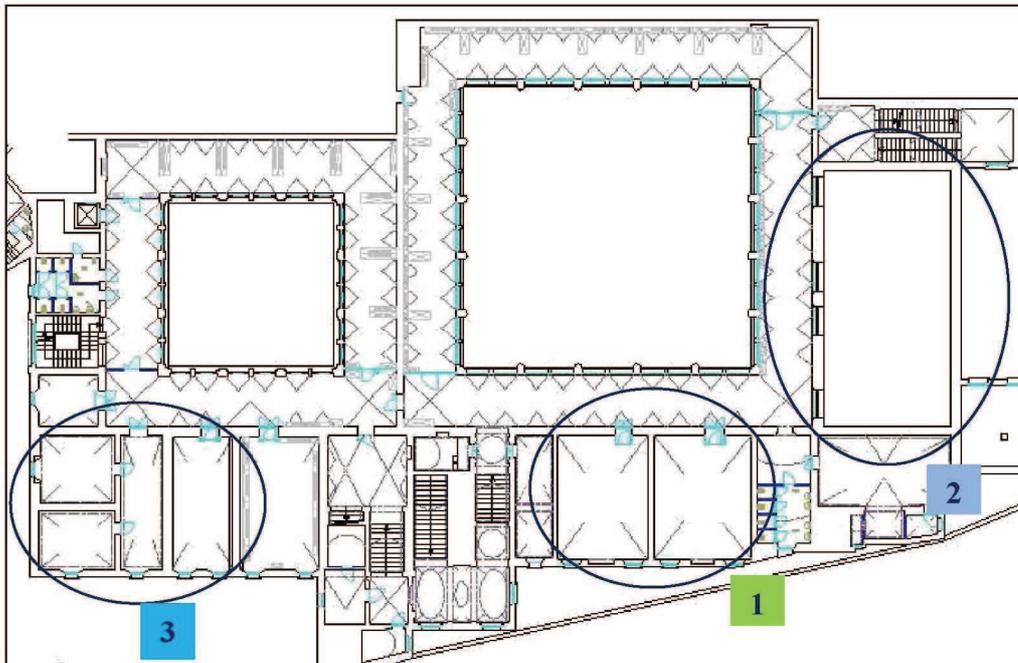


Per una migliore comprensione delle lesioni rilevate, si è deciso di rappresentare tre quadri fessurativi riguardanti tre porzioni differenti del complesso. Ogni porzione, sviluppandosi anche in altezza, comprende, su livelli differenti, più locali, per i quali si può presupporre che i dissesti riscontrati siano correlati fra loro, o che siano dovuti a cause perturbatrici simili.

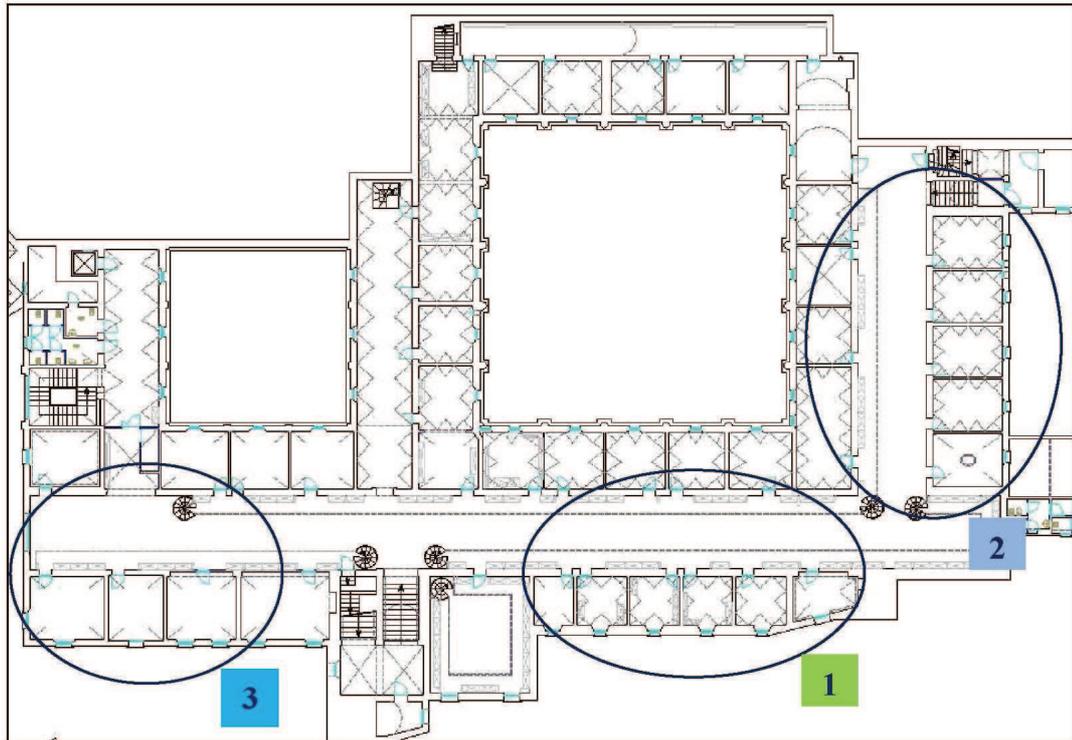
Va però rilevato che un determinato dissesto può essere provocato da più cause perturbatrici variamente combinate, sicché non è sempre agevole individuarle in modo univoco.



**Fig. 2-** Pianta Piano Terra, 2°Lotto SGM: Porzioni del complesso interessate da rilievo del quadro fessurativo. (19)



**Fig. 3-** Pianta Piano Primo, 2°Lotto SGM: Porzioni del Complesso interessate da rilievo del quadro fessurativo. (19)



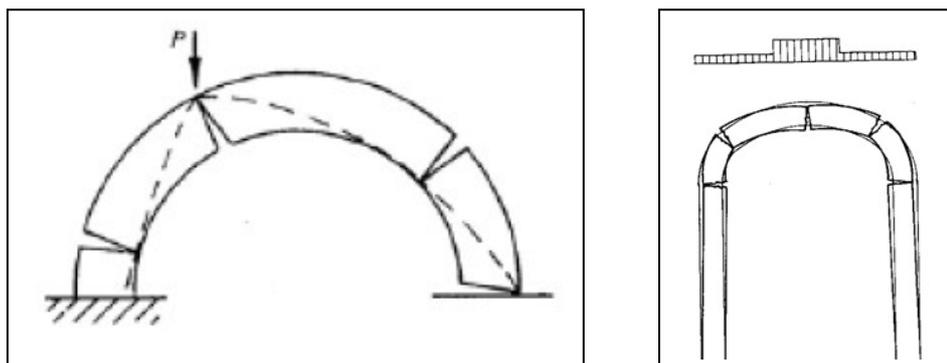
**Fig. 4-** Pianta Piano Secondo, 2°Lotto SGM: Porzioni del Complesso interessate da rilievo del quadro fessurativo.(19)

Le tre porzioni individuate sono accomunate da un'anomalia rispetto a quanto ci si aspetterebbe da una tradizionale struttura eseguita ad opera d'arte: sia nelle porzioni n.1 e n.3, appartenenti alla manica del chiostro Grande, che nella porzione n.2, contraddistinta dall'ampio volume dell'Aula Prodi, sono presenti murature in falso che gravano sulle volte dei piani sottostanti.

La tradizionale costruzione a regola d'arte prevede che le murature di ogni piano siano impostate in corrispondenza dei setti murari ai piani sottostanti, per assicurare una corretta distribuzione dei carichi e delle spinte fino al terreno. Il peso gravante sulle volte può portare alla sofferenza statica delle stesse e costituisce una debolezza strutturale.

L'anomala scelta costruttiva è ascrivibile all'intervento del Terribilia, alla cui opera si deve la riduzione in forme rinascimentali del chiostro Grande ed il rifacimento del refettorio sul lato est (probabilmente prima situato sul lato sud-est del lotto n.2) con le stanze adiacenti. Tale intervento, commissionato dai Canonici regolatori Lateranensi nel 1543, per adeguare il complesso conventuale ad una comunità monastica sempre più

numerosa e con un ruolo prestigioso nella città, dovette sicuramente misurarsi con le preesistenze delle strutture più antiche già presenti. Proprio le preesistenze potrebbero spiegare la presenza delle murature in falso che gravano sulle volte, svantaggio dal punto di vista statico e pericoloso elemento che può favorire determinati meccanismi di danno, in caso di eventi sismici.

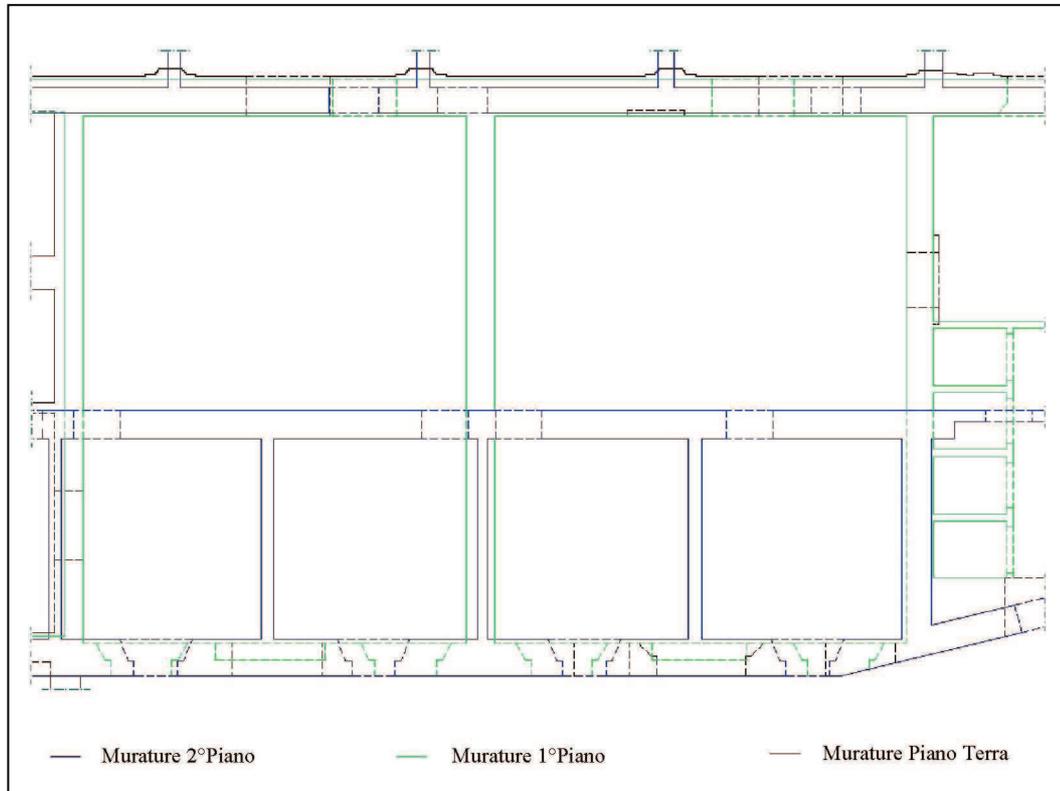


**Fig. 5-** Meccanismi di collasso degli archi e delle volte in muratura soggetti a carichi concentrati.

Altri elementi singolari, probabilmente correlati all'ampliamento operato sulle strutture preesistenti al 1543 (nonché alle possibilità spaziali dettate dall'andamento del colle), sono la presenza di due chiostri attigui, invece che di un chiostro unico, ed il fatto che fra lo spazio porticato del chiostro Grande e quello del chiostro Piccolo non vi siano stanze chiuse al piano terra. La funzione principale di un chiostro è di costituire un corridoio distributivo coperto, ma i due chiostri in esame su alcuni lati non servono alcun vano, come, ad esempio, accade per il lato nord del chiostro Grande addossato alla Chiesa.

L'enorme spazio delle maniche ai piani superiori, attualmente occupate dalla biblioteca a doppio volume, doveva anticamente offrire accesso alle camere dei Canonici Lateranensi, alcune delle quali racchiuse dalle murature in falso che delimitavano, appunto, le celle. Nonostante le murature in falso siano riscontrabili anche in altri edifici dell'epoca, sarebbe stato auspicabile, un assetto differente che evitasse murature impostate sulle coperture voltate dei locali sottostanti.

## 3.2 Porzione n.1 del Complesso: rilievo del quadro fessurativo



**Fig. 6-** Planimetria della porzione n.1 del Complesso (sovrapposizione delle murature di ogni piano). (19)

### 3.2.1 PIANO TERRA: "AULA GUALANDI E AULA 2"

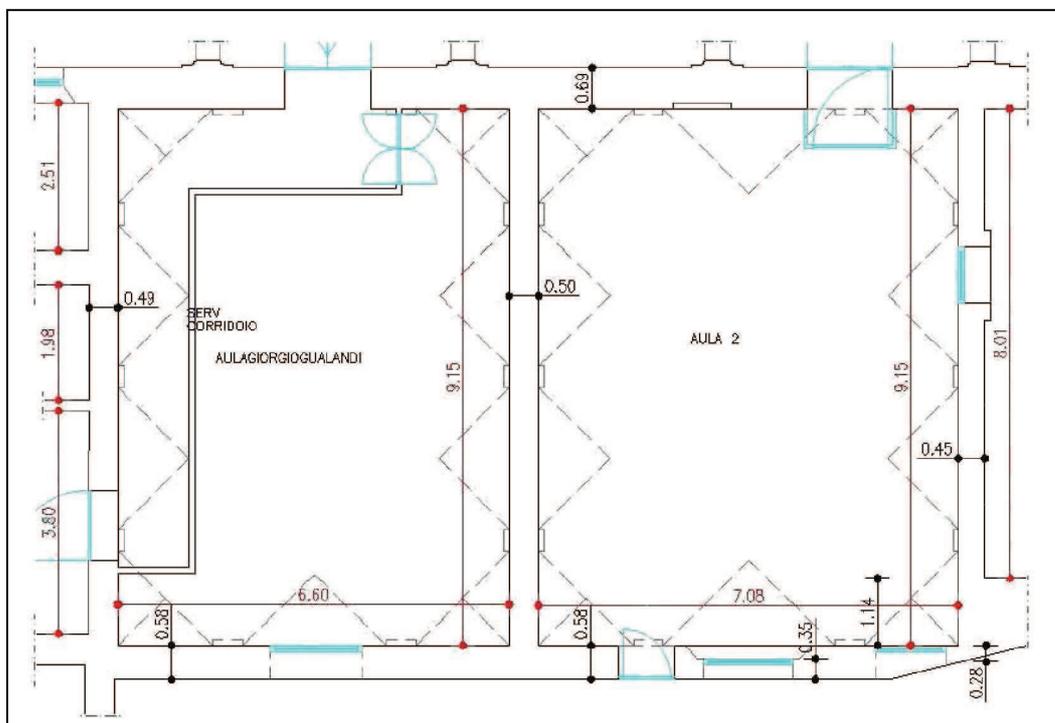


Fig. 7- Pianta "Aula Gualandi" e "Aula 2": quote e spessori delle murature. (19)

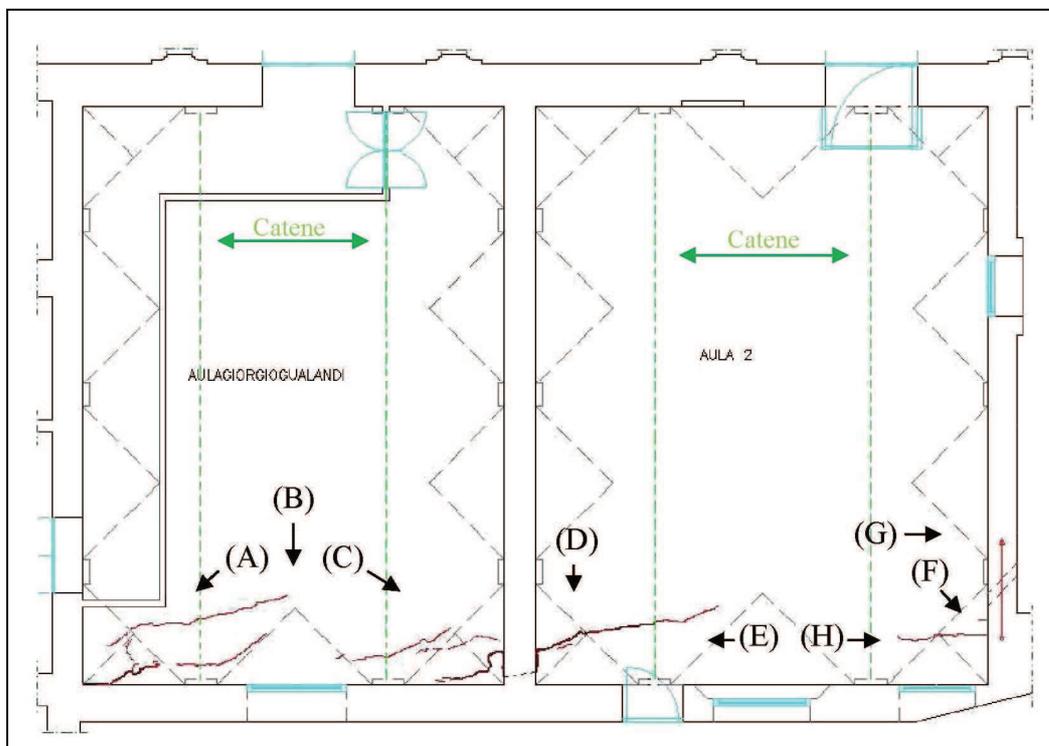
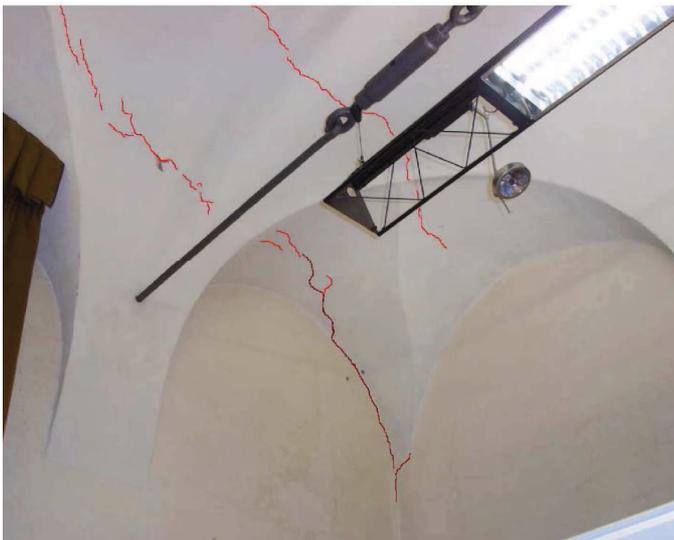


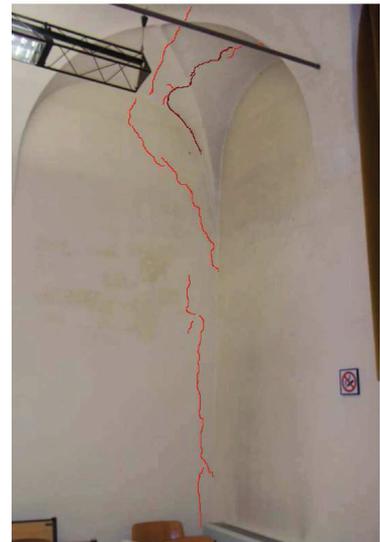
Fig. 8- Pianta "Aula Gualandi" e "Aula 2": posizione catene, fessure, Riferimenti immagini. (19)



**Fig. 9-** Particolare (B). (19)



**Fig. 10-** Particolare (A). (19)



**Fig. 11-** Particolare (C). (19)

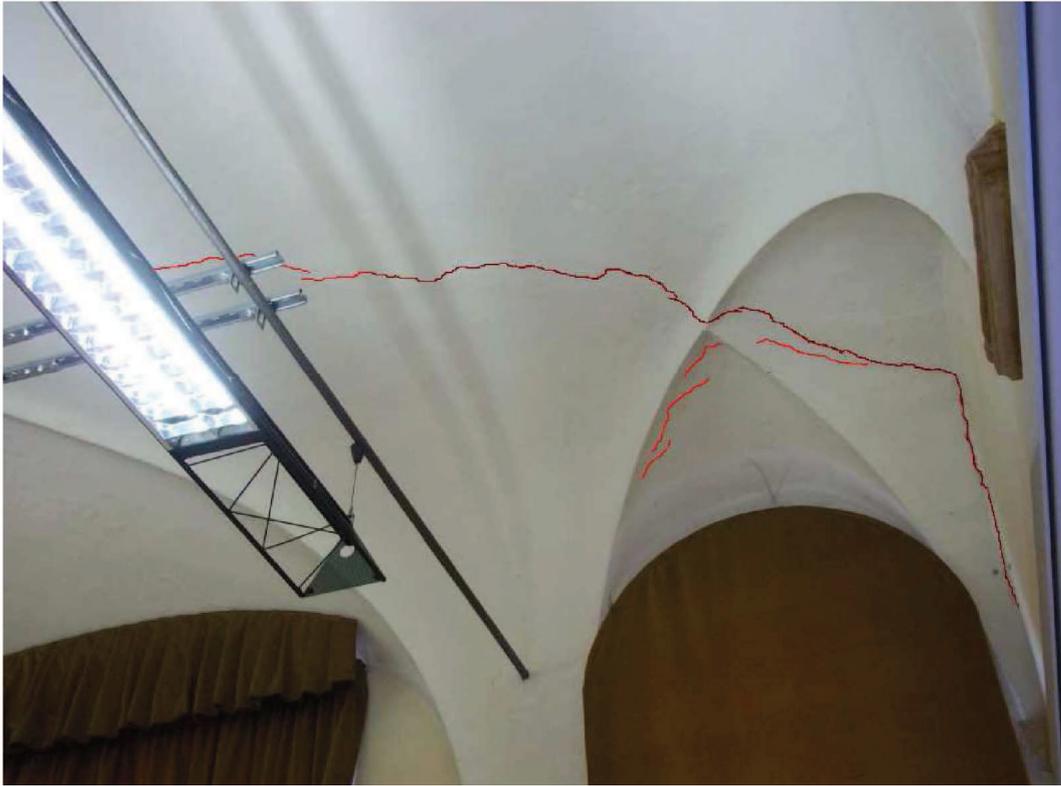


Fig. 12- Particolare (D). (19)

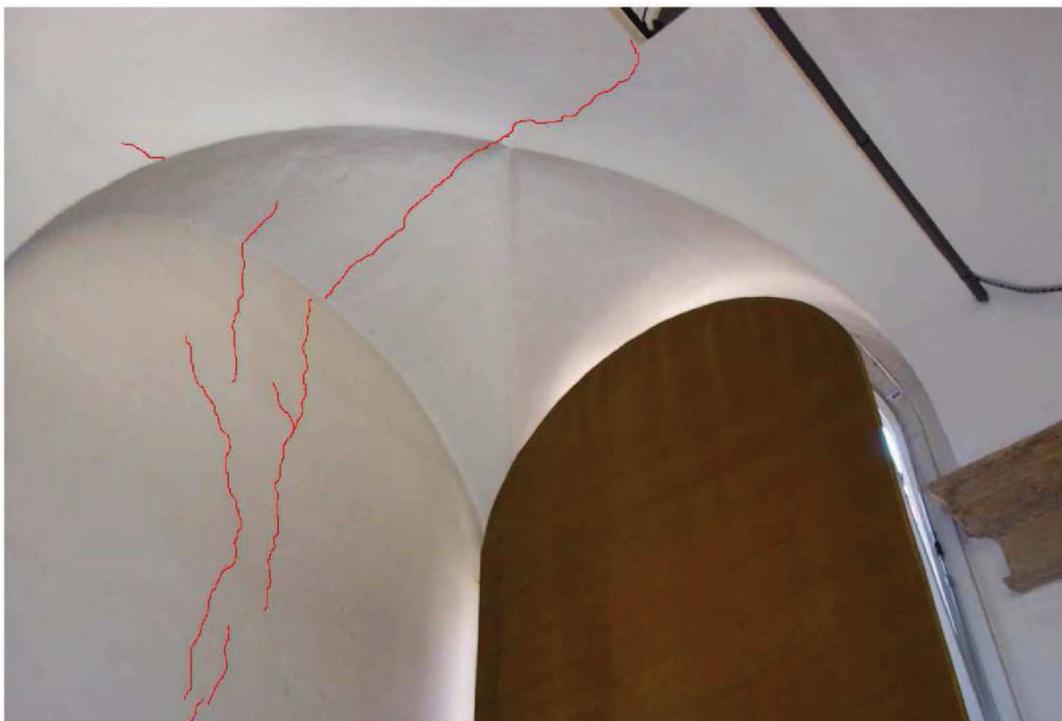
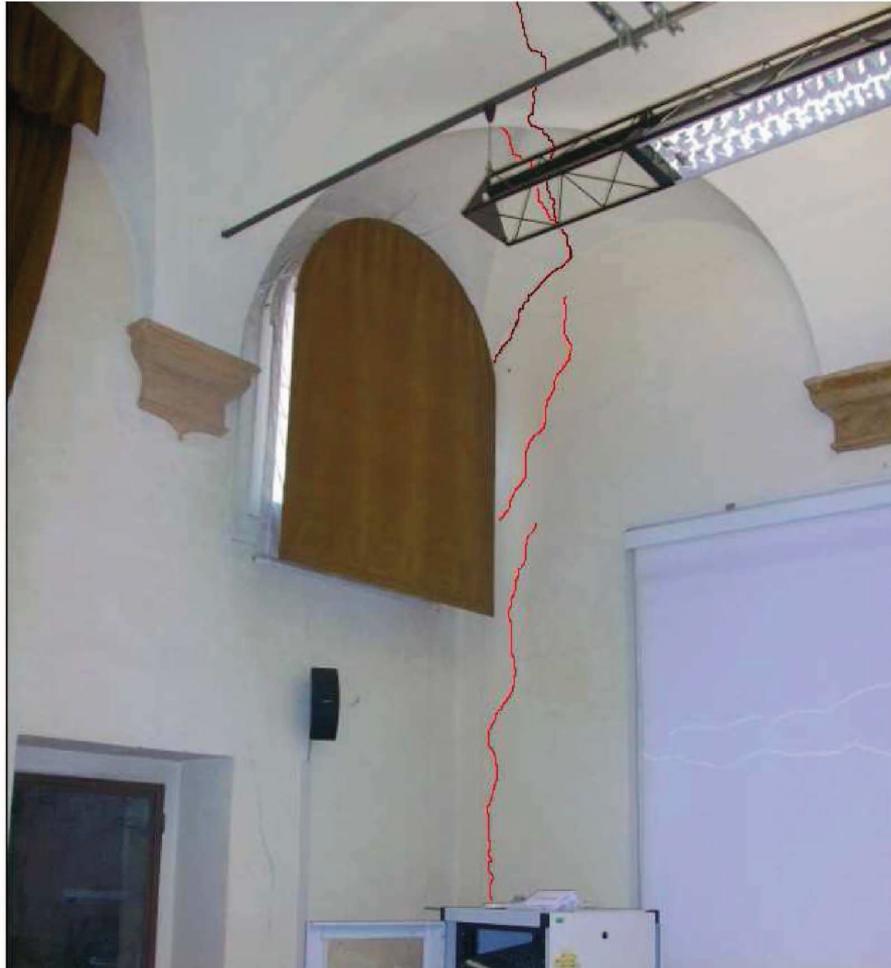
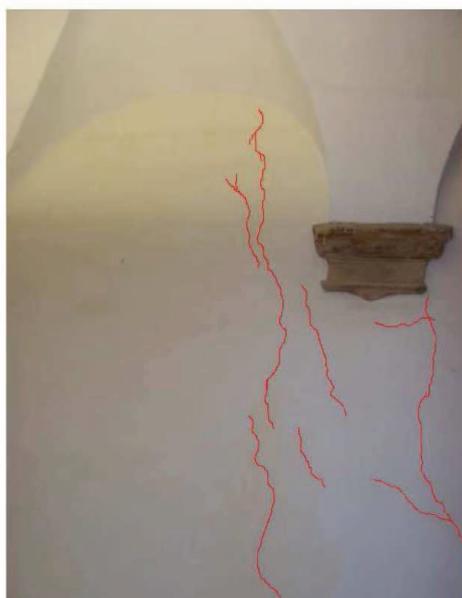


Fig. 13- Particolare (F). (19)



**Fig. 14-** Particolare (E). (19)



**Fig. 15-** Particolare (G). (19)



**Fig. 16-** Particolare (H). (19)

Come evidenziato dalle immagini, il quadro fessurativo riscontrato nelle due aule, risulta significativo e indicatore di un probabile cinematismo in atto che, come vedremo, interessa la facciata esterna del Complesso, prospiciente via de'Chiari, in corrispondenza dei due locali, dal piano terra fino a circa il piano di calpestio del secondo livello.

Le lesioni soprattutto nelle zone d'angolo, all'innesto delle volte con la muratura, sono di ampiezza non trascurabile, e mostrano in tali zone, un parziale distacco della parete dalla struttura voltata (fig.10-11-12-14).

Tali lesioni si estendono poi diagonalmente verso la zona centrale delle teste di padiglione lunettate della volta (fig.9.10-11-12-14).

La muratura d'imposta, interna ai due locali contigui, è poi interessata da lesioni circa verticali passanti per l'intero spessore della parete (50 cm), che si estendono per tutta la sua altezza fino al pavimento (fig.11-14).

Tuttavia, la presenza delle catene longitudinali a collegamento delle murature di testa, deve aver opposto un certo contrasto al probabile meccanismo di ribaltamento in atto, anche se esternamente, i capochiave non presentano deformazioni evidenti.

E' poi possibile notare sulla parete in fig.13-15 e 16, la presenza di lesioni diffuse, probabilmente dovute a fenomeni di "martellamento", da parte della muratura di grande spessore ortogonale a tale parete (fig.8).

Le lesioni alle imposte devono destare sempre particolare attenzione, poiché sono indice di un'azione di distacco tra la struttura voltata e quella verticale che, in teoria, dovrebbe assorbire la spinta, ma che, a distacco avvenuto, non la assorbe più, almeno non nella sua totalità. Tali lesioni sono indici di dissesto da rotazione, sempre pericoloso. (19)

### 3.2.2 PIANO PRIMO: “AULA FUMAGALLI E AULA MORANDI”

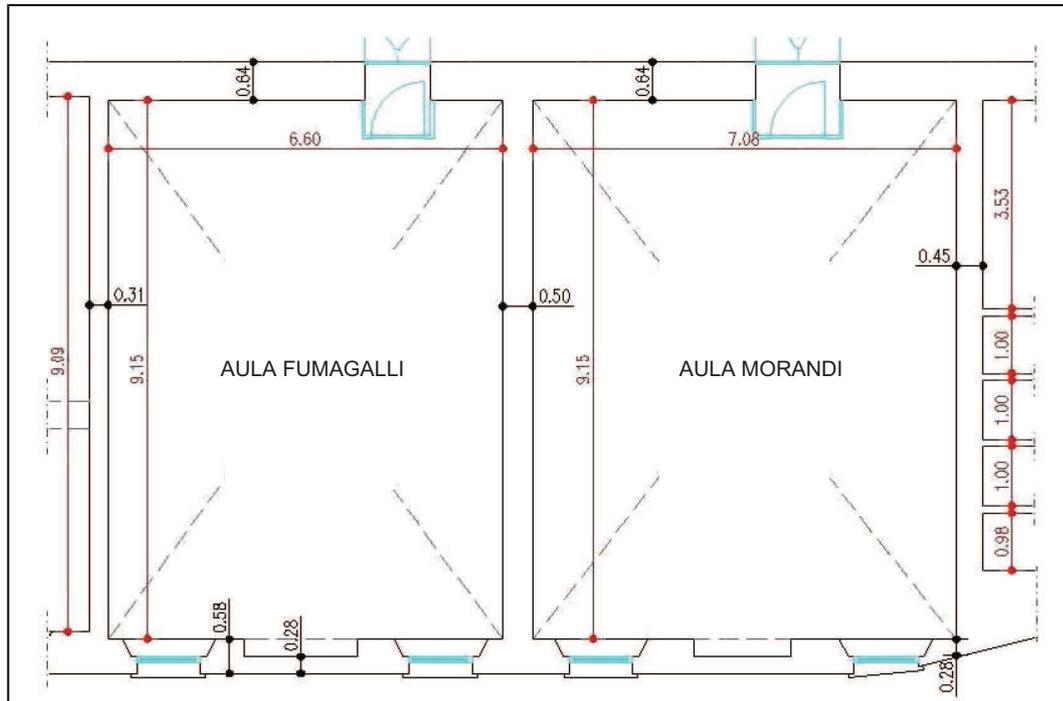


Fig. 17- Pianta “Aula Fumagalli” e “Aula Morandi”: quote e spessori delle murature. (19)

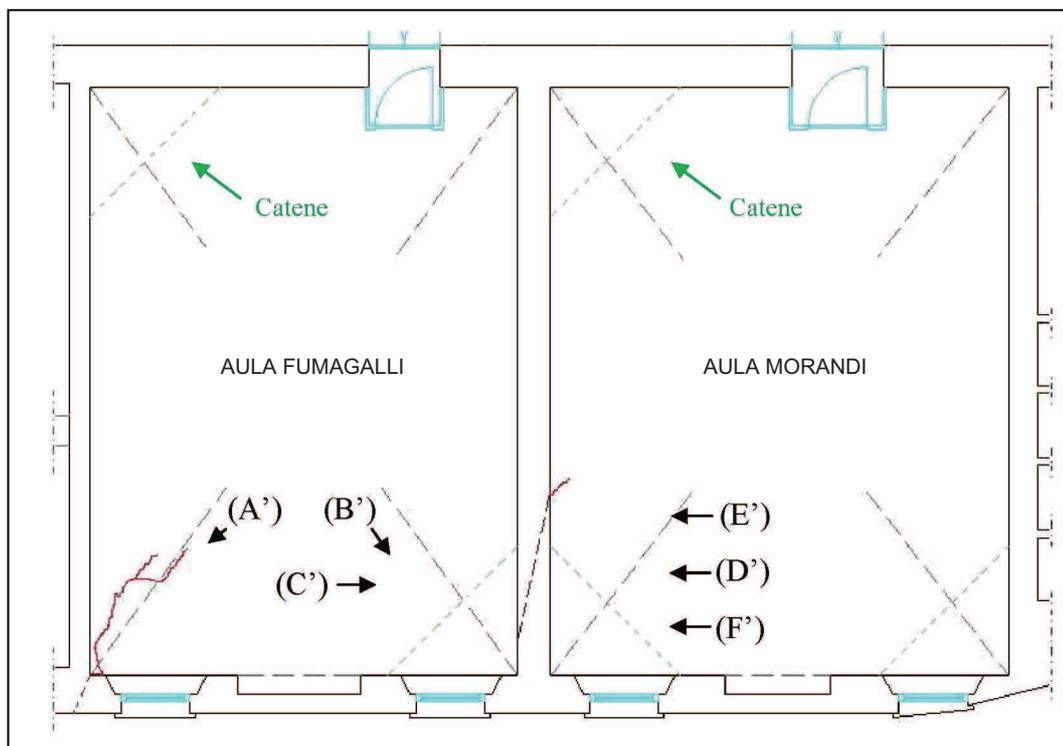


Fig. 18- Pianta “Aula Fumagalli” e “Aula Morandi”: posizione catene, fessure e Riferimenti Immagini. (19)



**Fig. 19-** Facciata esterna prospiciente via de'Chiari, in corrispondenza delle Aule Fumagalli e Morandi al primo Piano: in evidenza i capochiave delle catene diagonali. (19)



**Fig. 20-** Particolare (A'). (19)



Fig. 21- Particolare (B'). (19)

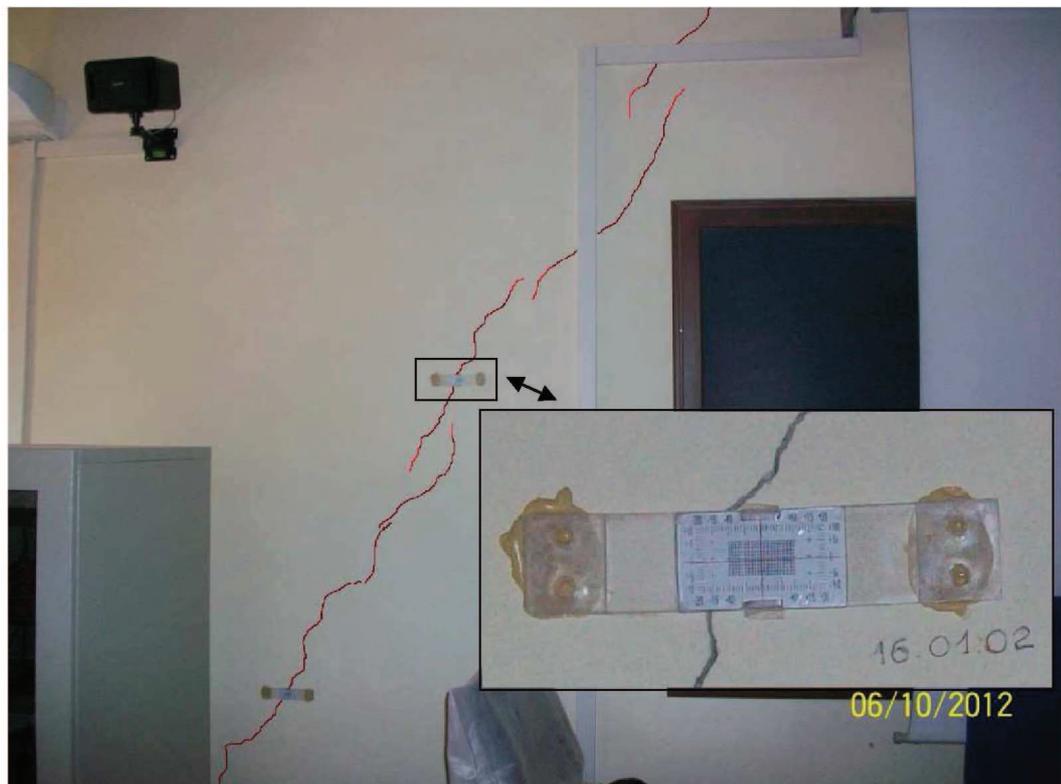
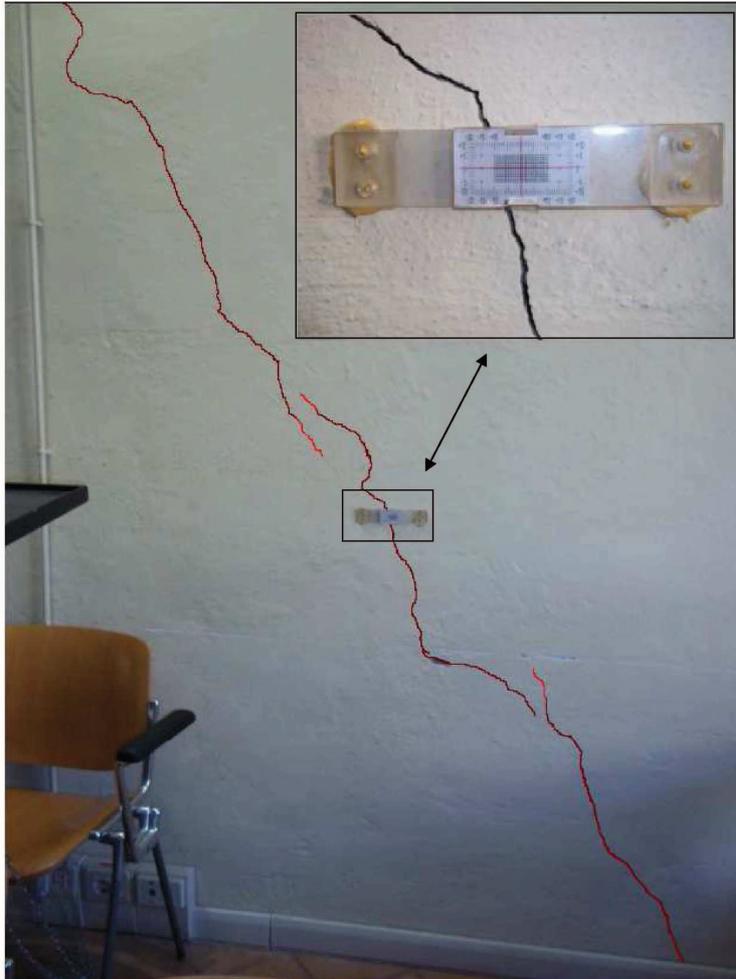
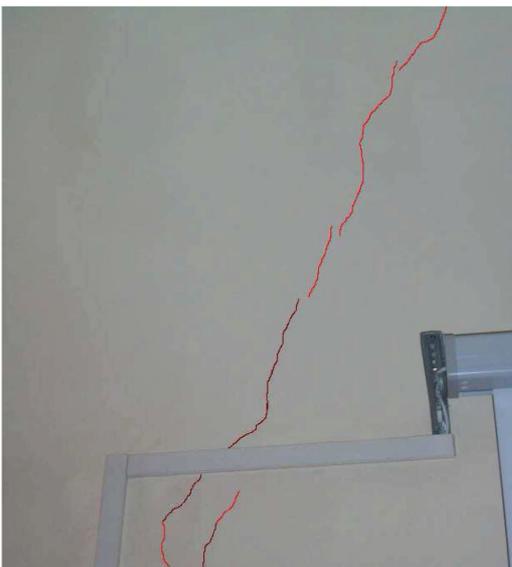


Fig. 22- Particolare (D'). (19)



**Fig. 23-** Particolare (C'). (19)



**Fig. 24-** Particolare (E'). (19)



**Fig. 25-** Particolare (F'). (19)

Il quadro fessurativo che si riscontra nei due locali, come evidenziato dalle immagini ed in particolare dai fessurimetri (che indicano dalla data del loro fissaggio, uno spostamento relativo tra i due lembi della muratura –fig.22), rafforza l'ipotesi della presenza di un cinematismo in atto, riguardante probabilmente il ribaltamento della facciata esterna.

La presenza delle catene nelle zone d'angolo, a collegamento delle murature tra loro perpendicolari, ha posto un vincolo a tale cinematismo, ma non in misura tale da contrastarlo totalmente (fig.21).

Pertanto sulla muratura d'imposta condivisa dai due locali, oltre le catene, si ritrovano lesioni diagonali dello spessore di circa 2 mm, passanti per l'intero spessore (50 cm) della muratura (fig.22-23).

Le fessure si estendono per tutta la parete fino al pavimento, e si presume che proseguano anche se non in maniera continua, nel livello sottostante. Non sono tuttavia evidenti all'esterno, deformazioni del capochiave (fig.19), che inducano a pensare che le catene siano eccessivamente sollecitate a trazione.

Nell'unico angolo dove non è disposta la catena diagonale, le lesioni si sono sviluppate verticalmente nella zona di innesto tra le due pareti ortogonali, andando ad interessare anche la struttura voltata, ed in particolare sulla diagonale di intersezione tra i due fusi della volta a padiglione (fig.20).

I dissesti osservati sia al piano primo nelle "aule Fumagalli e Morandi", che al piano terra nelle aule sottostanti ("aula Gualandi e aula 2"), hanno carattere diretto, in quanto coinvolgono gli elementi portanti e si manifestano principalmente mediante moti rigidi. La struttura pertanto si è allontanata dalla posizione originaria, conservando la propria geometria. Circa la natura delle manifestazioni fessurative, si può affermare che le lesioni siano di trazione, in quanto la loro presenza non pare abbia alterato in modo sostanziale il comportamento d'insieme della struttura. Infatti, la resistenza a trazione della muratura, può essere superata facilmente per qualsiasi fattore accidentale, senza però che si modifichi in maniera significativa l'equilibrio della struttura. (19)

### 3.2.3 PIANO SECONDO: "UFFICI LATO VIA DE'CHIARI"

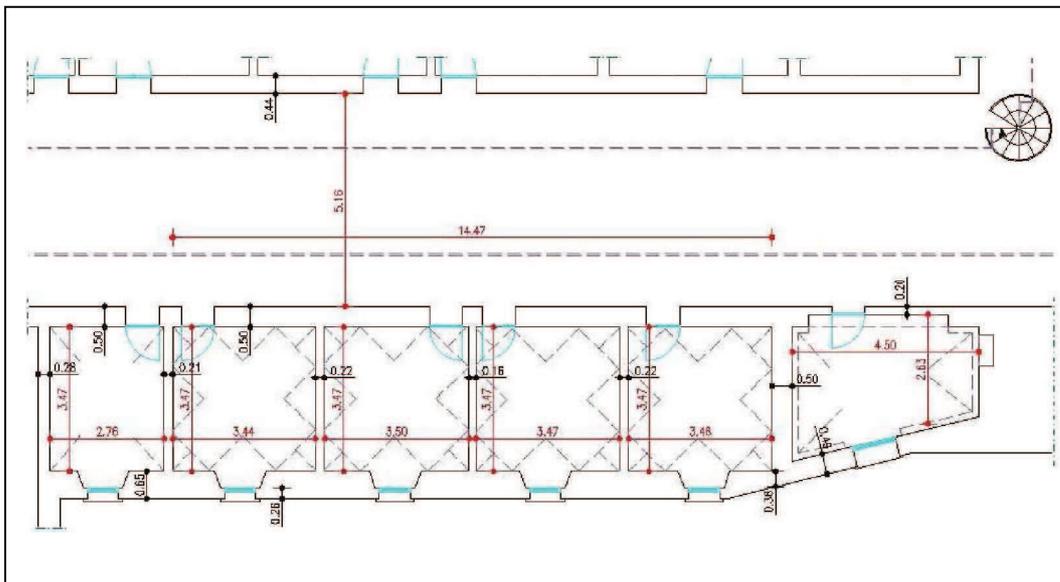


Fig. 26- Pianta "Uffici lato via de'Chiari": quote e spessori delle murature. (19)

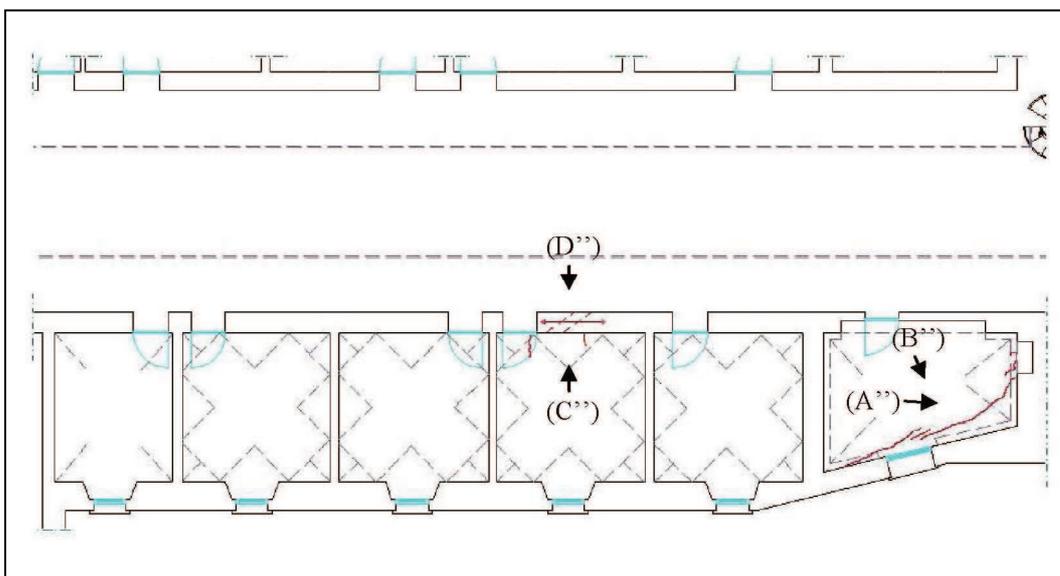


Fig. 27- Pianta "Uffici lato via de'Chiari": posizione delle fessure e Riferimenti Immagini. (19)



**Fig. 28-** Particolare (A"). (19)



**Fig. 29-** Particolare (B"). (19)



**Fig. 30-** Particolare (C"). (19)



**Fig. 31-** Particolare (D"). (19)

Negli Uffici al 2° Piano, lato via de'Chiari, sovrastanti le "aule Fumagalli e Morandi", non si sono rilevate lesioni significative. Le uniche fessure riscontrate, peraltro di modesta entità (ampiezza inferiore al millimetro), riguardano una porzione della muratura interna che suddivide gli uffici dal corridoio adibito a Biblioteca (fig.30-31).

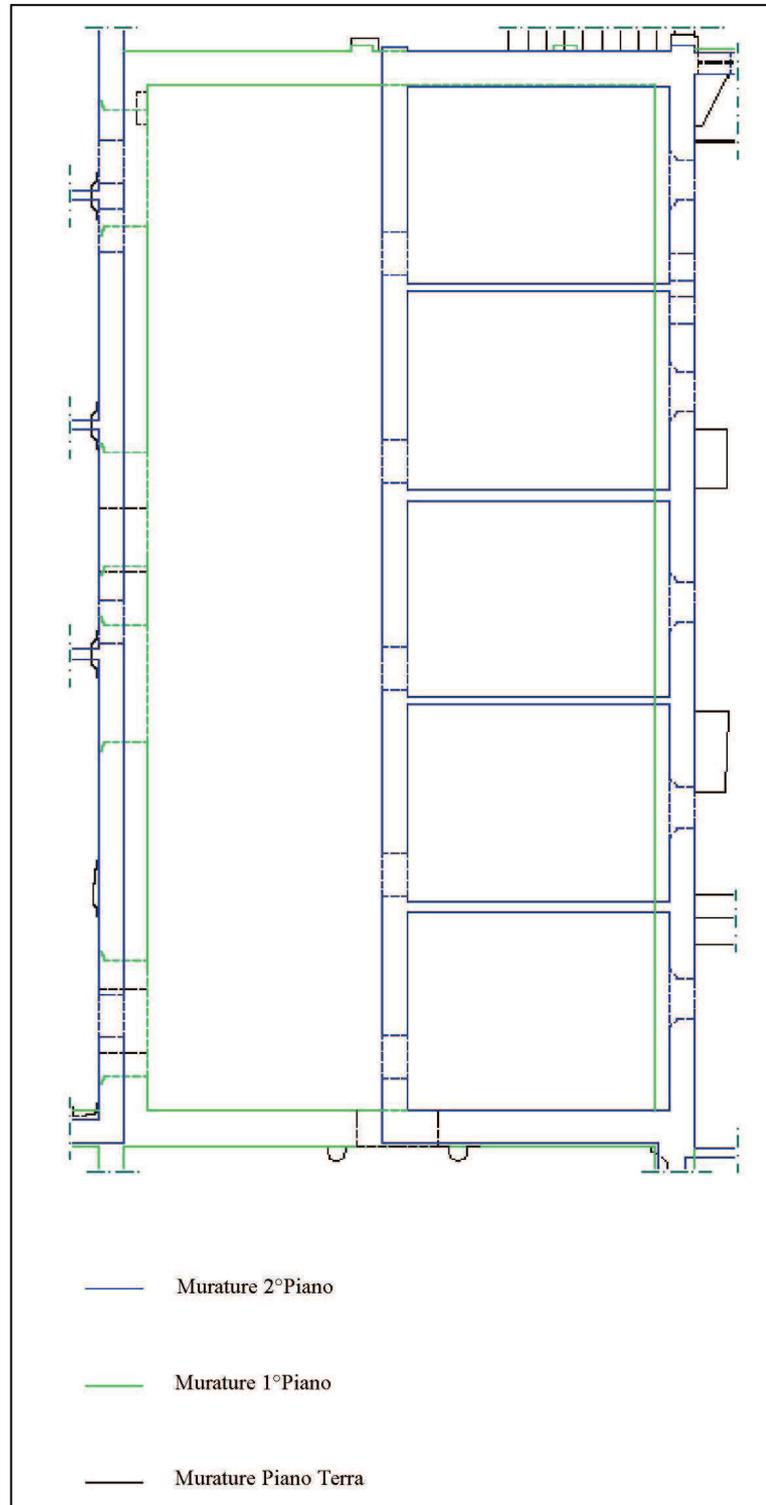
Va però rilevato che tale muratura, di spessore 50 cm, è disposta in falso sulle volte a padiglione lunettate di copertura del piano sottostante, e trasversalmente alle imposte. Pertanto tale muratura, insieme alle pareti di separazione tra i vari ambienti, costituisce un unico "blocco" gravante sulla struttura sottostante (fig.6), che potrebbe quindi, soprattutto in caso di sisma, amplificarne i dissesti già presenti.

Non appaiono invece trascurabili le fessure che si ritrovano sulla volta a padiglione, di forma irregolare, del locale in fig.28 e 29.

Tali fessure, anche se di ampiezza non particolarmente rilevante, sono però notevolmente estese, in quanto si sviluppano orizzontalmente a circa l'altezza delle reni, per quasi due lati della volta.

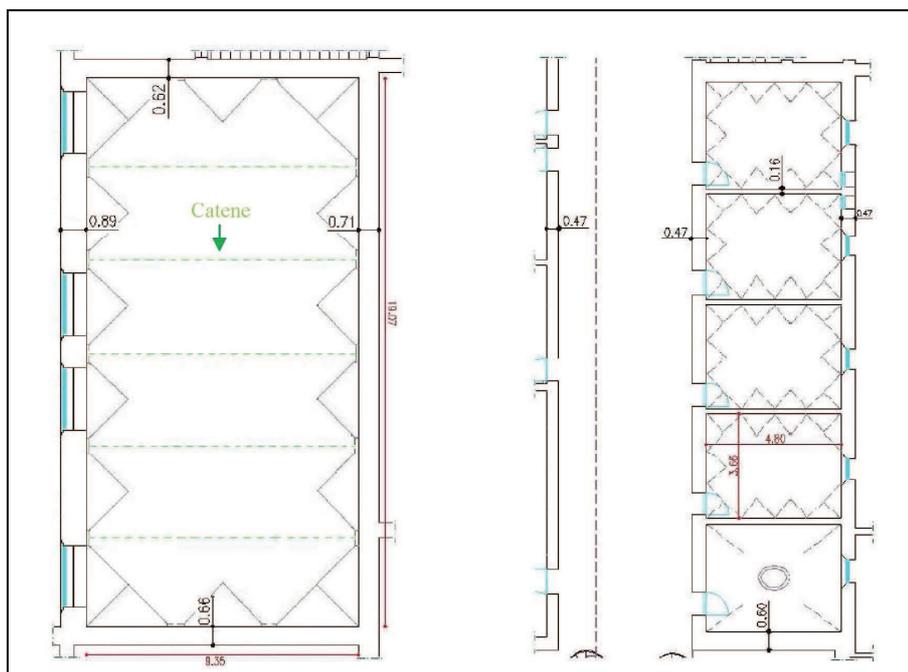
La presenza di tali lesioni non sembra comunque essere legata al meccanismo di ribaltamento in atto per la muratura esterna, poiché data l'assenza di un qualsiasi quadro fessurativo sulla porzione in corrispondenza delle "aule Fumagalli e Morandi" che va dal piano di calpestio del secondo piano fino in copertura, pare invece costituire un fenomeno isolato dovuto a più cause concomitanti. (19)

### 3.3 Porzione n.2 del Complesso: rilievo del quadro fessurativo

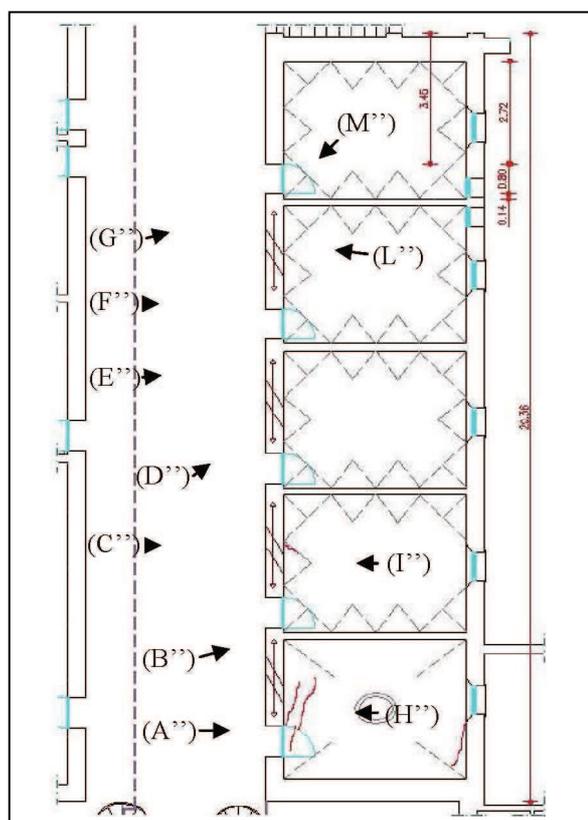


**Fig. 32-** Planimetria della porzione n.2 del Complesso (sovrapposizione delle murature di ogni piano). (19)

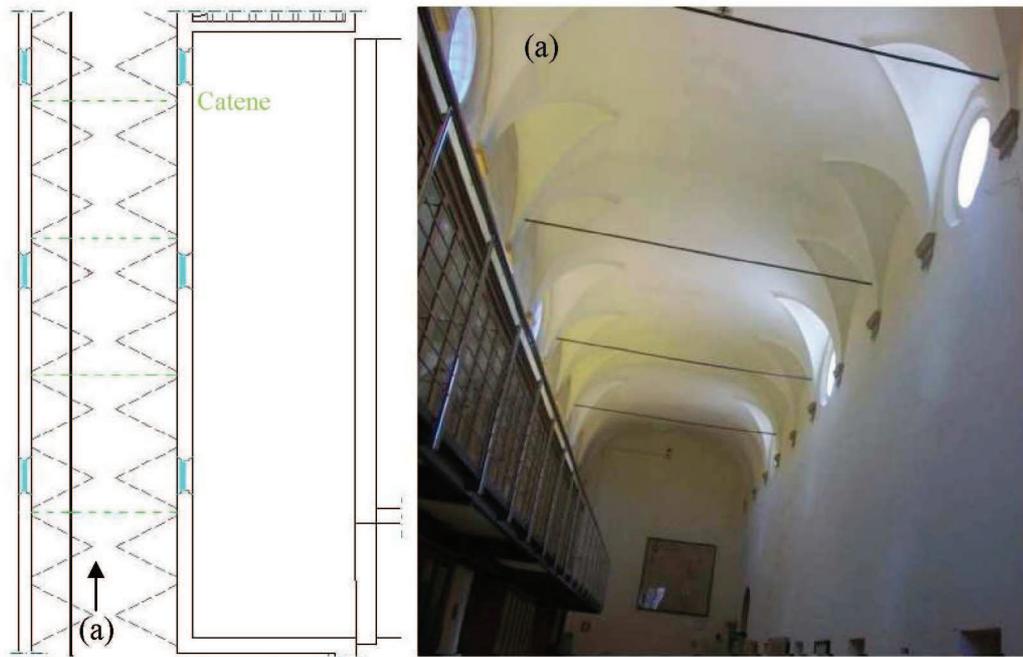
### 3.3.1 PIANO TERRA E PIANO PRIMO CON DOPPIO VOLUME; “UFFICI LATO VIA DE’CHIARI” AL PIANO SECONDO



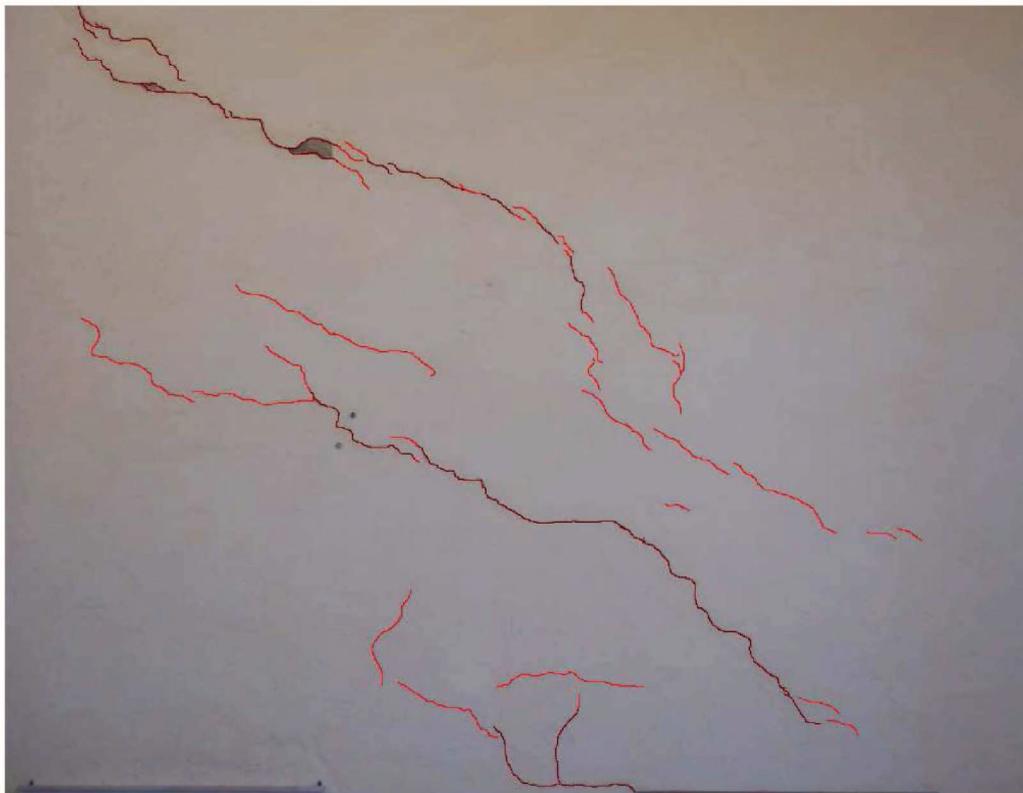
**Fig. 33-** Pianta “Aula Prodi” al Piano terra (locale con doppio volume) e “Uffici” al Il Piano in corrispondenza di tale aula: quote, spessori delle murature e posizione delle catene. (19)



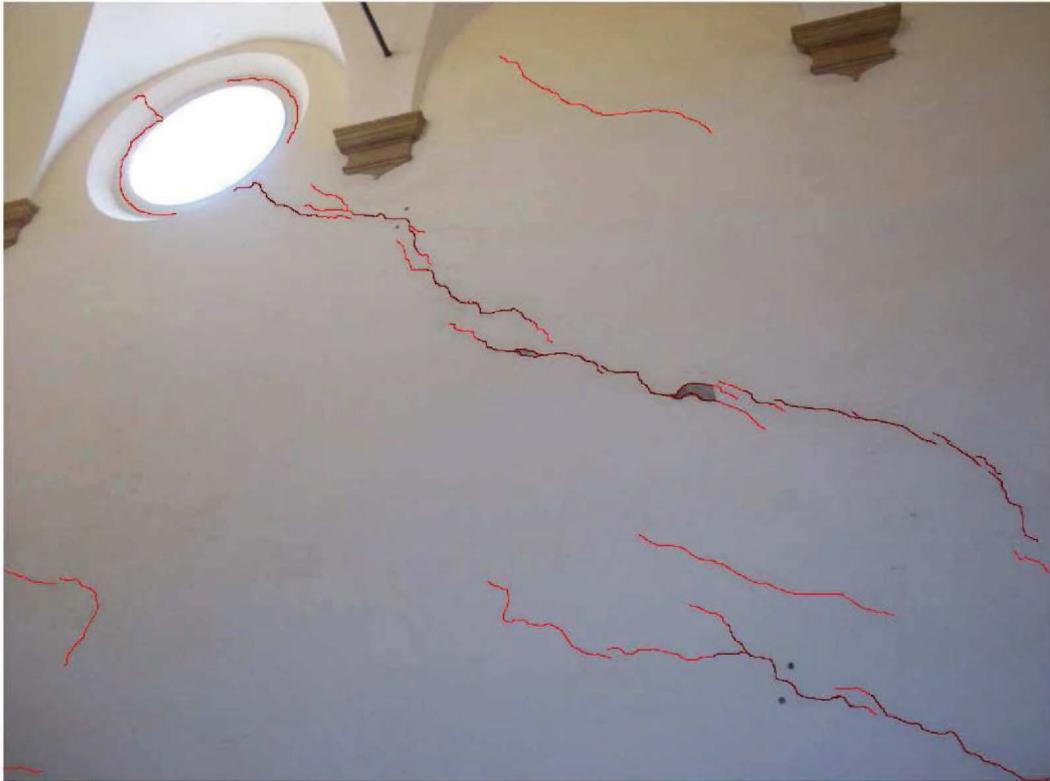
**Fig. 34-** Pianta “Uffici” al Il Piano: posizione delle fessure e Riferimenti Immagini. (19)



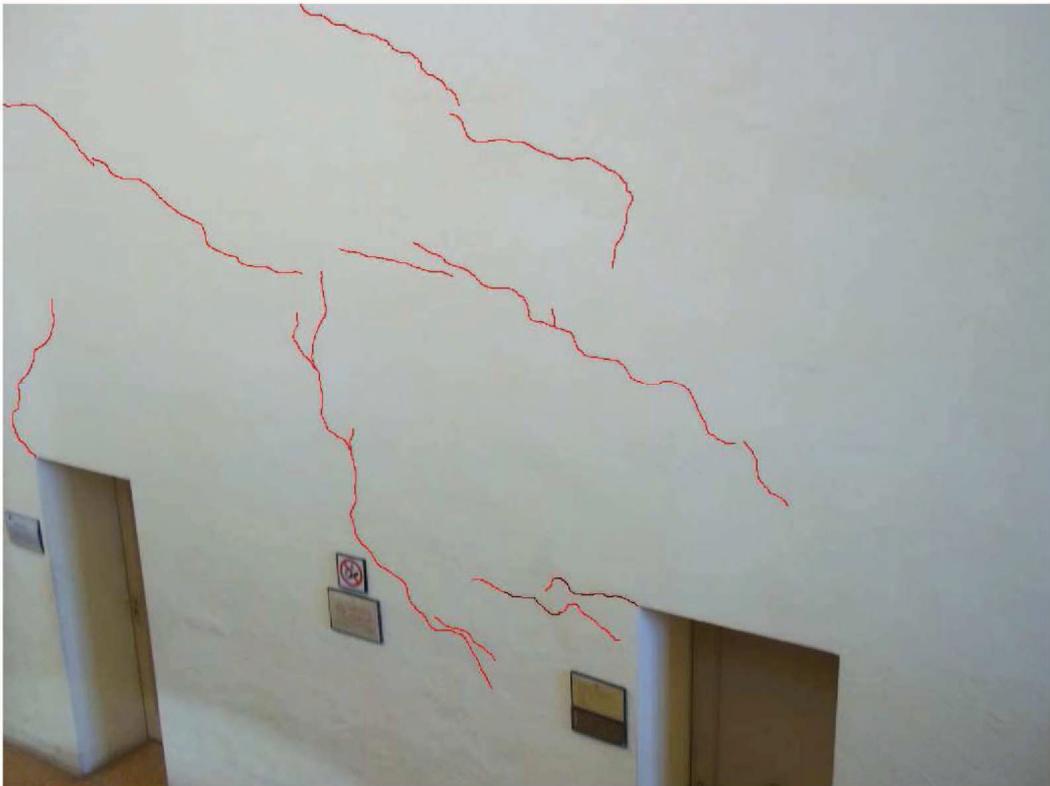
**Fig. 35-** Disposizione catene nella porzione di Biblioteca al II Piano sovrastante l'Aula Prodi (pianta e immagine). (19)



**Fig. 36-** Particolare (A''). (19)



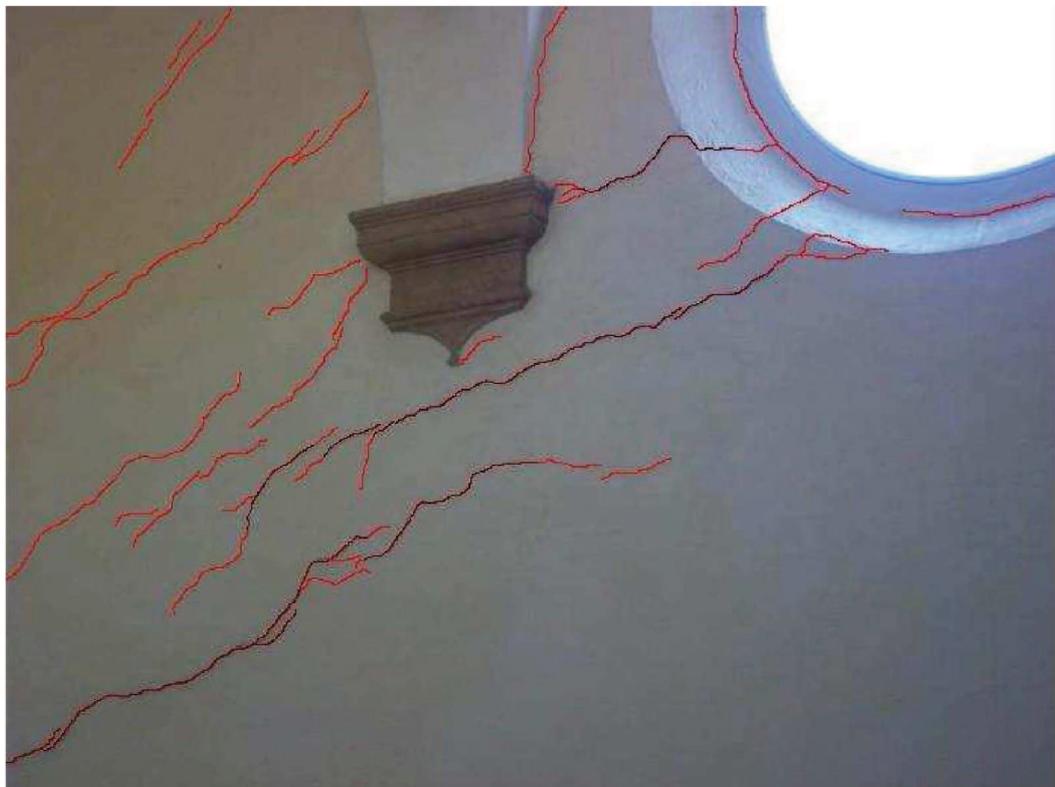
**Fig. 37-** Particolare (B''). (19)



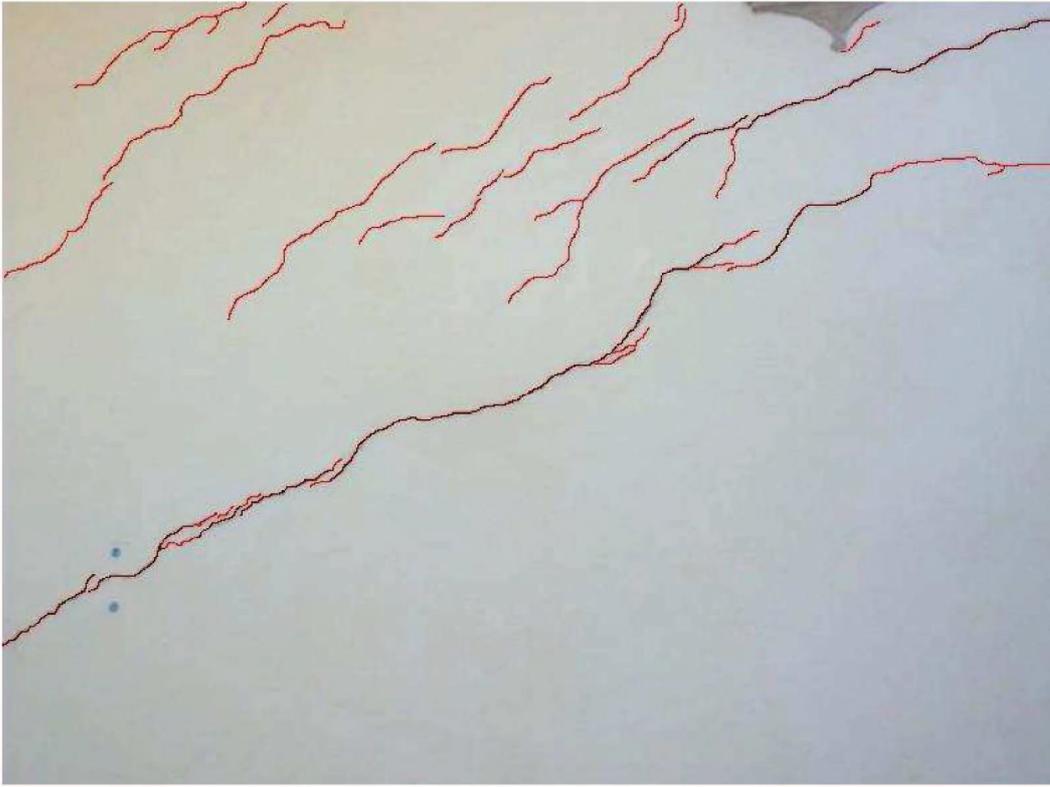
**Fig. 38-** Particolare (C''). (19)



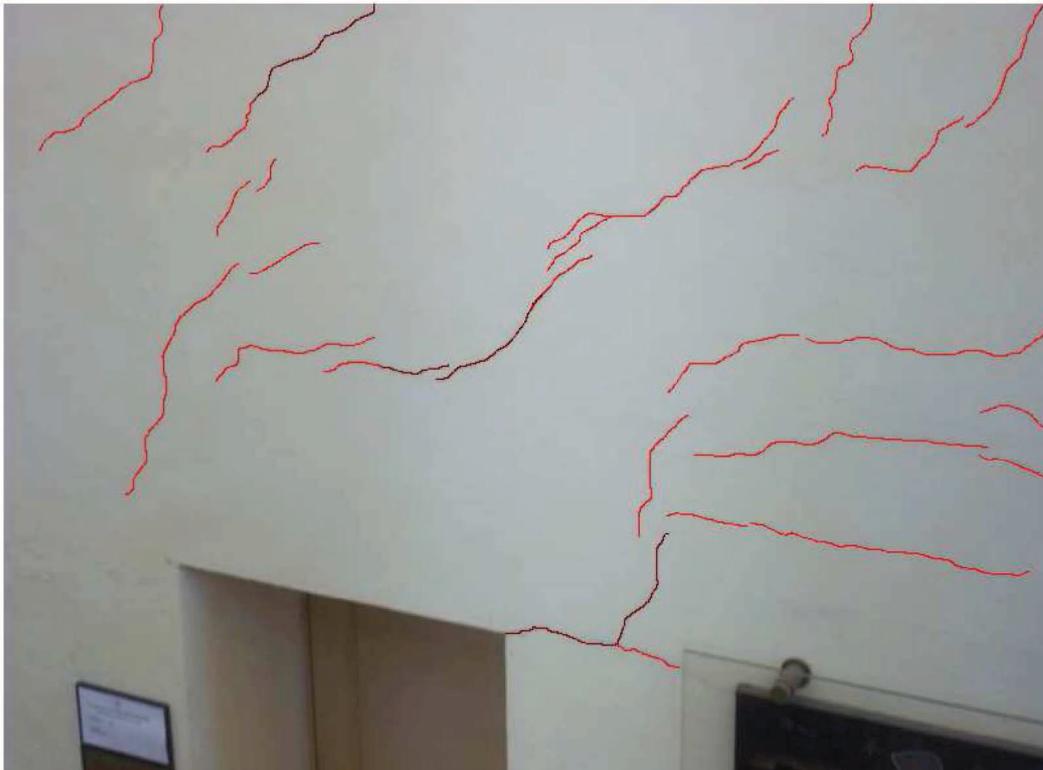
**Fig. 39-** Particolare (D''). (19)



**Fig. 40-** Particolare (E''). (19)



**Fig. 41-** Particolare (F''). (19)



**Fig. 42-** Particolare (G''). (19)

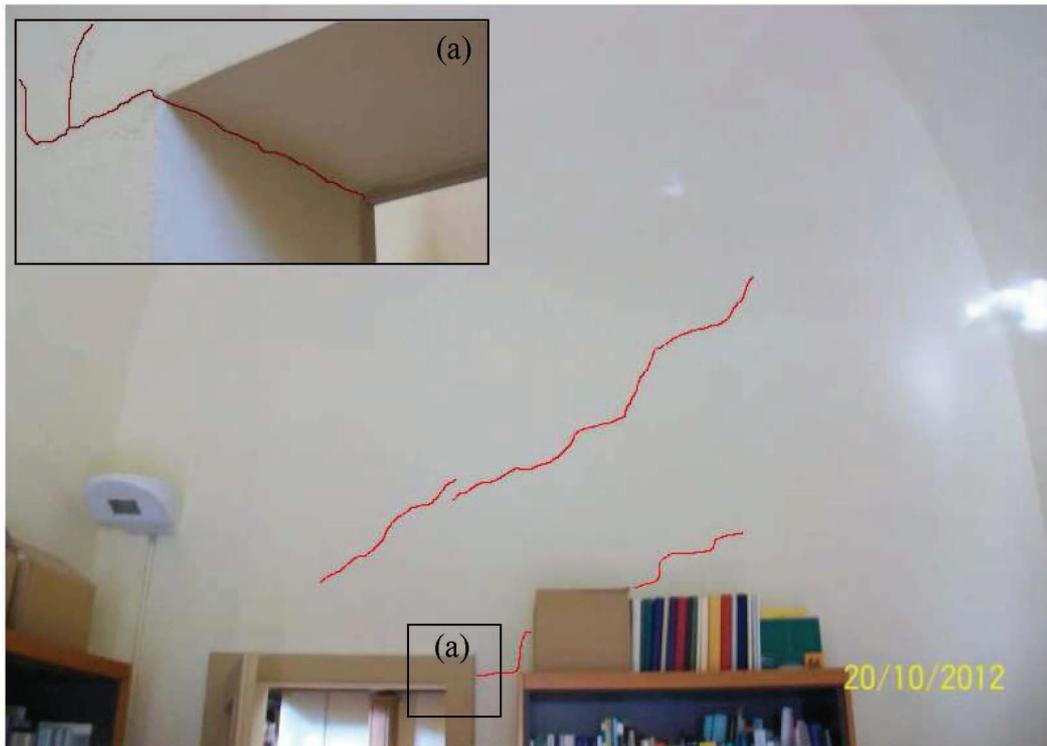


Fig. 43- Particolare (H'') – lesione passante (a). (19)

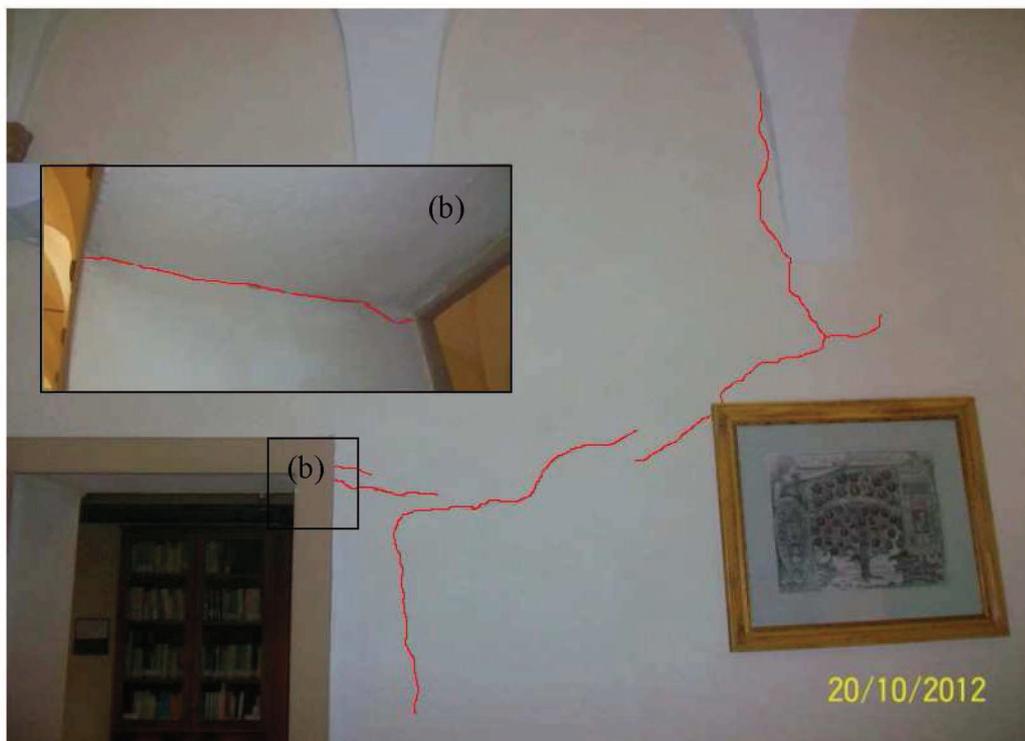


Fig. 44- Particolare (I'') – lesione passante (b). (19)



Fig. 45- Particolare (L''). (19)



Fig. 46- Particolare (M''). (19)

Il quadro fessurativo rilevato sulla parete di lunghezza circa 20m e spessore 47 cm, al terzo livello, disposta in falso sulla volta di copertura dell'Aula Prodi, come mostrato in fig.32, risulta essere "importante", sia per quanto riguarda l'estensione che per l'ampiezza delle fessure.

Infatti tale parete, posizionata in mezzeria della volta sottostante, parallelamente alle imposte, presenta lesioni diffuse, ad andamento globalmente parabolico, spesso passanti per l'intero spessore della muratura (fig.43-44-46), ed estese per quasi l'intera lunghezza della stessa (fig.34).

E' pertanto facilmente identificabile visivamente, l'andamento globale "ad arco naturale" delle lesioni (fig.37-39-40-41-42), dovuto molto probabilmente alla depressione intradossale della Volta sottostante e al conseguente distacco della porzione di muratura gravante su di essa.

Tale volta (a botte con teste di padiglione, lunettata), non presenta però lesioni visibili all'intradosso, ma ciò non esclude che abbia subito un certo cedimento, soprattutto nella zona centrale, dovuto anche al peso della muratura sovrastante, la stessa interessata dalle lesioni.

Si potrebbe comunque affermare che la struttura voltata si sia assestata in una nuova configurazione di equilibrio stabile, in quanto, in seguito alle prove di carico realizzate nel 1993, si è potuto constatare che i conci costituenti la volta risultavano unicamente compressi, e che le catene si erano rivelate sostanzialmente scariche.

Non è però dato sapere se lo stato tensionale della struttura sia rimasto immutato nel corso del tempo e che quindi attualmente la situazione sia la stessa riscontrata nel '93. (19)

Occorre, inoltre, tenere presente che l'Aula Prodi è una delle parti del complesso che hanno subito profonde trasformazioni durante il recupero funzionale dell'edificio in occasione del quale sono state eseguite, nel 1993, le indagini tecnico diagnostiche.

L'antico refettorio, aveva subito profonde alterazioni, a partire dall'occupazione napoleonica di Bologna del 1797, e presentava una controsoffittatura risalente al periodo in cui il monastero fu utilizzato come luogo di detenzione.

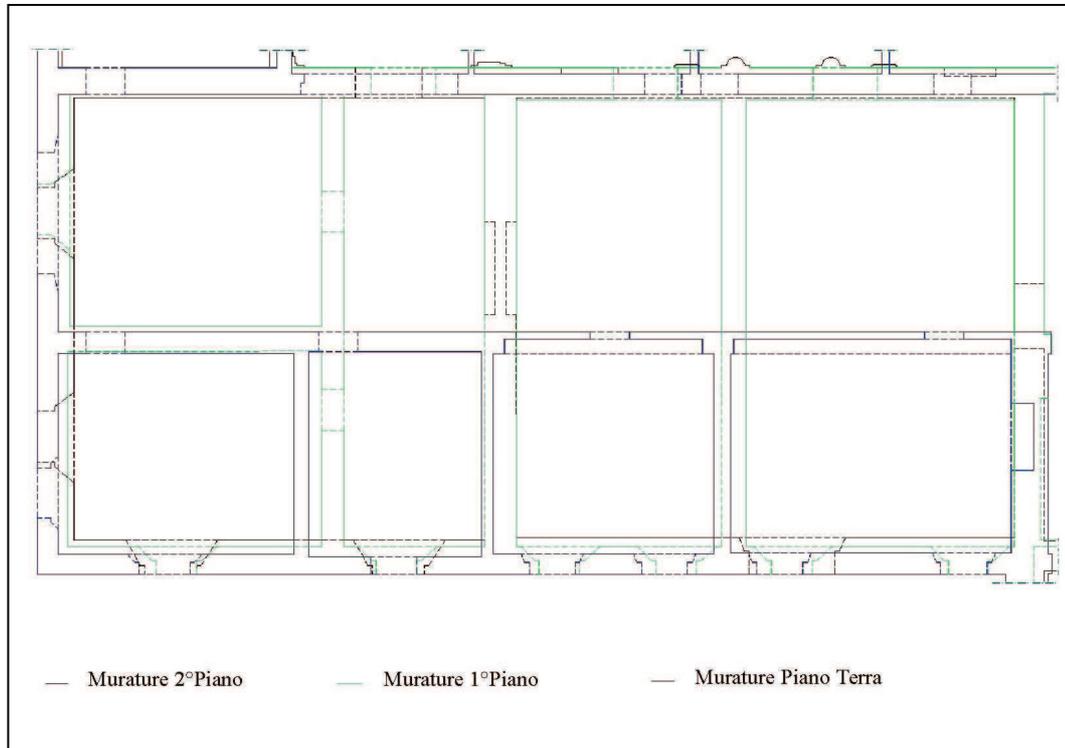
Per riportare a nuova vita questa sala, che costituisce uno dei volumi chiusi più grandi, maestosi e rappresentativi del complesso è stato necessario abbattere la controsoffittatura incongrua (come previsto nel progetto elaborato dall'architetto R. Scannavini). Questo intervento ha permesso di rendere nuovamente visibile la copertura voltata a teste di padiglione con lunette e di poter riposizionare sulla parete di fondo della sala l'originale affresco di Bartolomeo Cesi (XVII sec.), che era stato rimosso nel 1955 e conservato nella Pinacoteca Nazionale.

Nonostante il progetto di recupero del Complesso Monumentale di San Giovanni in Monte abbia complessivamente alleggerito le strutture, rimuovendo tamponamenti, pareti divisorie e superfetazioni incongrue, i lavori che hanno portato alla demolizione del solaio che costituiva la controsoffittatura della sala costituiscono una modifica rilevante nel fabbricato di cui occorre tenere conto quando si considera il nuovo assetto.



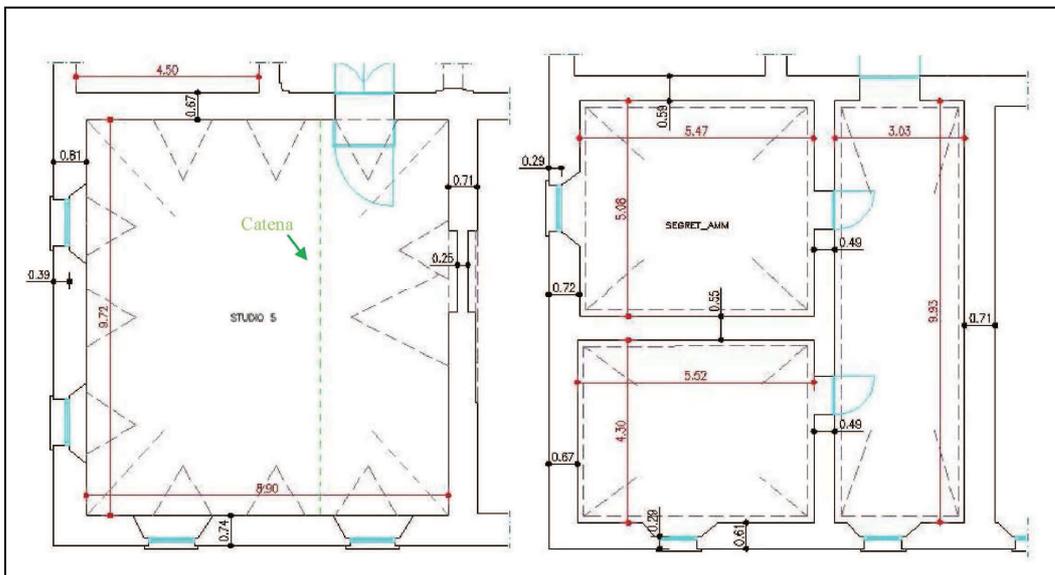
**Fig. 47-** Il refettorio prima dei restauri degli anni '90, liberato dalle tramezzature e dalle sopralca ture (è visibile la traccia perimetrale di imposta della controsoffittatura).

### 3.4 Porzione n.3 del Complesso: rilievo del quadro fessurativo

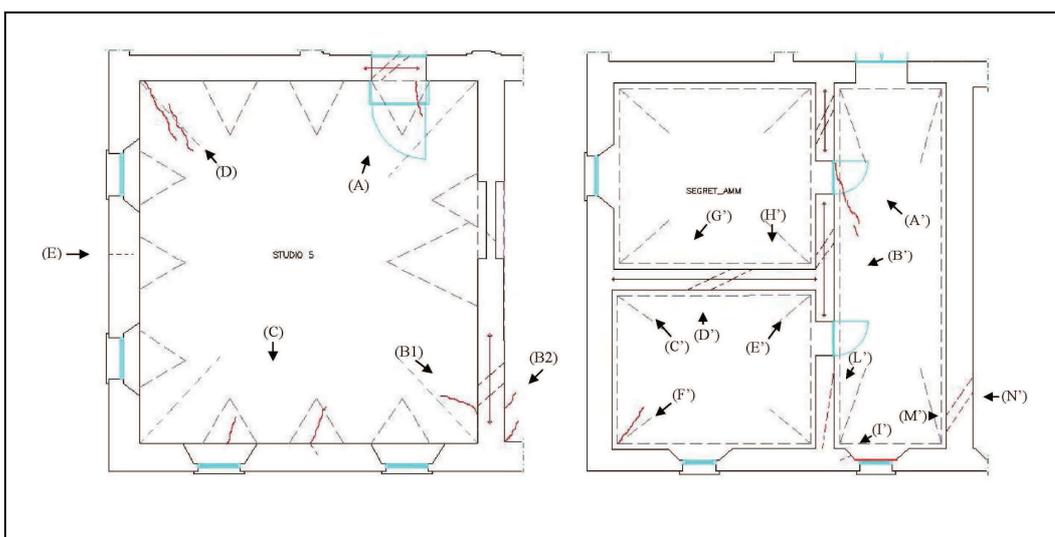


**Fig. 47-** Planimetria Porzione n.3 del Complesso (sovrapposizione delle murature di ogni piano). (19)

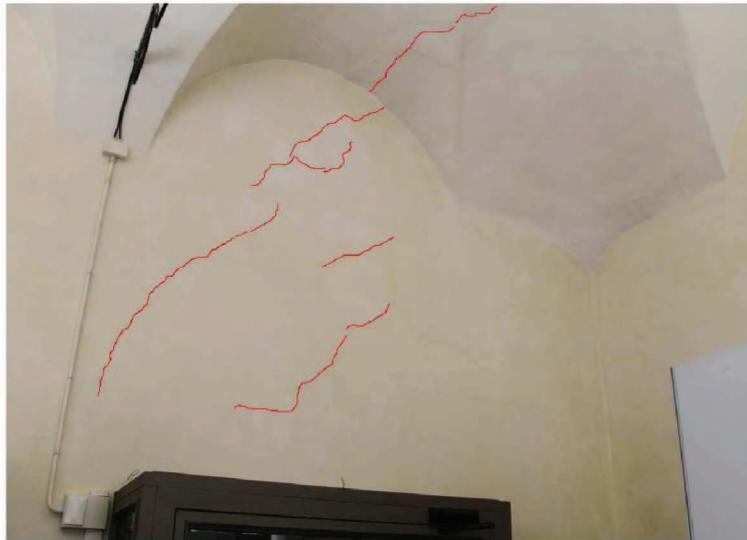
### 3.4.1 PIANO TERRA E PIANO I: “STUDIO 5” E “SEGRETERIA AMMINISTRATIVA”



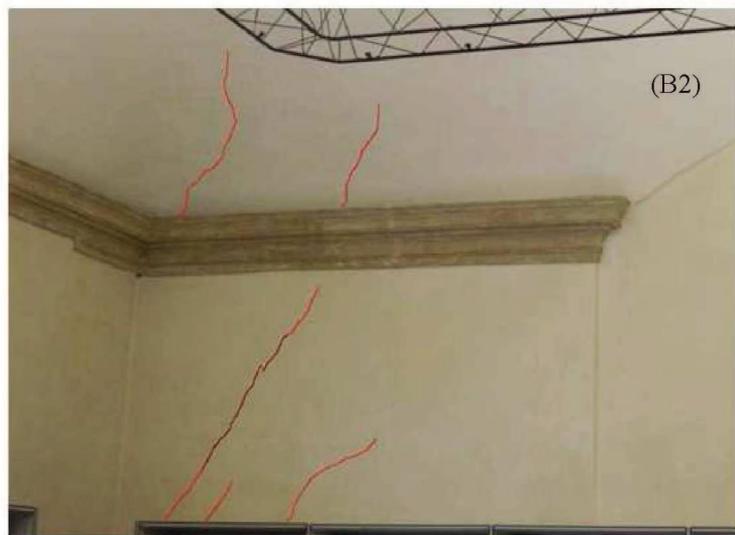
**Fig. 48-** Pianta “Studio 5” al piano terra e locali adibiti a “Segreteria Amministrativa” al piano I (in corrispondenza di tale Studio): quote, spessori delle murature e posizione delle Catene. (19)



**Fig. 49-** Pianta “Studio 5” al piano terra e locali adibiti a “Segreteria Amministrativa” al piano I (in corrispondenza di tale Studio): posizione delle fessure e Riferimenti Immagini. (19)



**Fig. 50-** Particolare (A). (19)



**Fig. 51-** Particolari (B1), (B2). (19)

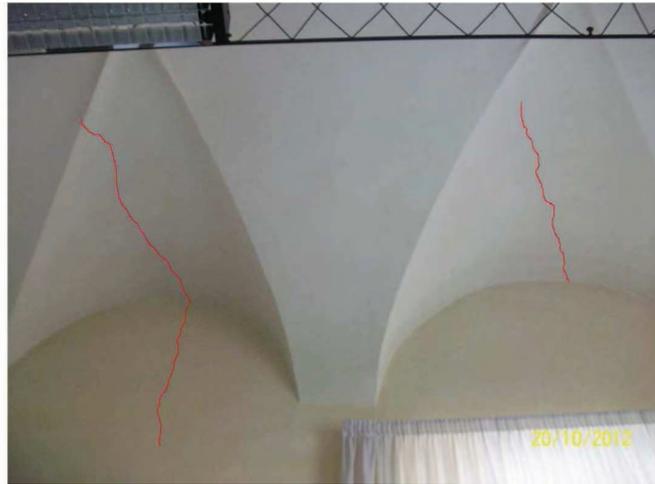


Fig. 52- Particolare (C). (19)



Fig. 53- Particolare (D). (19)

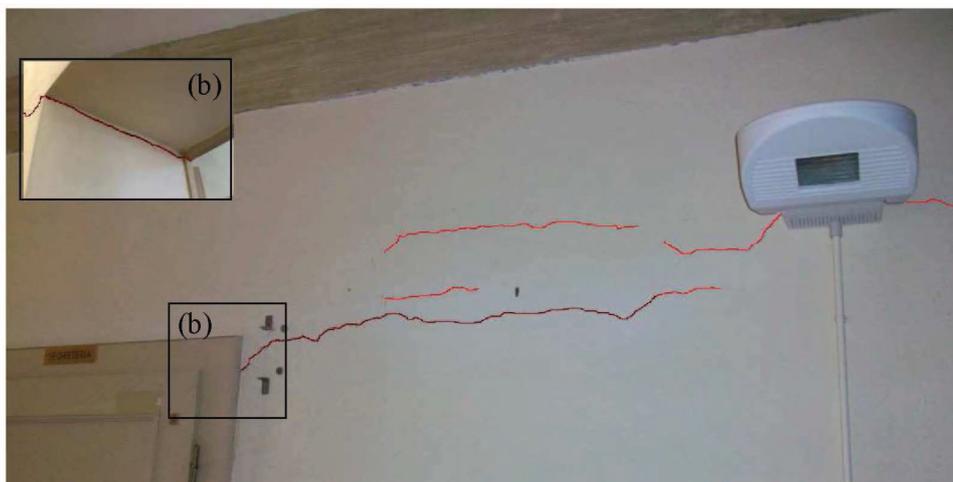
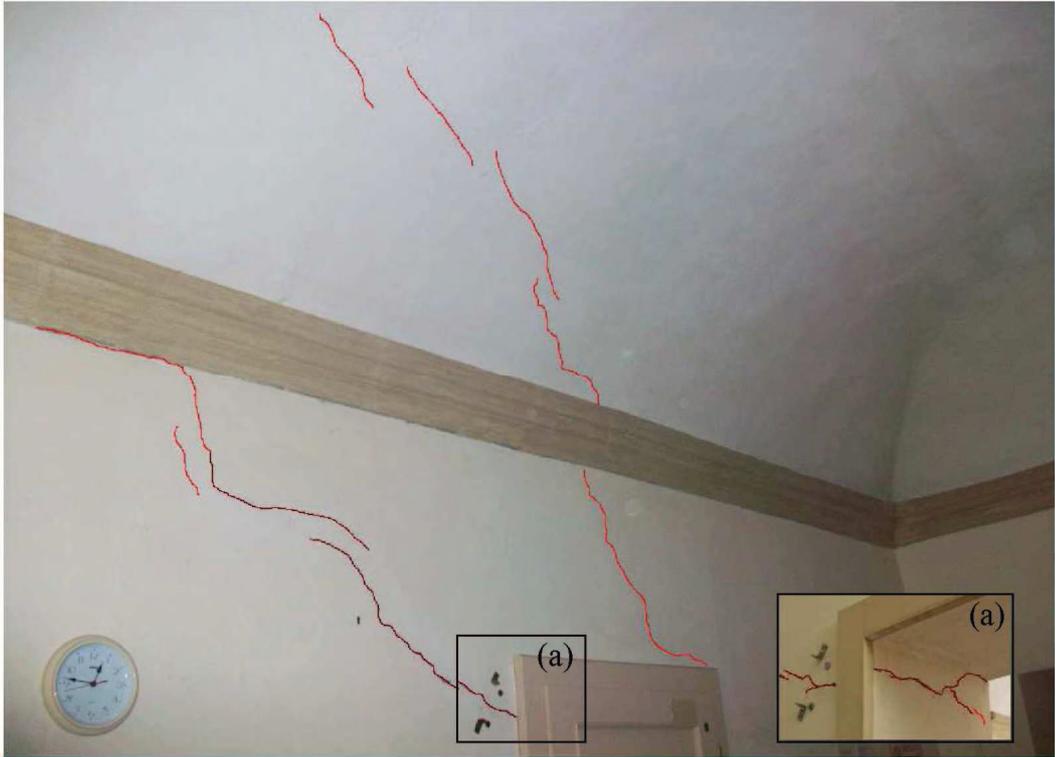


Fig. 54- Particolare (B') – lesione passante (b). (19)



**Fig. 55-** Particolare (A') – lesione passante (a). (19)



**Fig. 56-** Particolare (C'). (19)



**Fig. 57-** Particolare (D'). (19)



**Fig. 58-** Particolare (F'). (19)

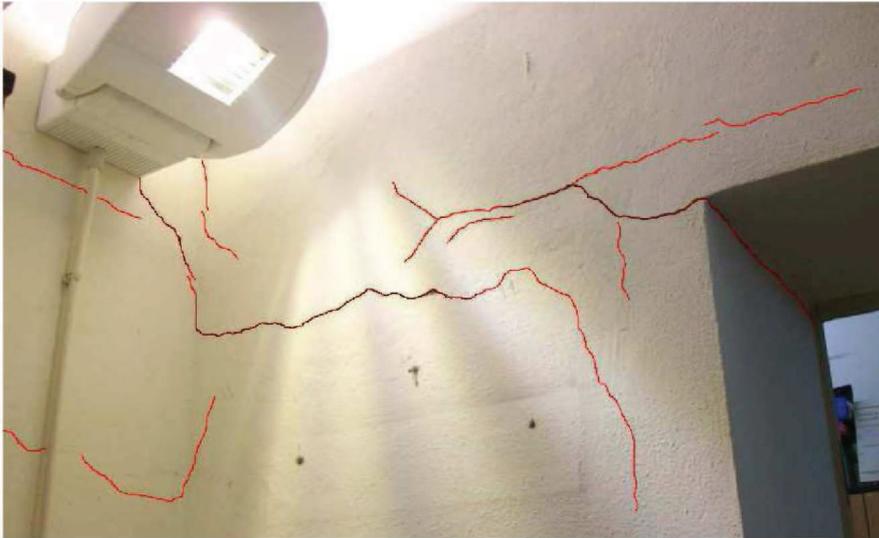


Fig. 59- Particolare (E'). (19)

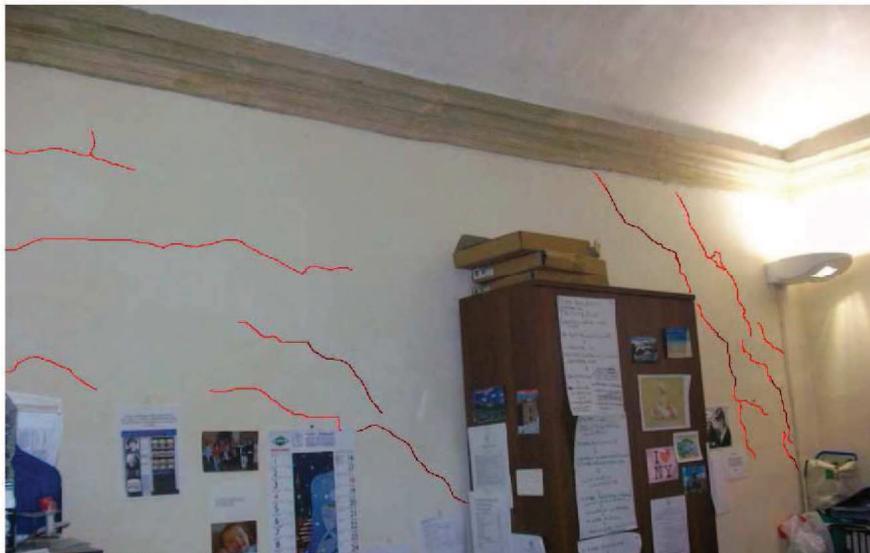


Fig. 60- Particolare (G'). (19)



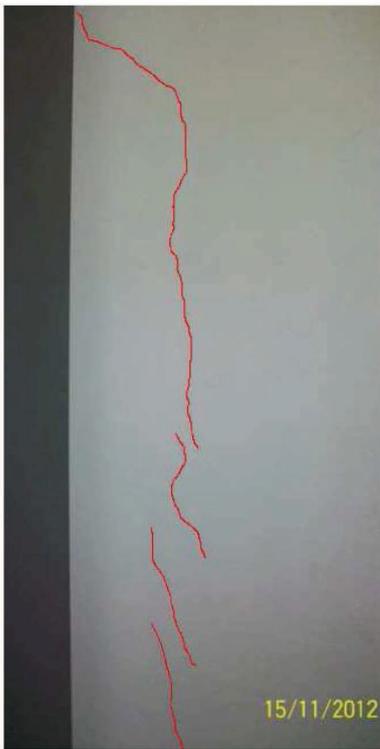
Fig. 61- Particolare (H'). (19)



Fig. 62- Particolare (I'). (19)



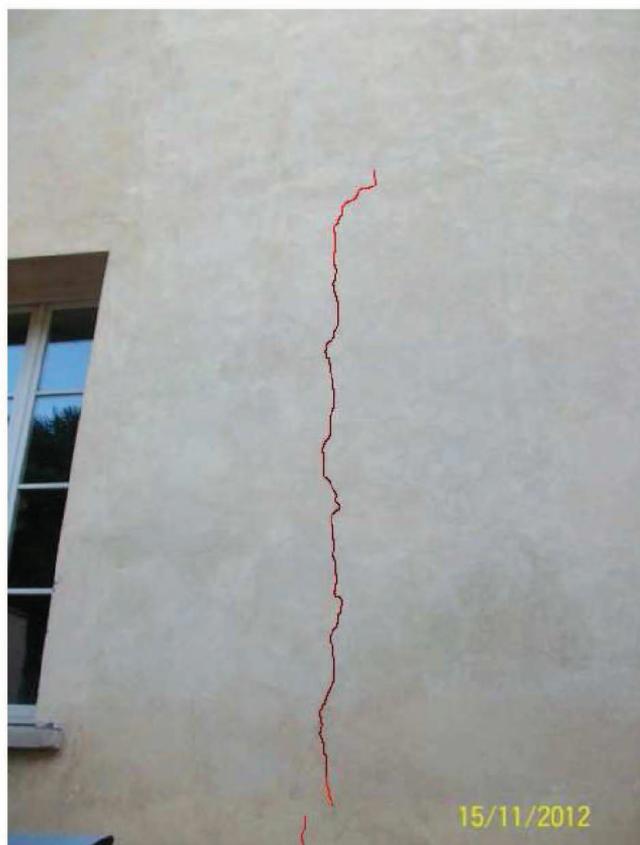
Fig. 63- Particolare (L'). (19)



**Fig. 64-** Particolare (M'). (19)



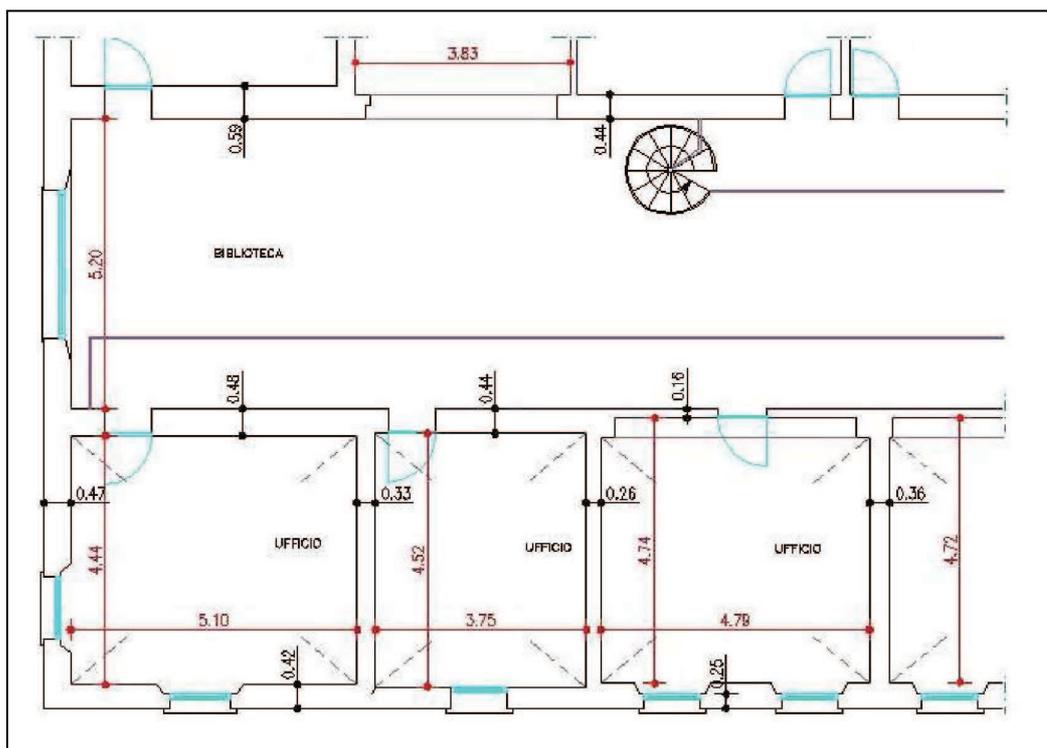
**Fig. 65-** Particolare (N'). (19)



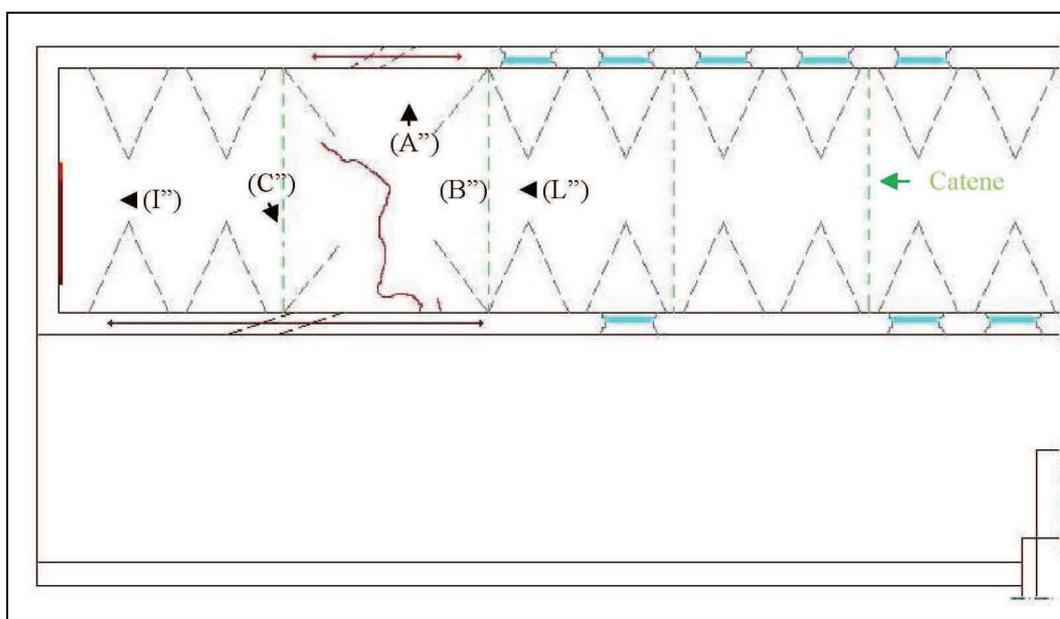
**Fig. 66-** Particolare (E). (19)

Come risulta dalle immagini, il quadro fessurativo rilevato si presenta alquanto complesso, e probabilmente dovuto a più cause perturbatrici concomitanti. Le lesioni che si rilevano sulle pareti interne dei locali del primo piano in corrispondenza dello “Studio 5” al piano terra, rispecchiano lo stesso andamento riscontrato per la muratura in falso sulla Volta dell’Aula Prodi. In effetti anche le murature (di notevole spessore) che suddividono i diversi ambienti della “Segreteria Amministrativa”, sono disposte “in falso” sulla Volta di copertura del locale sottostante (fig.47). Questa, essendo una Volta a padiglione, è caratterizzata da un “peso proprio” notevole, che molto spesso comporta già da solo, una depressione naturale della volta. Pertanto, il sovraccarico dovuto alle murature “in falso” sovrastanti, ha costituito un’ulteriore causa di dissesto. L’inevitabile depressione intradossale di tale Volta, ha generato sulle stesse murature sovrastanti, lesioni “passanti” ad andamento globalmente parabolico (fig.54-55-56-57-59-60-61), e determinando un aumento della spinta sulle imposte, potrebbe aver generato il dissesto da rotazione verso l’esterno della porzione di muratura nella zona d’angolo del primo livello, che si osserva in fig.51. Infatti la parete d’imposta interessata da tale dissesto, presenta fessure diffuse, e una significativa lesione “passante” che dal pavimento procede diagonalmente fino ad interessare parte della struttura voltata. Tale meccanismo come mostrato dalle fig.62-63-64-65, potrebbe essersi esteso anche alle murature del livello superiore. La volta a padiglione interessata dal cedimento, presenta inoltre, fessure isolate di modesta ampiezza in altre zone d’angolo (fig.50-53), dove cioè si concentrano i flussi di compressione, e in corrispondenza di alcune lunette (fig.52). E’ importante notare poi, un evidente fenomeno di “spanciamento” verso l’esterno (lato “cortile della palma”) della parete del primo livello (piano terra) di fig.66, molto probabilmente dovuto al locale aumento della spinta del padiglione, che ha comportato l’inflessione del centro del muro d’imposta, dove la sollecitazione è contrastata con maggiore difficoltà. (19)

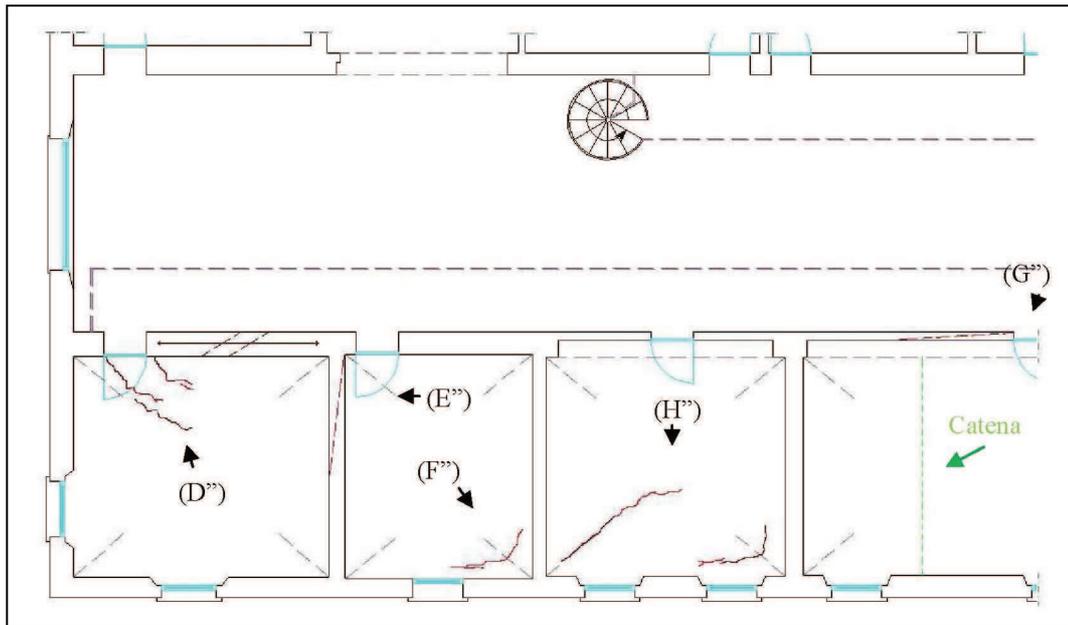
### 3.4.2 PIANO SECONDO: "BIBLIOTECA E UFFICI"



**Fig. 67-** Pianta porzione Biblioteca e Uffici al piano II, in corrispondenza della "Segreteria Amministrativa" del piano I: quote e spessori delle murature. (19)



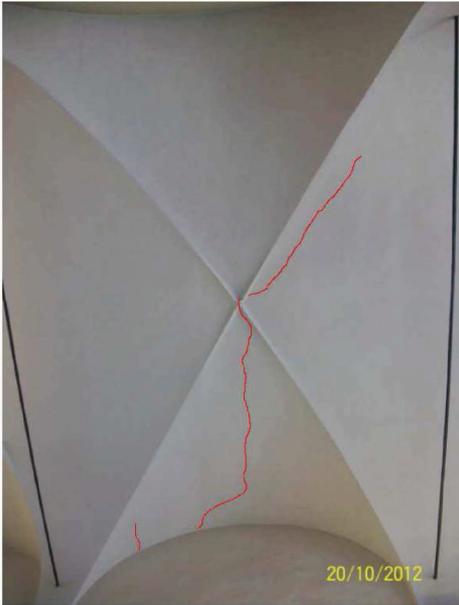
**Fig. 68-** Pianta livello III, porzione Biblioteca (ambiente a doppio volume): posizione delle catene, posizione delle fessure e Riferimenti Immagini. (19)



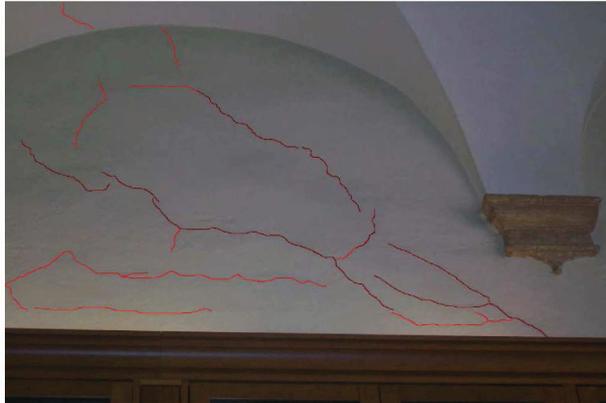
**Fig. 69-** Uffici al piano II, in corrispondenza della “Segreteria Amm.” del piano I: posizione delle catene, posizione delle fessure e Riferimenti Immagini. (19)



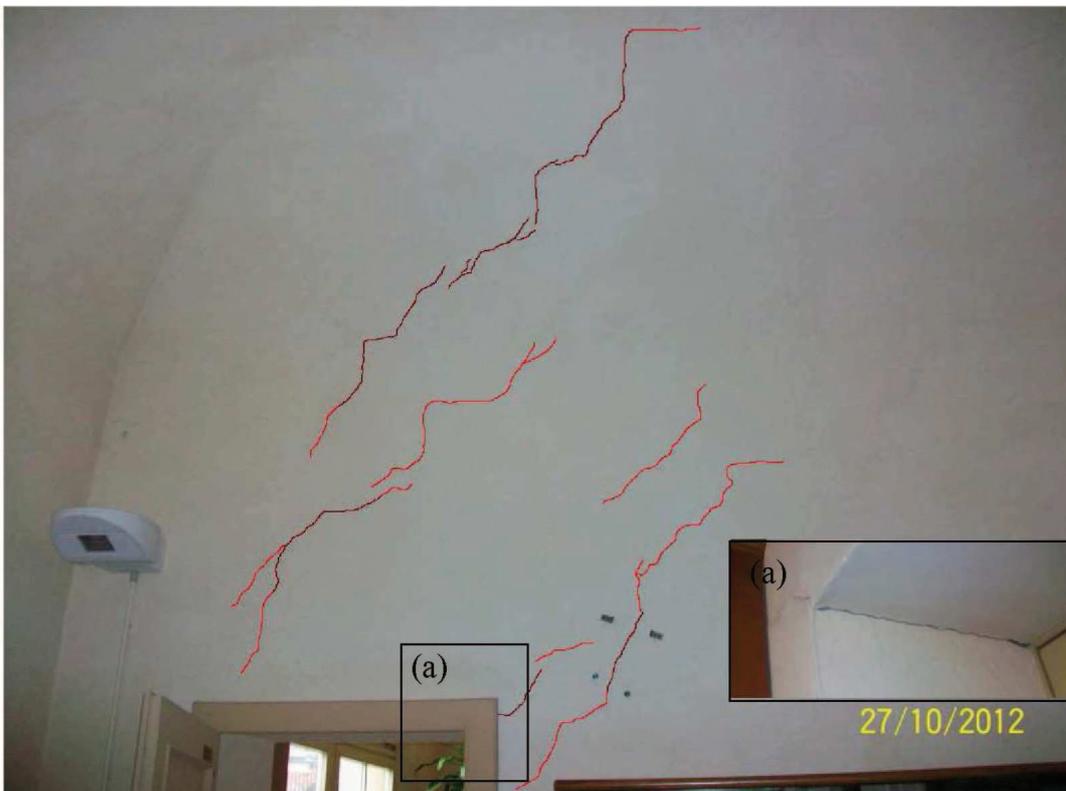
**Fig. 70-** Particolare (A''). (19)



**Fig. 71-** Particolare (B''). (19)



**Fig. 72-** Particolare (C''). (19)



**Fig. 73-** Particolare (D'') – lesione passante (a). (19)

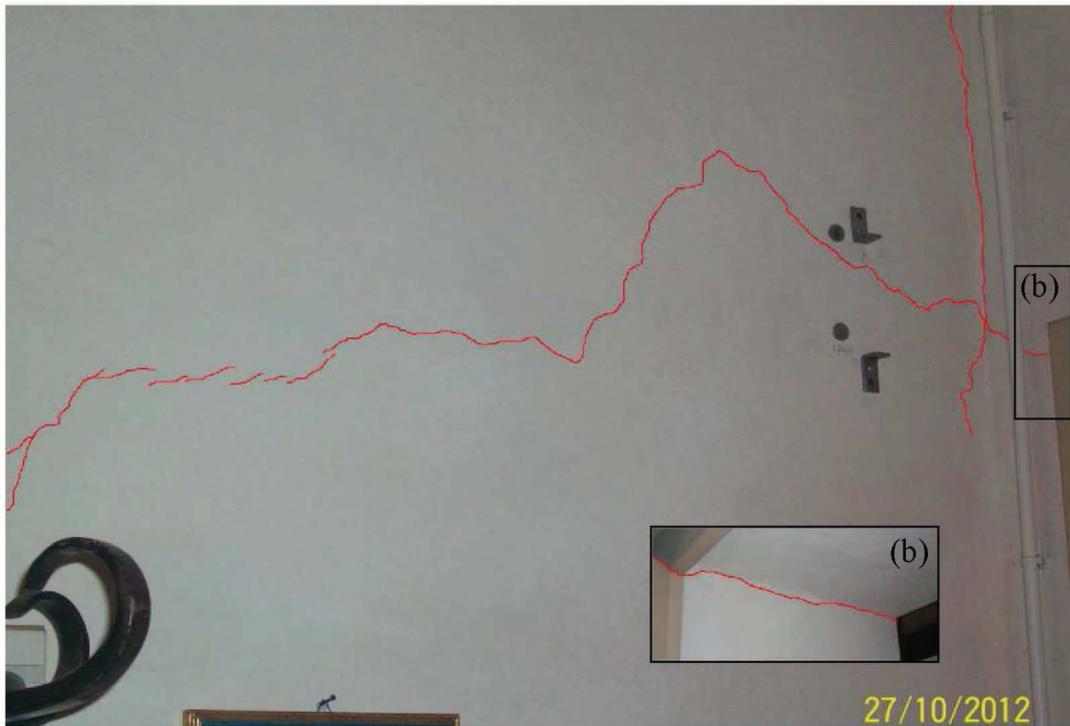


Fig. 74- Particolare (E'') - lesione passante (b). (19)

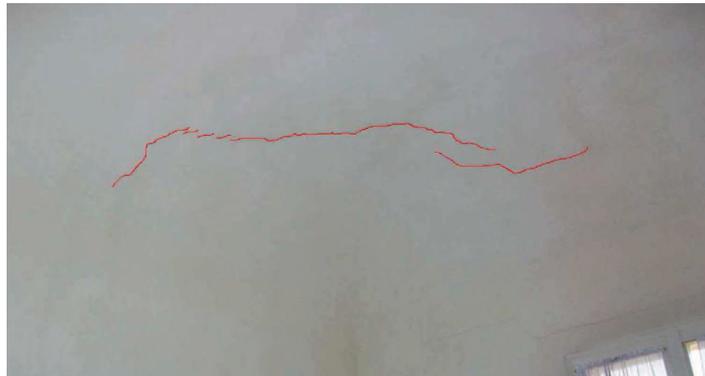


Fig. 75- Particolare (F''). (19)



Fig. 76- Particolare (G''). (19)



**Fig. 77-** Particolare (H"). (19)



**Fig. 78-** Particolare (I"). (19)



**Fig. 79-** Particolare (L"). (19)

Il quadro fessurativo rilevato al terzo livello (piano II) della porzione n.3 del Complesso, risulta molto probabilmente, strettamente legato ai dissesti riscontrati nei livelli inferiori.

La muratura di spina, che divide il corridoio adibito a Biblioteca dai vari Uffici, soprattutto in prossimità dell'innesto con la parete esterna, si presenta interessata da lesioni significative, passanti l'intero corpo murario e ad andamento diagonale (fig.72-73-76).

Inoltre, si rilevano lesioni estese, sia sulle strutture voltate a padiglione di copertura dei vari locali adibiti ad "uffici" (fig.73-75-77), sia sulla volta a crociera dalla parte della Biblioteca (fig.71), che condividono tale muratura d'imposta.

Questa, risulta disposta in corrispondenza di una parete del livello sottostante, di spessore maggiore, che a sua volta si presenta in falso sulla volta di copertura dello "Studio 5" al piano terra (fig.47).

Pertanto, il carico gravante su tale volta, risulta notevolmente incrementato dal "prolungarsi" della parete sovrastante fino alle strutture di copertura dell'edificio.

I dissesti riscontrati nei vari livelli della porzione n.3 del Complesso, appaiono quindi strettamente correlati.

Si può supporre che la depressione intradossale della volta sulla quale grava il carico costituito dalle diverse murature in falso del secondo livello, ed in particolare di quella di spina che si estende fino in copertura dell'edificio, abbia determinato un meccanismo di prevalente traslazione verticale di tali strutture portanti, combinato con la rotazione verso l'esterno dell'intera parete prospiciente il "cortile della palma".

L'intero meccanismo ha poi inevitabilmente interessato anche le strutture voltate di copertura dei vari ambienti al primo e soprattutto al secondo piano.

A conferma del cinematismo in atto, vi sono le fessure diffuse sul pavimento della Biblioteca (fig.79), ed in particolare la lesione di notevole spessore (circa 3 mm) che si estende in corrispondenza dell'innesto tra la pavimentazione e la muratura esterna (fig.78).

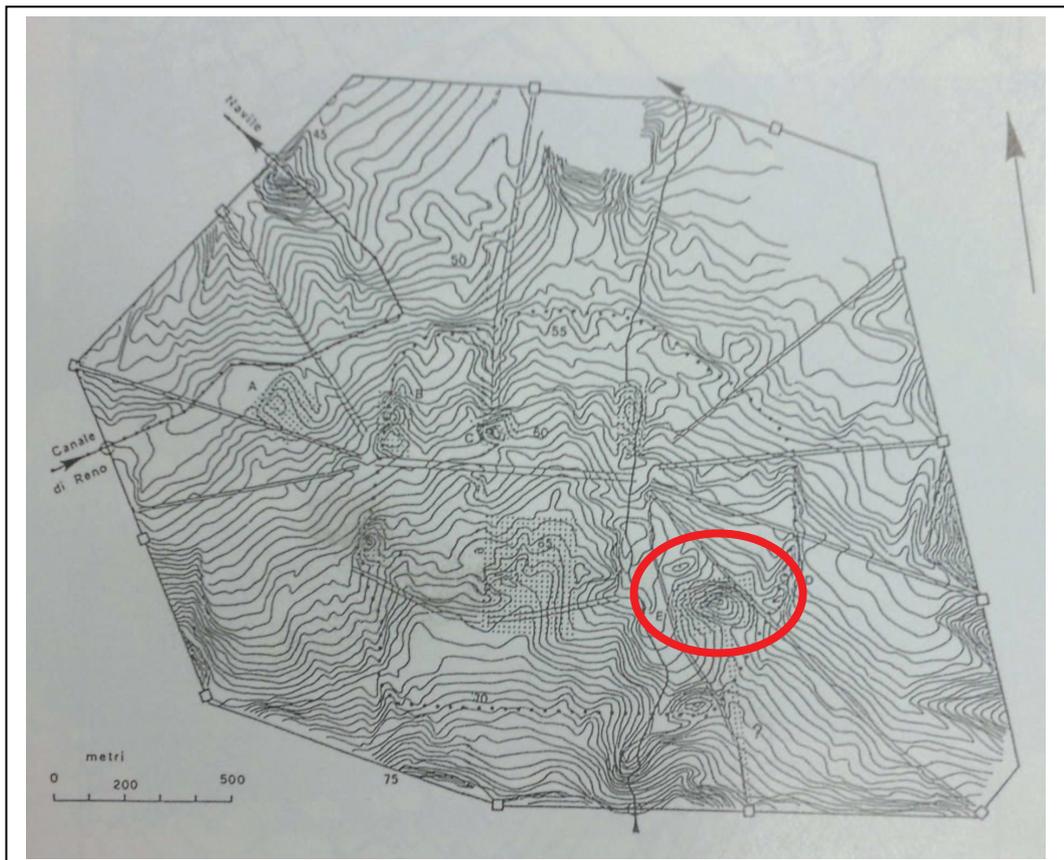
Le lesioni soprattutto orizzontali, in prossimità delle diagonali di intersezione tra i fusi delle volte a padiglione di fig. 75 e 77, sembrano invece essere legate al fenomeno di ribaltamento che si rileva sull'altra facciata esterna. (19)

## Capitolo 4

# Storia e archeologia di San Giovanni in Monte

In seguito a scavi effettuati nel 1947 e poi nel 1995, in occasione di lavori di sistemazione, è stato possibile analizzare scientificamente il sottosuolo del complesso conventuale di San Giovanni in Monte ed accertare le origini artificiali del rilevato.

I ritrovamenti archeologici hanno permesso di collocare temporalmente le origini del rilevato aprendo la strada a collegamenti con altri siti della città ricchi di tracce della Bononia romana.



**Fig. 1-** Bologna, planimetria della città con curve di livello, disegno di Cremonini 1991. In evidenza in rosso il rilevato corrispondente al colle di San Giovanni nella parte sud-orientale della città.

## 4.1 I depositi archeologici: osservazioni e interpretazione

Il colle di San Giovanni in Monte si colloca in un'area che, pur essendo marginale rispetto alle realtà sviluppatesi in epoche successive dal periodo villanoviano all'età romana, tardo antica ed altomedioevale, conserva le tracce di una frequentazione, seppur rarefatta e con ampi spazi privi di evidenze archeologiche, continuativa ed estesa. (12)

Il colle si trovava all'esterno dell'impianto urbano romano, ma in prossimità di una importante via di comunicazione, riconosciuta come elemento di collegamento fra la città e la periferia, il cui tracciato si è mantenuto pressoché invariato nel tempo. Tale via proveniente da sud-est lambiva le pendici settentrionali del colle e qui si biforcava: facendo un'ampia curva si congiungeva alle attuali Via Carbonesi e via Barberia limite meridionale della città romana, proseguendo in linea retta raggiungeva l'area su cui sorge attualmente Santo Stefano, indi si dirigeva verso il carrobbio orientale della città.

I rinvenimenti archeologici, in questa parte di Bologna, si concentrano proprio nella zona circostante il complesso di Santo Stefano al quale San Giovanni è inscindibilmente collegato, anche in epoca successiva a quella romana, dalla simbologia gerosolimitana secondo la quale i due poli religiosi costituivano la ricostruzione dei luoghi sacri di Gerusalemme.

I ritrovamenti, fra cui una stele oggi inglobata in una delle facciate in muratura del complesso stefaniano, hanno permesso di stabilire che nell'area dove sorge Santo Stefano vi era, all'epoca della Bononia Romana, un tempio dedicato ad Iside. Il luogo ha, pertanto, conservato attraverso i secoli la sua funzione legata al culto, nonostante i cambiamenti culturali, politici ed urbanistici che accompagnano l'avvicinarsi delle diverse civiltà. Questa continuità dei processi urbanistico-costruttivi, tendente ad ubicare le nuove funzioni, importanti per la comunità cittadina, in luoghi significativi nella memoria collettiva, potrebbe aver interessato anche il colle di San Giovanni in Monte dove,

probabilmente, sorgeva un grande complesso monumentale romano su terrapieno, la cui destinazione rimane ancora sconosciuta. (13),(14)

La zona dove si collocano San Giovanni in Monte e Santo Stefano, seppure esterna alla città romana abitata, il cui confine era rappresentato su questo lato dal fiume Aposa, doveva, comunque, essere molto frequentata grazie ai due importanti tracciati viari: la pedecollinare a meridione della città e la via Emilia, lungo la quale si sviluppa a partire dall'età augustea, un quartiere insediativo con attività produttive e commerciali.

Nell'area immediatamente circostante il complesso di San Giovanni in Monte i rinvenimenti sono scarsi, ma documentano un livello antropico riferibile all'età imperiale. In via Farini sono stati recuperati frammenti di terra aretina e, in corrispondenza del n.11 alla profondità di 2,5 m dal piano stradale orli di anfore forse collegate ad un impianto artigianale o abitativo, come suggerito dalla presenza di laterizi disposti in maniera sistematica.

Le tracce di epoca romana sulla sommità del colle sono in giacitura secondaria e sembrano riconnettersi ad evidenze monumentali: i due elementi architettonici, costituiti da un capitello e una colonna di marmo greci, che in epoca post-antica furono riutilizzati come sostegno della croce all'interno della Chiesa di San Giovanni, potrebbero essere appartenuti ad un edificio pubblico. Da tali elementi non deriva necessariamente la provenienza da un monumento situato in loco ed è stata avanzata anche l'ipotesi che essi possano provenire dal tempio dedicato ad Iside collocato dove ora sorge il complesso Stefaniano.

Valutando, invece, l'ipotesi che essi fossero appartenuti ad un edificio monumentale romano, a valenza pubblica o privata, ubicato proprio sul colle di san Giovanni, si potrebbe dare una nuova lettura alla notizia data dal Raule circa il rinvenimento di nove blocchi di macigno squadrati avvenuto nel 1947 durante lavori di risistemazione a nord della chiesa (probabilmente si tratta dei lavori effettuati dopo il bombardamento del 1944 che colpì la navata minore sinistra della Chiesa e l'attiguo voltone a

corridoio seicentesco che congiunge la porta laterale della chiesa con via Santo Stefano).

Dalla foto pubblicata si vedono tracce di lavorazione e di accurata scarpellatura e, in alcuni blocchi, si riconoscono profonde scanalature collocate al centro di un lato praticate, forse, per congiungere e ben ammorsare fra loro i blocchi. Questa ultima caratteristica si riscontra in particolare su uno dei parallelepipedi che presenta al centro di una delle facce una profonda impronta circolare. Inoltre, una delle pietre è di forma trapezoidale lavorata in maniera molto accurata e con superficie perfettamente liscia, con il lato obliquo modanato, forse parte di una mensola.

Secondo Raule gli elementi rinvenuti potrebbero appartenere all'edicola della chiesa costruita da San Petronio, oppure al parapetto superiore della scala d'accesso, la cui presenza è ricordata nella "Vita sancti Petronii" come pure le dodici colonne che, secondo la cronaca, contornavano l'altare della croce e che furono tolte, come ricorda Guidicini, durante la ricostruzione della chiesa avvenuta negli anni 1440-1442.

Purtroppo non si conosce il punto preciso del rinvenimento e non si hanno adeguati riferimenti per datare i blocchi che potrebbero essere addirittura residui di una struttura monumentale più antica. All'epoca romana sono, certamente, da ricondurre nove mattoni sesquipedali manubriati integri ancora oggi conservati all'interno della chiesa (murati nella parete meridionale del corridoio). Il loro ritrovamento risale agli anni tra il 1954 ed il 1956, quando si provvide alla protrazione del corridoio d'accesso ai locali interrati ed alla posa in opera del sistema di riscaldamento.<sup>(12)</sup>

Notizie dei resti di strutture collegate al primo impianto ecclesiastico o forse precedenti si hanno da una citazione riportata dal Guidicini che riferisce che nel 1824, durante i lavori effettuati per lo spostamento dell'altare della croce, ancora collocato nella sua posizione originaria, si scavò nel terreno sottostante ed alla profondità di 2,5m, sotto uno strato di terreno compatto si incontrò il tufo del poggio.

Tale dato ha per anni alimentato l'ipotesi della origine naturale del colle la cui base naturale sembrava costituita proprio da terra vergine tufacea.

Le indagini archeologiche, avvenute durante gli anni 1995-1996, hanno, invece, confermato l'artificialità del colle, già ipotizzata in precedenza.

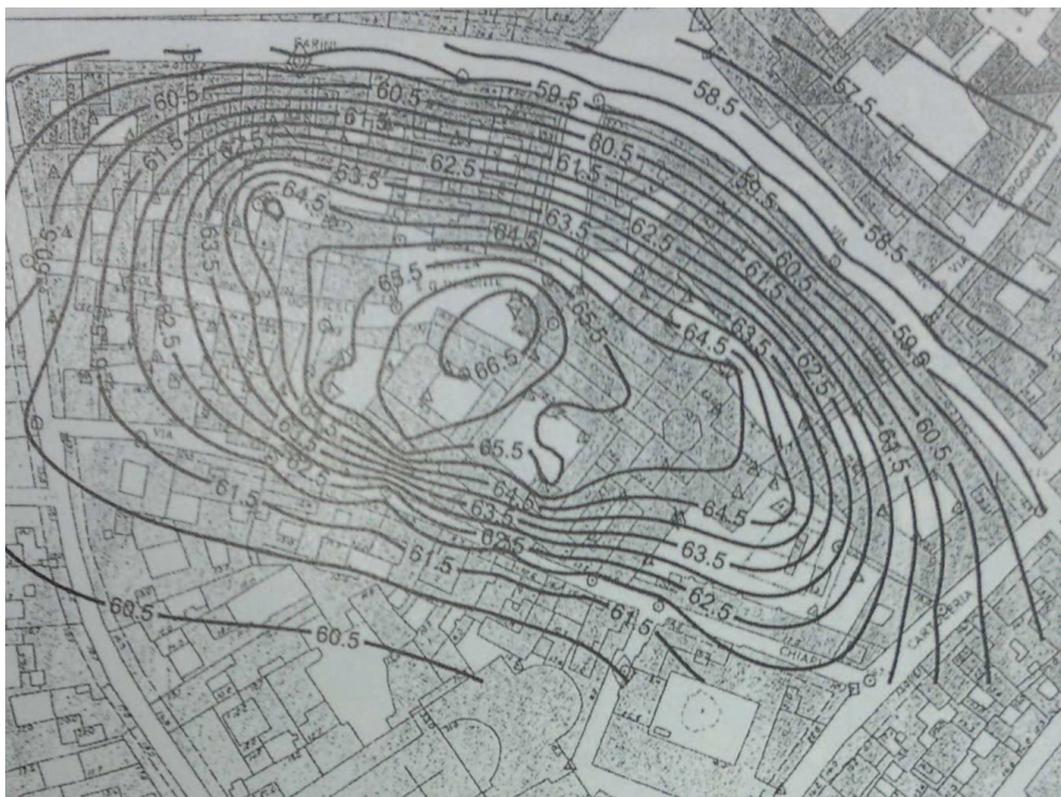
Il tufo, incontrato alla profondità di 2,5m, costituisce, quindi, un elemento artificiale, connesso ad una struttura profondamente interrata rispetto al pavimento della Chiesa e quasi in corrispondenza, come quota, al selciato esterno attuale.

Le indagini radiestesiche effettuate attorno al 1950 portarono nuove informazioni riguardo alla presenza di strutture interrate. Sembrò, infatti, di rilevare la traccia di una struttura circolare dello spessore di 60cm, leggermente più ampia della navata centrale e con il centro sull'asse longitudinale della chiesa ed una più ampia struttura, di forma quasi quadrata, che occupa parte delle navate laterali.

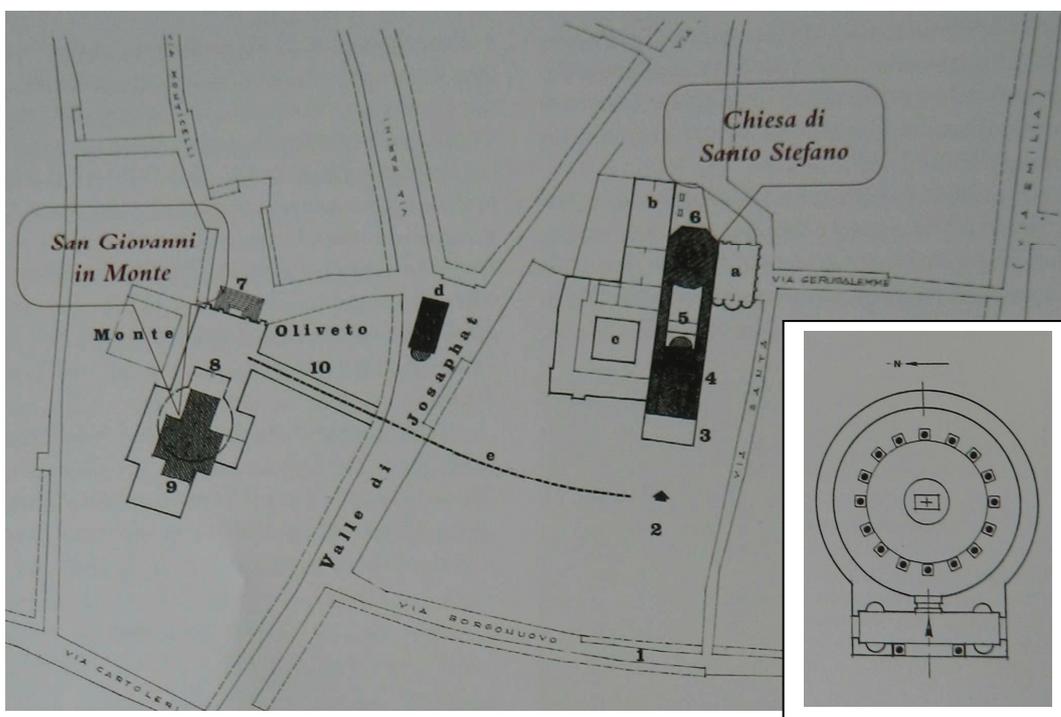
Quando nel 1440 si iniziò la ricostruzione della nuova chiesa vi erano ancora due edifici sacri sul colle: quello romanico del XIII secolo, che venne in parte inglobato nella nuova costruzione e quello petroniano ormai in rovina, che venne demolito, il livello di calpestio non doveva, quindi, essere molto differente da quello attuale. Le strutture interrate scoperte grazie alle indagini radiestetiche sembrano, pertanto, dare conferma della presenza di un edificio più antico, forse romano, di cui non si conosce lo sviluppo planimetrico. (12)



**Fig. 2-** Blocchi di pietra recuperati nel 1947 a San Giovanni in Monte (da Raule)



**Fig. 3-** Altimetria ricostruttiva (quote in metri sul livello del mare) del limite superiore del colle (paleotop) desunta dai dati stratigrafici disponibili (assumendo come condizione limite al contorno la giacitura della proiezione verticale degli odierni caposaldi-strada perimetrali sul piano di campagna villanoviano).



**Fig. 4-** Planimetria della ricostruzione ideale della "Gerusalemme" bolognese disegno di L. Vignali (nella Chiesa sono evidenziati i tracciati di costruzioni precedenti).

A destra l'ipotetica pianta circolare della prima Chiesa presente sul colle.

## **4.2 Gli scavi e le evidenze archeologiche: materiali, cronologia e deduzioni**

Le indagini archeologiche hanno interessato due aree: Il cortile monumentale arrivando ad una profondità di 3,8m nel 1995 e il cortile della palma dove si sono raggiunte profondità maggiori in occasione degli scavi del 1996.

Per quanto riguarda gli scavi nel chiostro è stato indagato in particolare il settore orientale, con una sezione terrosa disposta in senso nord-sud ed una in senso est-ovest. Sotto il piano del cortile era presente uno strato che raggiungeva la profondità media di 2m terreno di riporto a matrice sabbiosa in alcuni casi ricco di macerie laterizie e materiale eterogeneo incoerente, sotto questo strato il terreno diventa più ricco di argilla e compatto, privo di elementi artificiali tranne che per la presenza di una saccatura con frammenti di età villanoviana in giacitura secondaria.

Dall'esame delle sezioni il colle risulta artificiale almeno fino alla profondità di quattro metri ma con terreno depositato in almeno due epoche distinte.

Le stratificazioni presentano una chiara pendenza verso sud ed una incerta pendenza verso ovest.

Le indagini archeologiche nel cortile della palma sono state effettuate in concomitanza con i lavori di ristrutturazione della parte del complesso di san Giovanni in Monte compresa fra vicolo Monticelli e via De'Chiari, consentendo di indagare una superficie più estesa rispetto a quanto si è potuto fare nel cortile monumentale.

I controlli stratigrafici hanno riguardato due aree adiacenti fra loro, la prima, esterna all'edificio, si estendeva lungo il lato ovest per una fascia lunga 25m e larga 3m, la seconda interna agli ambienti che si affacciano su vicolo Monticelli.

Le indagini hanno nuovamente evidenziato la natura artificiale del rialzo di san Giovanni in Monte con quota base situata a 4,30m di profondità rispetto alla soglia di ingresso del cortile che si trova a 66,78m s.l.m.

Il primo livello riconosciuto come non antropizzato ha una leggera contropendenza da est a ovest indice che, probabilmente, al momento della costruzione del cumulo artificiale si è sfruttato un leggero rialzo naturale culminante nell'incrocio fra vicolo Monticelli e la piazza.

Negli ambienti che danno su vicolo Monticelli, all'angolo con via De'Chiari due sondaggi effettuati a est e a ovest sotto le murature esistenti hanno permesso di individuare una situazione singolare rispetto agli altri punti indagati: entrambe i sondaggi hanno evidenziato un deposito di terreno eterogeneo misto a calce, carbone, frammenti laterizi e ceramici di epoca romana che si estende in profondità, anche sotto il livello raggiunto con i sondaggi. Sembrerebbe che al momento della costruzione del terrapieno esistessero, dunque, due strutture distinte una delle quali situata appunto all'angolo con via De' Chiari. Essa poteva essere una struttura di contenimento del terreno o, comunque, una struttura con andamento rettilineo e lineare in direzione est-ovest, più profonda rispetto alla base del rilevato artificiale, spogliata in epoca posteriore e riempita di terreno eterogeneo misto a fittili.

I materiali recuperati durante i sondaggi archeologici provengono tutti dal cortile della palma ed hanno permesso di definire due ambiti cronologici distinti.

I pochi frammenti ceramici, rinvenuti nei depositi artificiali più bassi del rilevato, fra cui alcune porzioni di anse di anfore e di brocche in ceramica depurata, un coperchio di anfora ed un frammento di parete ceramica a vernice nera hanno permesso di stabilire che il rilevato è di età repubblicana o della prima età augustea, o comunque che il I secolo a.C. può essere assunto come "terminus post quem" per la sua costruzione. L'articolato quadro delle attestazioni ceramiche, rinvenute negli strati di riempimento ritrovati nella fascia meridionale del complesso di San Giovanni in Monte, sono riconducibili al I secolo d.C. ed all'epoca tardo antica, ma altri frammenti riconosciuti verso il limite meridionale del complesso sono molto posteriori e riconducibili addirittura al V secolo d.C.

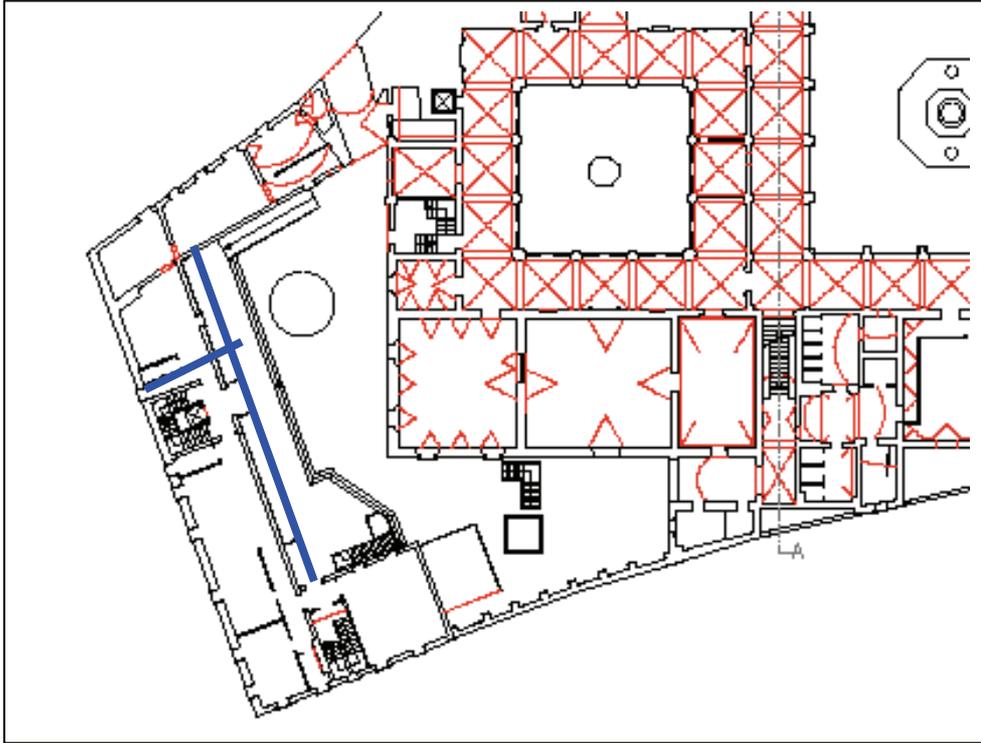
Tale diversità di datazione si può spiegare come indice del tombamento della fossa di spoliazione di una struttura, ad esempio una muratura di contenimento. (12)

Sul motivo dell'innalzamento del colle sono state avanzate molte ipotesi nel corso del tempo. L'ipotesi più nota è quella che considera la costruzione del colle voluta, insieme al complesso del santo Sepolcro in Santo Stefano, da S. Petronio con la costruzione di un monte Uliveto ad imitazione degli edifici sacri di Gerusalemme.

Più recenti teorie hanno invece cercato di motivare la creazione del colle attribuendogli la funzione di supporto per le gradinate di un anfiteatro suburbano o di una cisterna sopraelevata che, dal I secolo d.C. in poi, avrebbe dovuto alimentare un ramo dell'acquedotto nel settore meridionale della città romana. È stata avanzata, anche, l'ipotesi che il colle fosse ricollegabile ad una struttura di fortificazione di età tardo antica esterna al circuito delle mura di selenite.

I dati archeologici non sono però tuttora sufficienti a suffragare nessuna delle ipotesi avanzate, tuttavia sicuramente doveva trattarsi di un'opera pubblica di considerevole importanza e forse con articolazioni monumentali e architettoniche di cui, per il momento, non si conosce con precisione lo sviluppo. Appare, tuttavia, plausibile che il rialzo artificiale fosse predisposto per sostenere un vasto complesso sacro suburbano, che dovesse erigersi al di sopra dell'area circostante. (13)

Tale complesso, monumentalizzato in età tardo repubblicana sotto forma di un grande edificio templare su podio, avrebbe lasciato traccia di sé nei pochi resti monumentali, in parte di reimpiego, in parte riconosciuti sotto la chiesa di San Giovanni in Monte.



**Fig. 5-** Cortile della palma pianta con evidenziata in blu la sezione di scavo nord-sud e quella est-ovest interna all'edificio.



**Fig. 6-** Cortile della palma scavo: è visibile una superficie guida di accrescimento inclinata.

## **4.3 Le tracce della Bononia romana e le stratificazioni nel tempo: un confronto con i ritrovamenti a Bologna**

I ritrovamenti archeologici che hanno permesso di collocare temporalmente le origini del colle di San Giovanni in Monte, e che rimandano alla frequentazione della zona in età romana, hanno aperto la strada a collegamenti con altri siti della città, ricchi di tracce della antica Bononia.

Il fatto che il colle sia artificiale, almeno fino alla profondità di quattro metri, con terreno depositato in almeno due epoche distinte, poi, suggerisce considerazioni riguardanti l'innalzamento del livello di vita che ha interessato, in maniera più o meno marcata, le varie zone della città. Non è un caso eccezionale che operazioni urbanistiche antiche abbiano portato alla creazione di un rilevato ed all'asportazione di grandi quantità di terreno, per la realizzazione di opere di fondamentale importanza collettiva. Si pensi, ad esempio, agli interventi di riassetto urbano ed alle grandi opere quali canalizzazioni, costruzioni a scopo difensivo (fortificazioni, terrapieni, fossati) che modificavano in maniera determinante l'aspetto della città.

Persino la "Montagnola", il rilevato più esteso presente vicino al centro di Bologna, di dimensioni almeno triple, rispetto al colle di San Giovanni in Monte, è di origine artificiale, storicamente riconnessa con le sorti della Rocca di Porta Galliera o, forse meglio, alla pratica di scarica degli inerti ricavati dalla costruzione degli scantinati medioevali. (12)

Spesso, veniva sfruttata sia la depressione nella zona dove il materiale veniva reperito, sia il rialzo dove veniva depositato, pertanto non appare singolare che la tradizione associ l'innalzamento del colle di San Giovanni in Monte, rappresentazione del monte degli Ulivi, alla realizzazione del Vivario, zona depressa sfruttata per la piscicoltura.

Si ricorda, inoltre, che la spiegazione dell'origine di alcuni rilevati artificiali risiede nel fatto che costruzioni di epoca romana e successive, ridotte a ruderi sono state parzialmente interrato e riutilizzate come fondamento o base per la costruzione di nuove opere in epoche successive.

In questa ottica, si potrebbe spiegare il processo di innalzamento complessivo dei piani d'uso urbani e del livello di vita, che ha interessato l'intera città di Bologna e che appare più che mai evidente nel sito in cui sorge il complesso monastico di San Giovanni.

Gli scavi effettuati nella città, sia per esigenze costruttive, che archeologiche, hanno consentito di individuare molte delle strutture di epoca romana conservate nel sottosuolo e di ricostruire, almeno in parte, l'organizzazione spaziale della città antica e la sua evoluzione nel tempo.

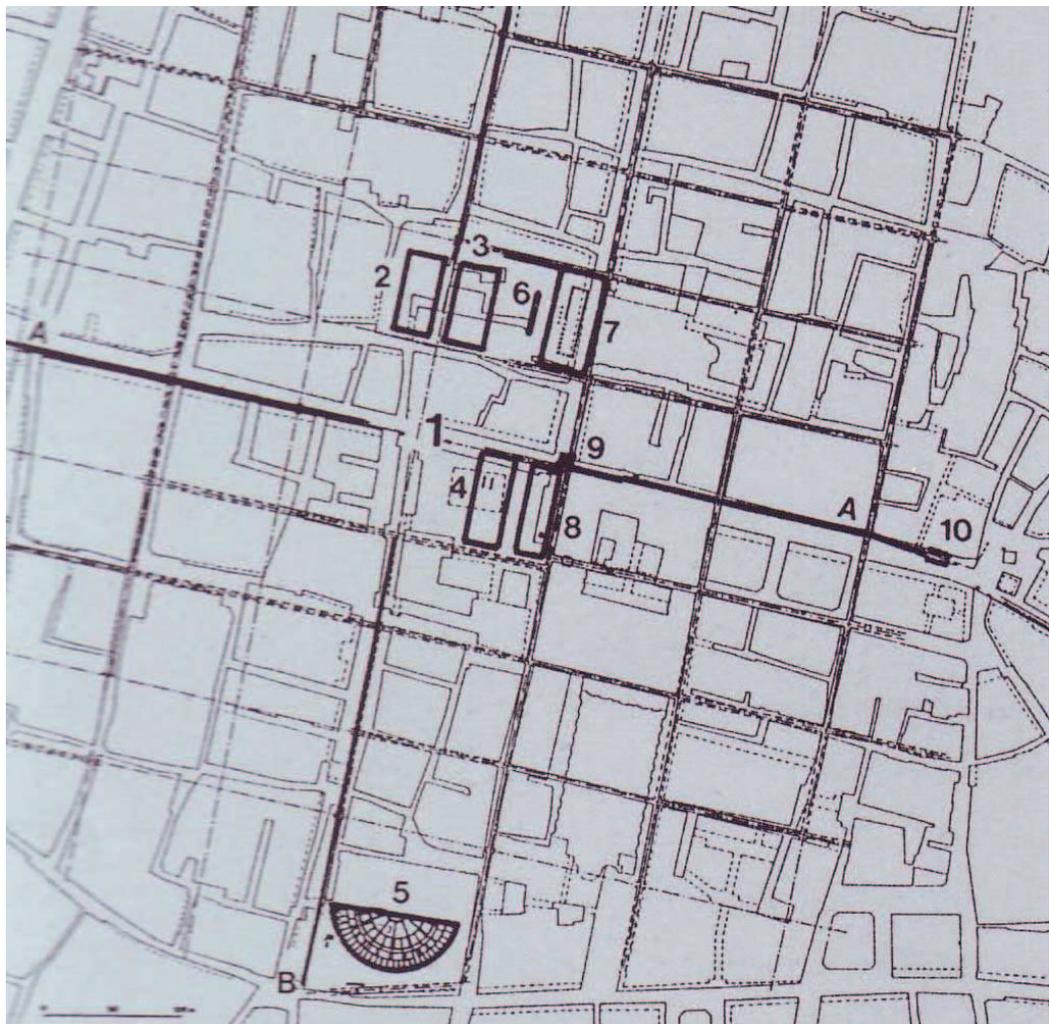
La colonia latina di Bononia fu fondata dai romani nel 189 a.C. al centro di un fertile territorio destinato ad essere appoderato con la centuriazione.

Dal II secolo a.C., e fino alla media età imperiale, la città, imperniata sulla struttura delle direttrici parallele al cardo ed al decumano massimo situati in corrispondenza rispettivamente della odierna via Galliera e via Ugo Bassi, fu dotata di complessi monumentali e di infrastrutture pubbliche quali templi, sedi amministrative, luoghi di riunione e di mercato. Tali impianti erano situati nella fascia mediana dell'abitato, soprattutto in prossimità del forum, piazza centrale della colonia che si apriva all'incrocio delle due vie principali.

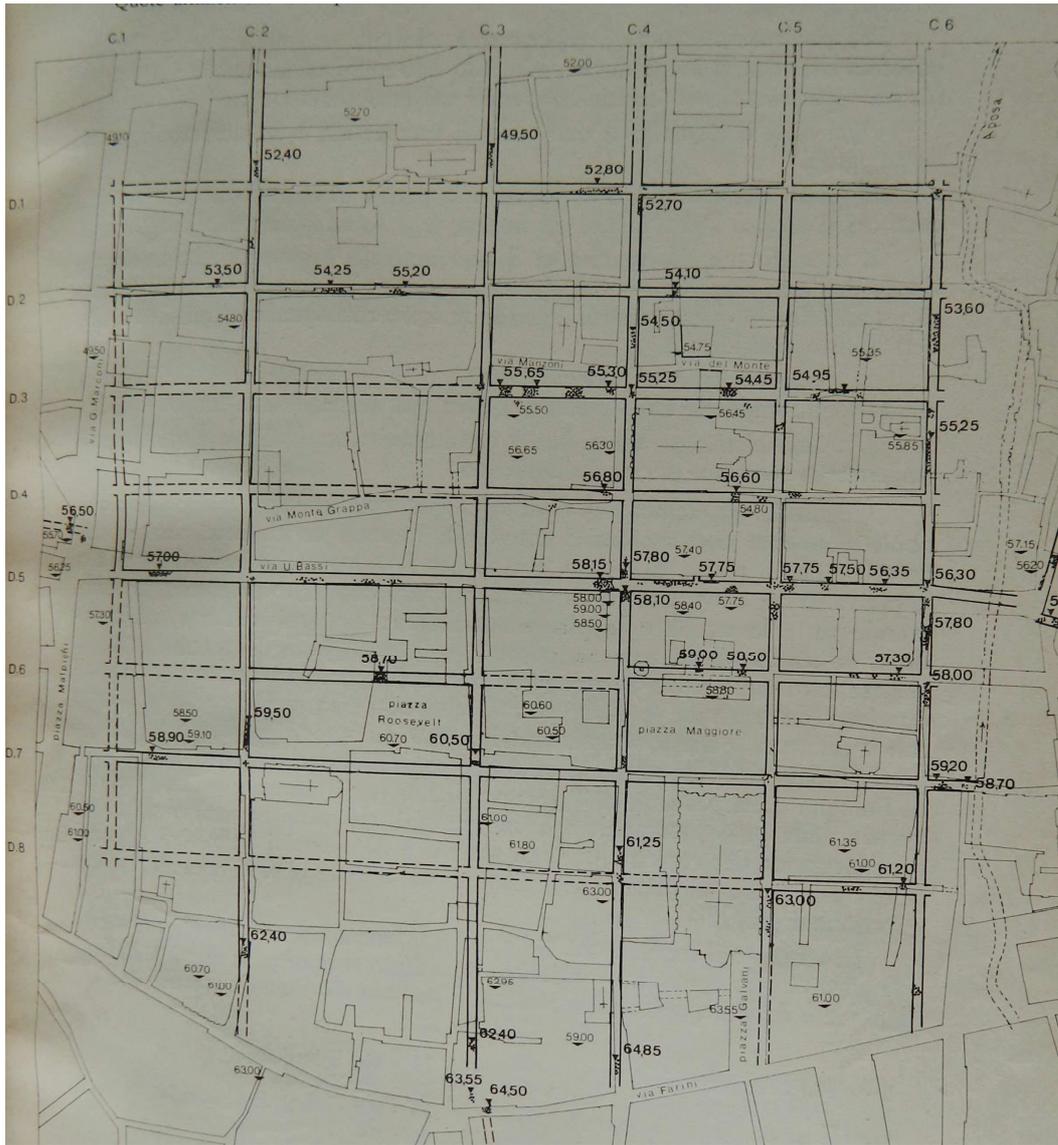
Leggermente periferico, verso sud, era il teatro, mentre altri importanti edifici si situavano all'esterno delle mura nei primi sobborghi: presso Via Saragozza le terme, alimentate dall'acquedotto augusteo; lungo l'odierna via San Vitale l'anfiteatro; nell'area di santo Stefano un tempio dedicato ad Iside, in corrispondenza di San Giovanni in monte un grande complesso su terrapieno. (14)



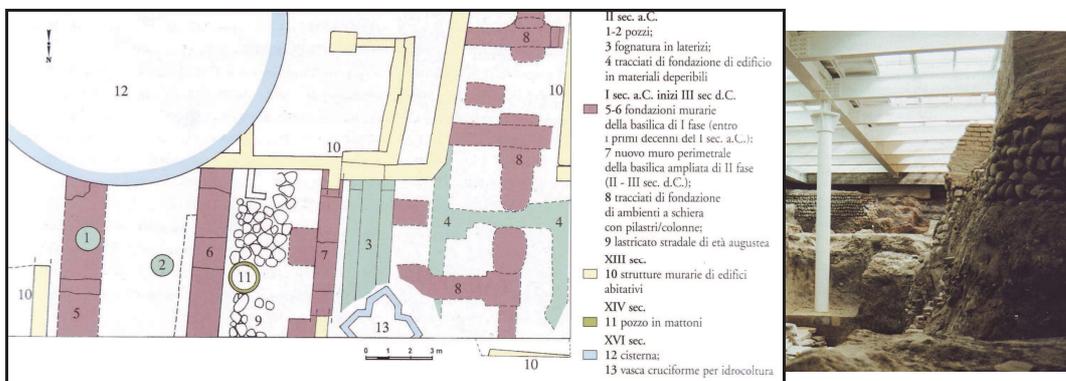
**Fig. 7-** lapide marmorea dedicata alla dea Iside, oggi murata nel lato sinistro della Chiesa del Crocifisso, santuario di Santo Stefano.



**Fig. 8-** Pianta del centro cittadino di età romana con i principali edifici pubblici scoperti:  
1 foro, 2 tempio di età augustea, 3 tempio di età repubblicana, 4 basilica, 5 teatro, 6 ambulacro porticato, 7 foro commerciale, 8 edificio civile, 9 arco di accesso al comparto forense, 10 ponte sul torrente Aposa.



**Fig. 9-** Carta archeologica della città di Bologna redatta nel 1975, che ha costituito un punto di riferimento per gli studi successivi. Le quote altimetriche sono riferite al livello del mare e riguardano antiche pavimentazioni stradali e pavimentazioni di edifici.



**Fig. 10-** Ritrovamenti archeologici romani, oggi visibili sotto il pavimento vetrato della Sala Borsa di Bologna presso Piazza del Nettuno.

Occorre notare che la morfologia del colle di San Giovanni in Monte appare lisciata e contraddistinta da una peculiare conformazione ellittica di base che, ad un'analisi più accurata, può essere ricondotta ad una forma fondamentale quadrangolare con l'aggiunta di due appendici minori desinenti verso nord-est e verso sud-est.

In assoluto, il risalto morfologico maggiore, dovuto alla concomitanza della configurazione morfologica naturale (ciglio della spalla sinistra dell'incisione d'Aposa) e dell'innalzamento dei piani d'uso urbani tardo antichi, è legato alla cerchia delle mura di selenite, particolarmente fra le vie Marchesana e De Toschi (circa 4m).

Il paragone più pertinente fra il colle di San Giovanni in Monte e altre alture di origine artificiale, presenti nella città, appare, comunque, quello con l'alto di Via Porta di Castello situato proprio in corrispondenza del vertice nord-ovest dell'antico circuito murario di selenite.

Esso si trova nel punto dove via Galliera diventa via Porta di Castello e dove è, oggi, situato il Museo Civico Medioevale, e che fu sede della rocca imperiale altomedioevale nonché del Capitolium in età romana.

In questo caso l'origine dell'anomalia, costituita dal rilevato, trova motivo nella edificazione di due strutture templari (la seconda databile al penultimo quarto del I secolo a.C.) abbinata, erette su un podio monumentale marginato, a terrapieno frazionato, alto circa 4-5m sul coevo piano medio di urbanizzazione circostante. Oggi il colle è alto 4,5m a nord, 1,5 sul fronte sud e presenta un'ampiezza di 60m in senso sud-nord e di 70m in senso ovest-est. (12)

Il colle di San Giovanni in Monte, rispetto al rilevato di Porta di Castello, presenta dimensioni ancora più rilevanti, misurando 90-110m in senso sud-nord e di 90-120m in senso ovest-est e l'ipotesi di un edificio antico di epoca romana posizionato proprio in quel sito trova conferme negli scritti di archeologi e studiosi come J. Ortalli, R. Curina e M. Marchesi nonostante non vi siano stati, per ora, ritrovamenti tali da consentire di determinare la funzione religiosa o pubblica dell'opera.



Fig. 11- Rilevato di Porta di Castello.



Fig. 12- Rilevato di San Giovanni in Monte.

Il fatto che la Chiesa dedicata all'evangelista Giovanni, seppure ubicata su una porzione limitata ed eccentrica del rilievo, veda estendersi il suo piano pavimentale principale ad una quota molto superiore (2,80m) a quella dell'odierna sommità del colle, costituisce un elemento non trascurabile nell'analisi sull'edificio.

Anche nel piano interrato del complesso monastico appaiono, più che mai evidenti, stratificazioni appartenenti e tracce di diverse fondazioni non coeve fra loro, ubicate a quote differenti.

L'intervento di Antonio Morandi, detto il Terribilia, che nel 1543 ricevette dai canonici Regolatori Lateranensi l'incarico di rifare il refettorio ed il chiostro grande, secondo forme rinascimentali, e di costruire il chiostro piccolo, dovette sicuramente confrontarsi con tali preesistenze di, cui rimane ancora oggi traccia nel piano interrato del complesso monastico.

Nella attuale sede della biblioteca di archeologia sono, infatti, evidenti almeno quattro differenti modalità costruttive appartenenti ad epoche diverse: gli archi in mattoni che costituiscono le fondazioni di tipo “Barulle”, una muratura mista in mattoni e ciottoli di fiume, un elemento quadrangolare identificato con il nome di “rudere” con muratura contro-terra in pietra, provvisto di pavimentazione, ed i lacerti di un muro in mattoni posizionato al di sotto della parte edificata in ciottoli di fiume e, quindi, presumibilmente ancora più antico.

Le preesistenze spiegherebbero l’irregolarità dell’impianto del sotterraneo nel lato sud-ovest del monastero, che non rispetta l’impianto rinascimentale su cui si impostano i due chiostri, basato sul modulo di 4,50m, pari a dodici piedi bolognesi.

Secondo recenti studi, ancora inediti ed incompleti, portati avanti dalla professoressa Maria Teresa Guaitoli, docente della facoltà di storia di Bologna, questo terreno, acquistato dai monaci nel corso del 1400, sarebbe stato precedentemente occupato da una casa-torre medioevale i cui fondamenti sarebbero identificabili con la parte in ciottoli di fiume e muratura. Appellandosi a studi comparativi, per farsi una idea della antichità del manufatto, la stessa tecnica costruttiva e gli stessi materiali si ritrovano, anche, nelle fondamenta della chiesa di San Domenico e negli scavi effettuati sotto la Sala Borsa antistante Piazza Nettuno. La parte, denominata il “rudere” sarebbe, invece, più antica ma di incerta datazione. Probabilmente tale costruzione, di cui rimane sconosciuta la funzione originaria, è stata riutilizzata in epoche successive come cisterna.

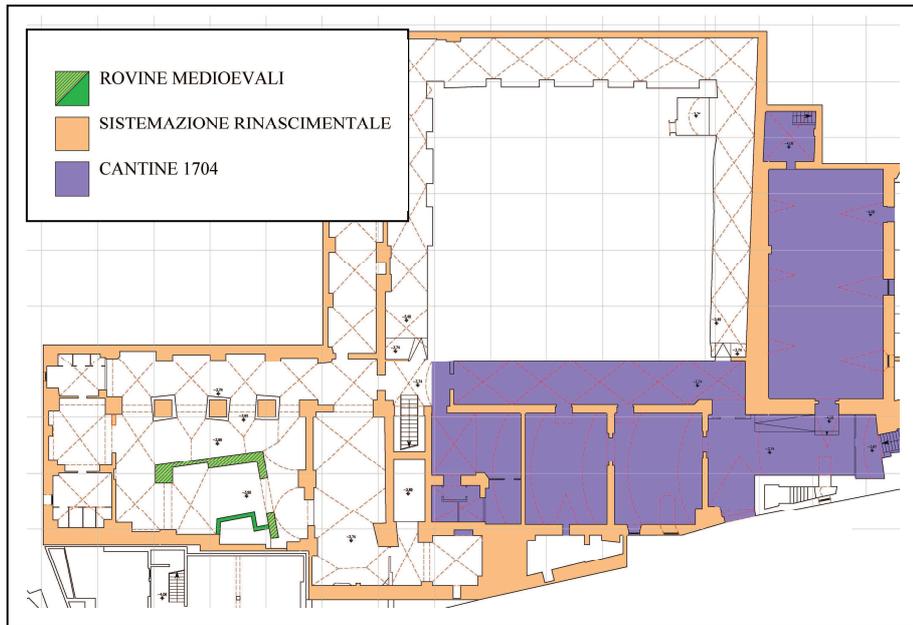


Fig. 13- Piano interrato SGM, griglia modulare. Le irregolarità indicano preesistenze.

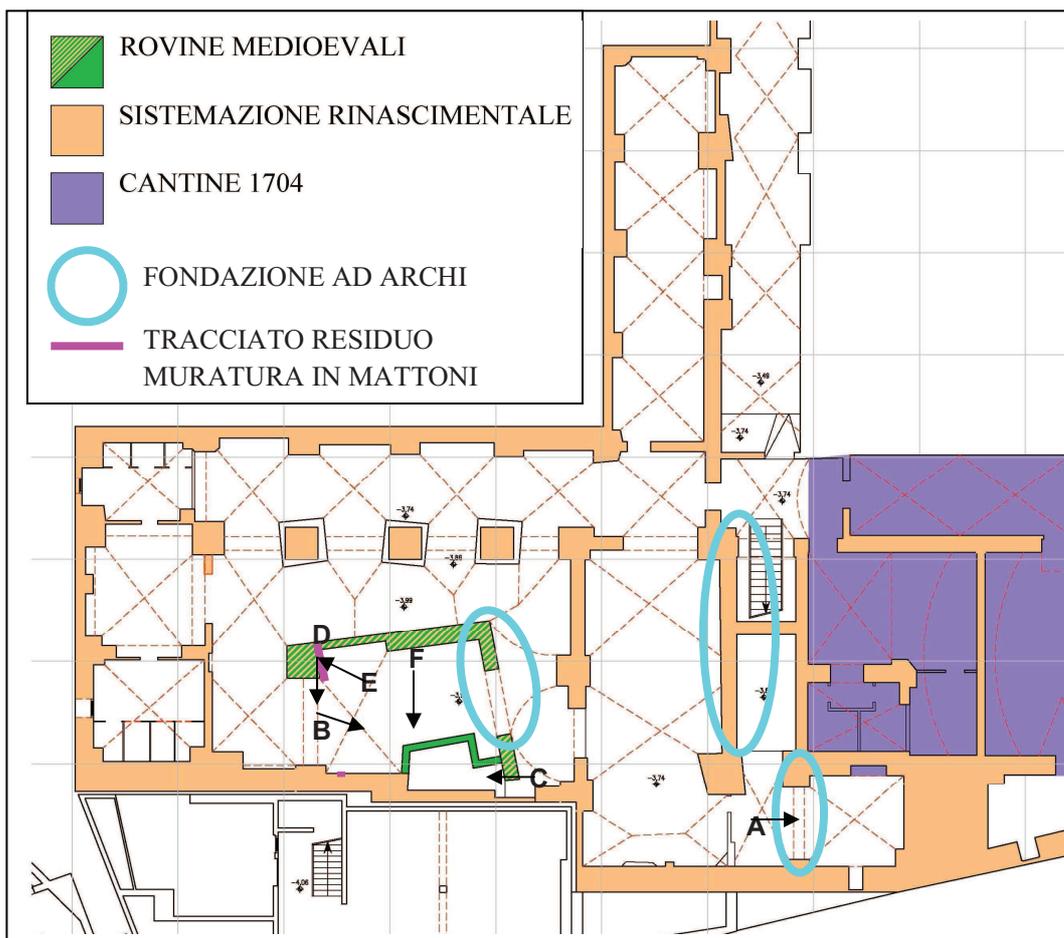


Fig. 14- Piano interrato di San Giovanni in monte lato sud-ovest dove appaiono evidenti le irregolarità, anche dalla pianta (mancanza di allineamenti e parallelismi, coperture voltate di diverso impianto, interruzione della griglia rinascimentale basata sul piede bolognese). Le lettere **A, B, C, D, E, F** sono riferite alle fotografie seguenti.



Fig. 15- Fondazioni di tipo "Barulle": arco dritto.

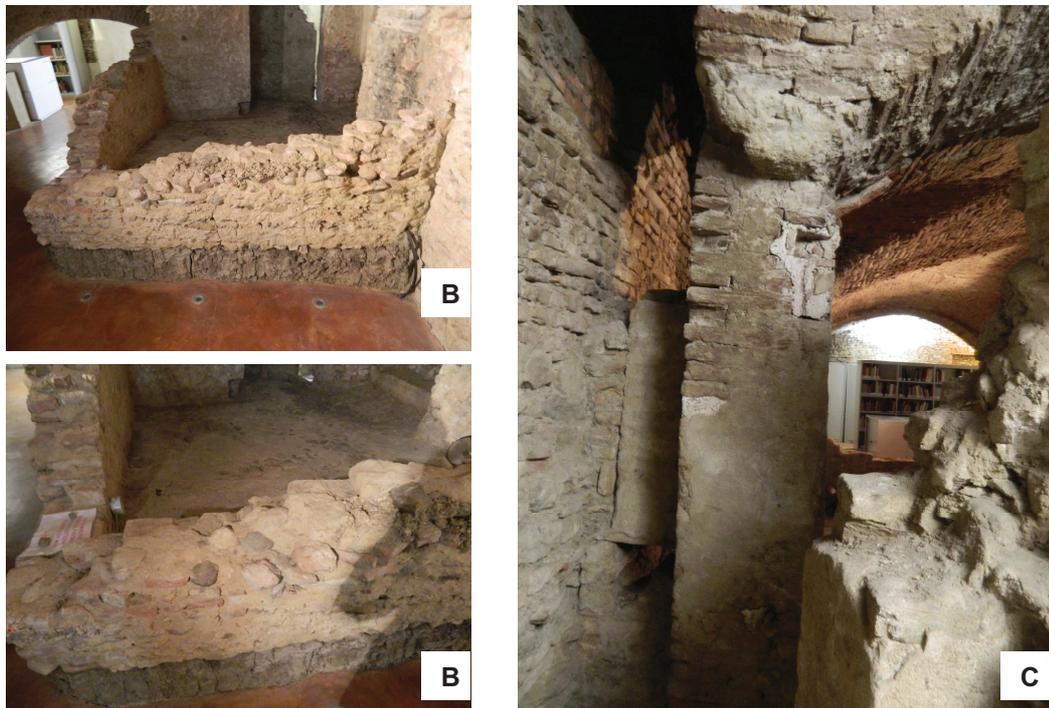


Fig. 16- Rudere di età più antica degli archi di fondazione del complesso conventuale, poi utilizzato come cisterna dell'acqua (con muratura contro terra rifinita nella parte interna per contenere l'acqua).



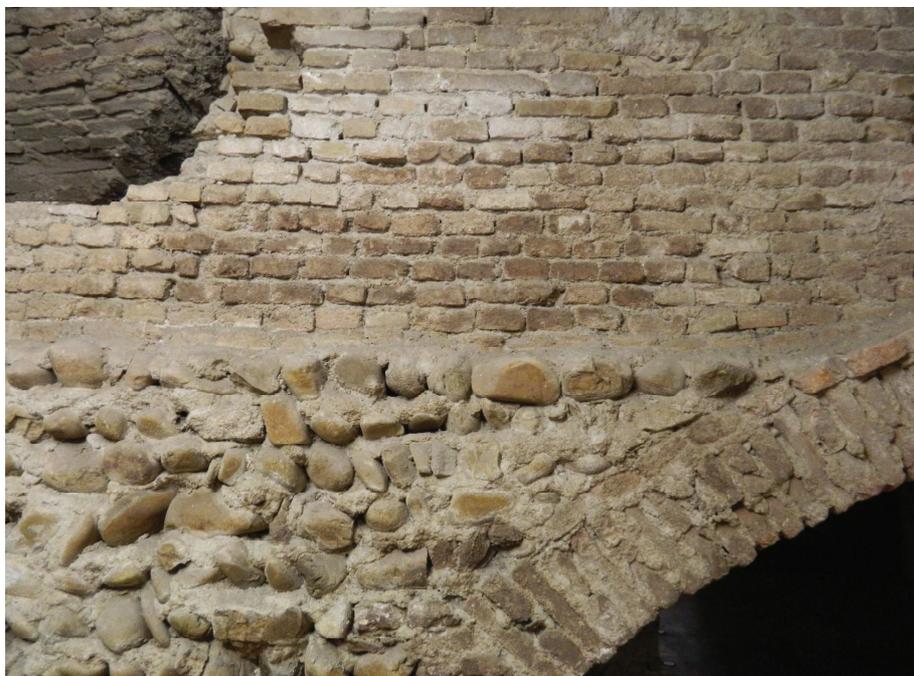
**Fig. 17-** Lato sud del rudere dove si innestano le volte; sul fondo murature stratificate di epoche diverse.



**Fig. 18-** Nel piano interrato di San Giovanni in monte il setto murario in queste fotografie si presenta come preesistente all'epoca della costruzione della parte in ciottoli di fiume. Infatti, il setto in pietrame si posa al di sopra della muratura in fotografia ed in parte si appoggia ad essa. La murature in esame è impostata a quota inferiore e probabilmente al momento delle successive edificazioni era, in gran parte, interrata.



**Fig. 19-** Arco di fondazione facente parte delle rovine (è impostato a quota più alta rispetto agli altri archi della fondazione di tipo “Barulle”).



**Fig. 20-** Muratura e ciottoli di fiume visibili nei sotterranei del complesso di San Giovanni. I ciottoli sovrastano in parte l'arco in mattone, si tratta di una tecnica costruttiva che impiega i due materiali in accoppiamento.

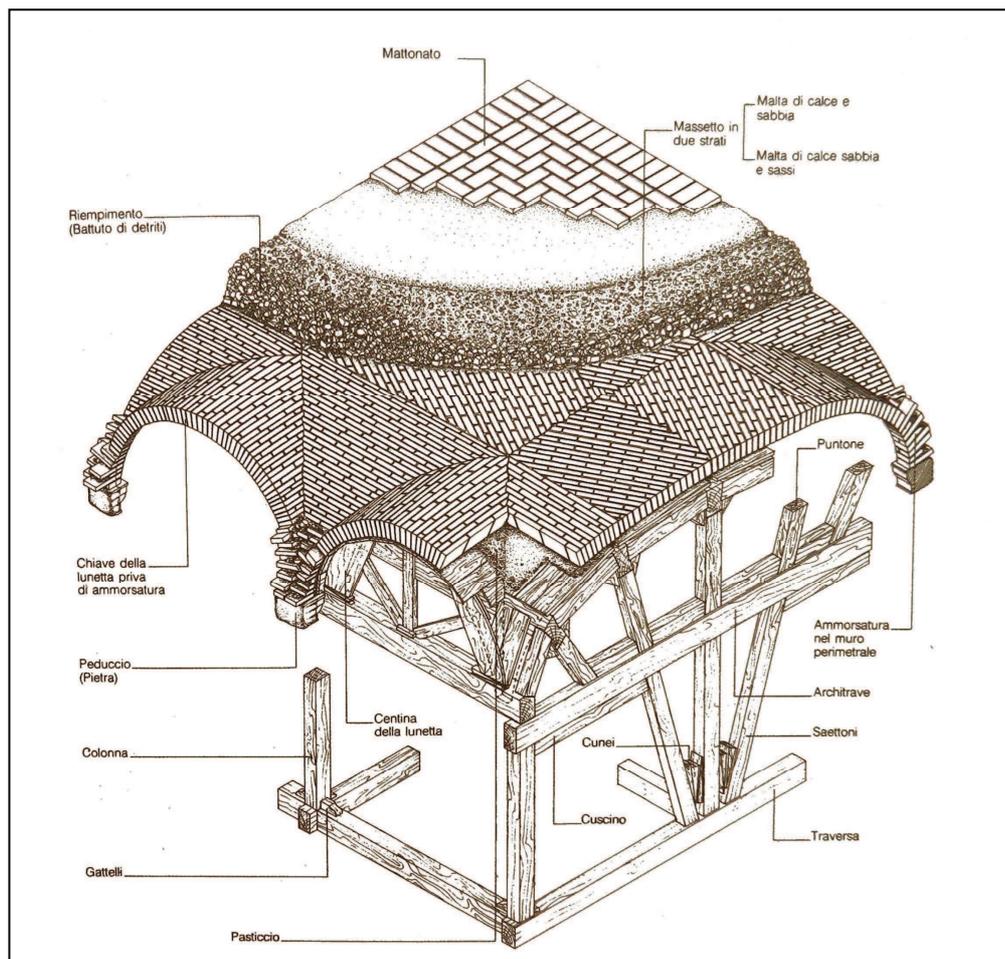


**Fig. 21-** Abitazioni medioevali risalenti al XII secolo, ritrovate grazie agli scavi archeologici effettuati in corrispondenza della attuale Sala Borsa.

## Capitolo 5

# San Giovanni in Monte: tecniche costruttive e materiali impiegati

Il complesso di San Giovanni in Monte rappresenta, un testo architettonico, nel quale si possono leggere non solo le stratificazioni delle varie epoche, ma anche una raccolta delle tecniche costruttive e dei materiali propri dell'edilizia premoderna. Si presenta un'indagine storico-filologica dei documenti riguardanti le opere eseguite nel monastero facendo riferimento alle tecniche costruttive delle volte in muratura in uso fra il XV ed il XIX secolo.



**Fig. 1-** Vista assonometrica delle fasi costruttive e delle centine in legno necessarie per il sostegno dell'impalcato. Volta a botte con teste di padiglione lunettata.

## 5.1 Fonti, vicende costruttive del monastero e ruolo svolto dal Terribilia

L'esame delle tecniche costruttive, delle lavorazioni dei materiali e dell'esecuzione delle decorazioni impiegate nell'ex monastero di San Giovanni in Monte nel corso del XVI e XVII secolo è reso possibile dalla presenza di contratti fra gli esecutori ed i committenti, di libri di conti tenuti dagli abati e da note spese stilate dagli artigiani. (22)

Questa ricca documentazione, conservata nell'Archivio di Stato di Bologna, nel Demaniale dedicato a San Giovanni in Monte, è, però, frammentaria, invecchiata nel tempo ed alle volte illeggibile. Inoltre, si tratta di atti stilati non tanto al fine di mantenere la memoria dei singoli interventi eseguiti, quanto di costituire atti ufficiali di pagamento o contratti vincolanti per gli esecutori delle opere. Purtroppo tali documenti, spesso, non contengono indicazioni circa l'esatta ubicazione degli interventi e pertanto oggi, a distanza di secoli risulta difficile individuare sulla pianta la collocazione degli stessi.

La prima grande tornata di lavori documentata è quella che fu eseguita negli anni seguenti il 1543, fino al 1558, che si prolungò fino al 1570.

I lavori decisi nel primo anno erano la costruzione del refettorio completo di pulpito per le letture e relativa scala, due anditi, uno da un lato con il lavabo e uno dalla parte della cucina, il lato del chiostro grande prospiciente al refettorio stesso, lo scalone di macigno in due rampe che sale al piano superiore.

L'incarico fu affidato da Don Cherubino Vercellese, priore di San Giovanni in Monte, ad Antonio Morandi detto il "Terribilia", il più famoso di una famiglia bolognese di muratori ed imprenditori. I pagamenti, in contanti e non in natura, di 421 lire e 393 lire sono registrati nei contratti assieme a somme corrisposte ad uno "Ingenero esperto che viene sopra la fabbrica" di cui, purtroppo, non è specificato il nome. Antonio Morandi all'epoca era alle sue prime esperienze progettuali impegnative, non essendo ancora intervenuto nelle successive costruzioni bolognesi della cappella Pepoli in

San Domenico (1551), del campanile della chiesa di San Procolo (1555-1557), di palazzo Orsi (1556 circa), di palazzo Bonasoni (1549-1560), dell'Archiginnasio (terminato nel 1563), nella sistemazione del trecentesco Ospedale della Morte (1565), e di San Petronio, di cui venne eletto "ingegniero" nel 1549, mantenendo l'incarico fino alla sua morte, avvenuta nel 1568. Pertanto, non appare strano che Morandi, chiamato ad intervenire sul monastero di San Giovanni in Monte nel 1543, venisse affiancato, per consulenze, da un ingegnere esperto che controllava l'esecuzione dei lavori. L'intervento di questa nuova figura potrebbe spiegare l'apparente incongruenza stilistica dei due chiostri, l'uno in stile ionico tradizionale e l'altro rustico, più moderno e di importazione fiorentina o romana.

Anche l'elenco preciso dei lavori da eseguirsi pare sottintendere che l'idea complessiva del risultato venisse dal priore e che il Morandi rimanesse in posizione subordinata rispetto alla committenza, che richiedeva la semplice esecuzione di muri, volte, logge, e la posa in opera di colonne, magari riferendosi ad un solo lato del chiostro senza parlare della suo progetto complessivo. (22) Questo fatto, unitamente alla presenza di preesistenze, (testimoniata dalla richiesta di aprire una porta nel muro vecchio del chiostro Vecchio), potrebbe spiegare la presenza di strutture progettate senza tener conto delle regole dell'arte del costruire, come, ad esempio, murature in falso gravanti sulle volte dei piani sottostanti.

L'ipotesi che vede il Morandi come imprenditore ed appaltatore dell'opera deve, pertanto essere tenuta in considerazione, anche perchè eseguire progetti altrui era pressè diffusa a quell'epoca e nient'affatto disonorevole, dato che, spesso, l'architetto di cantiere, a seconda delle esigenze pratiche, apportava non poche modifiche al progetto originario.

Dai pagamenti registrati, sappiamo anche che l'architetto si avvalse, di collaboratori per i lavori di scultura in macigno: i maestri scalpellini Frediano, cioè Ferdinando Bargellesi e Giovanni Battista ed il tagliapietre Maestro Donato che aveva già lavorato alla "facada di sopra" del chiostro grande in accordo con il priore precedente. I nuovi lavori, eseguiti nel 1545, localizzabili al piano terra ed al primo, constarono di due fregi nel

chostro Grande, di 16 gocciole (peducci) grandi sotto le volte del refettorio ed altre eseguite sotto le volte della loggia (chostro grande), gli scalini dello scalone monumentale lunghi 5 piedi e dei bancali delle finestre verso l'orto.

Nel 1545 (datazione di mano moderna) furono eseguite le “volte a lunette et a crusiera delle logge”, la “volta del refettorio”, la posa in opera delle colonne “della loggia e della foresteria et voltare li archi di preda et frgi li fondamenti a dette collonne” (si tratta del chiostro piccolo vicino alla foresteria che dava sulla attuale piazzetta di San Giovanni).

Da una convenzione stipulata nel 1545 fra il nuovo priore don Colombino da Cremona e Floriano Bargellesi tagliapietre, per il proseguimento della costruzione del chiostro Grande ed in particolare della seconda facciata, si apprende che il vecchio refettorio era ubicato sul lato meridionale del complesso monastico, e non corrisponde, quindi, a quello edificato dal Morandi sul lato est del Lotto 2, attualmente chiamato Aula Prodi.

Sempre dello stesso anno è un nuovo contratto, stipulato fra il nuovo Priore don Gregorio Morone da Milano ed il Terribilia, per la messa in opera del pulpito del refettorio, lavoro non ancora terminato benché già previsto due anni prima. (22)

Negli anni successivi vengono annotate spese di minore rilevanza per intonacature, selciature, realizzazione di un lavabo di pietra da posizionare nella stanza attigua al refettorio e dei tavoloni in legno, con relative panche, per il refettorio stesso.

A conclusione di questo importante ciclo di lavori, è di estremo interesse analizzare il documento non datato che riporta le lamentele dei Canonici a proposito degli interventi eseguiti per loro dal Terribilia, di cui si riporta la traduzione integrale:

*“Notificazioni contro maestro Antonio Terribilia architetto ad istanza dei Reverendi Canonici di S.Giovanni in Monte, sulla cattiva costruzione (let. mala confabricatione) della fabbrica del loro monastero, che protestano per tutti i danni che patiscono ecc. a causa della cattiva costruzione.*

*Considerato che il maestro Antonio Terribilia o dei Morandi come architetto di Bologna aveva preso in carico di costruire e di far costruire la*

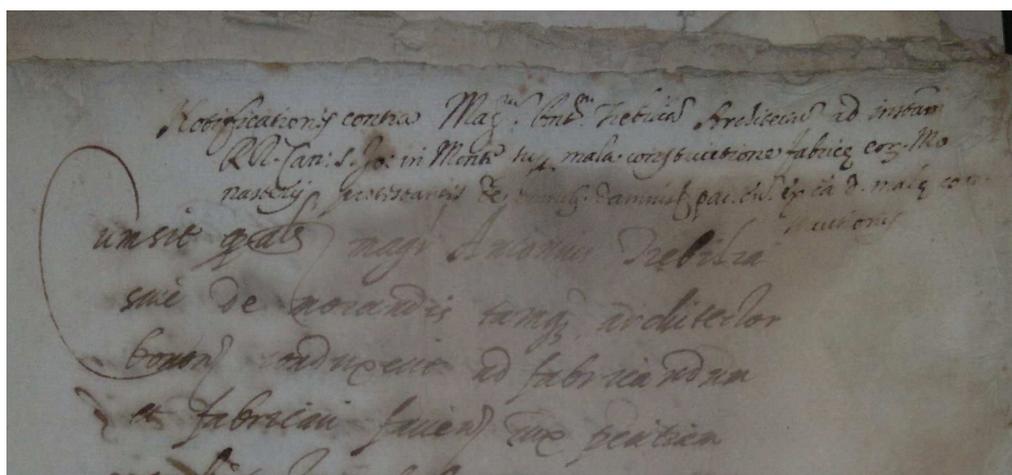
*nuova fabbrica maggiore del monastero di S. Giovanni in Monte di Bologna incominciando dai fondamenti e dalle basi degli edifici; e considerato che lo stesso maestro Antonio come architetto esperto ha costruito e fatto costruire dalla fundamenta nel detto monastero i fondamenti, diversi pilastri, colonne, celle vinarie, chiaviche sotterranee, logge superiori e inferiori, il refettorio, la cucina, dispense, scale, stanze di soggiorno, il dormitorio e altri diversi generi e specie di fabbriche e fino ad ora si ritrovano esservi.*

*E considerato che il predetto maestro Antonio non fece né costruì le fabbriche di quel tipo secondo le regole d'architettura, e non bene, non diligentemente, non a regola d'arte (let.: ad arbitrio di buon uomo), né di buoni materiali nonostante gli fossero stati dati i materiali di recupero per un tal tipo di costruzione.*

*E considerato che queste fabbriche sono deficienti in ogni loro parte nelle regole architettoniche e soffrono danni per colpa, negligenza, imperizia e mancanza del detto maestro Antonio, minacciano rovina nelle volte, nelle logge, nelle pareti, nelle scale di qualunque genere e il refettorio soffre soprattutto per l'impostazione delle pareti sulle volte, non senza rottura delle chiavi, e particolarmente soffre del difetto il corridoio e le volte di esso per le quali si va alla sagrestia e le stesse volte delle costruzioni abbiano subito aperture e crepe; e le scale e persino le fundamenta non essendo state finite, come era necessario, (e) poi di nuovo bisognò fare nuove fondazioni e pilastri non senza distruzione delle celle vinarie; e le chiaviche che scolano le acque da detto monastero e le acque che giungono nelle cantine dei vicini non furono eseguite e fabbricate con quel sistema e di quella larghezza di cui c'era bisogno: a causa di tutte queste cose costruite non bene e realmente esistenti, tutta la fabbrica risulta non costruita a regola d'arte ma anzi ogni giorno di più minaccia rovina e si deteriora, per colpa e mancanza del detto maestro Antonio a causa del quale accadde questo grande e irreparabile danno nell'interesse di detto monastero, che può facilmente superare la somma di 10.000 scudi.*

*E considerato che il priore e i canonici del detto monastero intendono che i diritti dello stesso siano e restino illesi e intendono rivalersi di tutti e qualsivoglia danni, spese e perdite tanto presenti quanto futuri con gli*

opportuni rimedi della legge e valersi dei loro diritti contro il detto maestro Antonio e i suoi beni, pertanto: per mandato del Reverendo signor Vicelegato di Bologna e su richiesta dei signori priore e canonici del detto monastero e del signor don Angelo Picenardi loro sindaco e procuratore, sia intimata e notificata ogni e singola cosa predetta al detto maestro Antonio, e con lo stesso tenore delle presenti cose vi si protesti e ripeta come le cose dette in precedenza siano vere e che gli stessi canonici, il monastero e il sindaco si lamentano e protestano di tutte e ognuna delle cose dette. E siccome lo stesso maestro Antonio era ed è obbligato, così intendono che rimedi ogni danno e incorra in ogni spesa e inconveniente tanto presente quanto futuro, che sia stato o sarà patito in futuro da essi. E perché il detto maestro Antonio non osi accampare l'ignoranza delle cose predette e allegare qualche scusa e affinché il detto maestro Antonio sia continuamente in mora, i canonici e il sindaco lo interpellano e gli richiedono le riparazioni necessarie alla soddisfazione e al risarcimento di qualunque danno e spesa che in futuro saranno necessari in ogni miglior modo che gli sarà possibile. E tutte le cose predette, su richiesta del detto priore, canonici e sindaco, siano notificate e contestate per la perpetua conservazione dei diritti del loro monastero." (22), (20)



**Fig. 2-** Documento, deteriorato dal tempo, di cui si è riportata la trascrizione. Detto memoriale non datato contiene le lamentele dei Canonici Regulatori rivolte ad Antonio Morandi detto il Terribilia. (A.S.B. Demaniale, San Giovanni in Monte serie 116/1456).

Sostanzialmente il Terribilia edificò, dalle fondamenta, tutta l'ala del monastero verso via dei Chiari, compreso lo scalone monumentale ed almeno tre maniche del chiostro Grande: quelle di levante, meridione e settentrione ed il chiostro Piccolo. Per quanto riguarda il dormitorio, pare che questo si trovasse nelle grandi stanze sopra al loggiato del chiostro grande, nelle lunghe maniche e che vi si accedesse da una scala situata a ponente del chiostro piccolo.

Secondo i canonici Regolatori Lateranensi a causa dell'imperizia di Antonio Morandi le fondazioni non erano state costruite sapientemente, gli ambienti sovrastanti minacciavano rovina e volte, logge, pareti e scale mostravano evidenti lesioni. (22)

Dal complesso della documentazione esaminata si può affermare che i Canonici commissionarono al maestro architetto, di volta in volta, brevi tranches di lavori, creando, quindi, difficoltà nella costruzione di edifici così complessi. Antonio Morandi, dal canto suo, dovette trascurare alcuni lavori dato che essi vengono citati in più contratti successivi, forse si trattava dei lavori più difficili o meno remunerativi. E' lecito supporre che, trattandosi di una perizia di parte, i difetti della fabbrica non dovessero essere così gravi e probabilmente si cercò di correggerli almeno in parte, tuttavia risulta significativo che già all'epoca dell'intervento cinquecentesco emergessero problemi statici.

### **5.1.1 I MATERIALI DA COSTRUZIONE, FORNITURA E FINITURA: IL MATTONE, LA PIETRA LAVORATA, IL FERRO, IL RAME, IL LEGNO**

Nell'architettura premoderna era pratica usuale e diffusa riutilizzare tutto il materiale possibile attingendo da costruzioni preesistenti non più utilizzate. Inoltre, per limitare lo sforzo inerente il trasporto, si costruiva con materiali reperibili nella zona (es. area geomateriale lignea, litica o terrosa), utilizzando accorgimenti tecnici e tipologie costruttive che sono state riconosciute come tipiche di un determinato contesto.

La fabbrica di San Giovanni in Monte non fa eccezione infatti i contratti stipulati con il Morandi prevedevano solo la parziale fornitura dei materiali perché tutto ciò che poteva essere recuperato dalle demolizioni veniva riutilizzato. Oltre a ciò, i committenti, cioè i monaci Lateranensi potevano approvvigionarsi di materiale dove loro pareva più conveniente, ad esempio presso i loro possedimenti rurali o da fornitori locali di fiducia.

Il Morandi, nel primo contratto del 1543, si obbliga ad utilizzare pietre vecchie fornite dai canonici e che si trovano nel giardino; per il resto il suo compenso comprende esplicitamente la fornitura di ghiaia e sabbia.

Anche nel terzo contratto stipulato dal costruttore nel 1544 si prevede che egli debba utilizzare tutto il materiale utile che si trova nel cantiere "legnami et ferramenti... tavelle et rottami" e che quello che mancherà lo debba fornire lui perché compreso nel suo compenso. Dalle note di spese si evince che, in quell'anno, i monaci si rifornirono direttamente dal fabbro ferraio, dai "segantini" per il legname, ed in fornaci per gesso, calcine, e pietre, cioè mattoni.

I fornitori di legname del monastero erano di Zola Pedrosa e fornirono "quadrelletti" (travetti a sezione quadrata) per la copertura della volta della loggia del chiostro Grande, mentre la calcina proveniva da Fagnano, sulle colline fra Samoggia e Lavino.

Il ferro fu fornito da un fabbro detto "maestro di Santo Petronio" (che aveva fornito le catene senza i bolzoni) e da un certo Paolo Bonelli, mercante bresciano, per quanto riguarda i ferri "pel voltar el Refettorio".

(22)

Questo dato riguardante le catene del refettorio stesso testimonia che per la grande volta a botte ribassata con teste di padiglione lunettata, erano già stati previsti tali presidi statici atti a diminuire la spinta orizzontale della copertura sulle murature perimetrali.

I materiali forniti dal Morandi secondo i documenti già descritti furono “legnami diversi per far l’armatura al volto del Refettorio”, cioè per le centine e “prede per far detto volto”, nonché 2.500 mattoni da aggiungere a quelli già acquistati dai monaci.

Per quanto riguarda i pagamenti ai tagliapietre, al contrario che per gli altri materiali, i pagamenti riguardano, sempre, sia la manodopera che il reperimento della materia prima, trattandosi di materiali per i quali ogni scalpellino aveva le sue cave di fiducia o addirittura in proprietà o in concessione. (22)

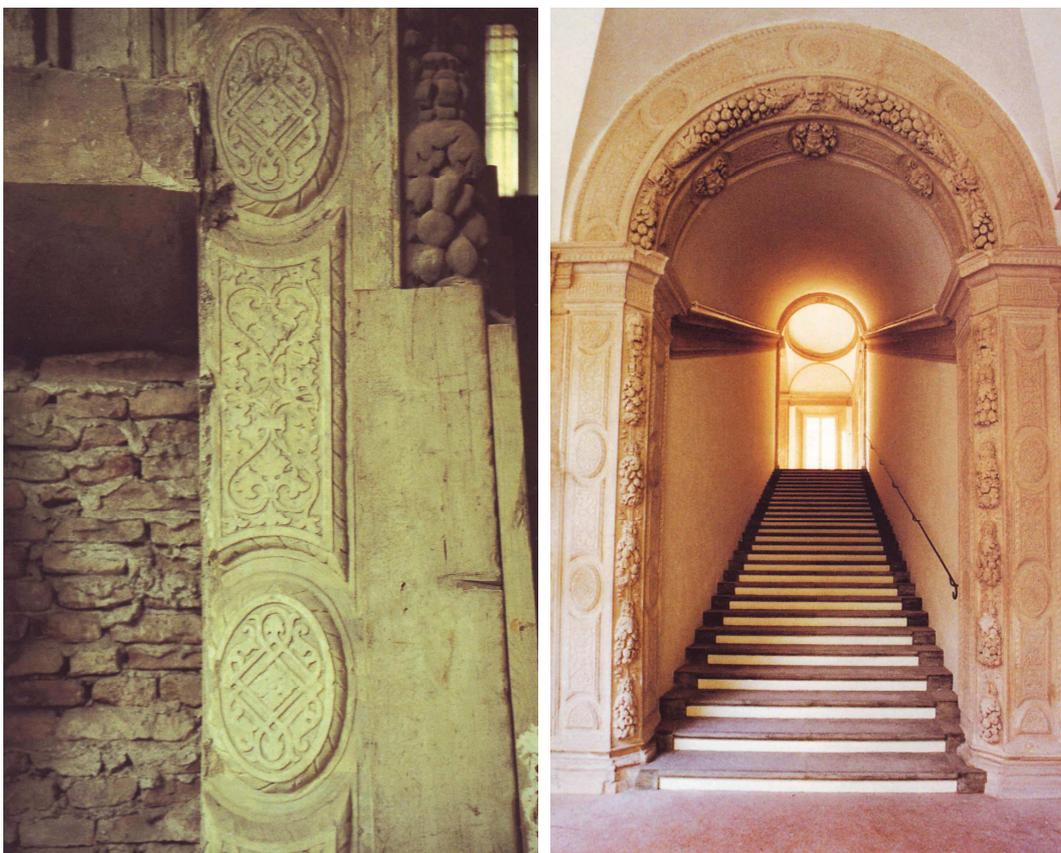
L’arenaria, denominata masegna o macigno, è impiegata nell’apparato decorativo e delle colonne dei chiostri (nel chiostro piccolo, però, alcune colonne sono in muratura, trattate con stucchino in guisa di masegna in modo da uniformarsi alle altre). L’impiego dell’arenaria si diffonde in modo prevalente a Bologna, città povera di materiali litoidi e tradizionalmente legata alla costruzione in mattoni, proprio nel corso del XV, XVI secolo, sostituendosi agli ornamenti in terracotta che sono completamente assenti in San Giovanni in Monte.

L’arenaria principalmente impiegata è quella estratta dalle cave vicine alla città a Barbiano e Varignana. Si tratta di una pietra tenera e facilmente lavorabile, che si prestava all’esecuzione delle decorazioni scolpite rinascimentali che ornano, ad esempio, i portali del complesso monastico, i peducci delle volte e le cornici del chiostro grande.

Trovandosi ad osservare dall’esterno il chiostro Grande, quindi, le superfici in cotto (campi) si alternavano alle membrature in arenaria delle decorazioni. Le superfici erano rifinite con una tecnica tipica dell’architettura Bolognese: la “sagramatura”. Tale tecnica consiste nell’applicare alla superficie in mattoni nuovi, uno strato sottile di intonaco di fior di calce, mescolato con polvere di mattoni ben fine, poi sfregato con dei mattoni mantenendo il muro bagnato fino a che la malta non risultava

ben incorporata, in modo da lasciare intravedere i mattoni sottostanti. La superficie veniva, poi, ripetutamente ripassata con la cazzuola affinché acquistasse una certa levigatura e lucidatura, infine era consigliato passare sulla superficie due mani di olio cotto.

Come si è potuto verificare anche in San Giovanni in Monte la sagra matura veniva usata sia per intere cortine murarie che per gli elementi ornamentali: cornici, archi, colonne, davanzali, cornicioni, bugnati, timpani, capitelli e pilastri, in particolare se in laterizio con pietre tagliate (mattoni) poi sagamate in guisa di masegna, come appunto accade in parte del bugnato del chiostro Rustico del complesso monastico. (1)



**Fig. 3-** Particolare del portone in arenaria dello scalone monumentale al piano terra prima dei restauri degli anni '90 e visione complessiva dello stesso dopo i restauri.

### 5.1.2 TECNICHE MURARIE ED INTERVENTI DI RIMANEGGIAMENTO

I contratti redatti dai monaci risalenti al blocco di lavori compreso fra il XVII ed il XVIII secolo, anche se forniscono informazioni frammentarie sui vari aspetti delle tecniche costruttive, offrono, comunque, un'ampia gamma di informazioni, ed i contratti successivi, riferibili al blocco di lavori della seconda metà del XVIII secolo, permettono di seguire l'edificazione delle varie costruzioni.

Il primo contratto stipulato con il Terribilia, nel 1543, testimonia che nella prima tranches di lavori, forse per delimitare provvisoriamente il dormitorio vecchio, fu costruito un muro "de preda in talio", formato da una sola fila di mattoni messi, appunto di taglio, per uno spessore di due onces (6,3 cm). Si tratta di una muratura che non si ritrova più, nei libri di conti di San Giovanni in Monte, neppure per i tramezzi interni delle camere, perché troppo sottile e precaria, poco isolante dal freddo e dai rumori. Tutte le murature previste dal contratto, inoltre, sono al grezzo e senza pavimenti ("salegada"). Dell'intonacatura e della finitura liscia parla solo il quarto contratto stipulato dal Morandi a distanza di un anno dalla realizzazione delle suddette murature.

I lavori murari previsti nel terzo contratto sono ancora al grezzo, tranne per alcuni locali, come l'andito del refettorio e lo scalone, che dovranno essere rifiniti del tutto. Il grande refettorio doveva venire alzato di 7 piedi (2,6m), evidentemente perché previsto troppo basso nei primi interventi, voltato e coperto con un "coperto matto" cioè provvisorio, in attesa di costruirvi i piani superiori. Le volte a padiglione unghiate che coprono il refettorio furono costruite con il sistema classico di armatura in legname e dotate di chiavi di ferro.

Nelle note di spese del 1545 si parla del pagamento dell'intonacatura fine dell'intradosso delle volte, e del coperto del refettorio, detto "tavellato", eseguito con un sistema più solido di quanto previsto inizialmente, cioè con tavelle laterizie distese sull'intelaiatura di legno. La stessa nota di spese prevede anche diversi tipi di murature, di vario spessore che vennero eseguite in quella fase dei lavori. I tipi di muro, di cui purtroppo

non è data la localizzazione esatta, furono accorpati in due classi di prezzi: quelli di spessore 22, 18 o 13 onces costarono otto lire alla pertica; quelli più sottili di 9 o 6 onces, costarono poco più della metà. Della prima classe di murature furono eseguite ben 217 pertiche e 38 piedi, mentre della seconda classe 54 pertiche, per le pareti interne non portanti.

Un contratto, redatto sempre nello stesso anno con Floriano Bargellesi, prova che il terzo piano del chiostro Grande era nato già in origine chiuso e traforato negli intercolumni da grandi finestre monumentali, con architravi e cornici di arenaria scolpita. I piani inferiori erano a loggiato aperto, come ancora oggi si può vedere. (22)

I successivi contratti riguardano le opere prestate per la realizzazione dei loggiati dei due Chiostrì in campagne di lavori sequenziali.

Per quanto riguarda il blocco di lavori della seconda metà del XVII secolo, esso comprende la costruzione del Noviziato lungo via de'Chiari, attribuita a Bartolomeo Belli e Nicola della Torre. Si costruì dalle fondamenta una parte del lungo blocco di stanze, con la loggia di ingresso centrale. Anche se si trattò di lavori ingenti ed estesi, la "schola" era, però, già esistente ed in questa occasione venne ampliata e rimodernata, coprendola a volta, rinforzandola con chiavi dritte e "a braga" e da "trachantoni" e si tagliò la "muraglia vegia" dalla parte delle scale per fare l'imposta della volta.



**Fig. 4-** Progetto, non datato ma, presumibilmente, redatto nella prima metà del 1600, per la facciata del noviziato. (A.S.B., Demaniale, San Giovanni in Monte, Campione di beni, serie 150/2120).

Nello stesso periodo vengono eseguiti anche lavori nell'attuale secondo lotto del complesso monastico di San Giovanni in Monte, in particolare nel chiostro Piccolo con le stanze adiacenti della foresteria e nel dormitorio.

Per quanto riguarda i lavori eseguiti nel dormitorio, sostanzialmente si ricostruì da cima a fondo la grande manica prospiciente il chiostro Grande e le cinque camere dell'altro lato. Le "muraglie" del dormitorio furono fatte grosse 13 once (circa 41cm), alte 21 piedi (7,98 m) e lunghe 54 piedi l'una (20,52 m). Il muro di fondo del dormitorio era di uguale spessore e altezza. Questi lunghi muri vennero rinforzati con quattro chiavi di ferro e archi di scarico di 13x13 once. Sopra al dormitorio furono fatte altre camere, anch'esse con muri perimetrali di 13 once, ma con tramezzi più sottili, di 4 once realizzati con mattoni ad una testa.

Le altre cinque camere del dormitorio erano a volta, quattro "a schifo" e una a crociera, tutte rinfiancate e al di sotto intonacate, nonché decorate da una cornice continua in gesso che correva sotto alle volte stesse. A queste cinque stanze si dette luce attraverso altrettante finestre che si affacciavano sul "chortil" (il chiostro Grande) e furono collegate fra loro con quattro usci.

Anche il dormitorio era a volta a lunette (presumibilmente la solita a padiglione unghiata), di pietre in piano con archi di 4x13 once decorata da 16 peducci più grandi di quelli delle camere.

Oltre ai finestroni si aprirono quattro "ogi" (occhi, finestre tonde), vetrate come i finestroni stessi. Infine si descrive il coperto in "chadene" (a capriate sopra alle due ali del dormitorio, con le relative "nervadure e beschantieri" (travi orizzontali e travetti), "cantonieri" per farlo a tre acque (travi d'angolo).

In occasione di questa ristrutturazione degli spazi fu spostata anche la scala che conduceva all'altana, elemento già presente nel complesso ed utilizzato sia per l'asciugatura dei panni che per lo svago, e il riposo oltre che per la sorveglianza ad ampio raggio dei dintorni cittadini. (22)

Le ristrutturazioni seicentesche hanno, quindi, toccato il dormitorio nelle grandi maniche del piano secondo, dove oggi sono ubicate tutte le pareti in falso del complesso. Anche se l'edificazione delle suddette è

tradizionalmente attribuita al precedente intervento del Terribilia non è da escludere che parte delle murature in falso del dormitorio risalga a questi rimaneggiamenti sebbene, in mancanza di un riferimento planimetrico dell'epoca, non sia facile individuare su quali lati dei chiostri si concentrassero le modifiche apportate.



**Fig. 5-** Misure storiche bolognesi, campioni pubblici: da sinistra coppo, mattone, piede, doppio braccio, braccio e pertica.

atomo	<i>âtum</i>	=	1 atomo	=	m	0,000220
punto	<i>pónt</i>	=	12 atomi	=	m	0,002640
oncia	<i>ónza</i>	=	12 punti (lineari)	=	m	0,031675
palmo	<i>smass</i>	=	6 once = 1/2 piede	=	m	0,190049
piede (agrimensorio)	<i>pá</i>	=	12 once (lineari)	=	m	0,380098
braccio (o auna)	<i>bráz</i>	=	20 once = 5/3 di p.	=	m	0,633497
doppio braccio	<i>bráz dâppi</i>	=	2 braccia	=	m	1,266994
passo	<i>pás</i>	=	2 piedi + 1 palmo	=	m	0,950246
doppio passo	<i>pás dâppi</i>	=	5 piedi	=	m	1,900491
pertica	<i>pêrga</i>	=	10 piedi	=	m	3,800983
miglio	<i>méi</i>	=	500 pertiche	=	m	1900,49145

**Fig. 6-** Misure storiche bolognesi, tabella delle misure lineari.

## 5.2 Fasi costruttive delle volte in muratura tra il XI ed il XIX secolo

La “regola d’arte” tra il XV e il XIX secolo, per la costruzione delle volte in muratura, prevedeva essenzialmente quattro fasi: la costruzione dell’armatura o centina, l’esecuzione della volta sull’armatura, il disarmo e i lavori complementari da eseguirsi dopo il disarmo (inserimento di catene e realizzazione dei frenelli o del riempimento). (23)

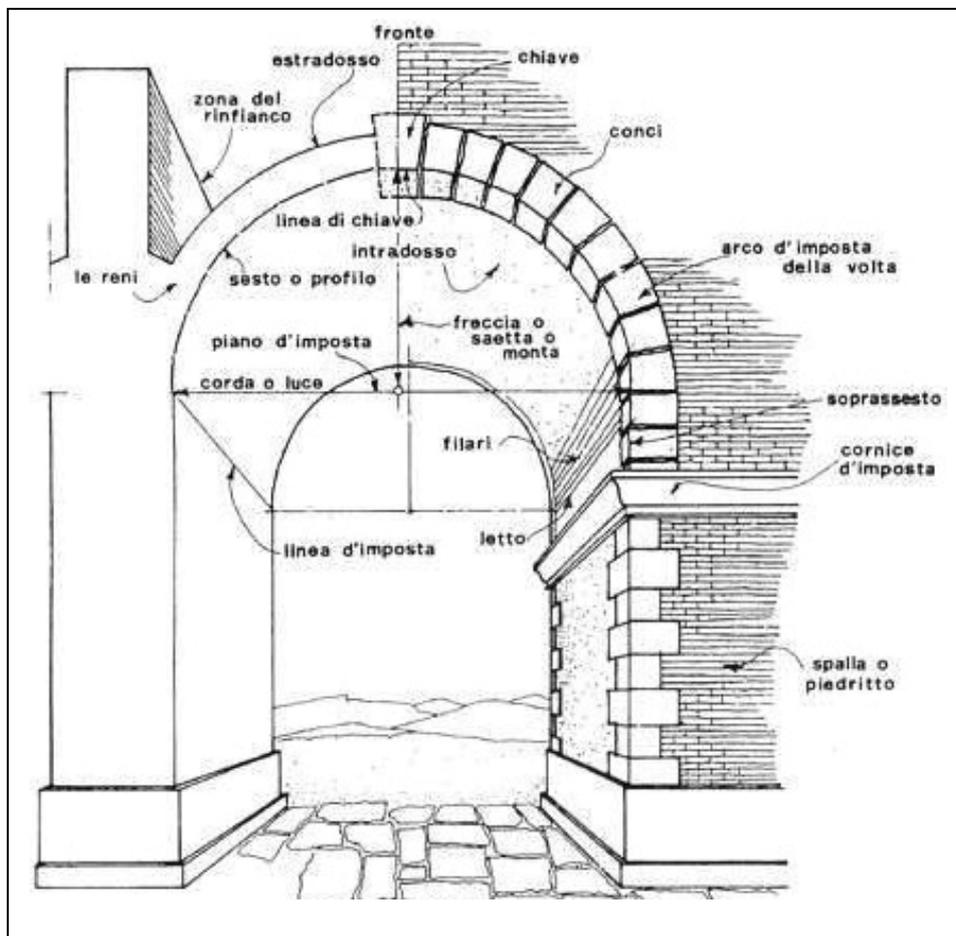


Fig. 7- Nomenclatura degli elementi costituenti la volta.

### 5.2.1 COSTRUZIONE DELL'ARMATURA O CENTINA

Per la costruzione di una volta era necessario realizzare una struttura lineare provvisoria, chiamata centina o armatura. La centina doveva, innanzitutto, essere in grado di sostenere la struttura prima che la volta fosse completata e che la malta avesse fatto presa e, inoltre, doveva creare una superficie curva avente la forma dell'intradosso, che avrebbe dovuto fungere da guida per la posa dei conci. (23)

La prima fase costruttiva delle centine consisteva nel preparare la curva dell'intradosso. Per il tracciamento dell'ellisse, utilizzata per esempio per le diagonali delle volte a padiglione, Breymann nel suo trattato "Costruzioni in pietra e strutture murali", descrive il metodo detto delle proiezioni, che permette di definire alcuni punti della curva, che poi sarebbe stata completata a mano libera.

Tale metodo (fig.7, dove AB è la corda e CD la monta dell'arco), prevedeva prima di tutto il tracciamento di una retta  $AB'=2CD$ , formante un angolo qualunque con la retta AB, e la descrizione su  $AB'$  di una semicirconferenza. Era, poi, necessario dividere la linea  $AB'$  in un numero qualunque di parti  $ab, bd, \dots$ , ed elevare dagli estremi dei segmenti individuati le perpendicolari alla  $AB'$ , che avrebbero incontrato la semicirconferenza nei punti  $l, m, n, \dots$

Anche la retta AB doveva essere divisa in altrettante parti uguali fra loro o proporzionali ai segmenti individuati sulla  $AB'$  e dai punti  $a', b', c'$  si tracciavano le ortogonali alla AB di lunghezza pari rispettivamente alle perpendicolari condotte da  $a, b, d, \dots$  ottenendo così i punti  $l', m', n'$ , appartenenti all'ellisse cercata. (24)

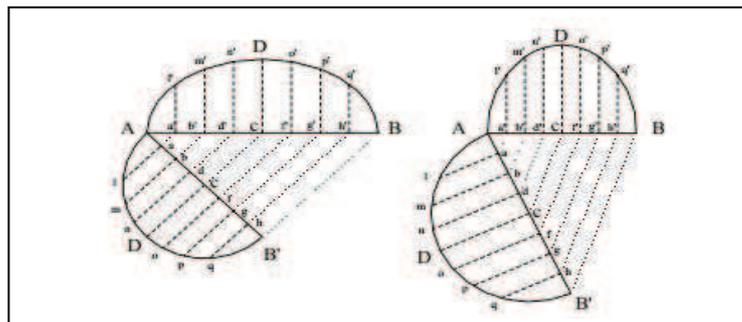


Fig. 8- Metodo della proiezione utilizzato per il tracciamento di un'ellisse.

Era piuttosto frequente utilizzare, al posto dell'ellisse, la linea policentrica (detta a panierino) sia nell'intento di creare un arco più resistente nei punti d'imposta e di chiave, sia per la difficoltà di costruzione dell'ellisse in assenza di conoscenze geometriche certe. Questa linea era costituita da una serie di archi di cerchio, caratterizzati da raggi e da centri diversi, disposti in modo da succedersi l'un l'altro senza discontinuità.

La forma dell'intradosso della volta veniva segnata sul terreno e, disponendovi sopra le tavole di legno, queste venivano tagliate secondo la linea tracciata e chiodate. (25)

Una volta stabilita la forma delle centine si procedeva alla loro messa in opera. Le centine dovevano essere disposte ad una distanza variabile da 50cm a 1m, l'una dall'altra, a seconda del peso della volta e, nel caso di volte composte, dovevano innalzarsi almeno negli spigoli e nel mezzo dei muri d'imposta, in direzione a loro perpendicolare, per potervi sovrapporre il manto.

Secondo i precetti di Philibert Delorme (1514-1570), le tavole componenti le centine potevano avere la lunghezza di 1,5m, mentre la larghezza e lo spessore avrebbero dovuto variare in funzione della maggiore o minore corda dell'arco. (26)

La disposizione e le dimensioni degli elementi che componevano l'armatura, infatti, variavano in funzione sia della luce sia dello spessore delle volte.

Così per volte e archi con luci fino a circa 1,5m e con frecce limitate, veniva impiegato il cosiddetto tamburo, una struttura costituita da due o più tavolati, sorretti da ritti fiancheggianti le spalle, che presentavano il contorno superiore corrispondente alla curva dell'intradosso e che venivano collegati fra loro con listelli formanti il manto. Per volte con luci limitate (4-5m) bastavano due puntoni e un monaco per sostenere le tavole formanti la curvatura e il manto.

Per volte con luci maggiori (fino a 12m) era necessario mettere ulteriori rinforzi in chiave e alle reni e dividere l'armatura in due parti, aggiungendo un puntone sotto ogni colonnetta e unendole con un monaco. (25)

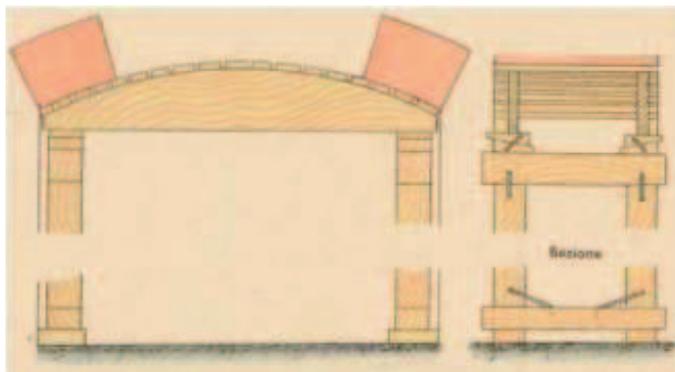


Fig. 9- Centinatura in legname realizzata con il tamburo, per luci inferiore a 1,5m.

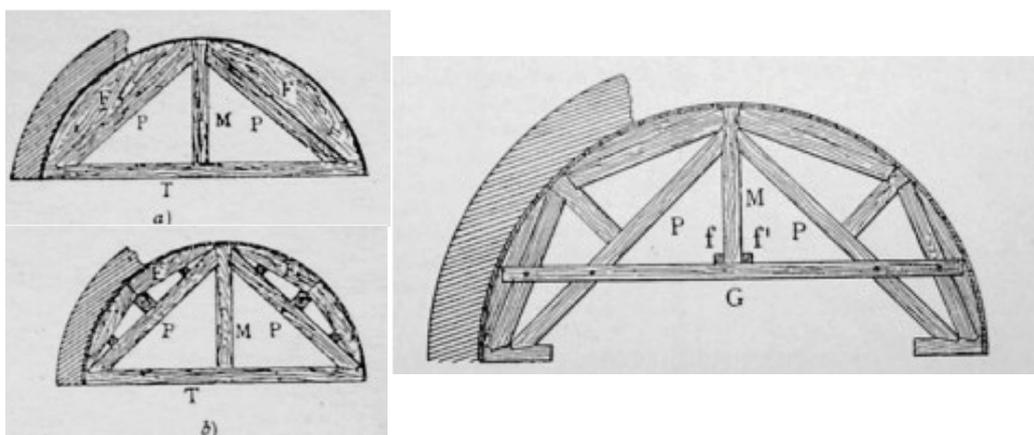


Fig. 10- A sinistra centine per piccole aperture, composte da due puntoni P, dal monaco M, dal tirante T e dalle forme F, applicate direttamente sui puntoni (a) oppure, per archi con freccia maggiore, su colonnette poste fra puntoni e le forme stesse (b).

A destra centina per luci fino a 12m, con puntoni P e monaco M principali e quattro puntoni perimetrali con due monaci.

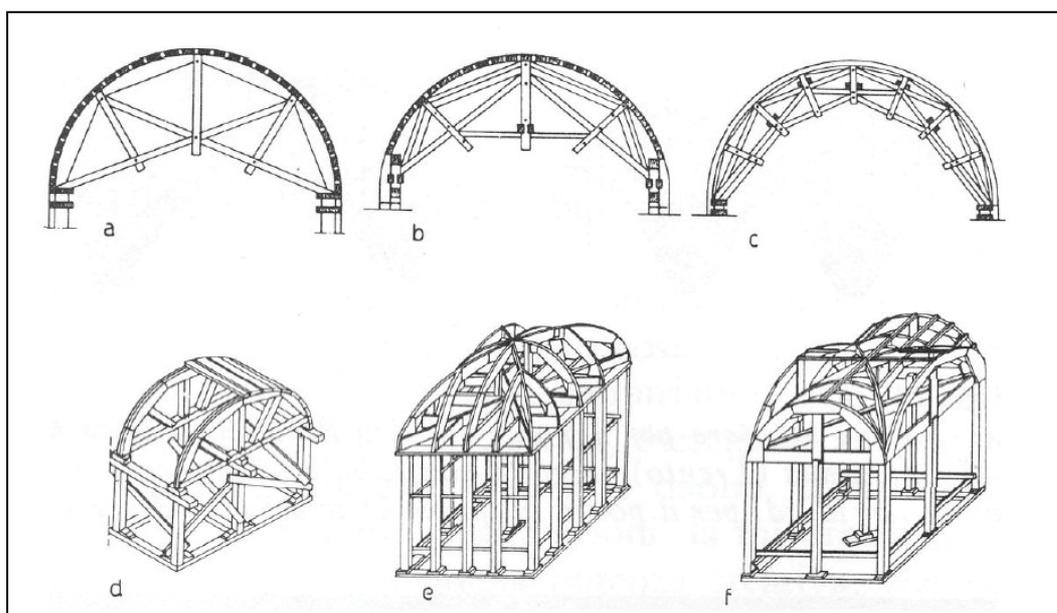


Fig. 11- Schemi di centine in legname per volte di media luce con disposizione delle armature nel caso di volta a botte (d), padiglione (e) e crociera (f).

Le centine per le volte di grande luce erano le più complesse e robuste. In genere si mettevano in opera centine a catena o poligonali a incavallatura doppia, per le quali occorrevano essenze di legname diverse secondo la funzione strutturale di ciascun elemento. Di solito corde, monaci e saette erano di castagno, mentre piane e tavole erano di quercia o di abete. (26)

Nel caso delle volte leggere, la centina poteva essere ridotta al minimo indispensabile, mentre per la costruzione delle volte di grande spessore, erano necessarie armature più robuste e i cavalletti venivano realizzati con solide travi in modo da costituire un sistema reticolare triangolare o poligonale.

Qualunque fosse il sistema adottato nella costruzione di un'armatura, era indispensabile che i diversi sistemi o cavalletti fossero collegati e resi fra loro solidali con saette orizzontali o inclinate, o meglio ancora con delle crociere di travi convenientemente disposte. (25)

Per determinate strutture voltate, ubicate nei piani interrati, o per gli archi costituenti le fondazioni, il terreno stesso poteva fungere da centina e sostegno durante la costruzione dell'opera muraria.

## 5.2.2 L'ESECUZIONE DELLA VOLTA IN MURATURA

Fin dal XV secolo la trattatistica è concorde nel sostenere che la tecnica costruttiva che permette di realizzare le strutture voltate è la stessa utilizzata per le murature. Leon Battista Alberti (1404-1472) scrive che “L'ossatura si estenderà interamente fino al culmine della volta prolungandosi dall'ossatura stessa dei muri, essendo costruita con le stesse regole dell'altra”. (26)

Anche i materiali impiegati erano gli stessi utilizzati per le strutture verticali. Era, infatti, risaputo che le volte, per non gravare troppo sui piedritti, dovevano essere il più possibile leggere, pertanto il materiale che meglio si prestava per la realizzazione di una struttura voltata era il mattone, estremamente leggero e semplice da posare.

In effetti, nella volta della “Sala Prodi” del complesso monumentale di San Giovanni in Monte, mediante le indagini effettuate, si è potuta verificare la presenza all'intradosso di una muratura in mattoni di spessore circa 25cm, avente caratteristiche simili alle murature di imposta verticali in laterizio.

Nelle volte in laterizio assumeva un'importanza notevole la disposizione dei mattoni che, soprattutto nelle volte di piccola corda, poteva influenzare il comportamento della struttura stessa.

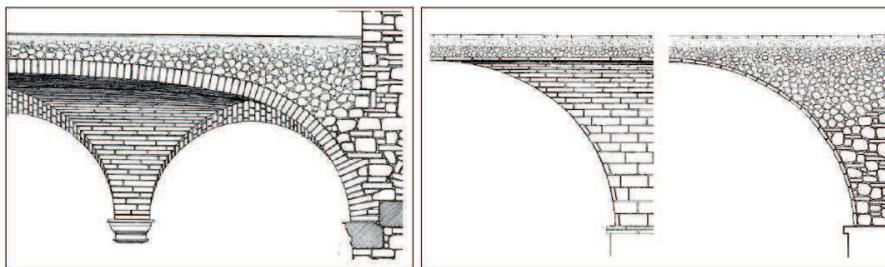


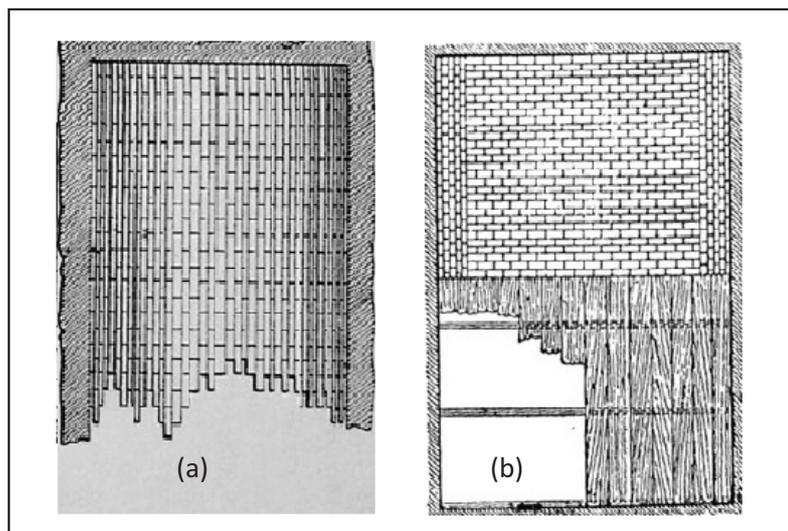
Fig. 12- Sistemi costruttivi per Volte in mattoni: (a) “a coltello”, (b) “in foglio”.

Per la volta a **botte** i mattoni potevano essere sistemati secondo diverse tessiture: longitudinale, trasversale, diagonale e a spina-pesce.

Il metodo più semplice (riscontrato nelle volte a botte del piano interrato del complesso monumentale di SGM), consisteva nell'impiegare l'apparecchiatura a filari longitudinali, ossia disponendo i corsi di mattoni paralleli alle linee d'imposta. (19)



**Fig. 13-** Intradosso Volta a botte con apparecchiatura longitudinale a vista ("Sala Lettura" Piano Interrato SGM).



**Fig. 14-** Piante Volta a botte ad apparecchiatura longitudinale (a) e trasversale (b).

Tuttavia l'apparecchio longitudinale presentava, in alcuni casi, un inconveniente. Quando la corda era notevole e la monta depressa (freccia piuttosto ribassata), i giunti in chiave risultavano pressoché paralleli e verticali, sicché nella parte centrale la resistenza era affidata, invece che al mutuo contrasto tra i filari, quasi unicamente alla coesione della malta. Pertanto, in questi casi, si preferiva procedere disponendo i mattoni a 45° rispetto ai lati della pianta. Tale apparecchiatura definita a "spina-pesce" comprendeva due diverse disposizioni.

La disposizione a “spinapesce diritta” era caratterizzata dal fatto che i filari (inclinati a 45°), venivano disposti iniziando contemporaneamente dai quattro angoli e procedendo in maniera simmetrica verso il centro.

I filari, che in pianta risultano rettilinei, sono in realtà archi zoppi ellittici che si incrociano lungo le due linee di mezzeria della volta e ciò richiedeva una maggiore abilità da parte degli esecutori, che dovevano far aderire i mattoni al manto e, soprattutto, far collimare i mattoni lungo la mezzeria. Con questa disposizione dei filari si individua anche un tentativo, da parte dei costruttori di far agire la spinta non solo sulla muratura longitudinale, ma in parte anche sui muri di testa.

La disposizione a “spinapesce inversa” era caratterizzata dal fatto che i filari (inclinati a 45° sui lati d’imposta) erano allineati partendo, però, dal centro e proseguendo fino al perimetro della volta. (24)

Tale apparecchiatura, rispetto alla precedente, risultava più indicata per volte non intonacate grazie alla maggiore regolarità della costruzione.

La disposizione a spinapesce presentava il vantaggio che i singoli strati si sorreggevano da soli appena chiusi, poiché la forza di coesione della malta era sufficiente a tenere i mattoni di uno strato fissi allo strato precedente, già compiuto e quindi portante.

La disposizione per filari trasversali, consisteva nel disporre i mattoni con le loro facce maggiori normali ai muri di piedritto, invece che paralleli, cosicché i piani di giunto che si alternavano erano quelli paralleli all’asse invece che quelli normali.

La volta risultava, in tal modo, costituita da tanti archi o anelli elementari indipendenti, poggiati l’uno a ridosso dell’altro.

Inoltre, gli anelli potevano essere situati in piani verticali con mattoni disposti secondo una superficie conica, oppure inclinati con i mattoni disposti in un piano avente la medesima inclinazione o disposti secondo superfici coniche. L’idea di disporre i mattoni su piani inclinati nasceva da una duplice esigenza: evitare uno spostamento laterale dei diversi strati; e risparmiare le armature provvisorie, poiché disponendo i mattoni inclinati rispetto alla superficie d’intradosso, gli stessi mattoni erano parzialmente sostenuti dal filare precedente. (27)

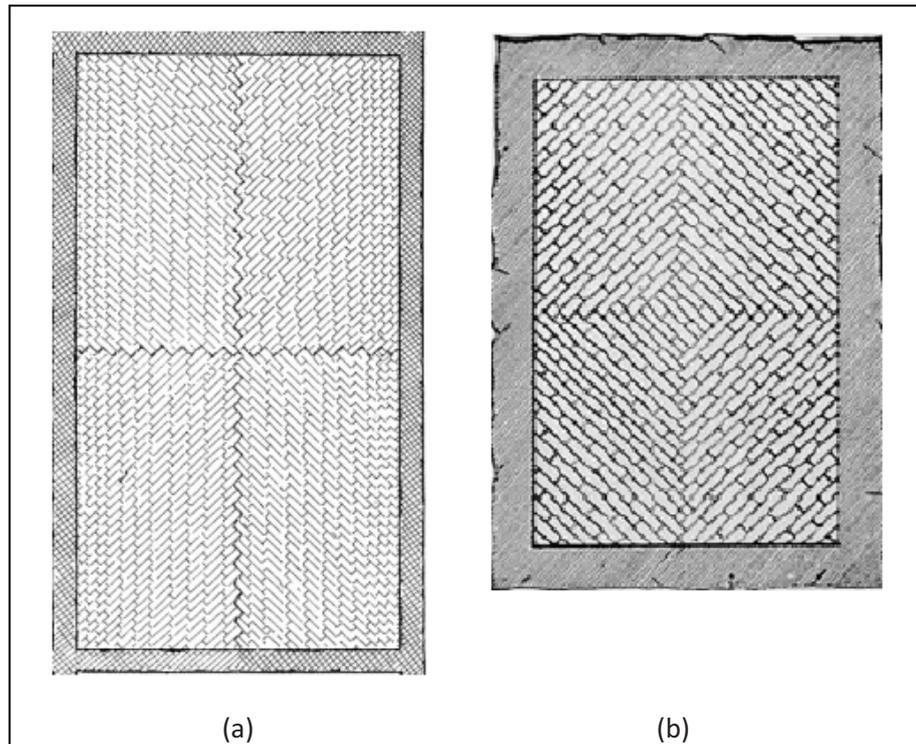


Fig. 15- Pianta Volta a botte ad apparecchiatura a spina-pesce inversa (a) e diritta (b).

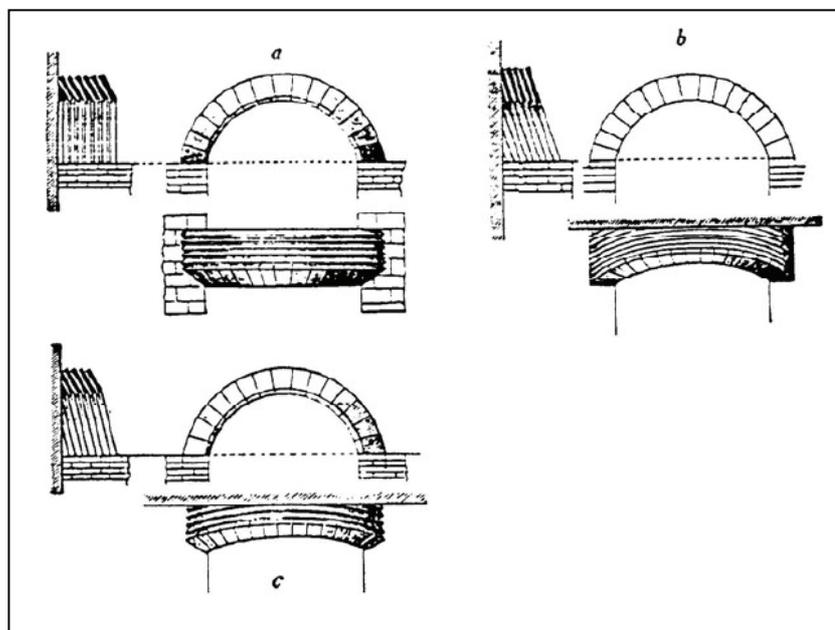


Fig. 16- Varianti per apparecchiatura trasversale nelle Volte a botte.

Questo sistema, utilizzato per le volte ribassate, offriva i seguenti vantaggi:

- la muratura non presentava linee di rottura continue;
- i giunti discontinui longitudinali non presentavano che un quarto dello sviluppo che avevano nella disposizione longitudinale con giunti radiali;
- vi era una maggiore superficie di contatto nel senso della spinta, pertanto l'attrito e l'aderenza della malta tendevano a ridurla;
- si poteva fare a meno del manto ed anche di molte centine, poiché la posa dei filari si poteva eseguire sopra una sola centina che si spostava di mano in mano che la costruzione della volta avanzava;
- la spinta sui piedritti veniva alquanto ridotta, poiché, essendo i letti dei giunti trasversali leggermente convessi, una parte della spinta è trasmessa ai muri di testa.

Nonostante tali pregi, l'apparecchio normale presentava un difetto che lo rendeva poco utilizzato. Il problema era che non si realizzava un'efficace collegamento fra i conci, come invece si aveva nel sistema longitudinale, poiché la volta risultava costruita da una successione di archi semplicemente accostati e ciò a svantaggio della solidità della volta.

Per coprire locali rettangolari si preferiva realizzare le volte con l'apparecchio diagonale oppure a spinapesce.

L'apparecchio sbieco o diagonale era caratterizzato dal fatto che la volta risultava costituita da archi elementari, tutti paralleli, i quali non erano più disposti secondo la curva direttrice, ma in direzione normale alle diagonali oppure alle bisettrici degli angoli della pianta. (28)

Questi sistemi costruttivi presentavano il vantaggio che le spinte invece di trasmettersi completamente sui muri d'imposta, come accade nelle volte a botte con filari longitudinali e trasversali, si trasmettono in parte anche sui muri di testa. Pertanto si può ragionevolmente ipotizzare che le volte a botte su pianta rettangolare e notevolmente ribassate dei piani primo e secondo del Complesso di San Giovanni in Monte, siano state realizzate secondo tali modalità costruttive. (19)

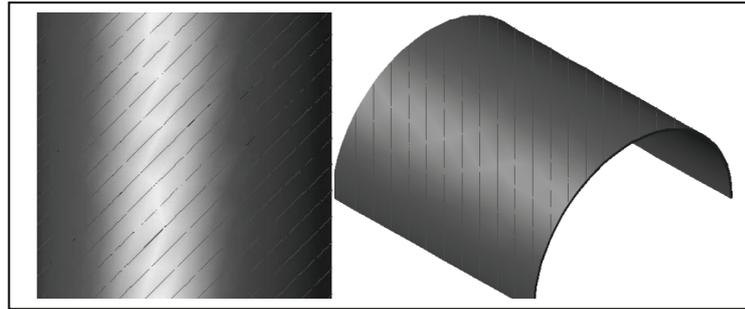


Fig. 17- Apparecchiatura diagonale in una volta a botte.

Per le volte a **padiglione**, costituite da fusi ricavati dalla volta a botte, venivano generalmente utilizzate le stesse apparecchiature impiegate nelle volte a botte e, quindi, i filari venivano in genere disposti in ciascuno dei fusi, rettilinei e paralleli alla rispettiva retta d'imposta. Le diagonali costituivano però un punto debole, infatti frequentemente si lesionavano; pertanto, per evitare tale inconveniente, veniva spesso utilizzata una disposizione con filari perpendicolari alle diagonali.

Nel caso di volte a padiglione su pianta poligonale, poiché lo spigolo non forma un angolo di  $45^\circ$ , era necessario tagliare i mattoni per riuscire a creare il collegamento lungo la diagonale. Spesso i filari potevano, allora, essere posati a spinapesce, nonostante anche questa disposizione richiedesse particolari cure nella realizzazione dei collegamenti al centro del fuso, lungo il quale si creavano sovente delle fessure. (25)

Per le volte a **botte con teste di padiglione** invece, la tessitura più usata comportava la collocazione di filari paralleli alle imposte per tutti e quattro i lati fino a circa un terzo della freccia. Si procedeva, poi, realizzando filari diagonali in corrispondenza di ogni angolo fino a quando questi non si fossero incontrati sul lato più corto e infine, si proseguiva disponendo i filari paralleli al lato più corto.

Questa tecnica consentiva di smussare leggermente gli angoli nelle zone in cui i mattoni erano disposti a  $45^\circ$  rispetto all'imposta, nel tentativo di creare un maggiore collegamento e di rinforzare quella zona in cui si sviluppano gli sforzi maggiori.

Per la realizzazione delle volte a botte con teste di padiglione, tra le più usate negli edifici civili, un'altra tecnica consisteva nell'eseguire i primi filari

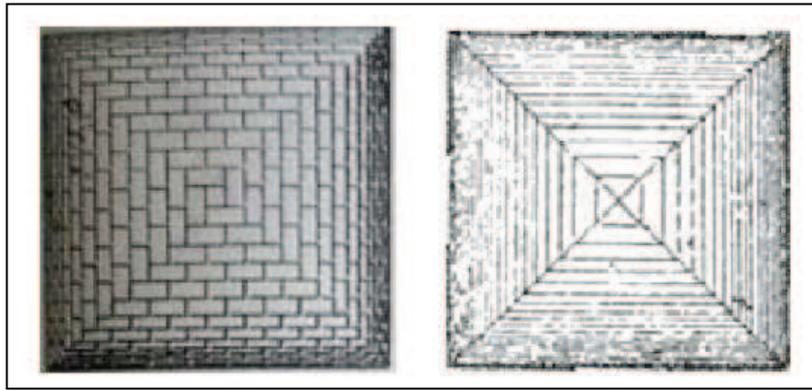
di una testa in prossimità delle imposte nel modo consueto e proseguire disponendo i restanti mattoni a spinapesce, posandoli a secco sopra l'aggraziatura ad una distanza di circa 1 cm l'uno dall'altro sul manto dell'armatura. In seguito veniva versata malta mista a calce e gesso, in modo da andare a colmare gli interstizi fra i mattoni e di creare una cappa di circa 1cm di spessore. Terminata la posa dei mattoni, veniva immediatamente realizzato il rinfianco impiegando coccio di mattone e colata di gesso.

Per le volte a **crociera**, realizzate interamente in laterizi, i filari di mattoni si disponevano in ciascuna delle unghie, rettilinei e normali al rispettivo arco d'imposta, oppure con filari perpendicolari alle costole diagonali, anche se questa disposizione richiedeva una maggiore capacità tecnica dei costruttori in quanto i filari, congiungendosi al centro di ogni unghia, andavano sagomati per consentire un corretto innesto. (25)

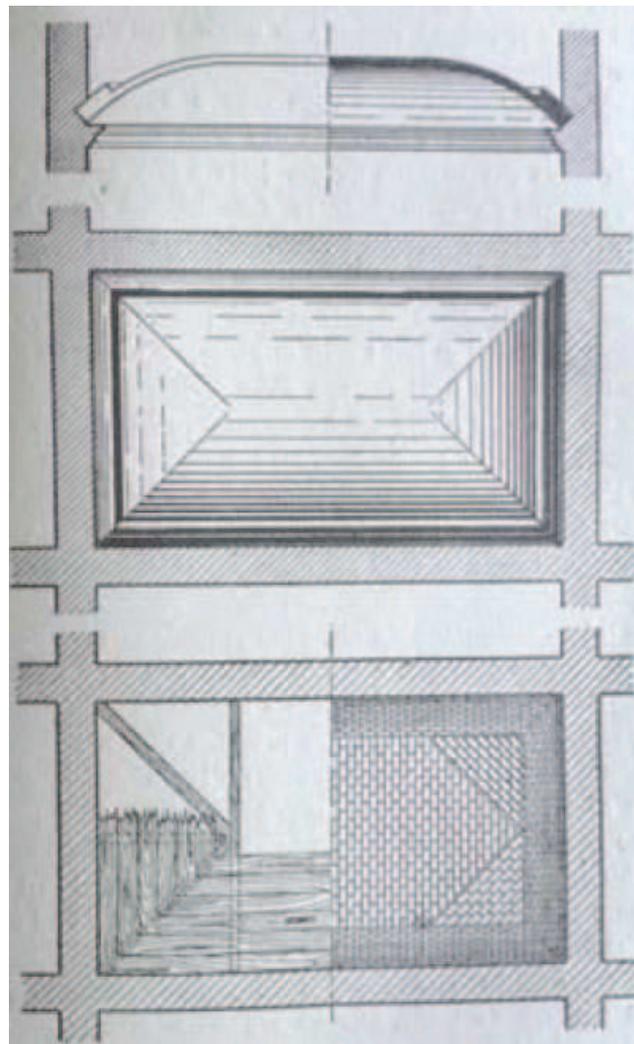
In effetti nel piano interrato di San Giovanni in Monte si ritrovano volte a crociera con apparecchiature della prima modalità costruttiva cioè con i filari di mattoni, in ciascuna delle unghie, rettilinei e normali al rispettivo arco d'imposta,.

Nelle volte a **vela** si disponevano i filari di mattoni secondo i paralleli dell'intradosso, sostituendo però agli anelli centrali, troppo piccoli, filari diretti lungo le due linee mediane diagonali. In alternativa, poteva essere usata un'apparecchiatura a filari disposti ad archi a 45°, oppure ad anelli convessi verso l'alto, normali ai piani frontali degli archi di contorno.

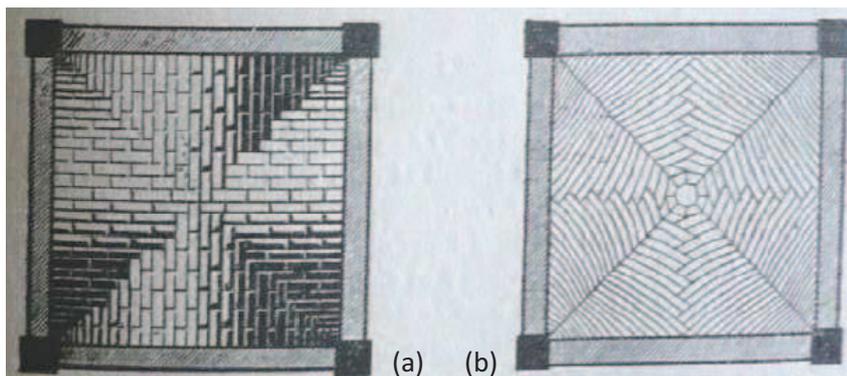
Anche in questo caso, si può individuare un tentativo di migliorare il comportamento strutturale delle volte cercando di far scaricare parte della spinta trasmessa ai pilastri sugli arconi di testata.



**Fig. 18-** Apparecchiature per volte a padiglione, con filari paralleli alla retta di imposta, nella prima figura si vede come essi si incastrino a spina di pesce lungo le diagonali.



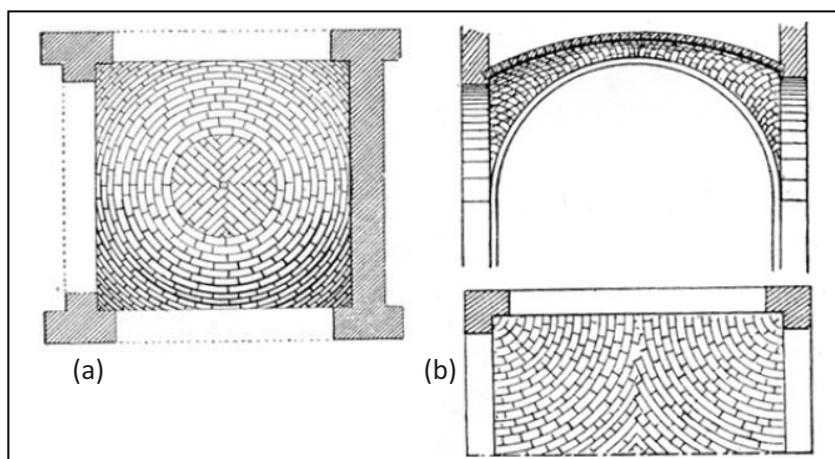
**Fig. 19-** Apparecchiatura per volte a botte con teste di padiglione.



**Fig. 20-** Apparecchiature per volte a crociera con filari rettilinei e normali al piano d'imposta (a), oppure perpendicolari alle costole diagonali (a).



**Fig. 21-** Intradosso Volta a crociera con apparecchiatura a filari normali alle linee d'imposta ("Locale supporto lab. Informatica Piano interrato SGM)



**Fig. 22-** Apparecchiature per volte a vela: filari secondo i paralleli dell'intradosso tranne che nel cervello della volta (a) e apparecchiatura ad anelli convessi verso l'alto (b).

Durante la posa dei mattoni, soprattutto per la realizzazione di volte di notevoli dimensioni, si prestava molta attenzione ad evitare eccessive deformazioni alle centine. Le maestranze procedevano quindi costruendo simmetricamente la volta e inoltre disponevano un carico in chiave in modo da bilanciare lo sforzo all'altezza delle reni. Talvolta, in alternativa, si inseriva nella mezzeria della centina un monaco su cui si appoggiavano dei saettoni che trasferivano il carico delle reni al centro della centina.

I due fianchi della volta venivano costruiti contemporaneamente, non solo per equilibrare le spinte sulla centina, ma anche perché, in questo modo, al momento del disarmo, l'abbassamento dell'arco o della volta sarebbe stato lo stesso in tutti i punti in quanto la malta avrebbe avuto la medesima consistenza. (23)

La parte più delicata della costruzione della volta era la posa dei conci in chiave; tale operazione se ben eseguita, avrebbe consentito di ridurre al minimo l'abbassamento del vertice durante il disarmo della volta.

Poiché l'abbassamento era, solitamente, dovuto alla compressione degli strati di malta tra i conci, la cosiddetta serraglia, ossia il concio di chiave, doveva avere dimensioni maggiori rispetto al vano lasciato dagli altri conci e, una volta posizionato un sottilissimo strato di malta, doveva essere collocato battendo con una mazza più o meno pesante in relazione al volume del cuneo ed alla qualità del materiale impiegato.

Ultimata la posa, si procedeva alla colata (gettata) con malta di gesso e sabbia, oppure con malta di calce, a seconda dei casi, previa inaffiatura abbondante dei mattoni, onde evitare che, per l'avidità del laterizio, non venisse assorbita la parte acquosa della malta disseccandola prima della presa e distruggendone l'efficacia.

Per realizzare la colata, i muratori preparavano al di sopra della volta un'impalcatura indipendente, leggera e posante sui muri, in modo tale da non gravare sulla volta, non ancora in grado di sostenere il carico.

Se la colata veniva realizzata in gesso, per evitare che si rapprendesse, venivano allentati i cunei per far scendere di qualche centimetro tutta l'impalcatura portante; ciò consentiva la circolazione dell'aria sulla

superficie di intradosso della volta in modo tale che la presa del gesso potesse procedere regolarmente.

Le strutture voltate potevano essere realizzate in più strati per resistere meglio ai carichi applicati e, a tal fine, era necessario che gli strati fossero in qualche modo legati in tutto il loro spessore. (19)

### 5.2.3 IL DISARMO

Dopo aver realizzato la volta si procedeva al suo disarmo. Questa era un'operazione particolarmente delicata in quanto era necessario evitare rapidi assestamenti della volta, che avrebbe potuto deformarsi o addirittura crollare.

Alcuni costruttori procedevano lasciando passare un mese o sei settimane dal compimento della volta prima di togliere l'armatura.

Questa prassi costruttiva, consigliata anche da Rondelet nel suo "Trattato dell'arte di edificare", si mostrò, però, deleteria in quanto, togliendo la centina quando ormai la malta aveva fatto presa, la volta si abbassava rapidamente e in seguito all'assestamento, al suo interno si creavano delle lesioni che, in alcuni casi, potevano portare al collasso della struttura.

I manuali di architettura sottolineano, invece, la necessità di allentare leggermente i sostegni su cui le armature si appoggiano prima dell'indurimento della malta, in modo tale che i conci si serrino nella corretta posizione, stabile e identica per ciascuno.

La volta assume così il suo carico con gradualità e i cedimenti non producono effetti dannosi. (29)

Bisognava, però, prestare attenzione a non disarmare troppo presto per non far nascere pressioni troppo elevate nei giunti, che avrebbero portato alla fuoriuscita della malta e quindi a cedimenti troppo elevati.

L'esperienza aveva, infatti, mostrato che il cedimento e il conseguente crollo delle volte non avveniva istantaneamente, perciò era necessario disarmare in maniera progressiva, abbassando la centina di una certa

quantità e facendo trascorrere un po' di tempo per consentire l'assestamento della struttura.

Per raggiungere questo scopo, era necessario realizzare un sistema tra la centina e ciascun cavalletto o ritto, costituito da una coppia di cunei ad angolo acuto. Facendo scorrere l'uno o l'altro dei due cunei di una stessa coppia, era possibile ottenere un abbassamento verticale della centina. (19)

Un sistema semplice ed economico, che consentiva di eseguire il disarmo in maniera più regolare e senza scosse, consisteva nel collocare in corrispondenza dell'imposta di ciascun cavalletto dei sacchi di tela o di cuoio, che venivano svuotati da operai i quali, tagliando il sacco, favorivano la fuoriuscita di sabbia con una piccola asta.

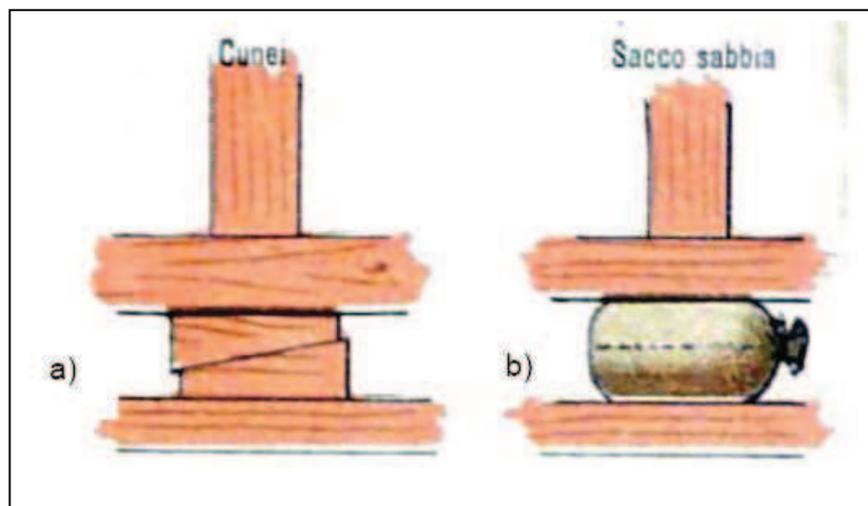


Fig. 23- Sistemi di Disarmo delle volte.

## 5.2.4 I LAVORI COMPLEMENTARI

Terminata la costruzione della volta e tolta la centina, era consuetudine riempire le reni con rottami murati con malta di calce o in gesso ed eventualmente collocare tiranti in ferro per contenere la spinta della volta.

Molto spesso sopra la volta doveva essere realizzato un piano di calpestio e ciò comportava la necessità di creare un piano orizzontale.

L'estradosso della volta veniva, perciò, riempito con materiali di risulta disponibili in cantiere.

La realizzazione del rinfiacco determinava un aumento di resistenza tra le reni ed il piedritto, poiché incrementando il peso della volta proprio nella zona soggetta a rottura (coincidente con un terzo della montata), andava a contrastare la naturale spinta. (19)

In effetti il riempimento, pur aumentando il carico verticale sulla volta, consente di limitare lo sviluppo di sforzi flessionali.

In molti trattati, fin dalla metà del XV secolo, viene consigliato per le volte in mattoni, l'uso di riempimenti leggeri, che da un lato consentono di sgravare la volta dall'eccessivo carico verticale causato dal materiale incoerente e dall'altro permettono di irrigidire la struttura.

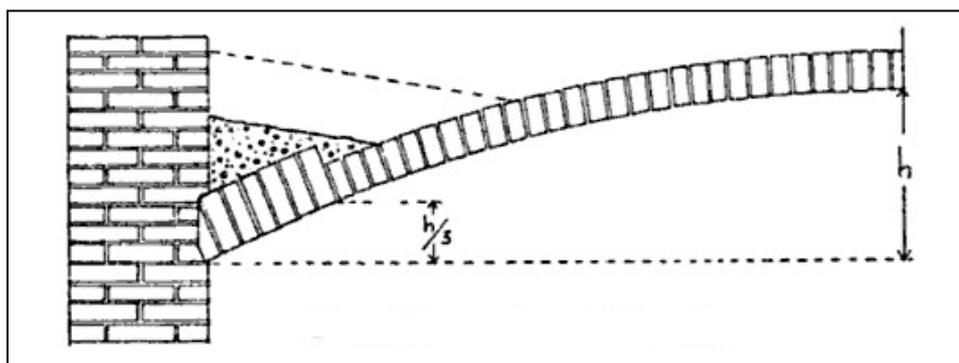


Fig. 24- Rinfiacco della volta.

Una soluzione trascurata nella manualistica italiana del XIX secolo anche se probabilmente diffusa nella pratica costruttiva, per limitare la flessione nelle volte e creare un piano orizzontale garantendo comunque un'adeguata leggerezza, consiste nella posa in opera di muretti in laterizio, chiamati frenelli, sugli estradossi delle volte.

Rondelet descrive per la prima volta tali muretti, come una sorta di nervatura estradossale, che a volte si portava fino al livello del piano orizzontale superiore e che, all'occorrenza, poteva sostenere il solaio realizzato superiormente, lasciando delle cavità interne. I frenelli erano in grado di assicurare l'aumento della stabilità della volta, poiché irrigidendo la struttura senza appesantirla troppo, ne limitavano gli effetti flessionali.

Nella pratica costruttiva per lo stesso scopo, si realizzavano molto spesso costoloni e nervature all'estradosso delle volte. (26)

Le volte, essendo strutture spingenti, in alcuni casi necessitavano anche di elementi in grado di assorbire la spinta orizzontale e quindi di assicurare la stabilità della spalla. Quando possibile, la stabilità strutturale era affidata ai piedritti stessi, che dovevano avere una sezione sufficientemente ampia. Tuttavia spesso le spalle erano troppo sottili e non in grado, da sole, di reggere il carico orizzontale delle volte; perciò, soprattutto a partire dal XIII-XIV secolo, archi, volte e cupole, iniziarono ad essere realizzati inserendo, direttamente in fase costruttiva, elementi di rinforzo lignei o metallici, detti catene, in grado di contrastare la spinta della struttura voltata, in particolare nel caso di sestri ribassati e murature con sezioni non sufficienti. (29)

Nonostante le varie discussioni sull'efficacia (nel tempo) e l'estetica delle catene, a partire dal XV secolo, l'inserimento di tali presidi strutturali diventò una prassi costruttiva diffusa e consolidata.

Le catene lignee, generalmente di rovere o di larice, venivano ancorate con zanche metalliche al capochiave in ferro inserito nella muratura.

In presenza di muri particolarmente sottili, le catene lignee venivano sostituite con quelle in ferro.

Le catene più comunemente usate avevano sezione rettangolare variabile da 40x8mm, a 60x12mm, con un occhiello alle estremità. Queste venivano poste orizzontalmente all'intradosso della volta, a circa un terzo della freccia, e bloccate con una barra o paletto anch'esso in ferro, inserito all'interno dell'occhiello. (25)

Il paletto, o capochiave, aveva la duplice funzione di distribuire lo sforzo sulla muratura perimetrale e di mettere in trazione la catena. Poteva avere

un profilo cuneiforme, o sezione rettangolare e venire associato a zeppe metalliche battute all'interno dell'occhiello prima del disarmo della volta.

La catena doveva essere preventivamente tesata, in quanto solo in questo modo avrebbe potuto esercitare una spinta attiva sulla muratura fin dall'inizio, limitandone le eventuali deformazioni.

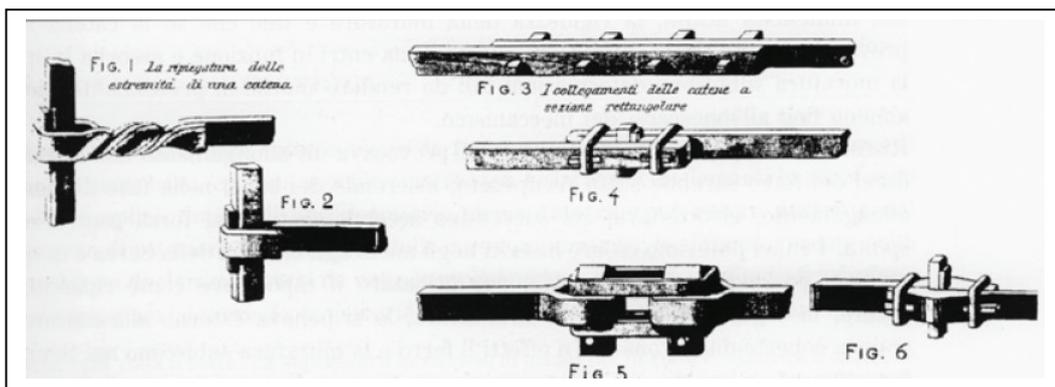
Per ottenere un'adeguata tesatura, la catena veniva preventivamente riscaldata, generando quindi un allungamento. A questo punto venivano battute le zeppe o cunei nell'occhiello e, in seguito al raffreddamento e al conseguente ritiro della barra metallica, il tirante era in grado di esercitare un'azione orizzontale, sui piedritti e sulla volta, contraria alla spinta generata dalla volta stessa.

Poiché i cedimenti viscosi riguardanti sia la muratura che il ferro, potevano portare col tempo ad una riduzione della tensione nella catena, poteva rendersi necessario ripetere l'operazione di tesatura ribattendo il paletto. Questo veniva preferibilmente posto all'esterno della muratura o, se doveva essere nascosto per motivi estetici, veniva incorporato nel muro ricavando apposite sedi, poi ricoperte dall'intonaco. (29)

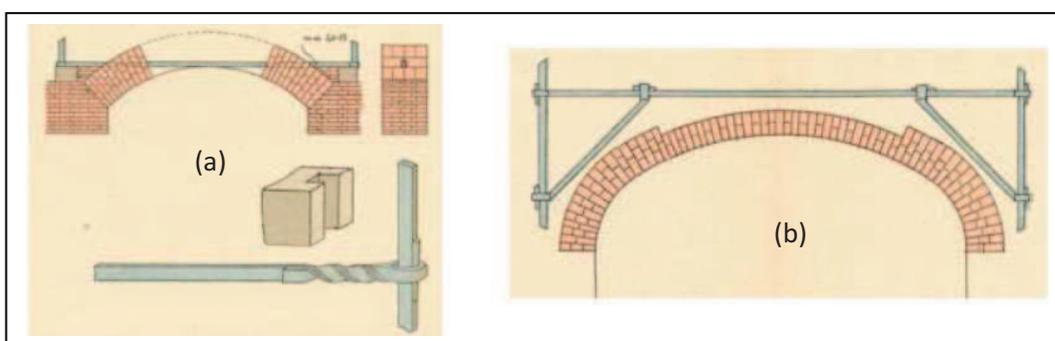
I paletti all'esterno dell'edificio, venivano spesso inseriti inclinati di 45°, poiché tale posizione consentiva di esercitare il migliore contrasto contemporaneamente sulla volta e sul muro perpendicolare alla facciata.

Spesso per motivi estetici, le catene potevano essere collocate in corrispondenza della chiave di volta. Tali catene definite estradossali, risultavano meno efficaci rispetto a quelle intradossali, in quanto non erano posizionate nel punto in cui agiva effettivamente la spinta della volta, ma leggermente più in alto. Pertanto era necessario inserire dei "braghettoni", ossia degli elementi metallici inclinati che, partendo da circa un terzo della catena, si estendevano fino all'imposta della volta.

Il capochiave veniva allora allungato fino al piano d'imposta e inserito anche nell'occhiello del braghettone, al fine di diffondere l'effetto della catena anche alla zona delle reni. Tuttavia le "catene a braga" non erano comunque in grado di assicurare da sole il contenimento della spinta delle volte. (30)



**Fig. 25-** Particolari degli ancoraggi con Capichave dei tiranti metallici per Volte, e particolari dei Nodi intermedi (per catene formate da due o più elementi).



**Fig. 26-** Catene metalliche estradossali con particolare del capochiave (a), Catene metalliche estradossali con "braghettoni" (b).

Le strutture voltate del Complesso di SGM, presentano molto spesso tiranti metallici intradossali a sezione circolare, disposti a livello delle reni, a collegamento dei muri di testa o di quelli longitudinali, e talvolta nelle zone d'angolo a collegamento delle murature fra loro ortogonali.

In alcuni casi, l'ancoraggio del tirante avviene esternamente alla muratura stessa. Risulta, quindi, visibile all'esterno dell'edificio la struttura del capochiave, generalmente costituito da un paletto in ferro a sezione rettangolare, inserito nell'occhiello di estremità della catena insieme ai cunei necessari per l'infissione.

Pertanto, vista la tipologia costruttiva, si può presupporre che tali catene siano state inserite in fase di realizzazione delle strutture voltate, ma in certi casi potrebbero essere state oggetto di un successivo intervento di miglioramento strutturale. (19)



**Fig. 27-** Ancoraggio con Capochiave esterno alla muratura (facciata esterna SGM prospiciente Via de' Chiari).



**Fig. 28-** Catene nell'Aula Prodi.



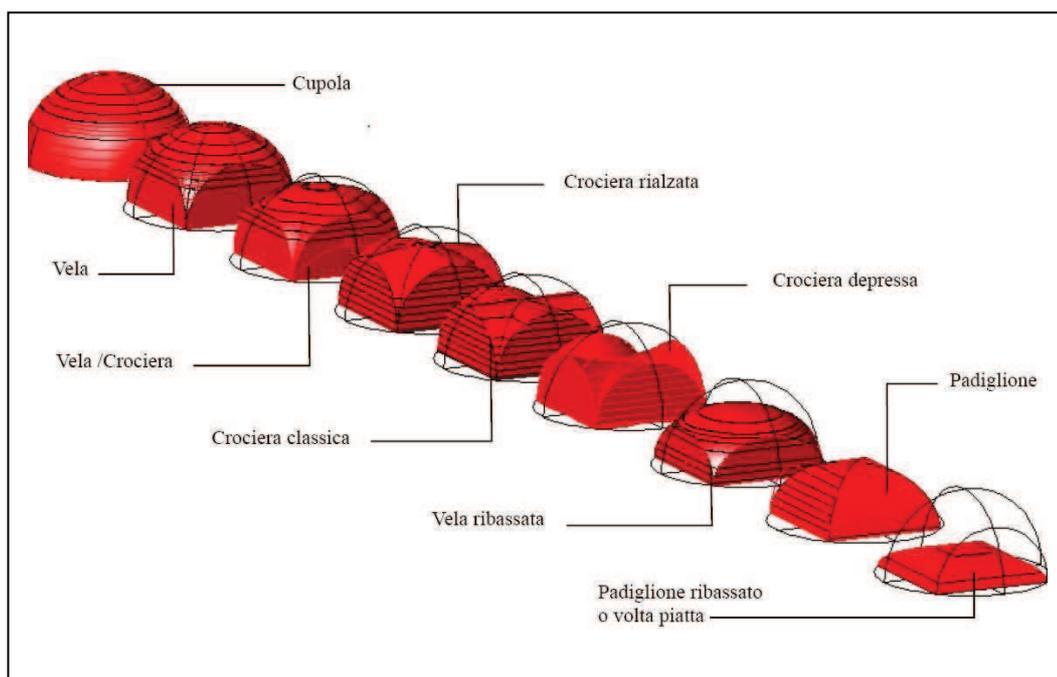
**Fig. 29-** Catene biblioteca Piano Secondo.

## Capitolo 6

# Particolari costruttivi e comportamento strutturale delle volte

**Il complesso di San Giovanni in Monte  
presenta coperture voltate di diversa forma che vanno a coprire  
ambienti dalle dimensioni più varie ai diversi piani del complesso.**

**Si vanno pertanto ad analizzare  
i particolari costruttivi delle volte storiche in muratura ed il  
comportamento strutturale delle stesse.**



**Fig. 1-** Scansione geometrico-tipologica dei soffitti a volta, tesa a sottolineare l'appartenenza di queste strutture ad una stessa famiglia di elementi costruttivi, che trova nella cupola e nella volta piatta le due configurazioni estreme, oltre alle forme canoniche intermedie.

## 6.1 Particolari costruttivi

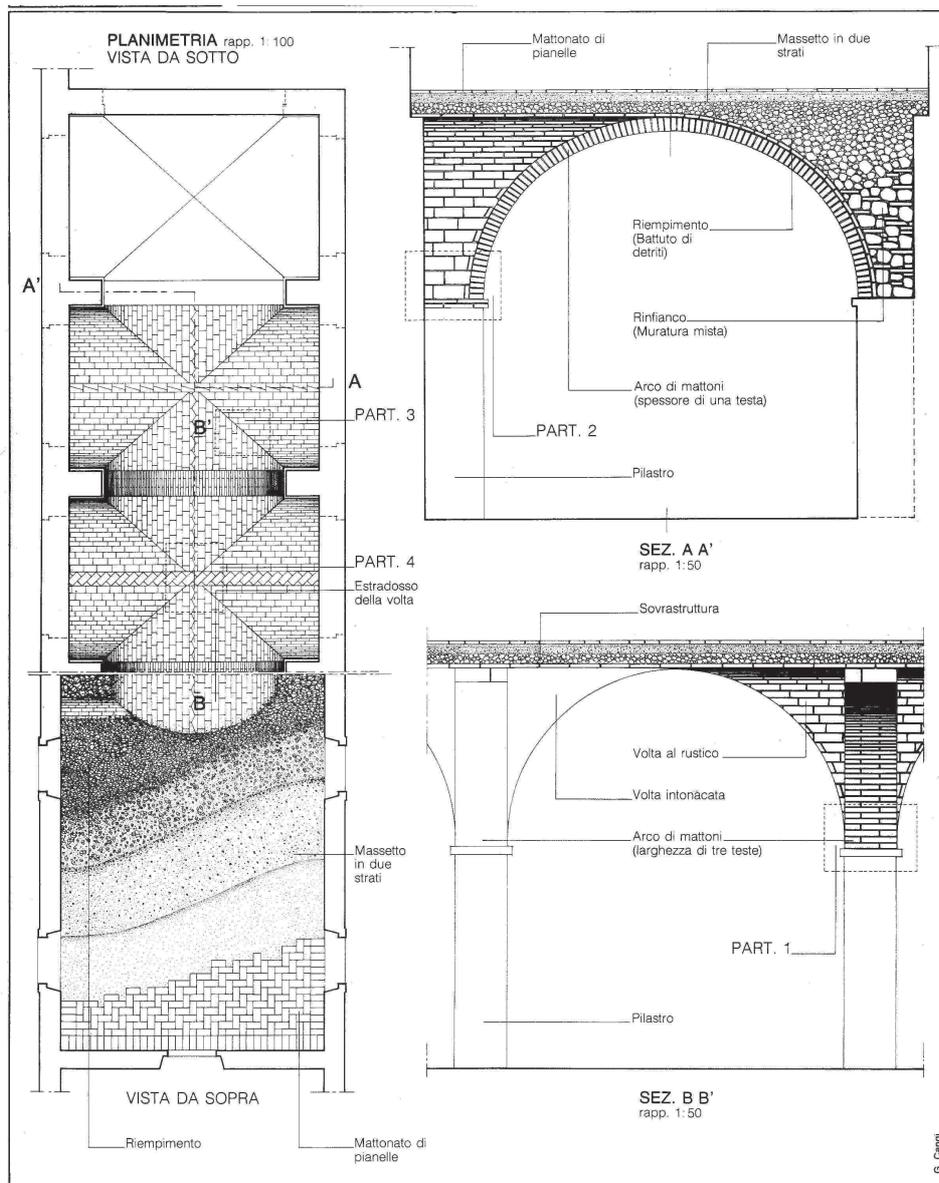
Spesso, l'attenzione di chi deve valutare la resistenza della volta, è catturata dalla conformazione geometrico-architettonica, mentre non si prendono in considerazione aspetti costruttivi molto più importanti per l'analisi strutturale.

Infatti, per comprendere e analizzare i meccanismi resistenti che si instaurano nelle volte reali, è necessario analizzare la tecnica costruttiva e, in particolare, il sistema di tessitura dei mattoni, un fattore piuttosto complesso e poco indagato, che incide fortemente sul comportamento statico.

L'interpretazione del quadro fessurativo e l'analisi dei dissesti non possono prescindere dalla conoscenza del modo in cui i mattoni sono posti in opera e dalle caratteristiche dei materiali utilizzati.

Accade, invece, che lo studio dell'apparecchio laterizio venga spesso ridotto ad una sommaria analisi dell'intradosso, a causa delle difficoltà che un'indagine approfondita comporta in presenza di intonaci e pavimenti. In fase di accertamenti preliminari, la difficoltà di accesso può, in parte, essere superata attraverso il confronto tipologico con elementi di simili caratteristiche. (6)

### 6.1.1 VOLTE A CROCIERA DI MATTONI IN FOGLIO



**Fig. 2-** Esempio di Volta di mattoni apparecchiati in foglio con geometria a Crociera, realizzata in cinque campate consecutive (Tavola 4, “Manuale del recupero del Comune di Città di Castello”- F.Giovanetti).

La tavola precedente, illustra un esempio di volta a crociera di mattoni apparecchiati in foglio, realizzata in cinque campate consecutive al piano terra dell'ex mattatoio comunale di Città di Castello. (30)

E' stata presa in considerazione tale opera, poiché molto probabilmente simile nelle modalità costruttive alle strutture voltate a crociera che si ritrovano nel Complesso Monumentale di San Giovanni in Monte.



**Fig. 3-** Serie di Volte a Crociera a copertura del porticato al piano terra su un lato del Chiostro grande del Complesso di SGM.

Secondo la tipologia costruttiva impiegata a Città di Castello, i laterizi (33 x 16,5 x 6 cm) sono accoppiati per costa, appoggiati sulla centina con la faccia principale, murati con malta di gesso e sistemati secondo le generatrici dei cilindri, a giunti sfalsati.

La soluzione con mattoni in foglio, se da un lato garantisce un risparmio di materiale rispetto alla disposizione a coltello (circa 1/3 dei mattoni), dall'altro rende instabile il manto laterizio a causa dello spessore ridotto della volta.

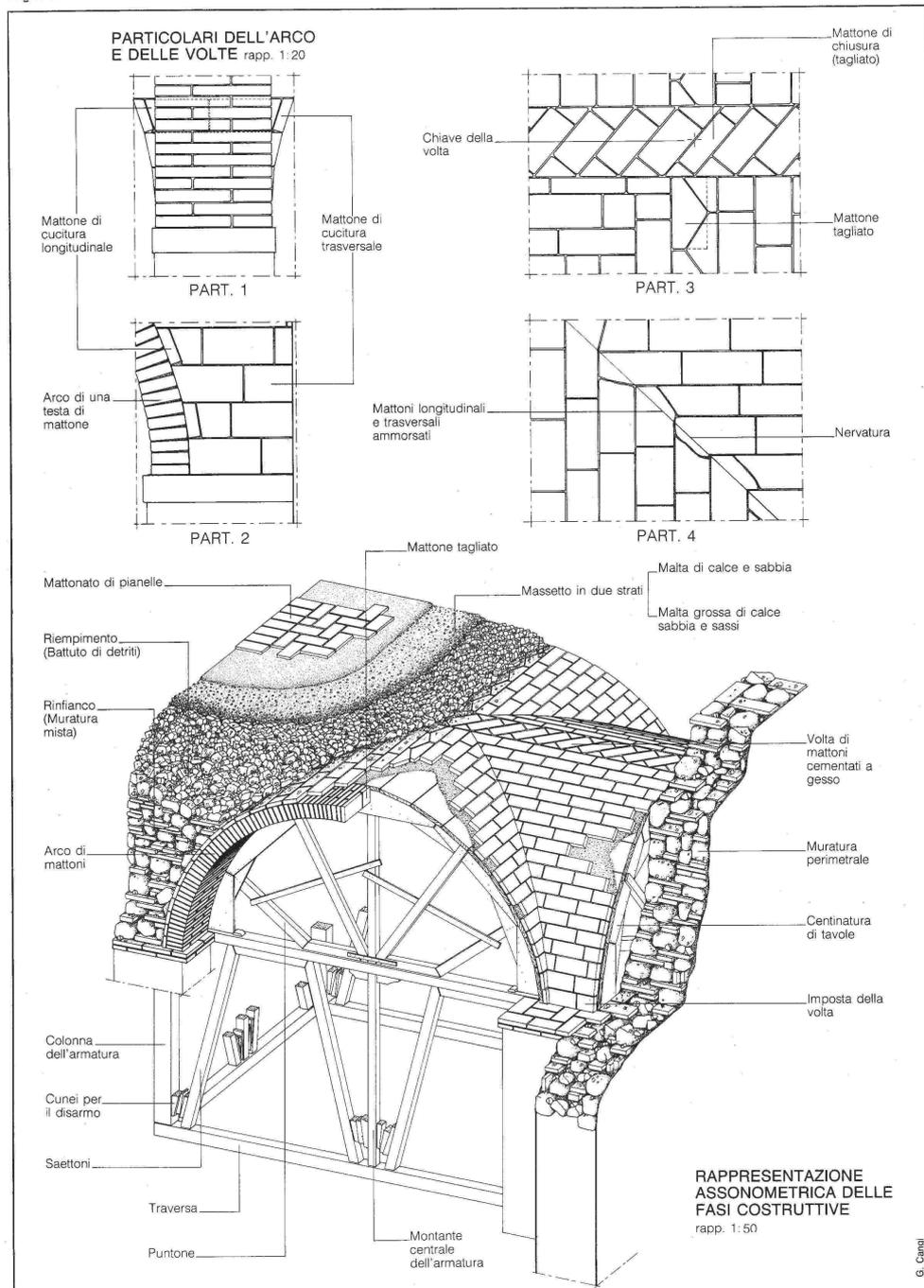
In questo caso il fenomeno è comunque scongiurato dalla presenza degli arconi di irrigidimento sull'intradosso, e dal riempimento di calcinacci sull'estradosso, che impediscono le deformazioni della volta, rendendo il sistema in grado di sopportare sia i carichi statici, sia le sollecitazioni anomale determinate dal sisma. (30)

Lo sbandamento dell'esile struttura laterizia verso l'alto, viene contrastata dal materiale di riempimento, mentre all'intradosso si confida su un effetto di forma per stabilizzare il sistema. (6)

Il taglio dei laterizi lungo la nervatura è simile alla soluzione con accoltellato di mattoni (**fig. 4, particolare 4**), mentre la chiusura in chiave secondo le direzioni longitudinali e trasversali, presenta soluzioni geometriche diverse in funzione dello spazio residuo fra gli ultimi filari.

L'Assonometria, nella seguente figura, mostra la successione delle fasi costruttive della volta con la sovrastruttura di calcinacci, il massetto e il mattonato.

La centina fissa, ricostruita in riferimento alle strutture tipiche, evidenzia gli elementi portanti principali e il sistema di cunei di legno necessari per il corretto disarmo.



**Fig. 4-** Particolari costruttivi e Rappresentazione assonometrica delle fasi costruttive (Foglio 2 – “Manuale del recupero del Comune di Città di Castello”- F.Giovanetti).

L'uso di centine mobili, frequente in questo genere di lavorazione, è reso possibile dalla rapida presa del gesso e dal peso ridotto della struttura.

Le spinte della volta, trovano in questo caso il contrasto dei pilastri oltre che del muro laterale, per cui l'effetto spingente viene efficacemente assorbito dal sistema dei muri d'appoggio attraverso il carico trasmesso dalle murature sovrastanti. (30)

Un altro esempio di modalità costruttive, altrettanto valido, per le volte a crociera, potrebbe essere suggerito dalle tecniche tradizionali abruzzesi. (19)

In questo caso i mattoni apparecchiati in foglio, sono disposti perpendicolarmente alle costole diagonali (**fig.5**) congiungendosi al centro di ogni unghia, e sono sagomati per consentire un corretto innesto.

La tecnica a tessitura diagonale deriva da una ricercata semplificazione nella costruzione delle nervature e da queste prende origine per estendersi all'intera superficie della volta, con filari di mattoni che disegnano linee diagonali. (31)

I vantaggi rispetto alla tecnica tradizionale, che prevede la disposizione dei filari di mattoni in ciascuna delle unghie, rettilinei e normali al rispettivo arco d'imposta, sono evidenti; i mattoni appoggiati in diagonale su piani perpendicolari alle nervature, richiedono un solo taglio di adattamento all'angolo che formano le unghie alle diverse quote (**fig.6**).

La realizzazione dell'imposta è simile a quella della tecnica classica, ma al procedere della costruzione verso le reni emergono significative differenze nella disposizione dei mattoni, ancora più evidenti quando ci si avvicina al punto di chiave.

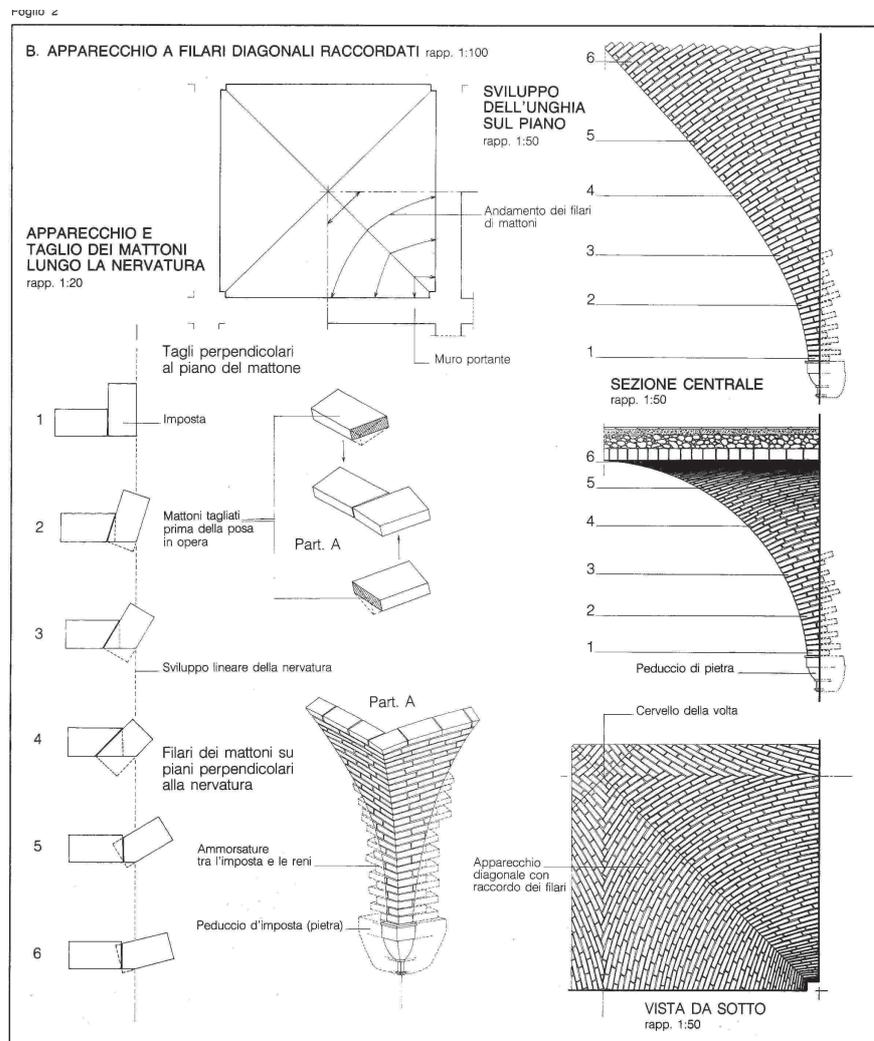
Il cervello della volta a tessitura diagonale chiude con la formazione di rombi che si restringono verso il centro, mentre con i mattoni disposti secondo le generatrici si forma una croce orientata secondo gli assi mediani della struttura. (6)

Il disegno dei filari di mattoni e dei giunti di malta che appaiono all'intradosso è molto diverso nei due casi, per cui dal solo aspetto esteriore si riesce a riconoscere senza dubbi la tecnica impiegata, quando l'intonaco non ricopre il paramento.

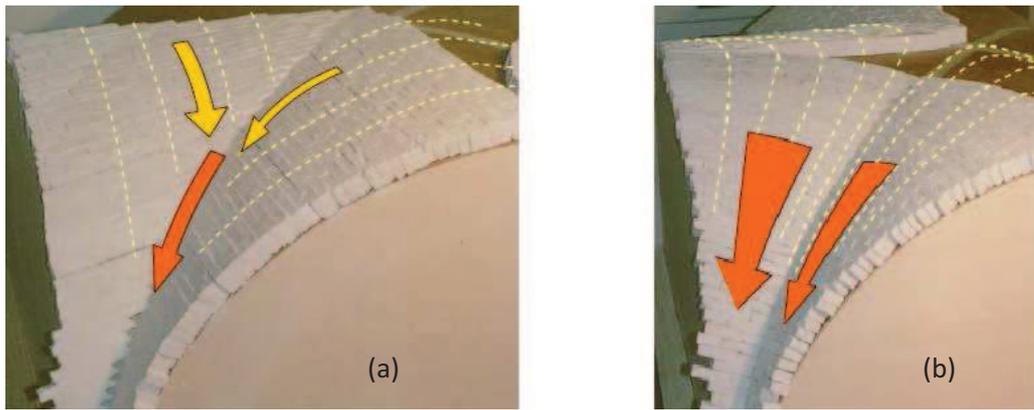
Quella estetica è tuttavia una questione marginale; l'equilibrio globale della struttura infatti non dipende dal tipo di tessitura, mentre vi sono delle differenze sensibili nella diffusione degli sforzi interni.

Nella configurazione classica i flussi di compressione seguono l'andamento degli archi impostati sulle nervature diagonali, secondo i meccanismi resistenti delle volte a crociera (**fig.6a**).

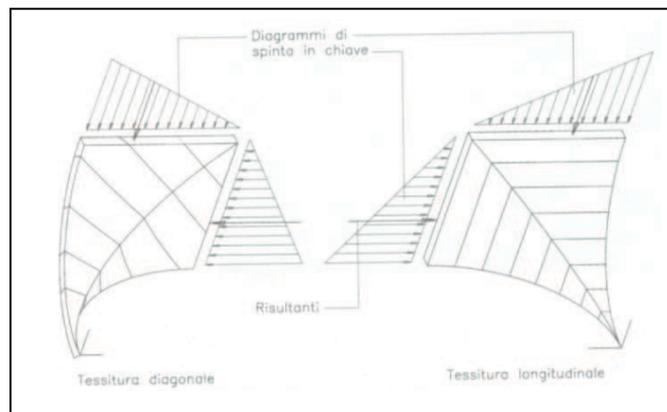
Nelle stesse crociere, realizzate con la tecnica a tessitura diagonale, i flussi di compressione seguono percorsi ortogonali ai giunti e assumono una configurazione assimilabile al meccanismo resistente delle volte a padiglione, con gli archi inclinati verso il centro della volta (**fig.6b**). (31)



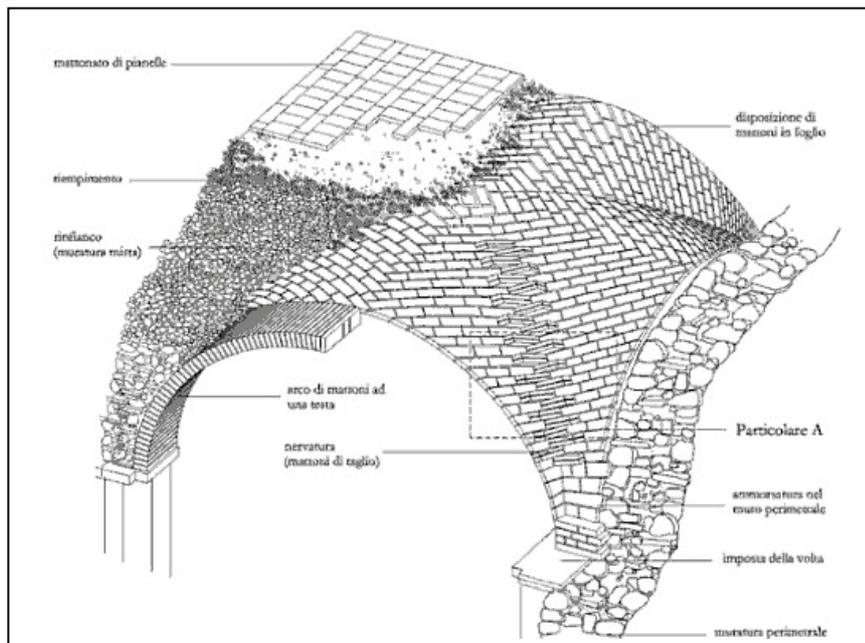
**Fig. 5-** Volta a crociera a tessitura diagonale – Stereotomia e disposizione dei laterizi. (Foglio 2 -"Manuale del recupero del Comune di Città di Castello"- F.Giovannetti).



**Fig. 6-** Andamento dei flussi di compressione nella volta a crociera realizzata con sistema a tessitura longitudinale (a), o a tessitura diagonale (b).

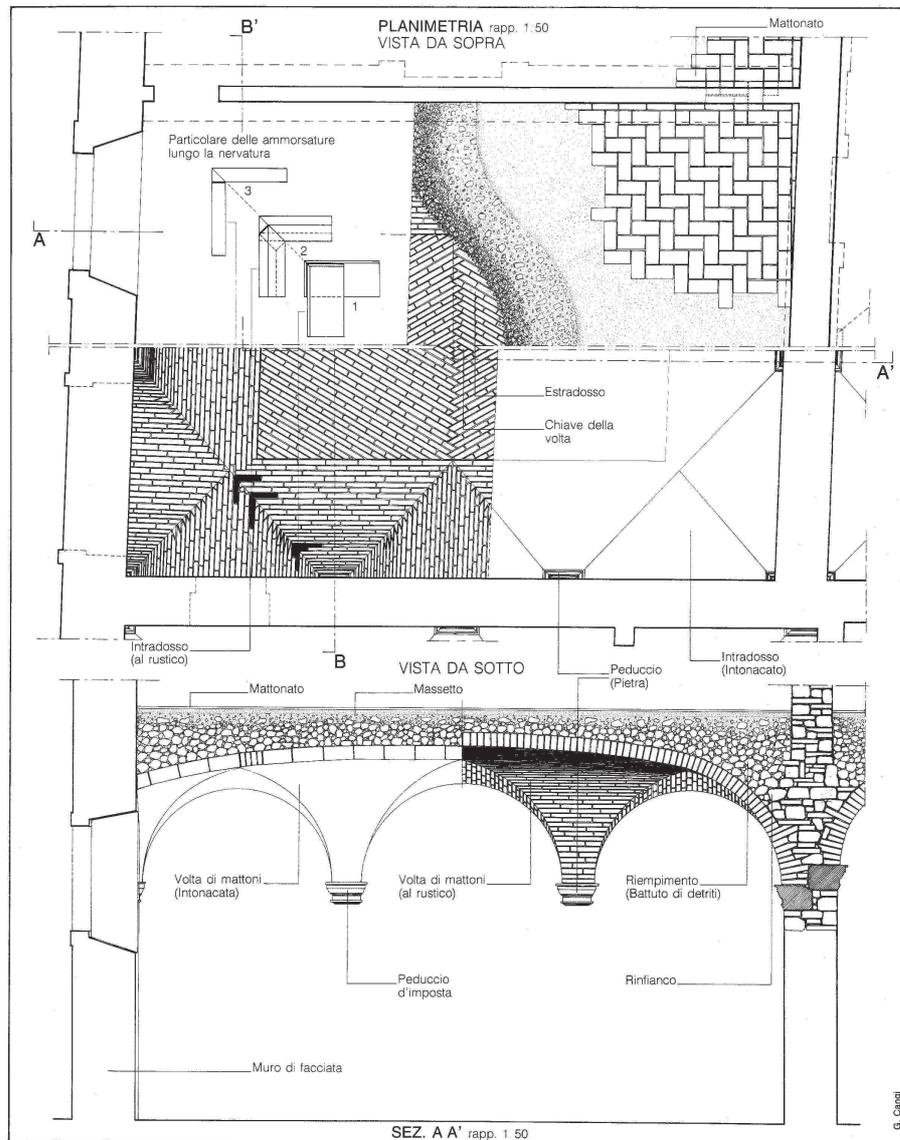


**Fig. 7-** Quarti di crociera realizzati con le tecniche a tessitura diagonale e a tessitura longitudinale a confronto, e distribuzione delle spinte equilibranti.



**Fig. 8-** Assonometria: fasi costruttive Volta a crociera di mattoni in foglio con filari perpendicolari alle diagonali ("La Costruzione Tradizionale in Abruzzo. Fonti, materiali e tecniche costruttive dalla fine del Medioevo all'Ottocento"- C.Vignaroli).

### 6.1.2 VOLTA A BOTTE CON TESTE DI PADIGLIONE, A PROFILO RIBASSATO, LUNETTATA



**Fig. 9-** Esempio di Volta a botte con teste di padiglione, a profilo ribassato e con lunette perimetrali (Tavola 3 – “Manuale del recupero del Comune di Città di Castello”- F.Giovanetti).

La volta laterizia rappresentata nella tavola precedente, rilevata al piano terra di un edificio cinquecentesco, riassume le caratteristiche salienti di una tecnica costruttiva molto diffusa, facilmente adattabile ad ambienti di forma rettangolare, e molto probabilmente utilizzata per le strutture voltate con profilo ribassato a botte con teste di padiglione e lunette perimetrali, riscontrate nel Complesso di San Giovanni in Monte (“Sala Prodi”).

La tecnica illustrata riguarda il tipo di volta laterizia costruita con mattoni apparecchiati di coltello con giunti sfalsati, secondo il sistema a tessitura longitudinale, con i filari che seguono le linee parallele alle pareti, interrotti a cadenze regolari dalla tessitura trasversale delle lunette. (30)

Quello che si presenta come un accorgimento costruttivo atto a conferire spessore e quindi maggiore stabilità alla volta, mostra almeno due limiti oggettivi che possono compromettere le prestazioni antisismiche dell'elemento strutturale. Le volte realizzate con mattoni disposti di testa, infatti, così come le murature costituite da soli diatoni, non garantiscono quel comportamento monolitico della struttura laterizia che, al contrario, viene favorito dal sistema di tessitura "alla gotica", ovvero, da una regolare alternanza di diatoni e ortostati. Inoltre, la realizzazione delle connessioni lungo le nervature diagonali, già piuttosto difficoltosa per le volte sottili ad una testa, risulta molto più complessa da creare con i mattoni disposti di testa e comunque di scarsa efficacia.

Nell'esempio analizzato, lo spessore è di una testa di mattone e la volta presenta un profilo ellittico ribassato; questa conformazione permette di contenere lo spessore medio del materiale di riempimento necessario per creare il piano di calpestio, e quindi ne deriva una sensibile riduzione del peso proprio. (6)

La posa in opera dei laterizi sopra la centina non richiede particolari accorgimenti, ad eccezione delle nervature, dove sono visibili i tagli eseguiti per realizzare gli incastri e seguire la geometria delle arcate.

Dall'imposta, dove i mattoni sono appoggiati per piano, alla chiave, dove invece sono collegati per testa, si passa attraverso situazioni intermedie che richiedono tagli con angolazioni variabili in relazione alla quota raggiunta. (30)

I laterizi vengono appoggiati sulla centina e tagliati una prima volta per aderire al profilo dell'unghia ortogonale; un secondo taglio permette di creare l'appoggio per l'ingranamento con il filare ortogonale. (6)

Il riempimento superiore è costituito da calcinacci battuti, sopra i quali è disposto il massetto in malta di calce, sabbia grossa e sassi, mentre il

mattonato di rifinitura è adagiato su uno strato di allettamento in malta di calce e sabbia passata al setaccio.

L'apparecchio del campo centrale, in questo caso con tessitura a rombo simmetrica rispetto agli assi mediani, può presentare soluzioni diverse, nascoste dall'intonaco di finitura. (30)

Ciò lascia presupporre che la disposizione dei filari diagonali sia motivata soprattutto da esigenze statiche più che estetiche, probabilmente per indirizzare i flussi di compressione verso i punti d'angolo.

I peducci di pietra sono posti ad interasse regolare su ciascun lato e segnano il passo strutturale delle lunette. A questi elementi spesso compete una semplice funzione decorativa, essendo costituiti da lastre di pietra sottili applicate alla parete in fase di completamento; raramente i peducci sono ricavati dai blocchi di maggiore dimensione che si osservano nel caso illustrato, ammorsati nel muro e tali da contribuire alla diffusione degli sforzi nella parete. (6)

La tecnica costruttiva richiede l'uso di centine robuste del tipo illustrato nell'assonometria (**fig.10**), rifinite superiormente con un impasto di paglia e argilla, modellato secondo la geometria desiderata.

Il disarmo doveva avvenire lentamente, in più giorni e con estrema cura, allentando gradualmente i cunei di legno per mettere in tensione la volta ed anche per controllare gli effetti indotti sulle pareti d'imposta.

Le ammorsature della volta con la struttura muraria interessano il tratto dell'imposta alle reni, mentre il sesto delle lunette ne resta completamente privo (mattoni appoggiati alla parete), per evitare la formazione di lesioni al momento del disarmo o in seguito a successivi assestamenti. (30)

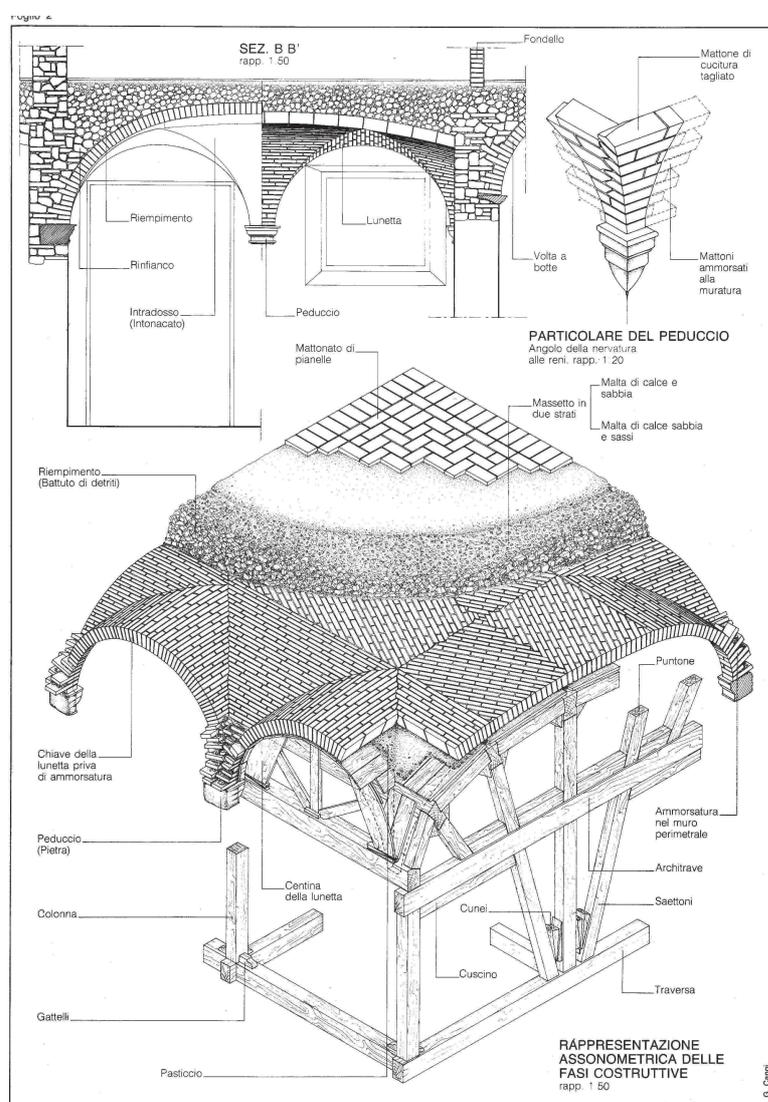
Questa particolarità costruttiva conferisce alla volta il carattere di struttura isostatica, capace di adattarsi a diverse configurazioni geometriche, imputabili a modesti cedimenti degli appoggi, senza l'innescare di tensioni coattive.

La configurazione isostatica della volta è accentuata dai giunti fra i mattoni, realizzati con malta di calce di scarsa resistenza, quindi capaci di simulare vincoli a cerniera.

Nelle volte a botte i filari di mattoni, orientati secondo le generatrici, espongono le strutture al rischio di instabilità del campo centrale, con l'innescarsi degli stessi cinematismi flessionali che caratterizzano il dissesto negli archi.

Questo rischio è parzialmente compensato dall'azione stabilizzante assicurata sia dal rinfiacco che dalla presenza delle lunette che, inserite tra le reni ed il cervello della volta, assumono il ruolo di puntoni producendo, inoltre, una sensibile riduzione del peso complessivo.

L'effetto stabilizzante è reso ancora più evidente dal profilo rampante delle generatrici e dall'inclinazione data ai mattoni, che in questo modo esplicano un'azione di contrasto molto più efficace. (6)



**Fig. 10-** Rappresentazione assonometrica delle fasi costruttive (Foglio 4 – “Manuale del recupero del Comune di Città di Castello”- F.Giovanetti).

### 6.1.3 VOLTA A BOTTE IN MATTONI

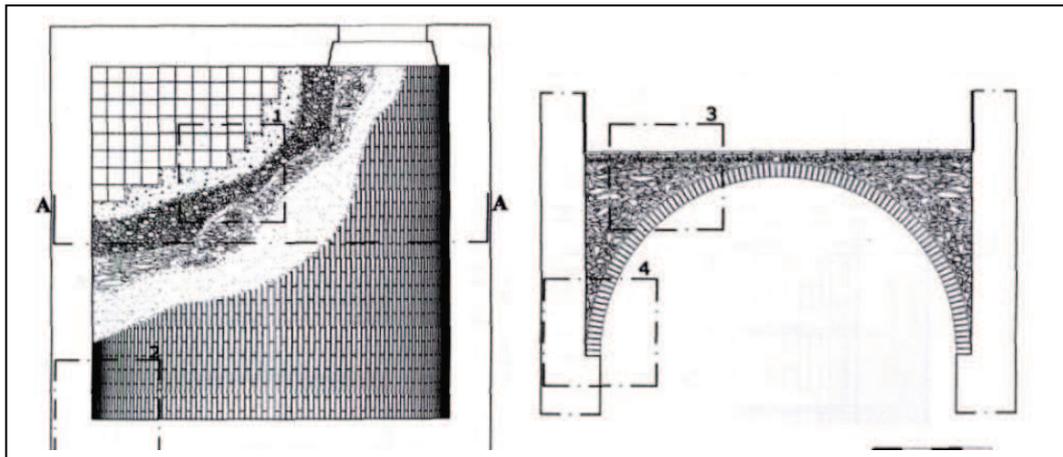


Fig. 11- Esempio Volta a botte in mattoni ad apparecchio longitudinale: sezione e pianta.

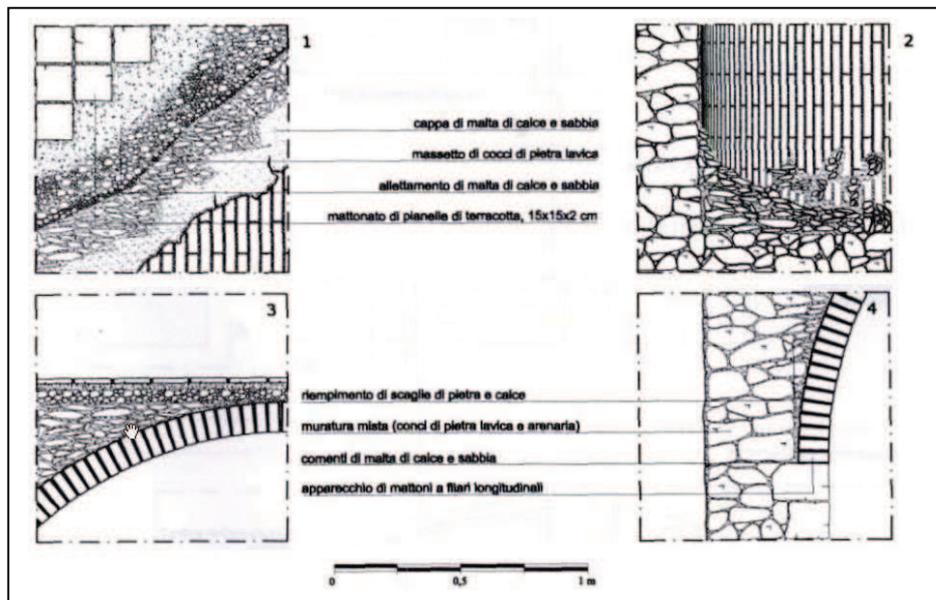


Fig. 12- Particolari Costruttivi.

Nell'esempio mostrato nelle precedenti figure, la disposizione dei mattoni è a filari paralleli alle linee d'imposta, come per le volte a botte con intradosso faccia a vista, del piano interrato del Complesso di San Giovanni in Monte.

Per strutture voltate ubicate nei sotterranei alle volte si utilizzava il terreno stesso come sostegno in sostituzione delle centine. La metodologia costruttiva più diffusa e versatile, perché utilizzabile ad ogni piano della costruzione, prevedeva, però, l'impiego di armature lignee.

Nell'esecuzione dei lavori si procedeva simmetricamente dalle imposte verso il vertice, affinché l'armatura risultasse caricata uniformemente e la malta acquistasse in ogni parte la stessa consistenza, con un assestamento uniforme della volta. Subito dopo la loro erezione, le centine subiscono un calo sotto l'azione del peso proprio, mentre tendono a rialzarsi verso la chiave dal momento in cui vengono messi in opera i cunei dei fianchi della volta. Allo scopo di evitare questo innalzamento del vertice della curva di intradosso, conviene armare le centine con opportuni tiranti e caricare provvisoriamente le armature verso le loro vette con un certo numero di conci o pesi amovibili, finché non rimanga che eseguire la chiusura della volta. (24)

Una modalità costruttiva alternativa, in grado di garantire una maggiore stabilità al sistema, prevede la disposizione dei mattoni di coltello fino a un terzo della monta, proseguendo poi con mattoni disposti in foglio fino in chiave. Pertanto lo spessore della volta ringrossa in prossimità delle reni, in modo da garantire una migliore trasmissione delle forze sulle imposte.

## 6.2 Comportamento strutturale degli archi e delle volte

Realizzati in muratura di pietra concia, in pietrame, con laterizi o con muratura mista, gli archi e le volte dell'edilizia premoderna hanno seguito criteri costruttivi noti fin dall'antichità, che sono stati di uso comune nel mondo occidentale fino ai primi decenni del XX secolo per cedere, poi, definitivamente il passo alla tecnologia del ferro e del cemento armato.

Il meccanismo strutturale degli archi e delle volte sfrutta il naturale equilibrio che si instaura fra elementi murari posti a contrasto, attraverso l'insorgenza di forze orizzontali che ne garantiscono la stabilità, ma che, allo stesso tempo, possono causare dissesti alle strutture di sostegno. Il carattere "spingente" che contraddistingue queste strutture ne favorisce la propensione al dissesto, una propensione che i fenomeni sismici possono esaltare. (6)

Nella generalità degli edifici storici, tuttavia, anche se ricadenti in zone ad elevata sismicità, archi e volte sono presenti in grandissimo numero, spesso sopravvissuti a violenti terremoti, anche grazie ad accorgimenti continuamente perfezionati dalle tecniche costruttive tramandate nei secoli. L'arco è una struttura che si sostiene per mutuo contrasto dei conci che sono dunque soggetti a soli sforzi di compressione; la catenaria è invece la forma che una fune costituita da anelli assume naturalmente sotto l'azione del peso proprio, e costituisce la rappresentazione ideale di una struttura soggetta solo a trazione. Dunque per analogia inversa, se si stabilisce una corrispondenza in numero ed una proporzione in peso, fra i conci dell'arco e i relativi anelli della catenaria, data la luce, lo sviluppo dell'arco e le condizioni al contorno (vincoli), è teoricamente possibile stabilire quale sia la curva ideale di un arco soggetto a sola compressione attraverso una semplice operazione di sovrapposizione grafica fra l'arco e la catenaria ribaltata. La catenaria capovolta diviene, quindi, il luogo geometrico dei centri di pressione (linea di pressione).

L'equilibrio è garantito solo a condizione che la linea delle pressioni sia interna alla sezione strutturale dell'arco (ottimale se compresa nel terzo medio della sezione); se invece tale curva fuoriesce da tale dominio, la struttura risulta soggetta a sforzi di trazione che possono inficiare la stabilità complessiva e portare all'insorgenza di fessurazioni per distacco (denominate cerniere). La condizione critica limite di un arco a conci prima che si inneschi un cinematismo di collasso, è quello della formazione di tre cerniere. (33)

E' prassi comune considerare le volte come un'estensione spaziale degli archi bidimensionali ed associare strettamente le due strutture in quanto basate sugli stessi principi costruttivi. (6)

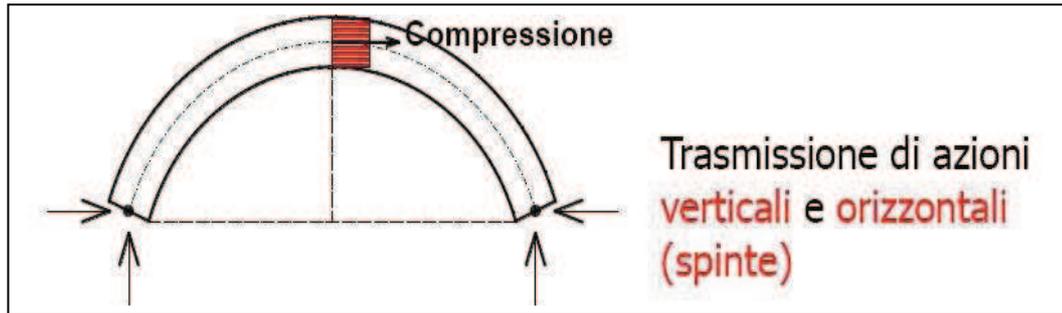
L'analogia costruttiva non trova, però, riscontro nel comportamento statico dei due elementi, a causa delle differenti condizioni di vincolo che influiscono sulla capacità di adattamento agli stati deformativi.

Nell'edilizia infatti, con poche eccezioni, gli archi sono generalmente "archi di parete", ossia elementi strutturali inseriti nelle strutture verticali dell'organismo edilizio, destinati a sostenere la porzione di muratura che sovrasta i vani di porte e finestre a qualsiasi quota disposti.

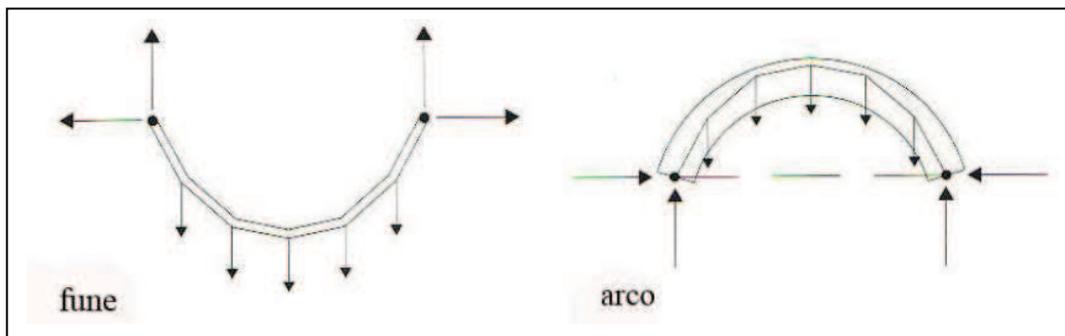
Le volte portanti rientrano, invece, nella categoria degli orizzontamenti destinati a sostenere piani di calpestio, che occupano in genere (ma non solo) i piani bassi dei fabbricati, dove il peso delle pareti sovrastanti è sufficiente a contrastare gli effetti delle spinte.

Mentre le volte sono generalmente libere di variare la propria configurazione a seguito delle sollecitazioni a cui sono sottoposte, per gli archi di parete molti movimenti sono impediti dalla presenza di masse al contorno che assumono la funzione di vincoli monolateri, in grado di impedire l'innescio dei più classici cinematismi strutturali.

Le volte, in quanto libere sull'estradosso, seguono i naturali meccanismi flessionali che caratterizzano il primo modo di danno, mentre negli archi di parete, vincolati al rispetto della forma, prevale la rottura a taglio con scorrimento dei conci. (6)



**Fig. 13-** Aspetti base del comportamento strutturale: Arco (Mentre nel caso della trave il peso viene trasmesso verticalmente ai sostegni, nel caso dell'arco sono trasmesse ai sostegni anche azioni orizzontali, cosiddette spinte, rivolte verso l'esterno).



**Fig. 14-** "Catenaria" di una fune soggetta al solo peso proprio o a carico uniformemente distribuito lungo il suo sviluppo – Arco e Curva di pressione o "Catenaria inversa".

L'analisi del comportamento statico di una volta costituisce un complesso problema di scienza delle costruzioni. Gli schemi statici ai quali si riconducono generalmente tali strutture sono quelli dell'arco e della lastra curva in regime di membrana.

Infatti, da un punto di vista geometrico le volte si considerano generate dalla traslazione di un arco lungo una direttrice ad esso ortogonale: la più semplice è la volta a botte, mentre le volte composte derivano dall'intersezione di più volte a botte.

Dal punto di vista statico la volta a botte può essere vista come una successione di archi paralleli; isolandone quindi una striscia di lunghezza unitaria, è possibile analizzare la distribuzione degli sforzi interni come per un arco. I muri d'ambito, sui quali la volta si appoggia, ne sopportano la spinta trasmessa con continuità dalle imposte. (34)

La stabilità è ottenuta per compressione, unica sollecitazione cui la pietra e la muratura sono in grado di resistere.

Per quanto concerne il funzionamento a membrana, esso è caratteristico delle volte aventi superficie media a doppia curvatura.

Comunque, in via approssimativa, il funzionamento a membrana può essere considerato predominante nel regime globale delle tensioni interne, per tutte le strutture aventi le caratteristiche delle volte sottili.

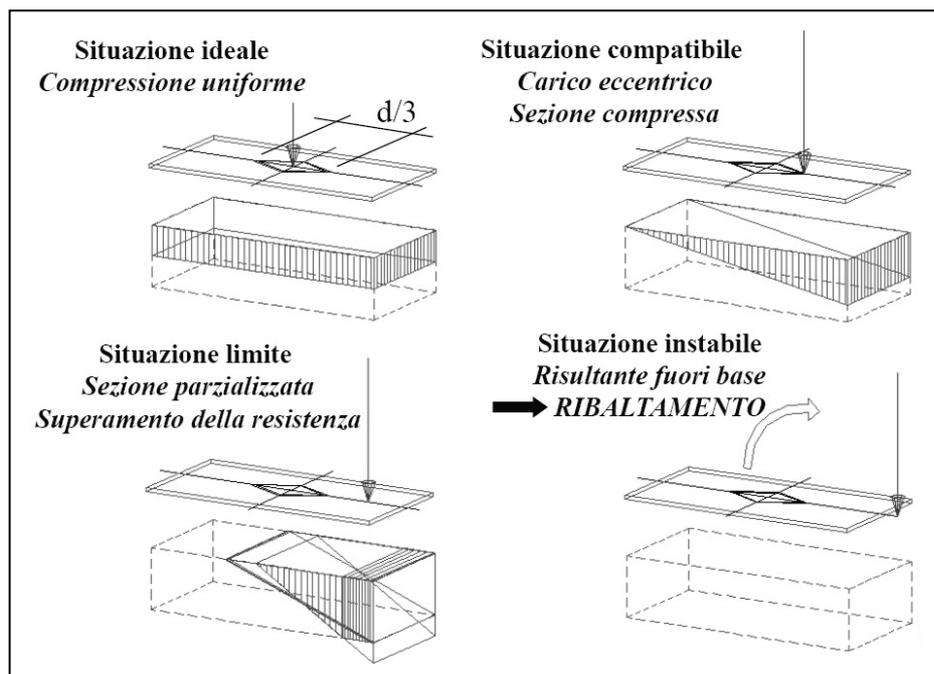
Per tali strutture, è possibile che si instauri il regime di membrana, per una qualsiasi distribuzione delle forze applicate. Va precisato, inoltre, che teoricamente, tale regime è subordinato all'ipotesi che la deformazione sia la medesima che si avrebbe se la superficie della volta fosse indefinita, anziché limitata sia trasversalmente sui due timpani, sia longitudinalmente lungo i due bordi. Nella realtà questo non si verifica quasi mai. (35)

La stabilità della volta dipende da tre condizioni:

- I vincoli devono essere in grado di contrastare efficacemente le azioni trasmesse dalla volta stessa (tramite una buona rigidità a pressoflessione della muratura o con la presenza di catene o contrafforti);
- la risultante delle pressioni si deve collocare all'interno del nocciolo di ciascuna sezione in maniera che il concio risulti compresso;
- le tensioni non devono mai superare i limiti di resistenza dei materiali. (41)

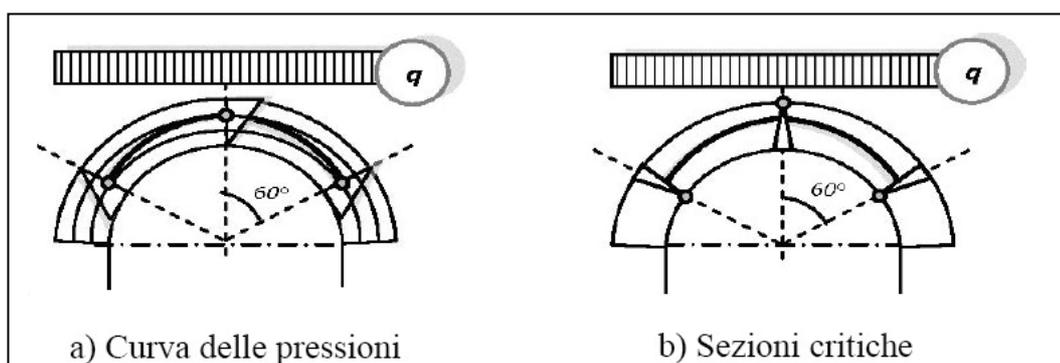
## 6.2.1 LA CURVA DELLE PRESSIONI ED IL NOCCIOLLO CENTRALE DI INERZIA

Da un punto di vista statico, la stabilità di una struttura voltata è garantita quando la curva delle pressioni, ovvero il poligono funicolare del carico permanente e di quello accidentale su di essa gravanti, passa all'interno del nocciolo centrale di inerzia di ciascuna sezione.



**Fig. 15-** Stabilità per compressione: la sezione rettangolare è tutta compressa se il centro di pressione cade all'interno del nocciolo centrale di inerzia detto terzo medio.

In particolare, tre sono le sezioni caratteristiche al di fuori delle quali la curva funicolare non deve cadere: la sezione in chiave e le due sezioni alle reni, individuate da un angolo di  $60^\circ$  rispetto alla verticale.



**Fig. 16-** Curva delle pressioni e Sezioni critiche di un Arco.

Qualora invece, la curva delle pressioni dovesse fuoriuscire dal predetto canale statico, a causa ad esempio di mutate condizioni di carico, la sezione si parzializzerebbe con conseguente nascita di tensioni di trazione. Fintanto che l'eccentricità rispetto al nocciolo centrale d'inerzia si mantiene modesta, l'arco pur fessurandosi è in grado rimanere in esercizio. Se la curva delle pressioni, già esterna alle linee del nocciolo, fuoriuscisse anche dalle linee di intradosso o estradosso, ovvero dai bordi dell'arco stesso, sopraggiungerebbe la crisi per formazione di una cerniera.

Fino alla formazione di tre cerniere, l'arco rimane comunque stabile configurandosi secondo il noto schema di arco a tre cerniere e quindi come struttura staticamente determinata; se il numero di cerniere aumentasse, la struttura diventerebbe labile (meccanismo o cinematismo) e l'arco collaserebbe. (35)

Si va ora ad illustrare come tracciare la curva delle pressioni per calcolare le sollecitazioni interne cui un arco è sottoposto. Assegnato un sistema qualsiasi di forze nel piano, esistono  $\infty^3$  poligoni funicolari connettenti il sistema di forze dato. Si consideri ad esempio la struttura illustrata nella seguente figura, caricata dalle forze esterne  $F_1, F_2, F_3, F_4$ .

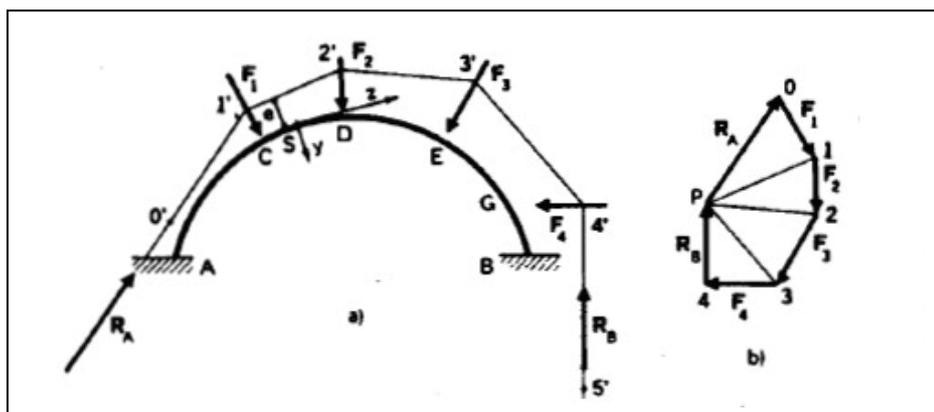


Fig. 17- Esempio di determinazione del poligono o curva delle pressioni.

Per l'equilibrio della struttura, le reazioni vincolari in A e in B devono costituire con la sollecitazione esterna un sistema nullo, quindi il poligono delle forze attive e reattive deve essere chiuso.

Poiché il sistema è 3 volte iperstatico, esistono  $\infty^3$  soluzioni per le reazioni vincolari nella statica dei corpi rigidi. Si suppone di conoscere le reazioni vincolari effettive, ottenute considerando il corpo deformabile.

Degli  $\infty^3$  poligoni funicolari che connettono le forze esterne  $F_i$ , si costruisce quello che rispetta le seguenti tre condizioni:

- a) Il primo lato del poligono sia parallelo alla retta di azione  $R_A$ ;
- b) L'ultimo lato del poligono sia parallelo a  $R_B$ ;
- c) Il primo lato del poligono coincida con la retta di azione  $R_A$ .

Le condizioni (a) e (b) individuano il polo P del poligono delle forze, mentre la terza condizione fissa il primo lato del poligono tra le infinite rette parallele a  $O'1'$ . Il poligono funicolare che connette le forze esterne e soddisfa le condizioni (a),(b),(c) è unico e prende il nome di poligono delle pressioni.

Il poligono delle pressioni viene denominato anche curva delle pressioni perché, come accade in generale, per la presenza di carichi distribuiti, esso è una curva, inoltre è denominato poligono delle successive risultanti in quanto, come si può notare, esso è il poligono delle direzioni delle successive risultanti delle forze applicate considerate partendo da un estremo e percorrendo con continuità l'asse della struttura. Il suo generico lato, cioè, è la retta di applicazione della risultante di tutte le forze che precedono questo lato.

Se si considera una generica sezione S del tratto CD (**fig.17a**), le forze a sinistra sono  $R_A$  ed  $F_1$ , la cui risultante R, rappresentata dal vettore (1-P) (**fig.17b**), è applicata al lato del poligono funicolare compreso tra  $F_1$  e  $F_2$ . Le componenti di tale risultante R secondo la tangente e la normale all'asse della trave, forniscono poi, rispettivamente, lo sforzo normale e il taglio in S, mentre il prodotto  $R_e$  della risultante per l'eccentricità e, dà il momento flettente in S.

La curva delle pressioni, quindi, fornisce una visione immediata delle condizioni statiche della struttura; essa cioè, costituisce una rappresentazione grafica sintetica dell'azione interna. (36)

La stabilità (mantenimento della configurazione di equilibrio) in molte strutture in muratura costituisce il criterio di progettazione più stringente. Non tanto nei confronti di fenomeni di instabilità euleriana (instabilità a carico di punta), dato che si tratta di elementi in genere piuttosto tozzi, quanto nei confronti di meccanismi simili a quelli di ribaltamento. (19)

La stabilità ottenuta per compressione è verificata se la geometria e la distribuzione delle masse garantiscono il corretto flusso delle forze (che devono rimanere all'interno del nocciolo centrale di inerzia) nelle sezioni resistenti, e se le sollecitazioni sono minori delle resistenze dei materiali. La linea delle pressioni rappresenta il percorso delle forze di compressione che si trasmettono attraverso i conci fino alle imposte e quindi ai piedritti che devono essere in grado di contrastare le spinte ricevute. (34)

## 6.2.2 IL METODO DI MERY: LA VERIFICA DI STABILITA' DELL'ARCO

La verifica dell'arco, come si evince dal precedente paragrafo, consiste nell'accertare che nelle sue sezioni non siano presenti forze di trazione; quindi è necessario verificare che la curva delle pressioni sia contenuta all'interno della fascia delimitata dal terzo medio di tutte le sezioni trasversali (nocciolo centrale d'inerzia).

Le ipotesi alla base del metodo grafico di Mèry sono le seguenti:

- arco simmetrico;
- carichi simmetrici;
- spinta trasmessa in chiave da un semiarco all'altro orizzontale;
- spessore dell'arco uniforme;
- massa concentrata lungo la linea d'asse.

Si determinano i carichi agenti sull'arco, considerando le parti di sovrastruttura che competono ad ogni singolo concio ed applicando la forza nel baricentro della regione relativa. Essendo l'arco simmetrico e simmetricamente caricato e vincolato, si può limitare lo studio a metà di esso, applicando nella sezione di chiave la forza trasmessa dalla restante parte. Tale forza ha retta d'azione orizzontale (ortogonale alla sezione rettangolare cui è applicata), e si considera applicata al terzo medio superiore della sezione stessa. (19)

Costruito il poligono funicolare dei carichi esterni relativo a metà arco, il problema si risolve utilizzando un poligono di equilibrio a passaggio obbligato per due punti: il terzo medio inferiore nella sezione di imposta e il terzo medio superiore nella sezione in chiave.

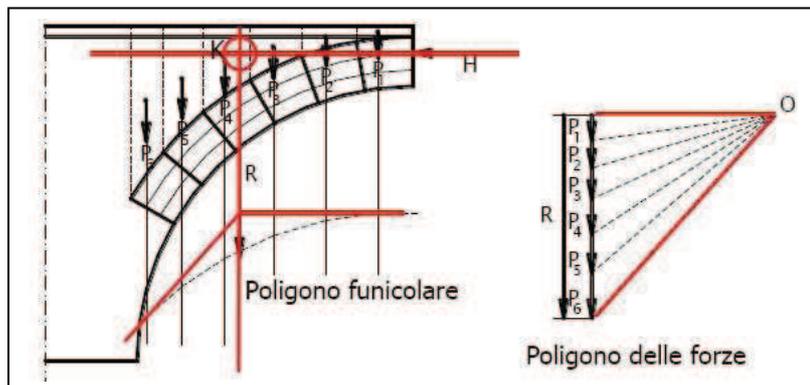


Fig. 18- Metodo di Mèry: determinazione poligono delle forze.

Per l'equilibrio, il poligono dei vettori deve risultare chiuso e le rette d'azione devono concorrere in un medesimo punto (K).

La retta d'azione della reazione d'imposta deve passare per K e per il terzo medio inferiore della sezione stessa. Si può costruire la curva delle pressioni dopo aver tracciato il poligono delle forze costruito sul polo Q.

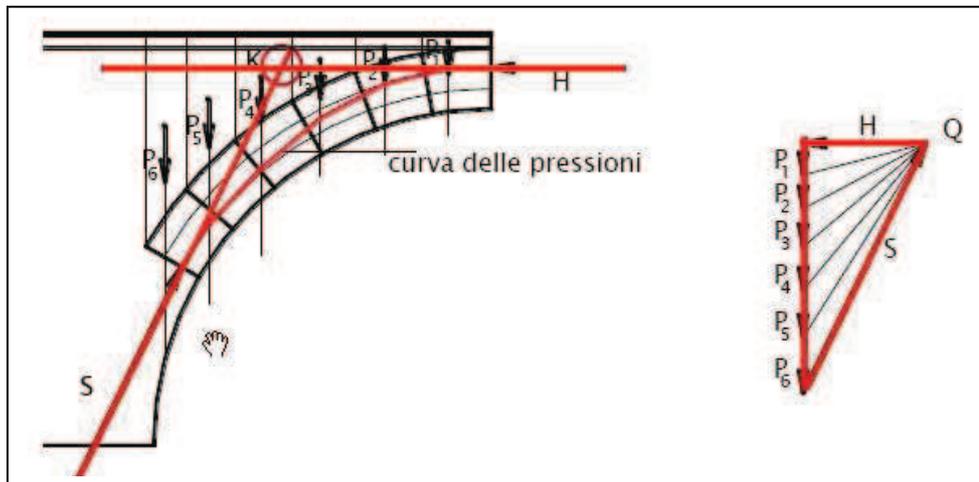


Fig. 19- Metodo di Mery: costruzione curva delle pressioni.

La linea delle pressioni descrive le azioni scambiate tra conci adiacenti. Pertanto se questa non passa per i baricentri delle sezioni, si hanno sollecitazioni composte di forza assiale, taglio e flessione.

Se si fa riferimento alla n-esima sezione trasversale ( $S_n$ ), il lato  $S_{n+1}$  del poligono funicolare è la risultante  $F_n$  delle (n+1) forze che precedono la sezione considerata (**fig.20**).

Questa risultante non passa in generale per il baricentro della sezione considerata, che è individuato dalla linea d'asse. Si può, però, pensare di riportare la forza  $F_n$  al baricentro, aggiungendo la coppia di trasporto  $M_n = F_n \cdot d_n$ .

La forza  $F_n$  riportata nel baricentro  $C_n$  della sezione trasversale  $S_n$ , può essere decomposta nell'azione assiale  $N_n$  normale alla sezione, e nell'azione tagliante  $T_n$  parallela a questa.  $N_n$  induce uno stato di compressione fra le facce a contatto dei conci contigui;  $T_n$  tende a far scivolare la porzione superiore dell'arco verso l'interno, secondo il meccanismo di De La Hire, mentre il momento  $M_n$  tende a far aprire il giunto all'estradosso, secondo il meccanismo di Mascheroni. (**fig.21**) (19)

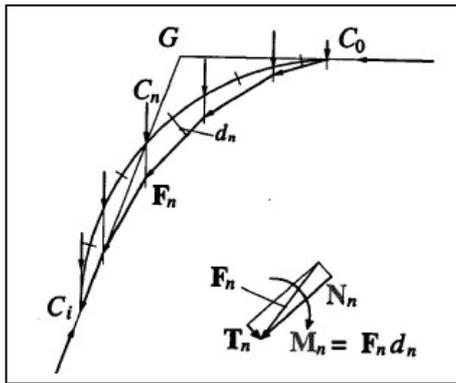


Fig. 20- Risultante delle forze per una sezione generica.

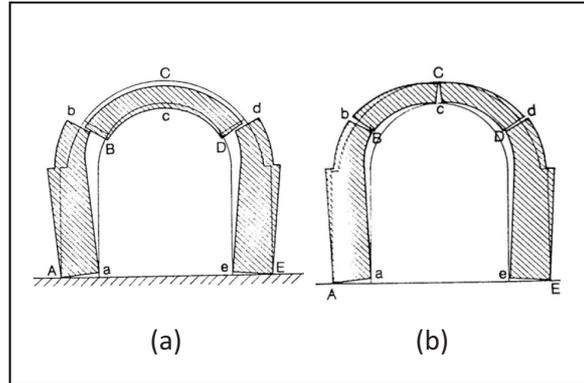


Fig. 21- (a) Meccanismo di collasso di De la Heire, (b) meccanismo di collasso di Mascheroni.

La verifica di stabilità richiede che siano verificate tali condizioni:

$$T_n \leq f \cdot N_n$$

$$M_n / N_n = e \leq h_n / 2$$

con:  $f = \text{tg}\Phi$  coefficiente di attrito statico ( $\Phi$  angolo di attrito interno);  
 $e$  = eccentricità della forza assiale rispetto al baricentro della sezione.

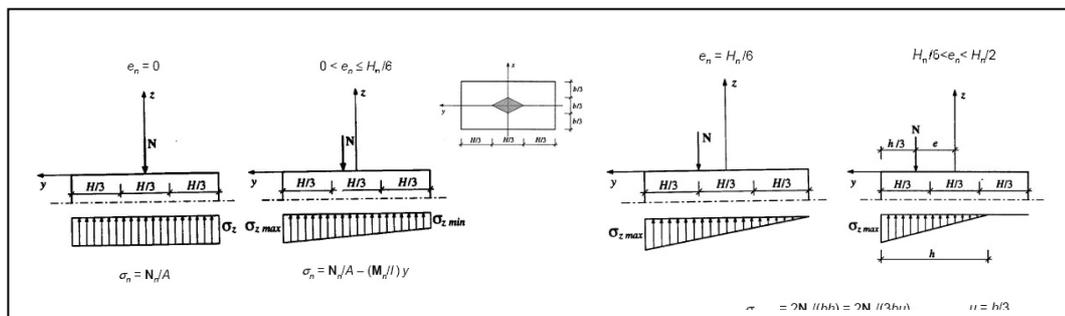


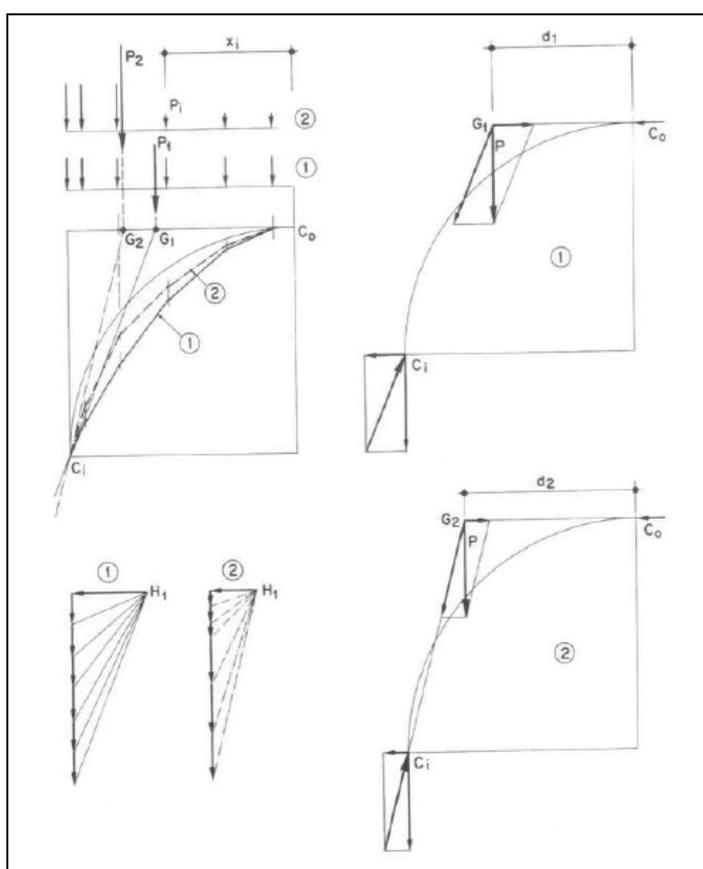
Fig. 22- Andamento delle tensioni normali al variare dell'eccentricità per una generica sezione rettangolare. Se  $e \leq h_n / 6$  la sezione è interamente compressa, se  $e > h_n / 6$  la sezione è parzializzata, mentre se  $e > h_n / 2$  l'equilibrio è impossibile.

Nella condizione limite  $e_n = h_n/2$ , si ha che la risultante passa per il lembo esterno della sezione e la fessurazione interessa tutta l'altezza della sezione: si ha quindi la formazione di una cerniera. Ciò richiede che la resistenza a compressione del materiale sia illimitata.

E' importante notare che lo spostamento della risultante dei carichi verso le imposte comporta una riduzione della reazione orizzontale, e si ha un innalzamento della curva delle pressioni in corrispondenza delle reni.

Nell'arco a tutto sesto ciò si traduce in un avvicinamento della linea delle pressioni all'asse, e questo produce un effetto benefico nei confronti della resistenza dell'arco stesso.

Ciò giustifica sia l'utilità del rinfiacco, sia l'introduzione di alleggerimenti in corrispondenza della chiave, allo scopo di conferire maggior peso in corrispondenza delle reni. (19)



**Fig. 23-** Variazione della reazione orizzontale in funzione dell'inclinazione della risultante.

Per concludere, la linea delle pressioni può essere vista come un indice della stabilità di un arco: tanto maggiore è l'eccentricità, tanto maggiore deve essere lo spessore dell'arco affinché la linea rimanga per lo meno all'interno della sezione, anche se sarebbe preferibile che si mantenesse all'interno del terzo medio per evitare la parzializzazione della sezione e il corrispondente aggravio tensionale. (19)

### 6.2.3 J.HEYMAN: “ANALISI LIMITE E TEOREMA DELLA SICUREZZA”

Le esperienze in campo elastico avevano dato in realtà un contributo più qualitativo che sostanziale del comportamento elastico delle volte di prova, rivelando inoltre che la proporzionalità tra i carichi e le deformazioni osservate non era perfettamente lineare neanche prima dell'inizio della fessurazione. In questo contesto di discrepanze fra le aspettative teoriche del calcolo elastico e i risultati sperimentali che si inserisce, a partire dagli anni trenta del XX secolo, lo studio sulla meccanica di solidi e strutture.

Analisi elastica ed analisi plastica divengono due metodologie di calcolo parallele, fra le quali l'ingegnere può convenientemente scegliere a seconda delle richieste di verifica statica della sicurezza. Di fronte ad uno stesso sistema strutturale, esse si pongono domande differenti:

- quella elastica fissa le azioni esterne e cerca i conseguenti stati effettivi di tensione, deformazione e spostamento attraverso tutte le equazioni di equilibrio, congruenza e legame elastico lineare, con lo scopo di verificare se quegli stati effettivi sono localmente contenuti entro limiti ammissibili d'esercizio;
- quella plastica fissa le massime prestazioni di resistenza offerte da una sezione e cerca le azioni esterne per le quali la struttura non ha più risorse in grado di garantire l'equilibrio globale ed è destinata a crollare per formazione di un meccanismo.

Con riferimento all'arco murario, la vera svolta avviene con i pionieristici studi di Heyman che porta la filosofia dell'analisi limite dallo steel allo stone skeleton avviando, a partire dalla metà degli anni sessanta, una serie di studi grazie ai quali la teoria delle strutture murarie ha acquistato coerenza. (19)

Egli afferma che dopo la fessurazione intervengono altri meccanismi resistenti in grado di garantire la stabilità della struttura e sulla base di questo riesce a definire il coefficiente di sicurezza delle coperture voltate.

La muratura è un materiale dalle caratteristiche molto complesse: non omogeneo, anisotropo, non isoresistente (resistenza a trazione trascurabile), non lineare e caratterizzato da parametri meccanici

fortemente dispersi o incogniti. Inoltre, il suo comportamento su larga scala è fortemente influenzato da quello della microstruttura (geometria dei blocchi, interazioni fra blocchi e letti di malta, ecc). (19)

Il problema è stato ricondotto da Heyman a una formulazione coerente con i metodi di calcolo a rottura mediante il “Master Safe Theorem” che afferma: “Se per un arco la linea delle pressioni si trova in equilibrio con i carichi esterni ed è compresa interamente entro lo spessore dell’arco, allora la struttura è sicura”.

Heyman fonda la sua teoria sulla validità delle seguenti ipotesi:

- la muratura non ha resistenza a trazione;
- la muratura ha illimitata resistenza a compressione;
- i conci in pietra non possono scivolare l’uno sull’altro. (8)

La prima assunzione è a favore di sicurezza. La terza ipotesi suppone che il coefficiente di attrito tra i conci sia sufficientemente elevato e le pietre siano ben interconnesse (si può effettuare una verifica a scorrimento). Come movimenti tra i blocchi sono, quindi, possibili solo rotazioni rispetto ai punti di contatto all’intradosso o all’estradosso (cernierizzazione).

La seconda ipotesi non è, invece, a favore di sicurezza, e va verificata a posteriori per garantire che gli sforzi di compressione all’interno della muratura siano sufficientemente bassi da evitare rotture localizzate per schiacciamento. Per contenere il livello di compressione si può ridurre il valore del coefficiente di sicurezza, imponendo l’ulteriore condizione di una distanza minima della curva delle pressioni dai bordi della sezione. Una certa cautela è consigliata, nel caso di archi ribassati o di grandi luci, nei quali il valore della spinta può essere particolarmente elevato.

I meccanismi di collasso per le geometrie più usuali e per le condizioni di carico tipiche sono sostanzialmente noti, come lo sono le posizioni delle cerniere plastiche che consentono di rendere determinato il problema.

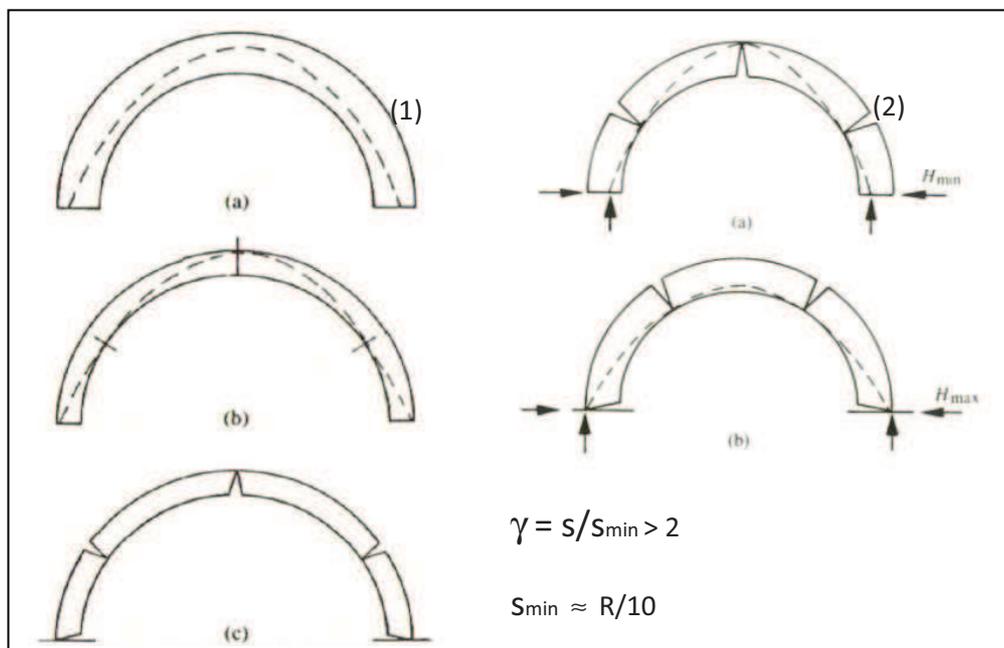
Pertanto, nelle condizioni limite, non vi è difficoltà nel determinare le reazioni e a tracciare il poligono delle forze e la curva delle pressioni.

Secondo il “Master Safe Theorem” non ha interesse determinare l’effettiva curva delle pressioni, mentre è sufficiente mostrare che esiste almeno un sistema di forze interne equilibrato che soddisfi le condizioni imposte.

Le condizioni sono alquanto restrittive rispetto alla resistenza delle strutture ad arco, per le quali sono frequenti modifiche della linea delle pressioni dovute a variazioni dell'entità o della posizione dei carichi e a variazioni della configurazione strutturale a causa di spostamenti o cedimenti di valore anche piccolo.

Se in un arco in muratura le imposte si allontanano, il valore della spinta diminuisce ed esisterà un valore di spinta alle imposte minimo ( $H_{min}$ ), per valori più bassi del quale, l'arco collassa. Esiste anche un massimo valore possibile ( $H_{max}$ ), se le imposte dell'arco si avvicinano. A questi due valori estremi della spinta corrispondono due configurazioni estreme del poligono funicolare. (19)

Due opposti meccanismi di collasso rotazionale (ad un grado di libertà), possono verificarsi. L'analisi dei meccanismi di collasso può essere sviluppata in termini di equazioni di equilibrio o con il principio dei lavori virtuali. Qualunque sia l'approccio, la condizione di collasso è l'unica che è allo stesso tempo, staticamente e cinematicamente ammissibile, rispetto ad un parametro di collasso scelto, ad esempio lo spessore dell'arco.



**Fig. 24-** (1) Arco semicircolare: (a) possibile curva delle pressioni, (b) curva delle pressioni per arco di spessore minimo (spinta massima e minima coincidono), (c) disposizione cerniere per arco di spessore minimo. – (2) Spinta attiva e passiva: (a) allontanamento delle imposte, (b) Avvicinamento delle imposte.

La determinazione del coefficiente geometrico di sicurezza  $\gamma$ , che rappresenta il rapporto tra lo spessore reale  $s$  e quello minimo teorico  $s_{min}$  necessario per contenere la linea delle pressioni, discende sempre dal teorema della sicurezza (o del limite inferiore) di Heyman.

Pertanto, se è possibile, all'interno dello spessore dell'arco in esame, trovarne un altro equilibrato in grado di sopportare i carichi agenti, quest'ultimo è in sicurezza, e lo sarà a maggior ragione anche l'arco di partenza, in quanto il suo intradosso ed estradosso sono più distanti dalla linea delle pressioni. Inoltre se l'arco "interno" è in condizioni di incipiente collasso ( $\gamma=1$ ), allora l'arco di partenza ha rispetto alla condizione limite, un margine di sicurezza  $>1$  quantificabile geometricamente dal rapporto tra il suo spessore e quello dell'arco "interno" ( $s/s'$ ).

La differente posizione della curva delle pressioni sulla sezione, rispetto alla situazione ideale, può produrre la formazione di fessure localizzate, corrispondenti, in termini cinematici, alla formazione di cerniere interne che possono coalizzarsi a formare un meccanismo.

Nel caso di fessurazione dovuta al cedimento delle imposte, la curva delle pressioni è univocamente determinata e passa per le zone di contatto con l'estradosso o intradosso; si ha pertanto la formazione dell'arco isostatico a tre cerniere per il quale esiste la soluzione basata solo sull'equilibrio. In tal caso la spinta orizzontale è minima e indipendente dall'entità del cedimento.

Heyman afferma che: "lesioni che non alterano sostanzialmente la geometria, non compromettono la stabilità" ovvero, se la geometria non è variata in modo sostanziale in seguito alla formazione delle lesioni, la struttura è ancora stabile, in quanto permane una funicolare dei carichi interamente contenuta nella geometria della struttura. (19)

## 6.3 Meccanismi resistenti delle volte in relazione alla configurazione geometrica

Le strutture voltate possono avere svariate forme geometriche, da quelle semplici a quelle più complesse, originate dall'intersezione di volte semplici.

La sostanziale affinità geometrico-strutturale rilevata fra le diverse tipologie di volte che condividono la naturale capacità di resistere per forma alle sollecitazioni indotte dai carichi statici e dinamici, fa supporre l'esistenza di corrispondenti analogie sotto l'aspetto del funzionamento meccanico. Lo stesso ragionamento può essere applicato anche per l'analisi dei dissesti e delle patologie associate a particolari condizioni di sofferenza statica, che trova logica spiegazione dal confronto fra le diverse configurazioni strutturali. Ciò aiuta a dare una spiegazione qualitativa del comportamento statico delle volte e della manifestazione dei dissesti, attraverso un approccio pratico intuitivo tipico del cantiere tradizionale con un metodo che permette di svincolarsi dai risultati di una pura analisi numerica computerizzata che da sola rischia di avere scarso significato. (31)

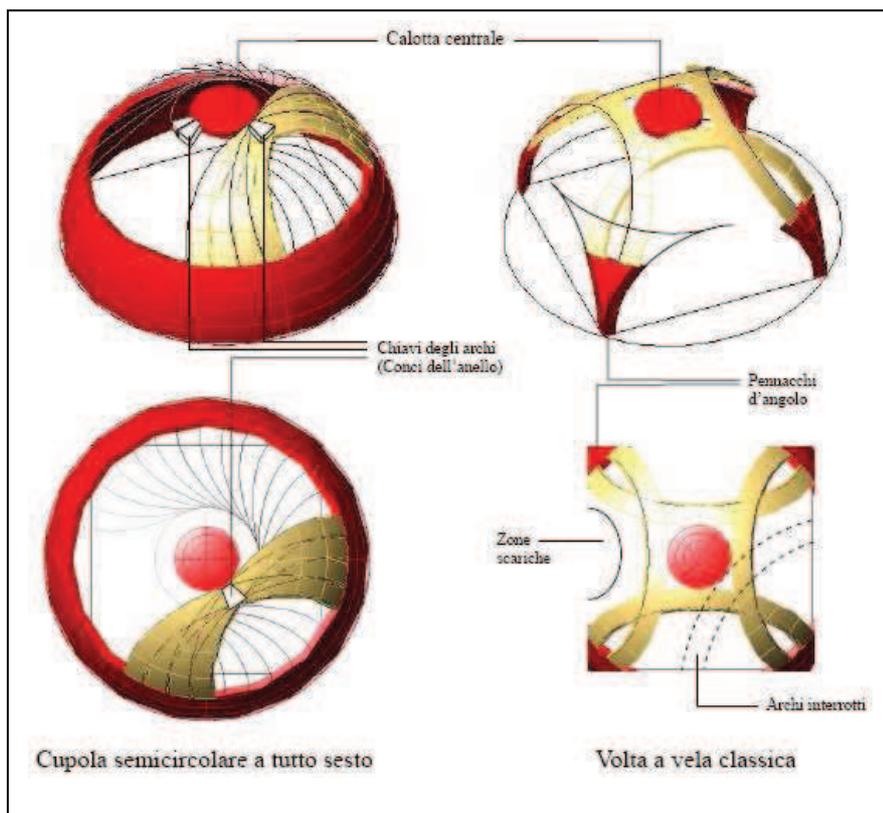
Per studiare i meccanismi di funzionamento delle volte è necessario iniziare dall'analisi delle cupole. Si suppone di dividere la cupola in tre parti, costituite dalla corona d'imposta, da una banda mediana e dalla calotta d'estradosso, sottese rispettivamente da angoli di  $30^\circ$  e  $60^\circ$ .

All'interno della banda intermedia si immagina di costruire un sistema di archi intrecciati, impostati sulla corona e tangenti alla calotta, che visti di profilo potrebbero caratterizzarsi come una serie di puntoni radiali distribuiti con regolarità geometrica, impostati sul perimetro della calotta. Se si punta l'attenzione sulla successione dei conci di chiave di questi archi, occultati nello spessore della volta, si noterà che insieme vanno a formare un anello autoportante, realizzando un meccanismo resistente che ripropone esattamente il modello statico ad anelli concentrici

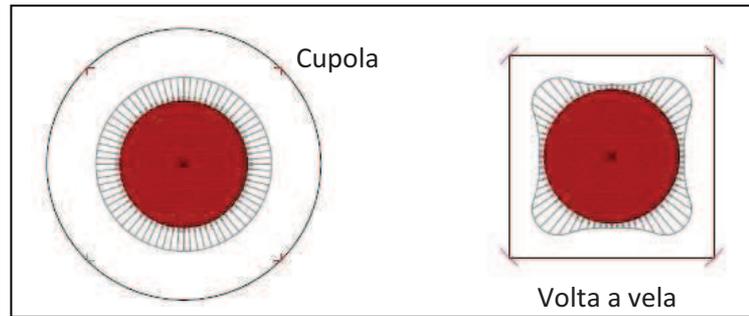
sovrapposti. Ad ogni anello è possibile associare un corrispondente fascio di questi archi virtuali.

Il funzionamento di tali archi appare più evidente nel momento in cui si seziona la cupola per formare la vela. In questo caso tutti gli archi vengono tagliati, ad eccezione dei quattro simmetrici impostati sui pennacchi d'angolo.

Nella volta a vela cambiano pertanto le condizioni di equilibrio della calotta centrale, sebbene questa non venga intaccata in alcun modo: nella cupola, infatti, la calotta è sostenuta da reazioni radiali distribuite in modo uniforme lungo l'anello d'imposta, mentre nella volta a vela gli sforzi tendono a concentrarsi sulle diagonali, per la maggiore rigidità offerta dai pennacchi stessi. Si instaura così un meccanismo che fa perno sui quattro archi simmetrici, corrispondenti ad altrettanti puntoni posti a contrasto della calotta, capaci di entrare in esercizio in seguito del disarmo delle centine e all'assestamento fisiologico della struttura. (31)

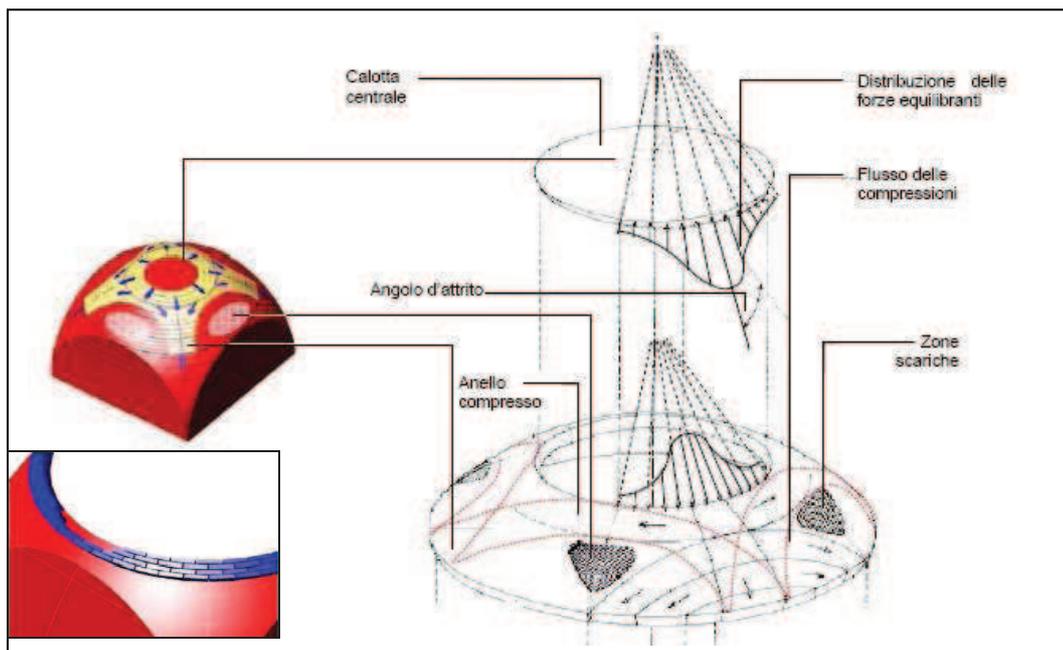


**Fig. 25-** Modello strutturale comportamentale delle cupole e delle volte a vela, considerate come un ideale fascio di archi intrecciati tangenti alla linea d'imposta della calotta centrale.



**Fig. 26-** Distribuzione delle forze equilibranti radiali lungo il perimetro d'imposta della calotta, distribuzione uniforme nella cupola, più intense nelle diagonali della volta a vela.

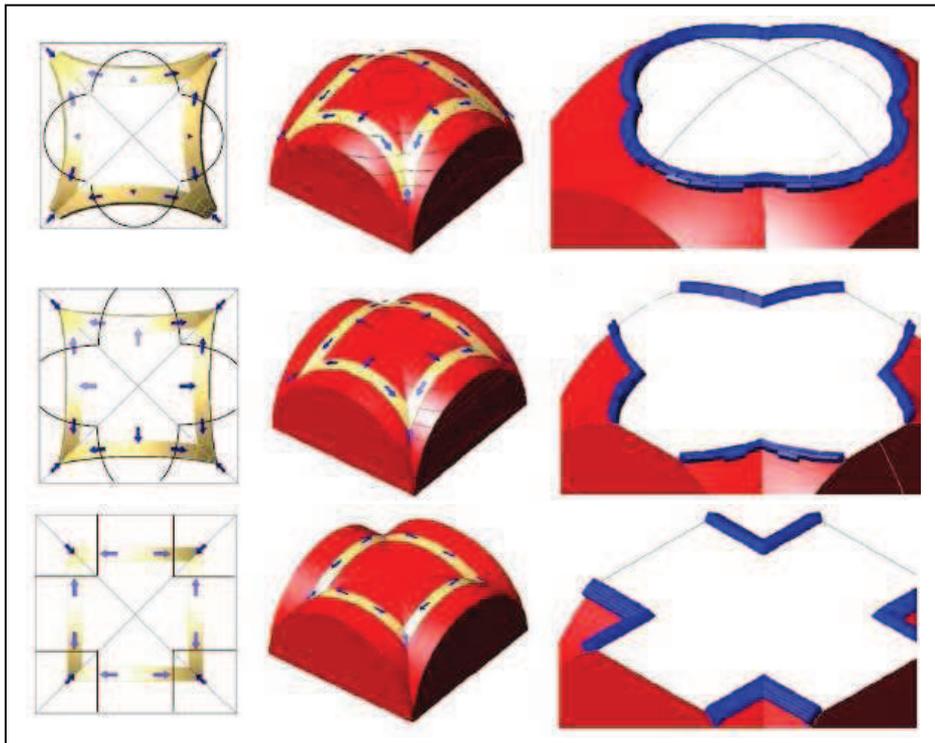
Si spiega pertanto, una patologia classica delle volte a vela che si manifesta in modo spontaneo con la formazione di lesioni fisiologiche lungo le mediane e con il distacco di porzioni di muratura nelle zone dove si verifica una riduzione delle compressioni con un conseguente allentamento dello stato di coesione.



**Fig. 27-** Meccanismo resistente a quattro archi simmetrici che si instaura nelle volte a vela, confrontato con la vela di copertura della "Rotonda Medievale di Città di Castello". Nel particolare in basso a sinistra le direttrici di posa dei conci secondo l'andamento delle curve di livello (a cerchi concentrici) nelle cupole circolari e nelle volte a vela.

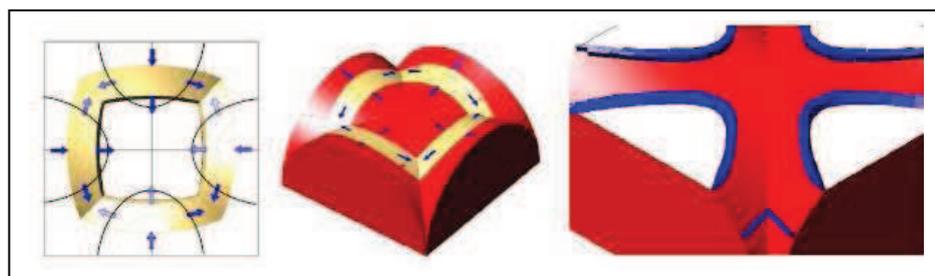
Con l'abbassamento del colmo, mentre le curve di livello assumono una forma quadrilobata sempre più allungata, gli archi portanti tendono a disporsi su piani verticali come mostrato nelle figure seguenti.

Questo si spiega con la progressiva riduzione e quindi con la scomparsa della calotta centrale, che viene inglobata nelle quattro unghie della crociera. Quando il colmo scende alla stessa quota di chiave dei quattro archi di bordo, si forma la volta a crociera classica a generatrici orizzontali, con archi portanti su piani verticali e le curve di livello degenerano in un sistema di rette parallele convergenti sulle nervature stesse.



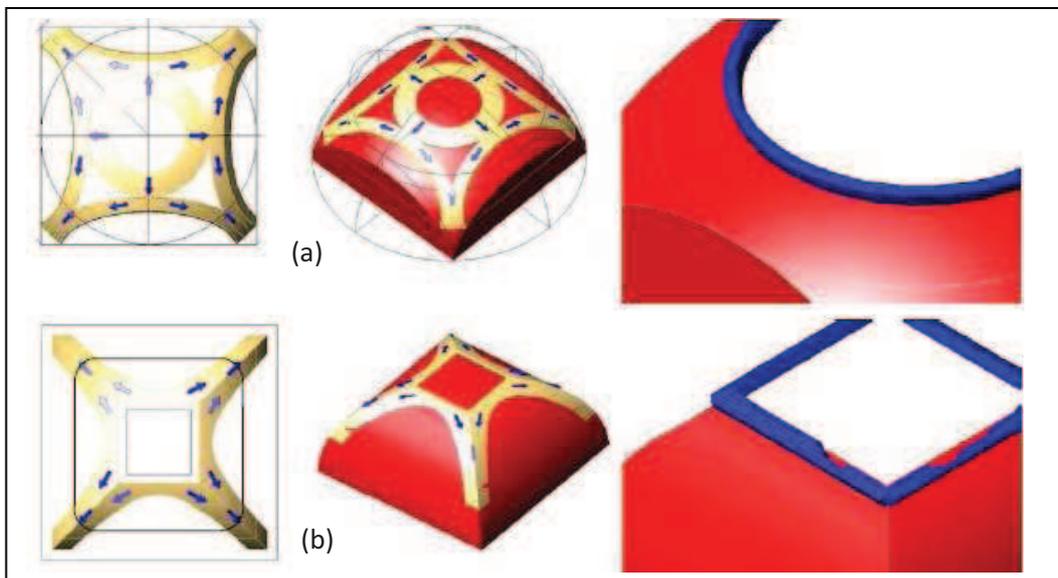
**Fig. 28-** Meccanismo resistente nella volta a vela/crociera, nella volta a crociera rialzata, e nella volta a crociera (In evidenza le curve di livello quadrilobate, poi quadrilobate allungate che infine degenerano in rette coincidenti con le generatrici cilindriche).

In una crociera depressa, gli archi si adeguano alla nuova geometria inclinandosi verso le pareti perimetrali per continuare ad assolvere la loro funzione portante.



**Fig. 29-** Meccanismo resistente nella volta a crociera depressa (Le curve di livello assumono un profilo iperbolico aperto all'esterno).

Quando si abbassano le chiavi degli archi di parete, si osserva un'inversione dell'inclinazione degli archi resistenti, che lentamente tornano a disporsi su piani verticali per poi piegare ancora verso il centro, dove si crea il campo centrale del padiglione, equivalente alla calotta della volta a vela. Schiacciando del tutto gli archi di parete per dare origine alle nervature in rilievo della volta a padiglione, i quattro archi resistenti piegano ulteriormente verso il centro per adattarsi sui quattro fusi della volta e per convergere a coppie sulle nervature diagonali in rilievo della volta a padiglione.

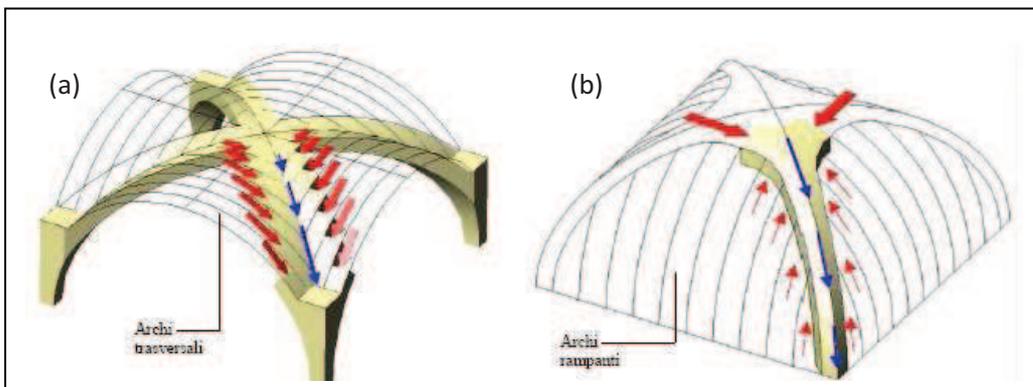


**Fig. 30-** (a) Meccanismo resistente nella volta a vela ribassata (analogo a quello della vela a tutto sesto, ma sottoposto a sforzi nettamente superiori); (b) e nella volta a padiglione con archi raccordati a coppie lungo le nervature convesse.

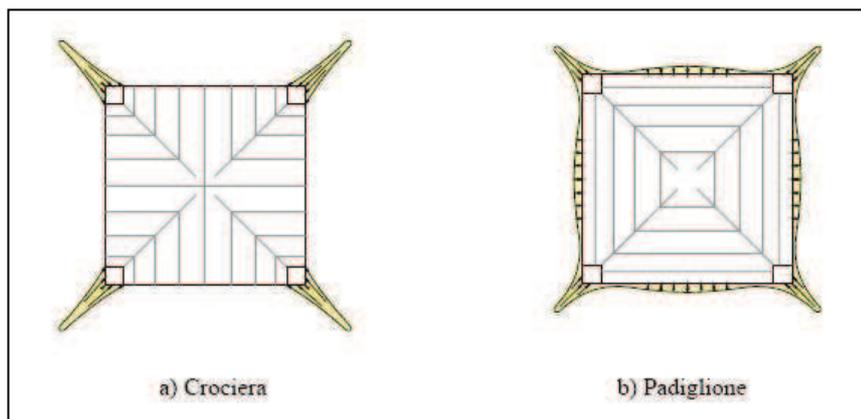
Un meccanismo resistente così articolato, costituito da un sistema di archi perfettamente simmetrico, garantisce l'equilibrio della struttura anche in assenza del concio di chiave. Si osserva pertanto che al variare della geometria strutturale, anche il meccanismo resistente si adegua alla nuova configurazione, senza modificarsi nella sostanza. (31)

### 6.3.1 COMPORTAMENTO STATICO DELLE VOLTE A CROCIERA E DELLE VOLTE A PADIGLIONE

Nelle volte a crociera l'equilibrio delle nervature, ossia degli archi diagonali, è assicurato da uno sforzo assiale che cresce progressivamente dalla chiave (scarica) fino all'imposta, dove raggiunge il valore massimo. Nelle volte a padiglione invece, la spinta massima è concentrata in chiave e si riduce progressivamente verso l'imposta per effetto del contrasto offerto dagli archi rampanti.



**Fig. 31-** (a) Diagramma delle spinte distribuite lungo la nervatura della volta a crociera trasmesse dagli archi secondari – (b) Spinte concentrate in chiave negli archi principali del meccanismo resistente delle volte a padiglione.



**Fig. 32-** Diagrammi delle spinte esercitate dalla volta contro i muri d'imposta nella volta a padiglione può prevalere la spinta al centro delle pareti, ma non è automatico.

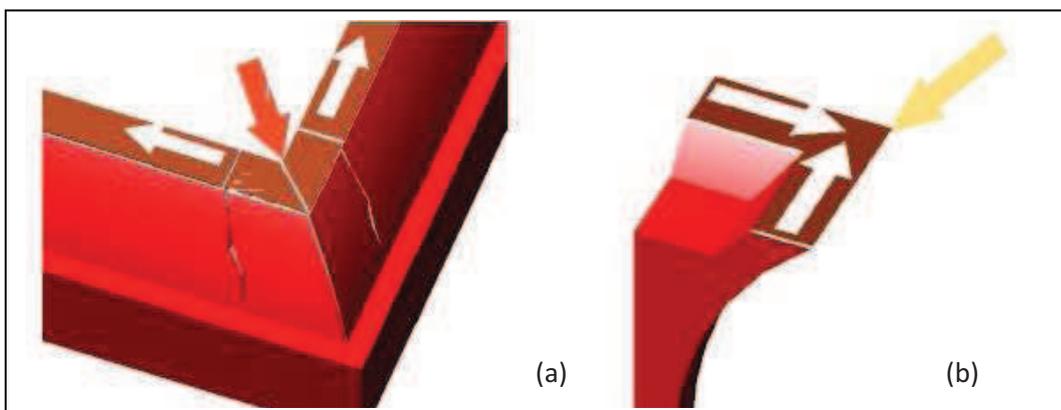
Il differente comportamento statico deriva dalla diversa interazione con i muri d'imposta. (31)

Le crociere scaricano le forze sui cantonali solo attraverso gli archi principali (portanti), mentre nelle volte a padiglione sia il meccanismo principale che quello secondario interagiscono con i muri perimetrali. e, pertanto, può prevalere l'uno o l'altro meccanismo in funzione della rigidità delle imposte.

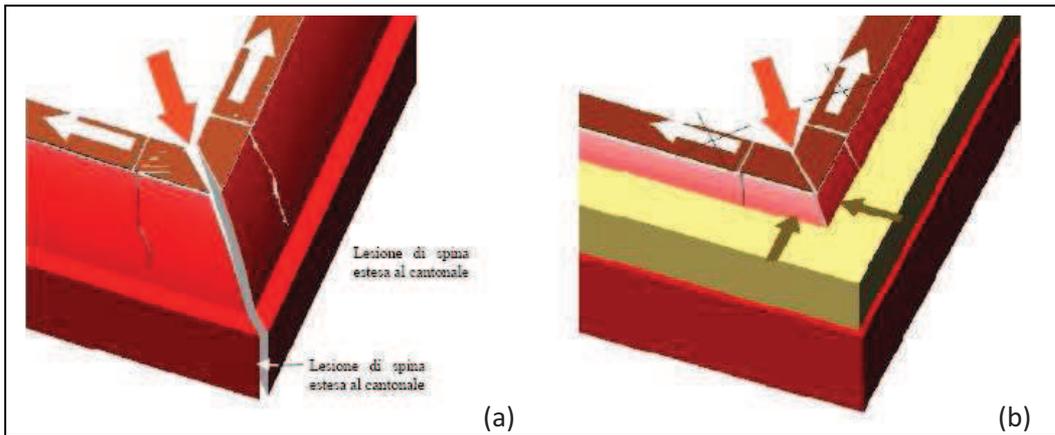
Nelle volte a padiglione gli archi rampanti mediani possono assolvere una funzione determinante nel sostenere l'intera struttura, ma un eventuale loro cedimento, dovuto ad esempio all'assestamento delle pareti, troverebbe la struttura pronta ad innescare i meccanismi diagonali, che costituiscono una importante risorsa di resistenza. Ne deriva un comportamento duttile della volta a padiglione, caratterizzata da una precisa gerarchia dei meccanismi resistenti.

Le crociere mostrano una maggiore capacità di contrasto della spinta, per il contributo offerto dalle unghie che convergono sulle nervature, nei padiglioni invece si genera uno sforzo di trazione nell'unione dei fusi, per cui le nervature si allentano e tendono a lesionarsi.

Capita che gli sforzi di compressione diagonali possano divaricare anche i muri d'ambito, quando le connessioni dei cantonali sono inconsistenti. (31) Si registra un comportamento migliore e sensibilmente diverso quando è presente del materiale di rinfiacco e riempimento ben costipato, in grado di contrastare lo strappo delle nervature diagonali. Il rinfiacco nelle volte a padiglione è perciò importante per la stabilità globale della struttura.



**Fig. 33-** (a) Sollecitazione di un elemento d'angolo di volta a padiglione, con lesione della nervatura: distacco dei fusi e divaricazione della spina – (b) Sollecitazione di un elemento d'angolo di volta a crociera: la risultante è bilanciata dalle reazioni fornite dal contrasto delle unghie.



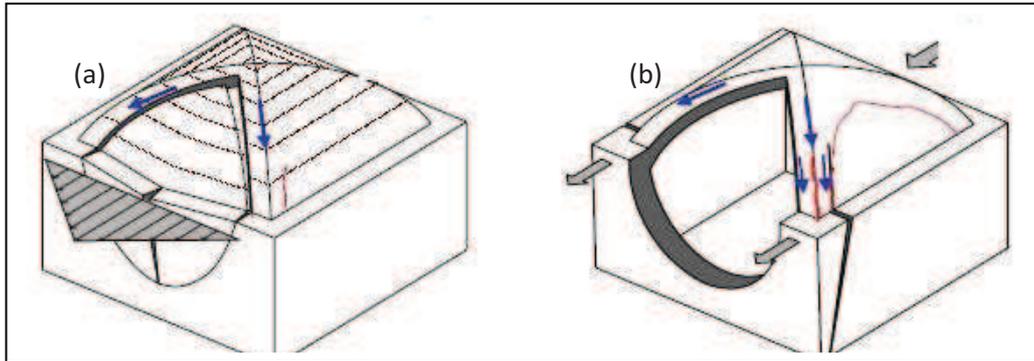
**Fig. 34-** (a) Evoluzione del meccanismo nella volta a padiglione con ipotesi di estensione della lesione di spina al cantonale dei muri d'imposta – (b) Azione di contenimento assicurata dal rinfiacco della volta con materiale di riempimento.

La posizione e l'andamento caratteristico delle lesioni nelle volte a padiglione conferma l'andamento dei flussi di compressione ipotizzato, che attraverso la struttura convergono sulle nervature, causando il distacco dei fusi che spingono in fuori le pareti d'imposta. (31)

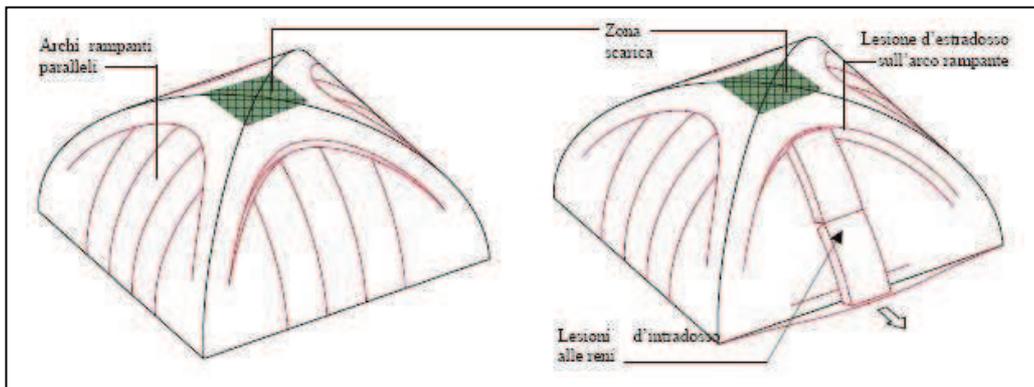
Il dissesto delle volte a padiglione si manifesta quindi con il distacco delle nervature diagonali, poi evolve con l'amplificazione di queste lesioni che possono estendersi ai cantonali della maglia muraria. In seguito si creano delle lesioni d'intradosso all'altezza delle reni, parallele ai muri perimetrali. Ciò costituisce un'anomalia rispetto ai noti meccanismi degli archi a tre cerniere, che si lesionano spontaneamente alle reni, ma all'estradosso.

Il fenomeno si spiega osservando che in realtà la fessura si forma in una sezione intermedia che corrisponde alla chiave dell'arco rampante, destinata pertanto ad aprirsi all'intradosso.

Nei fusi della volta si staccano delle lunette con un profilo analogo a quello che si crea sull'estradosso degli architravi inflessi delle strutture murarie. La causa del dissesto è la stessa, dovuta in un caso all'inflessione dell'architrave e nell'altro alla flessione al centro dei muri d'imposta, sottoposti alle spinte degli archi rampanti. (31)



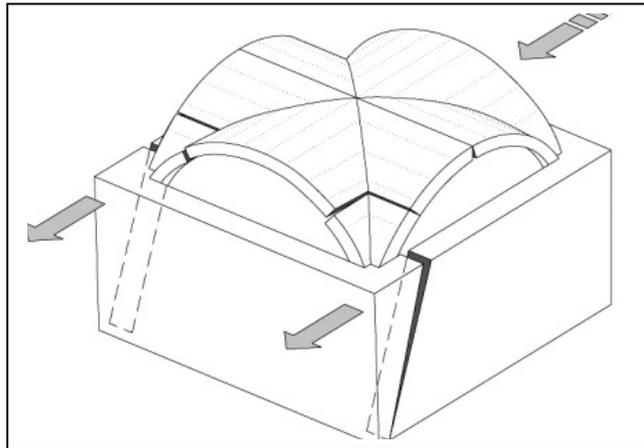
**Fig. 35-** (a) Fessurazione e distacco dei fusi nelle volte a padiglione in seguito alla flessione fuori del piano delle pareti perimetrali – (b) Evoluzione del cinematismo di danno conseguente al crollo del fuso frontale: fessurazione della nervatura diagonale.



**Fig. 36-** Configurazione della volta a padiglione con i profili degli archi principali e degli archi secondari rampanti e illustrazione del cinematismo di danno.

Sul comportamento delle volte a padiglione influisce anche il fatto che nella sezione alle reni, lo spigolo d'estradosso della nervatura si viene a trovare in zona tesa, per cui viene meno il contributo dell'attrito che attraverso la compressione contribuisce a tenere uniti i blocchi dei fusi ortogonali. (31)

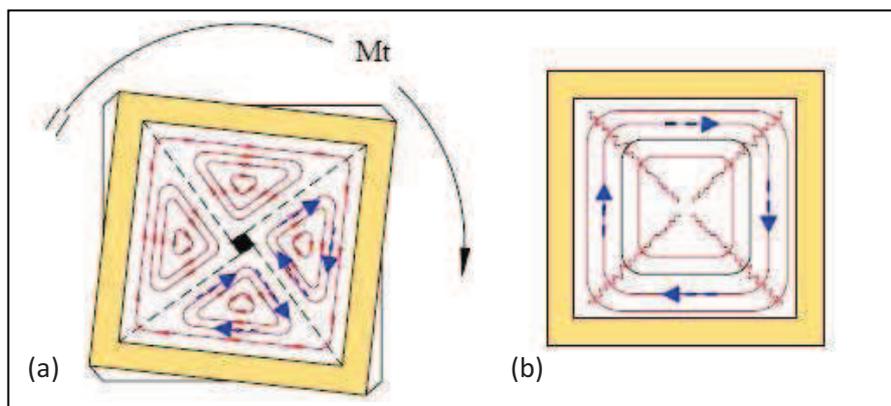
Nelle volte a crociera invece, il filo della nervatura si colloca all'intradosso dell'arcata diagonale, nel punto dove per natura si concentrano gli sforzi di compressione, condizione da cui le connessioni traggono notevoli benefici. Pertanto se soggette a forze orizzontali, le crociere non si lesionano negli angoli, ma nella zona di mezzeria a circa 60°. Inoltre a parità di superficie coperta, le volte a padiglione sono più pesanti e occupano un volume superiore rispetto alle crociere. (6)



**Fig. 37-** Danneggiamento di una volta a crociera per azioni orizzontali.

Nelle volte, a prescindere dalla specifica configurazione geometrica, le nervature costituiscono i punti di forza del funzionamento meccanico spaziale, che le contraddistingue rispetto agli elementi bidimensionali come i solai. Queste, tuttavia, se mal realizzate si possono rivelare come i punti più deboli della struttura, particolarmente vulnerabili e pericolosi sotto l'effetto delle sollecitazioni torsionali generate in condizioni sismiche, a causa dell'eccentricità fra il baricentro delle masse e delle rigidità.

Se mal realizzate le nervature non possono scaricare gli sforzi di taglio come se le cerniere rappresentate dall'ingranamento dei mattoni si trasformassero in carrelli. Quando gli ingranamenti funzionano, si creano circuiti di diffusione delle tensioni tangenziali a tutto giro, in assenza di connessioni ciascuno spicchio della volta offre una risposta isolata. (31)



**Fig. 38-** Flussi delle tensioni tangenziali indotti dalla torsione nelle volte a crociera con nervature non ingranate (a) e ingranate (b).

### **6.3.2 MODIFICAZIONE DEI MECCANISMI RESISTENTI: VARIAZIONI DI FORMA E VARIAZIONE DEI VINCOLI**

I meccanismi resistenti delle volte a crociera e a padiglione, sono suscettibili di modificazioni anche rilevanti, in funzione delle diverse condizioni al contorno che influiscono sulla configurazione dei vincoli, dei materiali e della tecnica costruttiva impiegata ed anche in relazione alle modalità esecutive.

Fra le varie tecniche costruttive sono da ritenere più adatte quelle che assecondano i meccanismi di funzionamento spontanei, rispetto a quelle che al contrario li contrastano, per indirizzare diversamente i flussi di compressione. (31)

Si osserva, tuttavia, che non è possibile individuare a priori un meccanismo spontaneo assoluto, essendo comunque legato alla specifica configurazione dei vincoli. Pertanto, le principali cause di modifica dei meccanismi vanno messe in relazione alle:

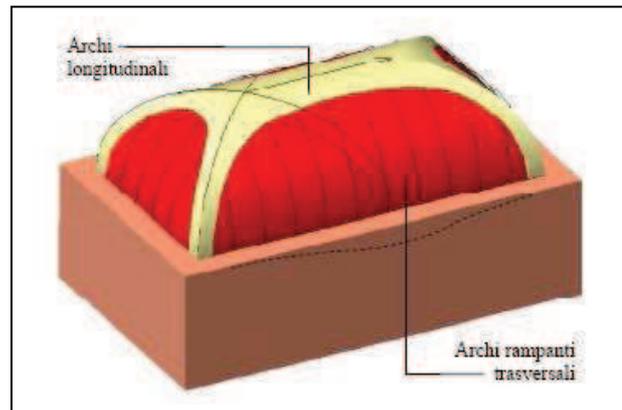
- variazioni di forma dell'ambiente, secondo un ordine di progressiva complessità (se si resta nell'ambito di cellule murarie isolate simmetriche le modificazioni del comportamento non sono rilevanti);
- variazioni dei vincoli.

Un esempio rappresentativo di ciò che si verifica in seguito a variazioni della conformazione geometrica è costituito dalla volta a botte con teste di padiglione, ottenuta dalla trasformazione di un padiglione simmetrico, allungato lungo una delle direzioni principali.

Il meccanismo resistente che si instaura in questo caso, si può estrapolare agevolmente da quello del padiglione classico; gli archi che appartengono ai fusi delle pareti corte (di testata) non subiscono modifiche rispetto allo schema base, mentre quelli delle vele laterali si distendono per assumere una forma ribassata e quindi meno rigida.

Gli archi rampanti trasversali tendono così a raccordarsi con quelli del fuso contrapposto, per generare archi trasversali a tutto sesto, tipici della configurazione a botte. Il loro funzionamento dipende dal rapporto di forma

lunghezza/larghezza; più allungato è l'ambiente e tanto di più il comportamento si avvicina a quello della volta a botte, intesa come configurazione limite nella quale si annulla l'effetto degli archi longitudinali. Nelle volte a botte pertanto, viene meno quel comportamento spaziale che contraddistingue le altre tipologie e che ne potenzia le capacità portanti. (31)



**Fig. 39-** Meccanismo spaziale nelle volte a botte con teste di padiglione con deformazione della parete d'imposta longitudinale.

Dallo studio preliminare sulle geometrie e i dissesti delle volte, si può prendere spunto per analizzare altre forme geometriche più complesse, ottenute dalla combinazione di forme elementari, come le volte a padiglione (o a botte con teste di padiglione, ribassate) con lunette.

In base ad una attenta osservazione dei dissesti delle volte a padiglione, è possibile individuare l'anello debole di queste strutture, nelle porzioni centrali dei fusi, che tendono a distaccarsi lungo un profilo curvo. L'inserimento di lunette in sostituzione di queste porzioni di fuso che manifestano tendenza al distacco, costituisce una soluzione efficace sul piano statico per dare stabilità all'intera struttura. Le lunette hanno il vantaggio di ridurre la massa della volta, liberano porzioni di parete dove si possono ricavare porte o finestre e nel complesso tendono a trasformare la volta a padiglione in una crociera, quando le lunette vanno ad estendersi sulle intere pareti. Tuttavia le lunette svolgono soprattutto un'importante funzione strutturale, al fine di migliorare la configurazione e le prestazioni antisismiche della volta. (31)

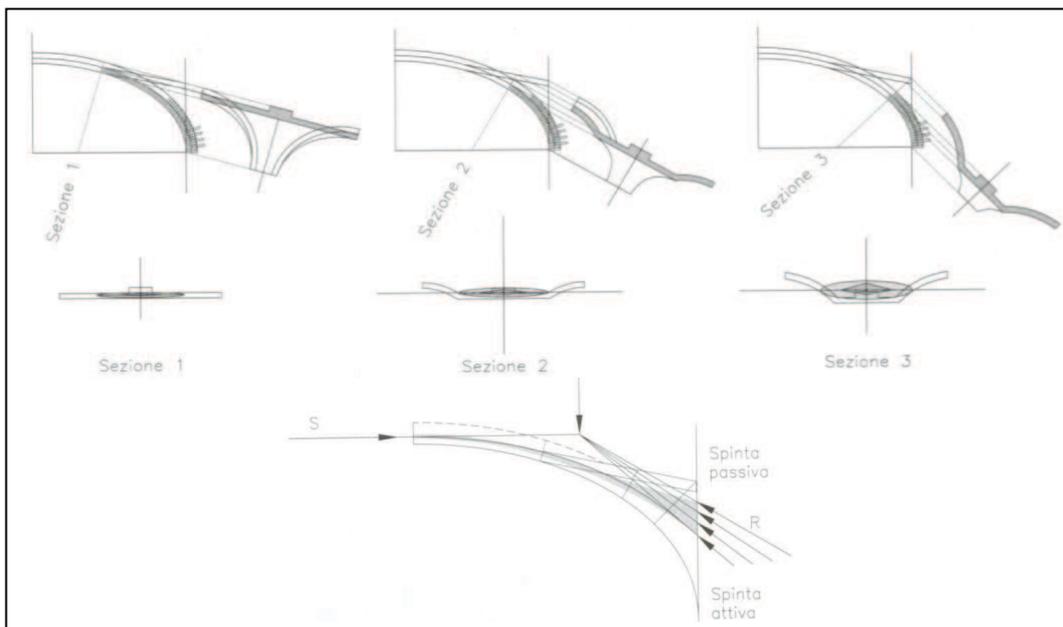


**Fig. 40-** Caratteristiche geometriche e meccanismo resistente delle volte a padiglione con lunette perimetrali.

Inserite tra le reni e il cervello della volta, le lunette assumono il ruolo di puntoni a contrasto delle reni; una funzione sottolineata peraltro dal profilo rampante delle generatrici, tangenti alla parte sommitale della volta.

L'effetto stabilizzante assicurato dalle lunette, già apprezzabile a livello intuitivo, è reso ancora più evidente dal profilo di alcune sezioni longitudinali significative, eseguite nel settore compreso fra le reni ed il vertice stesso delle lunette, per una volta a botte con teste di padiglione.

Si osserva che rispetto alle volte a botte, caratterizzate da sezioni tutte uguali, le lunette introducono variazioni di forma che conferiscono maggiore inerzia e pertanto maggiore stabilità alla struttura.



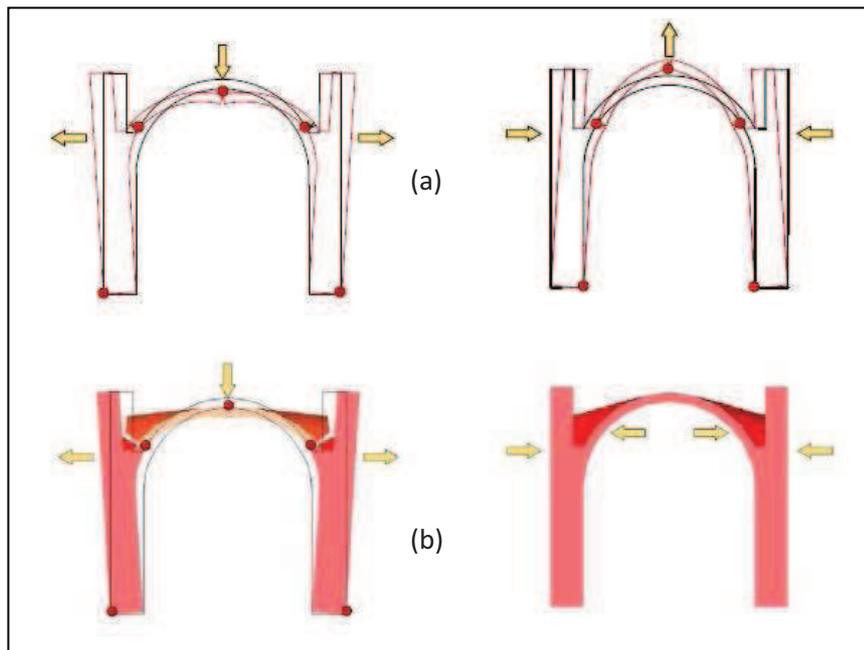
**Fig. 41-** Sezioni resistenti della volta a botte con lunette e profilo del nocciolo centrale d'inerzia con evidenziate le forze equilibranti.

La costruzione delle lunette determina una riduzione della curvatura strutturale della volta, dato che si innalza il punto di contrasto con i muri d'imposta, assumendo così una configurazione con profilo ribassato, come si intuisce dalla sagoma modificata del nocciolo centrale d'inerzia.

Le due condizioni limite per l'equilibrio del sistema corrispondono rispettivamente all'innescò della "spinta attiva" (quella minima) e della "spinta passiva" (la massima), ovvero alla massima e minima accentuazione della curva delle pressioni confinata nella sagoma del nocciolo d'inerzia.

In pratica la spinta attiva della volta con lunette corrisponde grossomodo a quella del profilo a botte semplice, mentre la spinta passiva che è in grado di esplicare in condizioni di stabilità è molto più elevata.

Le risorse di resistenza della struttura sono rappresentate dai valori delle spinte compresi nell'intervallo di variazione definito dalle due configurazioni limite. (6)



**Fig. 42-** Cinematismo a cinque cernire. Condizione di spinta attiva e Condizione di spinta passiva per: (a) volta a botte e (b) volta a botte con lunette.

Nelle volte a botte l'ampiezza dell'intervallo è modesta, soprattutto se si trascura l'irrigidimento prodotto dal rinfianco (spinta attiva e passiva si equivalgono sostanzialmente). Sotto l'azione di un sisma agente in

direzione ortogonale ai muri d'imposta, questi possono così oscillare attorno alla posizione di equilibrio, mentre il cervello della volta a botte si solleva (fase compressiva) e si abbassa (fase distensiva) con la stessa frequenza (**fig.42a**). In fase di spinta passiva (con le azioni esterne che tendono a far avvicinare le pareti di imposta) il collasso si manifesta con l'innalzamento della chiave e l'innescò di un meccanismo di rottura flessionale inverso rispetto a quello classico indotto dalla spinta attiva.

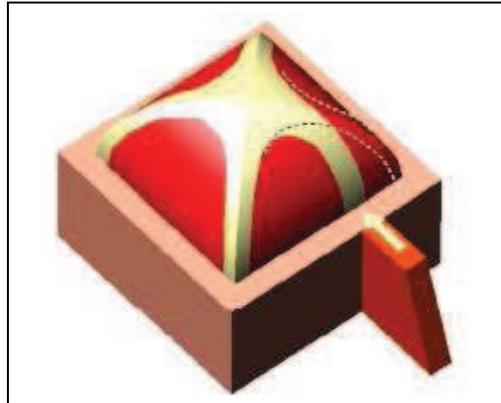
Nelle volte a botte con lunette, il comportamento non cambia significativamente nei confronti della spinta attiva: le pareti si aprono all'esterno con le stesse modalità della volta a botte (formazione delle cerniere classiche alle reni, in chiave e alle imposte), con tipiche lesioni alle reni che, in questo caso, si propagano nella struttura delle lunette costrette a distaccarsi dalle pareti. Il movimento opposto invece è impedito, per cui la fase compressiva trova il contrasto efficace delle lunette che bloccano il movimento relativo delle pareti (**fig.42b**). (31)

Le lunette quindi, costituiscono dei vincoli monolateri per cui il contrasto è garantito solo in condizioni di spinta passiva. E' comunque importante che lungo l'attacco con la volta principale siano presenti delle buone connessioni. L'assenza di collegamenti efficaci lungo i bordi delle lunette costituisce una carenza strutturale grave nei confronti degli sforzi di taglio trasmessi nel piano dell'orizzontamento, che trovano una discontinuità lungo le linee diagonali.

Si intuisce che se le lunette introducono un fattore stabilizzante per le volte, creando le condizioni per impedire l'avvicinamento delle imposte, l'inserimento di tiranti trasversali, nascosti sull'estradosso della volta o posti alle reni, realizza un vincolo bilatero in grado di bloccare qualsiasi movimento relativo fra la volta e le pareti.

Anche nei casi in cui a variare siano i vincoli, è utile fare riferimento alla volta a padiglione, supponendo di inserire lungo il perimetro un elemento di contrasto molto rigido come un contrafforte, o l'imposta di un arco, oppure un muro di spina, in posizione generica.

La maggiore rigidezza offerta dal “corpo estraneo”, rispetto a quella dei cantonali, richiama i flussi di compressione verso questo punto, per cui il meccanismo si modifica, per quanto possibile, adattandosi alla nuova configurazione statica. La situazione ipotizzata, è rappresentativa di tutti i casi in cui la variazione dei vincoli è dovuta ad interazioni della cellula muraria con eventuali strutture adiacenti. (31)



**Fig. 43-** Modificazione del meccanismo resistente in presenza di elementi di contrasto.

Un problema diverso si presenta quando la modificazione dei vincoli avviene per cause esterne, ad esempio in conseguenza di un cedimento fondale. Una situazione che si verifica, ad esempio, quando un punto di contrasto affidabile come un buon cantonale, perde la sua efficacia, per cui la volta a padiglione ricerca dei meccanismi resistenti alternativi. Accade così che i due archi rampanti prossimi alle lesioni di distacco si sostituiscono all’arco diagonale, per deviare gli sforzi sulla fondazione stabile. Se viene eliminata la causa del dissesto e si ripristina la configurazione primitiva, si può rigenerare anche il meccanismo resistente. L’ampiezza della porzione di volta distaccata dipende dall’estensione del cedimento e dall’andamento delle lesioni che si formano nelle pareti laterali.

Se il cedimento interessa un tratto centrale della parete longitudinale, il meccanismo resistente principale non può essere influenzato dal fenomeno (**fig.45a**).

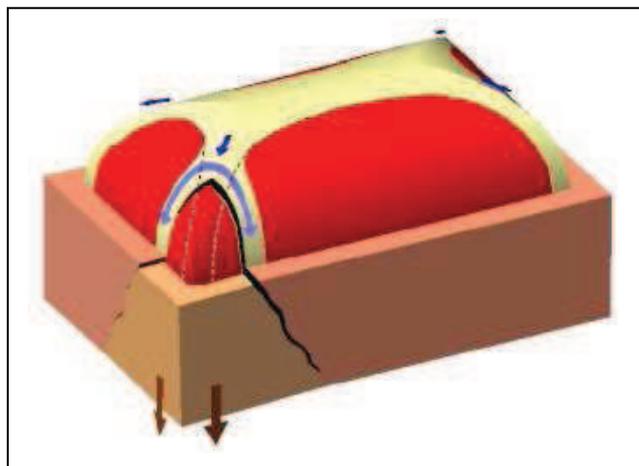
Ancora diversa è la situazione che si presenta nell’ipotesi di cedimento esteso, tale da coinvolgere l’intero muro longitudinale e un’ampia porzione

della volta, che tuttavia ha la capacità di ritrovare l'equilibrio su una nuova configurazione che esclude la parte distaccata (**fig.45b**).

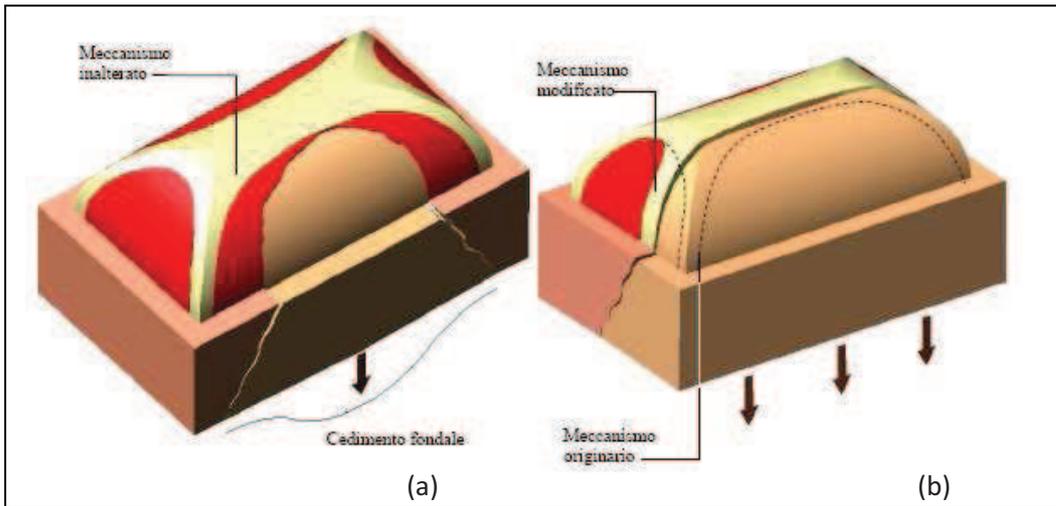
Una simile condizione di dissesto si può presentare anche nelle volte a crociera, che presentano notevole flessibilità e capacità di adattamento dei meccanismi resistenti, al punto da trovare equilibrio anche in condizioni di grave dissesto, come il collasso di un'ampia porzione di struttura. In questo modo ogni unghia trova equilibrio nel contrasto con le adiacenti, mentre esclude quella contrapposta sulla diagonale (**fig.46a**). (31)

Appare chiaro pertanto che il modello ad archi diagonali incrociati, utilizzato in alcuni casi come schema semplificato della struttura non è da prendere a riferimento e risulta addirittura fuorviante ai fini dell'interpretazione del reale meccanismo resistente della crociera.

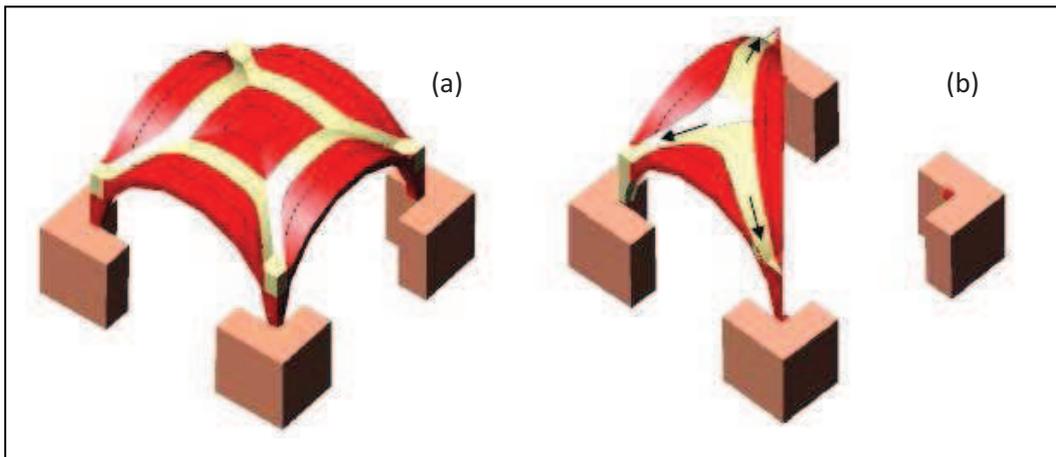
L'ipotesi di rimozione o di collasso di una o due unghie non impedisce alla volta di trovare una configurazione di equilibrio alternativa, che si realizza con la trasformazione del meccanismo ad archi simmetrici impostati sulle nervature, in un sistema di archi che assume la forma di un "treppiede", impostati sui tre punti di forza in grado di sostenerlo (**fig.47b**). Nella struttura dissestata si individua la porzione instabile nel cervello della volta, che non viene raggiunto dai flussi di compressione del nuovo meccanismo. (31)



**Fig. 44-** Modificazione del meccanismo resistente spaziale nelle volte a botte con teste di padiglione nell'ipotesi di cedimento fondale del muro d'angolo.



**Fig. 45-** (a) Modificazione irrilevante del meccanismo resistente spaziale nelle volte a botte con testa di padiglione nell'ipotesi di cedimento fondale localizzato –(b) Modificazione dello stesso meccanismo resistente in presenza di cedimento fondale di un muro longitudinale e cantonali.

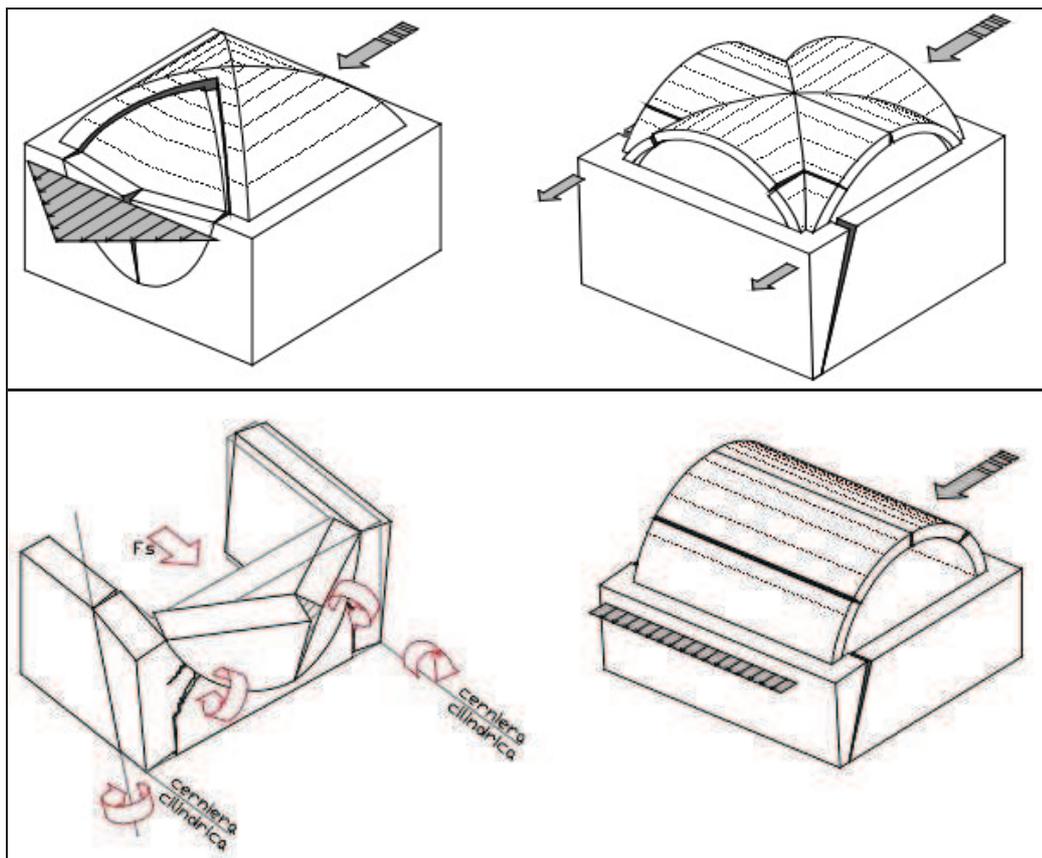


**Fig. 46-** (a) Schema del meccanismo resistente spaziale nelle volte a crociera – (b) Configurazione modificata del meccanismo a "treppiede" su porzione di volta a crociera.

Capitolo 7

## Meccanismi di danno e Cinematismi di collasso

Il complesso di San Giovanni in Monte è caratterizzato dalla presenza di strutture voltate. Le volte hanno notevole peso e sono interessate da fenomeni depressivi, inoltre esercitano una considerevole spinta sulle murature d'ambito innescando cinematismi di ribaltamento. Per analizzare il comportamento strutturale di tali elementi murari si fa riferimento al modello dei cinematismi di collasso.



**Fig. 1-** Sopra meccanismo di rottura a flessione fuori dal piano amplificato dalla spinta centrale del padiglione, confrontato con un dissesto tipico delle volte a crociera; sotto meccanismo di rottura a flessione e meccanismo di ribaltamento della parete amplificato dalla spinta di una volta a botte.

## 7.1 La muratura: dissesti statici, sismici e meccanismi di danno

Un corretto approccio all'analisi strutturale degli edifici in muratura tradizionale non può prescindere dall'osservazione dei meccanismi di dissesto che definiscono scenari di danno tipici dell'edilizia storica in zona sismica, caratterizzati dall'aspetto ripetitivo di molti meccanismi, che si manifestano con varianti poco significative, dovute alla specifica configurazione geometrica ed alla qualità dei materiali, ma sostanzialmente identici nella formazione ed evoluzione. (6)

La muratura è un materiale fragile caratterizzato da un comportamento non simmetrico ed ha resistenza a trazione molto inferiore a quella a compressione, tanto da poter risultare trascurabile in prima analisi.

Pertanto la maggior parte dei dissesti di edifici murari non è dovuta al superamento della resistenza a compressione, quanto all'insorgere di tensioni di trazione all'interno del paramento. Quando si ha un'alterazione del regime tensionale originario, tale da provocare il superamento del limite di proporzionalità tensione-deformazione, si genera una trasformazione (dissesto) che sfocia in uno stato di equilibrio meno stabile del precedente. Questa trasformazione si manifesta esteriormente con l'apparizione di una lesione, cioè di una soluzione di continuità irreversibile. La curva lungo la quale si sviluppa la rottura del solido murario prende il nome di direttrice fessurativa e si sviluppa perpendicolarmente alle isostatiche di trazione.

È possibile stabilire una relazione causa-effetto fra una lesione ed il dissesto di cui essa rappresenta l'evidenza; per questo motivo è possibile parlare di lesioni caratteristiche. I principali dissesti che possono verificarsi in condizioni statiche sono i seguenti:

- Schiacciamento della muratura: le tensioni in esercizio superano il valore della tensione di rottura a compressione. Si tratta una situazione molto pericolosa perché, una volta innescata, si verifica il distacco e l'espulsione di materiale, con conseguente riduzione

delle dimensioni della sezione reagente, e condizioni di instabilità. Questo fenomeno è spesso legato a situazioni tipiche, come la presenza di murature con riempimento a sacco nelle quali la differenza di rigidità fra materiale interno e cortine esterne fa sì che il carico venga portato prevalentemente da queste ultime con una riduzione della sezione resistente del paramento.

-Pressoflessione dovuta all'eccentricità dell'asse meccanico della membratura rispetto all'asse geometrico: ciascuna sezione muraria può avere una composizione variabile, essendo costituita da conci eterogenei, malta ed eventuali lacune. Il baricentro dei moduli elastici della generica sezione non coinciderà di norma col baricentro geometrico perciò si genera una sollecitazione flessionale la cui entità è proporzionale alla distanza fra il baricentro meccanico e quello geometrico.

-Spinta localizzata di archi, volte o coperture. L'effetto della spinta orizzontale o inclinata combinata con l'azione verticale del peso, induce una sollecitazione flessionale.

-Cedimento fondale o basale. Quando il suolo non è più in grado di accogliere efficacemente i carichi derivanti dalle membrature sovrastanti, nelle porzioni basali dell'edificio si genera uno stato di squilibrio che viene trasmesso alle strutture superiori. La lesione caratteristica che individua il cedimento basale o fondale è costituita da due rami di parabola che delimitano l'intera massa muraria colpita dal dissesto.

Le tipologie di danno dovute a un evento sismico si possono classificare in due grandi categorie: meccanismi relativi ad azioni sismiche che agiscono parallelamente o perpendicolarmente al piano medio della muratura; si parlerà rispettivamente di meccanismi nel piano e fuori dal piano.

È noto come le murature offrano una maggiore resistenza se sollecitate nel piano, mentre quando sono sollecitate fuori piano il collasso sopraggiunge anche per valori bassi di picco di accelerazione al suolo.

Al contrario, i danni associati ai meccanismi nel piano si manifestano con lesioni più o meno pronunciate, ma portano al collasso solo in casi

estremi; essi si verificano quando i meccanismi fuori dal piano sono impediti e le azioni sismiche ricondotte nel piano dei pannelli. (39)

La globalità dell'edificio deve essere passata in rassegna, per analizzare i possibili meccanismi di dissesto che l'azione sismica può provocare in ogni sua parte. Una caratteristica propria delle murature tradizionali, che emerge dallo studio degli edifici esistenti, riguarda il carattere locale di principali meccanismi di danno, per cui alcune parti della struttura possono rovinare mentre altre restano illese. Ciò suggerisce la possibilità di scomporre l'organismo edilizio in porzioni elementari per studiarne il comportamento. (6)

Il tipo di risposta alle sollecitazioni sismiche fornito dalla muratura è molto diverso da quello degli edifici intelaiati in c.a o in acciaio, dove l'azione, applicata in un punto generico coinvolge l'intera struttura rientrando nei modelli comportamentali sviluppati per i materiali elastici, omogenei ed isotropi. (8)

Per effettuare un'analisi aderente al reale comportamento delle strutture murarie è pertanto necessario recuperare quell'approccio pratico ed intuitivo che caratterizzava l'opera dei maestri muratori del passato, capaci di trarre dall'osservazione e dall'esperienza i suggerimenti utili per un continuo miglioramento delle tecniche costruttive.

Far i modelli di analisi che rispondono maggiormente a questa impostazione, il più adatto è il **Metodo dei cinematismi di collasso**, che ipotizza la formazione di catene cinematiche caratterizzate dal distacco di solidi murari assimilabili a corpi rigidi e dalla formazione di cerniere nei punti di contatto. L'applicazione di questo metodo presuppone la capacità dei muri di arrivare al collasso senza disgregarsi, da cui deriva l'importanza di tutti gli interventi preventivi volti a conferire monoliticità alle pareti. (6)

Lo studio dei più probabili meccanismi di collasso è un prerequisito indispensabile per valutare il livello di sicurezza dell'opera e per consentire la definizione di eventuali interventi di miglioramento, compatibili con la tipologia dell'opera in esame.

### 7.1.1 LE PARETI: PRIMO MODO DI DANNO E SECONDO MODO DI DANNO

In merito al comportamento sismico degli edifici in muratura A. Giuffrè (1993), ha proposto di distinguere essenzialmente meccanismi di crisi di primo modo, o fuori piano, e di secondo modo, cioè nel piano.

Per meccanismi di I modo si intendono quei cinematismi di collasso connessi al comportamento delle pareti in muratura fuori dal proprio piano, quindi con comportamento flessionale e conseguente ribaltamento (rocking).

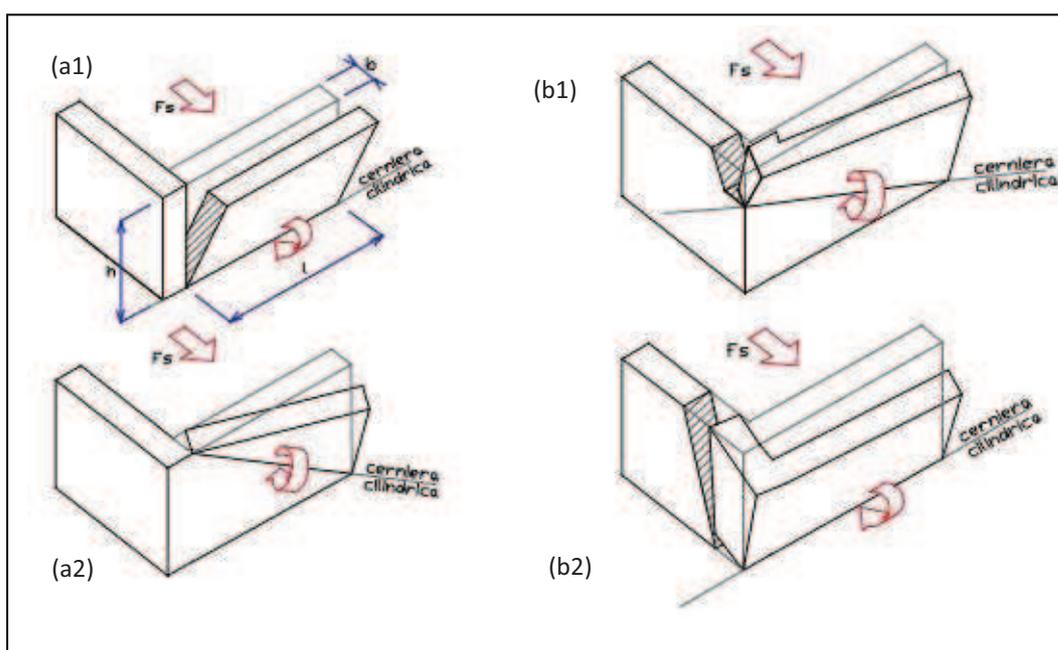
I meccanismi di II modo riguardano, invece, la risposta della parete nel proprio piano, con tipici danneggiamenti per taglio e flessione.

Il collasso fuori piano delle pareti perimetrali tende, spesso, a verificarsi prima di quello nel piano, a causa di molti fattori concomitanti, tra cui la debolezza del vincolo offerto dagli impalcati intermedi esercitato prevalentemente per contatto e per attrito, lo scarso ammorsamento tra pareti ortogonali, la natura non monolitica della compagine muraria, la sfavorevole configurazione geometrica delle pareti perimetrali. (37)

Il mancato comportamento scatolare delle murature, determinato da elevata snellezza ed eccessiva distanza tra i muri ortogonali, caratterizzante una sfavorevole configurazione geometrica, risulta particolarmente evidente in edifici dai tipici ambienti allungati, quali i monasteri con le loro grandi maniche. (38)

Il comportamento globale della struttura nei confronti dell'azione sismica è fortemente influenzato dal grado di connessione tra le murature. Insufficienze di collegamento tra pareti ortogonali e tra le pareti e gli impalcati impediscono alla struttura di sviluppare, durante il terremoto, una risposta globale che porti le diverse pareti a collaborare, le une con le altre, ed a ripartire tra esse le sollecitazioni indotte. In tale caso, quindi, la risposta della singola parete risulta praticamente indipendente e manifesta una limitata interazione con il resto dell'edificio. La risposta della parete è, in tal caso, dominata dal comportamento fuori piano, esibendo, nei riguardi dei meccanismi di I modo, una evidente maggiore vulnerabilità.

La presenza di un buon ammorsamento, per contro, tra pareti o di connessioni anche puntuali, realizzato, ad esempio, grazie alla presenza o all'inserimento di catene metalliche, consente la collaborazione nella risposta tra le varie componenti strutturali dell'edificio. L'edificio presenterà allora un comportamento d'insieme che gli consente di attingere alle maggiori risorse di rigidità e resistenza delle pareti nel proprio piano. (37)



**Fig. 2-** Influenza del grado di vincolo tra gli elementi sulla risposta sismica: pareti libere o vincolate ad una estremità (a1, a2), pareti ortogonali connesse (b1, b2)

Il primo caso (a1), rappresentato nella precedente figura, mostra il collasso di un muro d'angolo caratterizzato dalla completa carenza di collegamenti strutturali fra le due pareti, per cui ciascuna parete si comporta come elemento isolato. Se si ipotizza l'azione sismica agente in senso ortogonale ad una delle pareti e complanare all'altra, il dissesto sarà caratterizzato dalla formazione di una cerniera cilindrica attorno alla base della prima, cui corrisponde il ribaltamento della mensola.

Il secondo è un caso più comune (a2), e prevede lo stesso tipo di sollecitazione agente su una struttura costituita da muri ben connessi fra loro e di buona resistenza. La cerniera cilindrica tende a disporsi secondo

la diagonale della mensola, che costituisce la linea debole ed esclude il cantonale dal meccanismo di danno.(6) L'attivazione del secondo cinematismo di collasso richiede un'azione sismica sensibilmente superiore al primo, e perciò è preferibile favorire la condizione di vincolo ad esso associata.

Piuttosto frequente è anche il meccanismo di danno, che in figura è chiamato b1; la cerniera in questo caso, si dispone con un'inclinazione intermedia rispetto alle situazioni precedenti, per effetto di un collegamento efficace fra i due muri. E' possibile in questo caso, che si verifichi uno strappo con conseguente trascinarsi di una porzione cuneiforme del muro sollecitato dall'azione complanare.

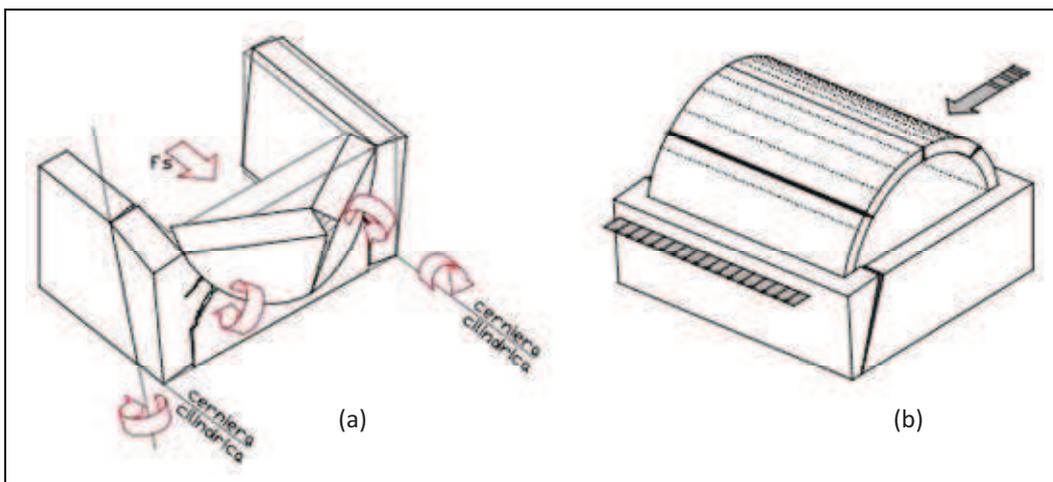
L'ultimo schema rappresentato (b2), è apparentemente simile al primo, poiché caratterizzato dalla formazione della stessa cerniera di base, ma in realtà tale comportamento si manifesta solo se i muri sono perfettamente collegati, per cui l'eventuale strappo fra le due pareti non può avvenire che a monte del cantonale, dove è facilitata la formazione delle linee di frattura. Questa condizione, piuttosto frequente nell'edilizia storica, comporta il distacco di un ampio cuneo murario, che funge da contrappeso e che, per propria forma, tende a contrastare il ribaltamento. In questo modo si riduce di molto la possibilità d'innescamento del meccanismo, che invece nella configurazione iniziale appare alquanto probabile. In pratica si tratta di una condizione ottimale che chiama in causa la qualità della muratura, dalla quale dipende l'ampiezza angolare del cuneo e la stessa resistenza che la parete oppone allo strappo.

E' chiaro, quindi, che la conoscenza della sola geometria strutturale non è sufficiente per fare previsioni realistiche sul tipo di risposta attesa. Sono molteplici i fattori in grado di influenzare l'innescamento del cinematismo: la qualità delle connessioni fra i due muri ortogonali, il tipo di muratura e le caratteristiche di posa in opera dei materiali, nonché gli spessori, l'altezza e tutti i parametri geometrici.

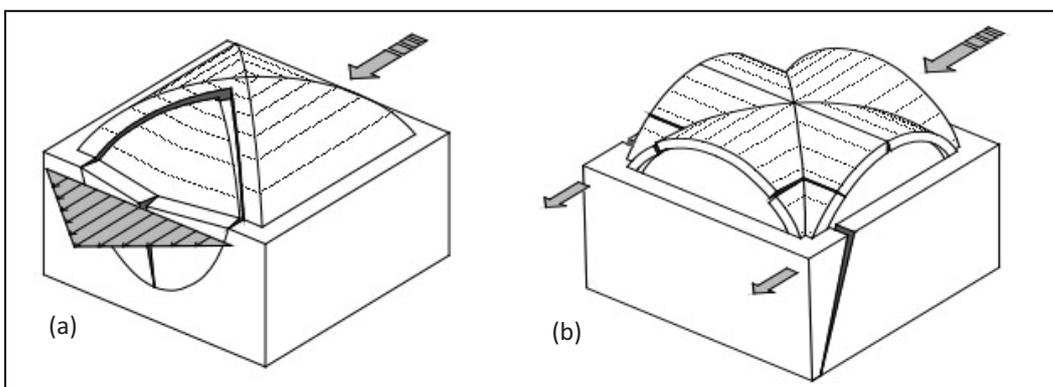
Le tecniche costruttive atte a scongiurare l'attivazione dei meccanismi di rottura a taglio o trazione, prevedono la realizzazione di efficaci ammorsature fra i muri ortogonali.

La cura nella disposizione dei conci e nella realizzazione dei cantonali è finalizzata alla creazione di un corpo unico fra i due muri disposti su piani ortogonali. (6)

Nelle figure seguenti sono rappresentati i meccanismi di rottura che si manifestano sulle murature d'ambito a causa della spinta esercitata da coperture voltate.



**Fig. 3-** (a) Meccanismo di rottura a flessione – (b) Meccanismo di ribaltamento amplificato dalla spinta distribuita della volta a botte.



**Fig. 4-** (a) Meccanismo di rottura a flessione fuori dal piano amplificato dalla spinta centrale del padiglione – (b) Dissesto tipico delle volte a crociera.

L'efficacia delle connessioni d'angolo spinge il meccanismo verso la rottura a flessione, che determina il distacco di una porzione di parete di forma parabolica, il cui profilo dipende dall'interasse dei muri di controvento e dall'altezza del muro stesso.

Tale meccanismo si presenta più articolato rispetto a quelli elementari; la parete viene spinta all'esterno nella parte centrale più distante dai vincoli perimetrali, mentre si forma una lesione verticale lungo la linea di simmetria. Il meccanismo in questo caso si affida alla formazione di archi orizzontali che si sviluppano nello spessore del muro e sfruttano il contrasto con i cantonali che fungono da imposte.

Come effetto secondario si riscontra la formazione di lesioni diagonali nella zona sottesa dal profilo parabolico, da associare allo sforzo di taglio dovuto alle spinte.

Nel caso di copertura con elementi voltati i meccanismi di danno della cellula muraria mostrano un'evoluzione diversa in relazione alla geometria della volta ed alla direzione del sisma. Per le volte a botte in caso di azione sismica ortogonale alle imposte, i muri di testata non risentono di alcun aggravio di carichi, anzi, la regola costruttiva prescrive che l'arcata della volta non vada ammorsata alle pareti, per cui le testate soffrono soprattutto la carenza di vincoli, almeno per quanto riguarda le azioni verso l'esterno, mentre verso l'interno il muro trova il contrasto della volta che si comporta quindi come un vincolo monolatero. La spinta uniforme esercitata dalla volta contro le pareti di imposta invece, innesca un fenomeno di ribaltamento.

Esaminiamo ora l'evoluzione del comportamento della cellula muraria se al posto della volta a botte si trova una struttura a padiglione oppure a crociera. Quest'ultima tende a concentrare la spinta contro i peducci d'angolo, pertanto favorisce il distacco dei cantonali cui segue il ribaltamento della facciata, mentre quella a padiglione è più compatibile con il meccanismo di rottura a flessione del muro d'imposta, dato che trasmette la massima spinta nel tratto centrale della parete. (6)

### 7.1.2 COMPORTAMENTO DI PARETI ISOLATE: INGRANAMENTO E MONOLITICITÀ

Per un approccio razionale è consigliabile procedere preliminarmente con l'esame di una parete singola e isolata, sottoposta a configurazioni di carico elementari, a partire dall'azione dei soli carichi verticali, per poi tenere conto degli effetti prodotti dalle azioni sismiche ortogonali al piano e, quindi, passare al più complesso problema della risposta alle forze sismiche complanari.

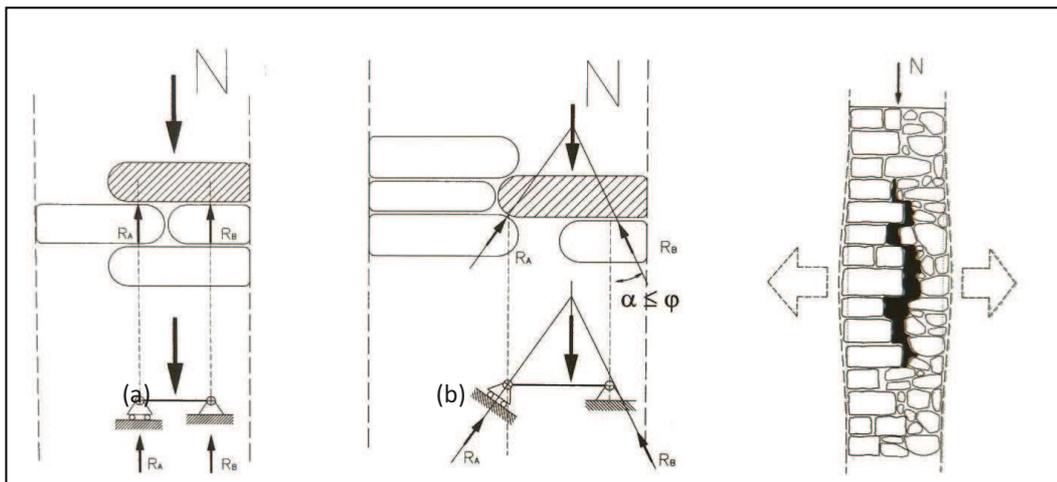
Le murature sono elementi strutturali destinati principalmente a contrastare le azioni statiche verticali, mentre le azioni sismiche orizzontali introducono degli stati tensionali anomali rispetto a quelli ordinari, per i quali non tutte le murature sono efficacemente predisposte. (6)

Già gli inizi dell'Ottocento, l'ingegnere del Corpo di Acque dello Stato Pontificio riassume questi aspetti della qualità muraria definendo il sistema muro come: "...un ammasso artefatto di pietre, ordinate in modo, che ne risulti un solido di figura e dimensioni determinate, atto a conservare la propria forma sia per la forza di qualche materia glutinosa, cui si dà il nome di malta o cemento, la quale avvolge le pietre, e le tenga saldamente aderenti l'una all'altra; sia in grazia dell'equilibrio, in cui si trovi ciascuna pietra per la semplice sua posizione; sia perché le pietre si trovino tutte studiosamente disposte in guisa tale, che quelle forze, per cui tenderebbe ciascuna di esse a spostarsi, si elidano vicendevolmente...".(40)

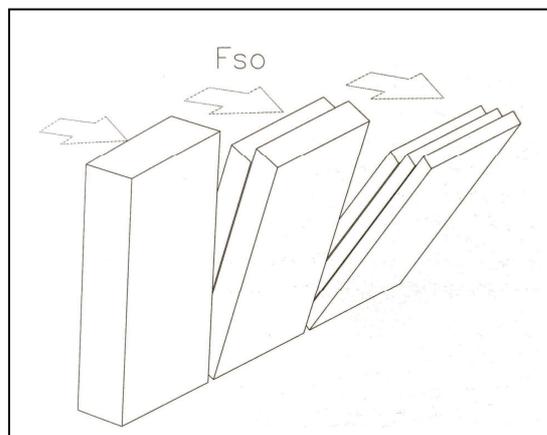
Questa definizione richiama l'attenzione sul rispetto di quella "regola dell'arte" che viene oggi troppo spesso sottovalutata, ma che faceva parte della cultura costruttiva delle epoche passate e permetteva di edificare costruzioni solide anche impiegando materiali di diversa pezzatura, grazie alle modalità per una corretta posa in opera. Infatti, gran parte delle murature storiche, per ragioni economiche o anche per motivi estetici, presenta caratteristiche costruttive disomogenee, con paramenti che si differenziano sia per la qualità che per il tipo e la forma dei materiali impiegati.

Nelle murature medievali, ad esempio, è diffuso l'utilizzo della pietra a vista, combinata con elementi di spoglio, recuperati da crolli o da scarti di lavorazione, mentre nei muri di epoca rinascimentale è diffusa la componente laterizia o mista pietra-laterizio, spesso abbinata a pietrame di recupero utilizzato per il paramento interno.

Se il contatto fra le pietre avviene senza un efficace ingranamento, le conseguenze possono essere pericolose, per l'insorgenza di forze inclinate necessarie per l'equilibrio, che rendono la muratura internamente spingente. Questa condizione tende a produrre il distacco dei paramenti con lo stesso effetto dannoso che si riscontra anche in presenza di forze in direzione ortogonale alla parete stessa, inficiando quel comportamento monolitico che si ricerca nella costruzione di qualsiasi muratura e che ne costituisce il più importante indicatore di qualità. (6)



**Fig. 5-** Confronto fra elementi lapidei ingranati (a ) o spingenti (b ), con distacco dei paramenti associato a fenomeno di instabilità .



**Fig. 6-** Meccanismo di ribaltamento: muro monolitico oppure a più paramenti

Il comportamento a mensola di muri isolati sottoposti ad azioni orizzontali è stato analizzato in modo efficace da J. Rondelet agli inizi del 1800 e ripreso in seguito in molti trattati sull'edilizia storica.

Nel moto di rotazione attorno alla base la parete sollecitata trasversalmente, tende a scaricare il proprio peso sul lembo esterno, generando una forte sollecitazione di taglio lungo il piano medio.

In questa fase entra in gioco la capacità del muro di conservare la propria configurazione geometrica durante l'evoluzione del cinematismo, e di oscillare intorno alla propria posizione di equilibrio in presenza di adeguati elementi di connessione trasversale. (6)

Al contrario un muro privo di diafani, ovvero di elementi passanti che collegano i due paramenti in senso trasversale, non offre sufficiente resistenza alla sollecitazione di taglio e può scomporsi, giungendo rapidamente al collasso, presentando margini di resistenza inferiori a quelli di una parete monolitica.

Un'ulteriore condizione per avere una risposta maggiormente efficace alle sollecitazioni sismiche è quella di poter considerare la risposta globale di una cellula muraria e quindi di sfruttare, oltre alla resistenza di un setto isolato, quella offerta dalle murature ad esso ortogonali. La muratura sollecitata ortogonalmente al suo piano, può in tal caso essere trattenuta, nel suo moto di rotazione, dalle murature ad essa connesse e ortogonali. Le murature in questione risultano sollecitate da azioni complanari, di cui si parla nel paragrafo seguente.

## 7.2 Dissesti delle pareti dovuti ad azioni sismiche complanari

Molto complesso risulta il problema dell'analisi dei setti murari sottoposti ad azioni sismiche complanari. Questo problema riveste grande importanza per la stabilità globale dell'organismo edilizio, poiché alle pareti disposte nella direzione del sisma compete il ruolo di controventi, in grado di contrastare il ribaltamento di primo modo dei muri ortogonali. L'osservazione di situazioni reali costituisce un utile riferimento che suggerisce un percorso privilegiato per l'analisi strutturale. Nelle facciate degli edifici a schiera ad esempio, si manifesta un quadro fessurativo tipico che mostra lesioni con profilo inclinato, concentrate principalmente in corrispondenza delle testate e indirizzate verso la base estrema. (6)

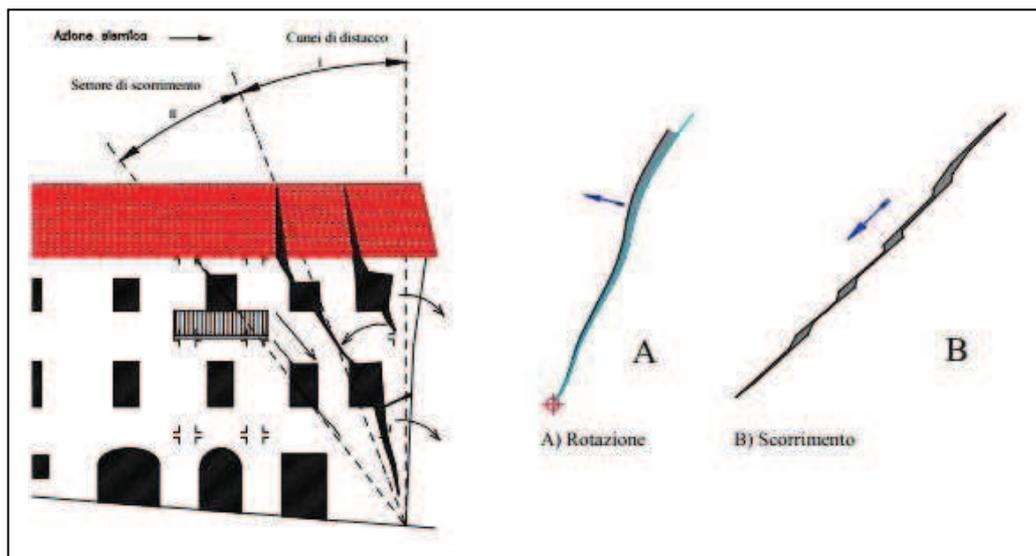


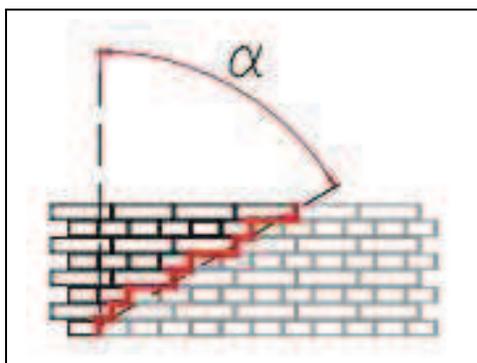
Fig. 7- Meccanismo di danno di testata di un aggregato edilizio

Le caratteristiche morfologiche delle lesioni che si creano per effetto delle azioni sismiche complanari costituiscono degli indizi molto importanti per prevedere un'evoluzione realistica dei meccanismi di danno.

Nella precedente figura, la prima linea critica (A) è una lesione di strappo, mentre la seconda (B) presenta uno scorrimento parallelo alla fessura.

L'esperienza dimostra che l'inclinazione della linea critica (B) è circa di  $45^\circ$ . La prima linea critica è individuata, invece, da un parametro

caratteristico di ciascun tipo di muratura, rappresentato dall'angolo critico alfa. A seconda del tipo e qualità dei materiali impiegati e della tecnica adottata per la posa in opera, è possibile individuare l'angolo critico attraverso un procedimento grafico che permette di individuare l'allineamento diagonale dei giunti. Le murature di mattoni pieni con tessitura "alla gotica" (alternanza di diatoni e ortostati), sono caratterizzate da angoli critici piuttosto grandi.



**Fig. 8-** Angolo critico per muratura in mattoni pieni con filari alternati di testa e di costa.

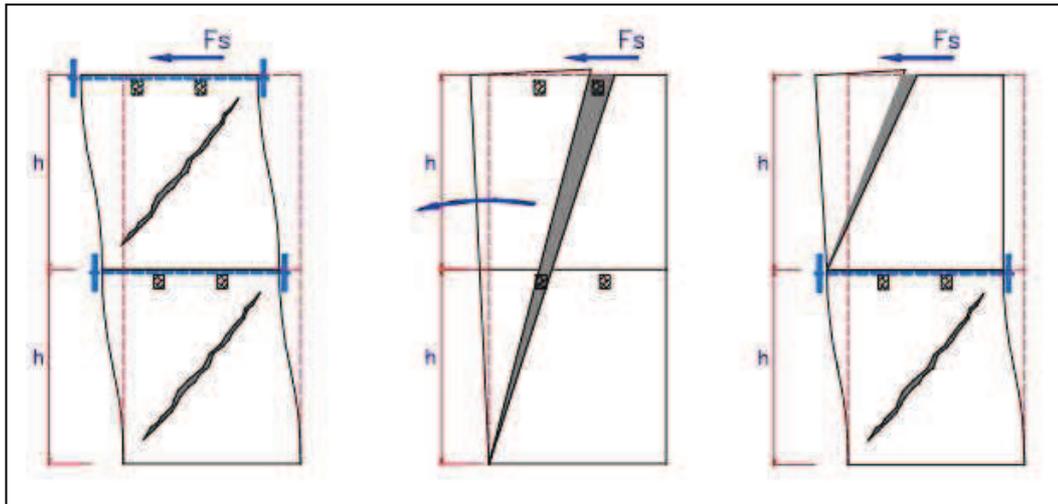
Nelle murature storiche prive di cordoli e tiranti, prevale la rottura a flessione con formazione di lesioni lungo le linee critiche.

L'inserimento di tiranti ai piani impone condizioni di congruenza che impediscono il passaggio delle lesioni fra setti sovrapposti; la fessurazione avviene, pertanto, lungo le diagonali, che costituiscono l'unico profilo congruente con il vincolo imposto dalle catene.

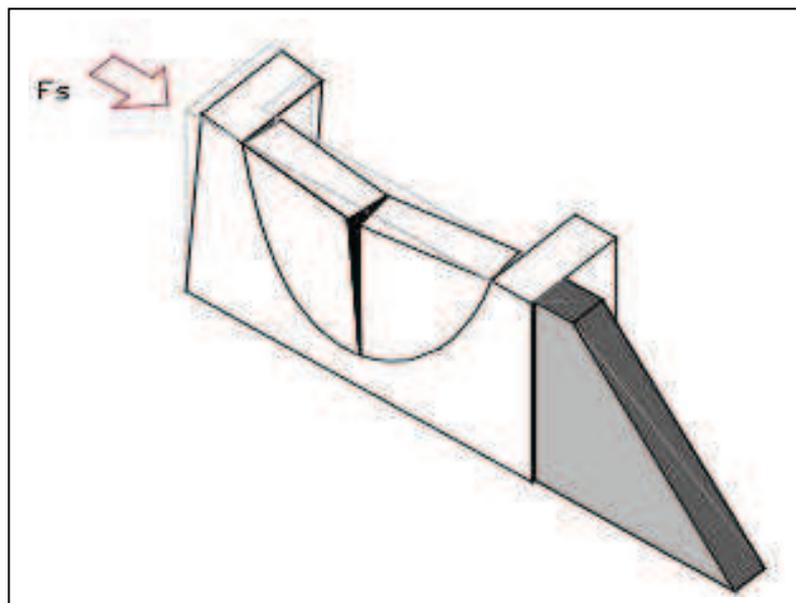
Gli schemi grafici di **fig.9**, evidenziano una chiara differenza del comportamento delle pareti in funzione della configurazione dei vincoli; la carenza di connessioni ai piani facilita l'innescò dei meccanismi di ribaltamento, mentre gli incatenamenti disposti a vari livelli, in quanto efficaci, chiamano in causa la resistenza a taglio delle singole pareti.

Gli stessi tiranti, se posti solo su alcuni livelli intermedi della struttura, non garantiscono uniformità di comportamento delle pareti.

E' importante ricordare che in caso di parete posta a contrasto di strutture rigide, l'azione sismica complanare può innescare fenomeni di instabilità, dovuti proprio alla compressione orizzontale esercitata nel piano della parete, fino a determinarne la rottura a flessione. (6)



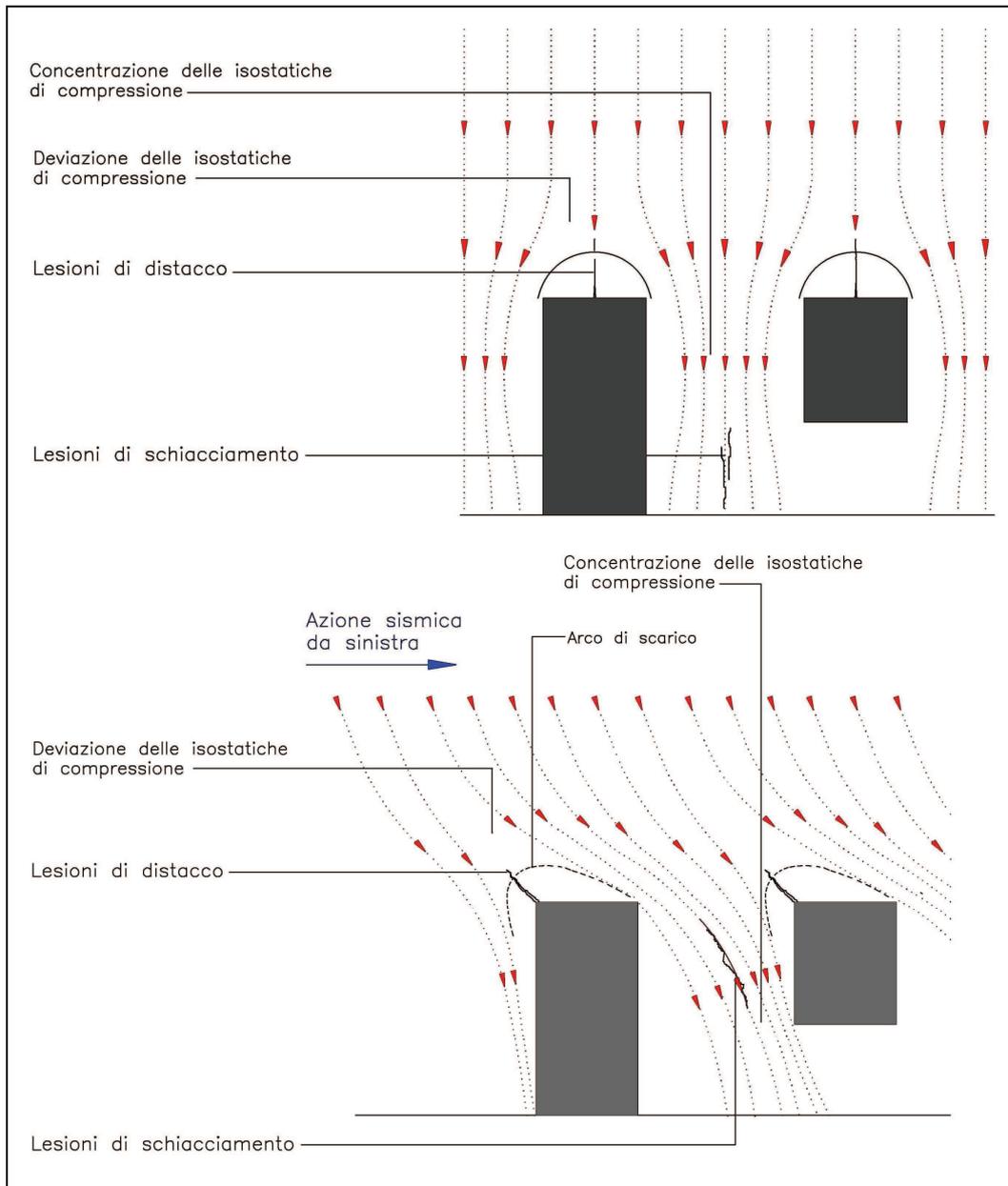
**Fig. 9-** Risposta sismica di pareti sollecitate nel piano: meccanismi di rottura a taglio e flessione in presenza di orizzontamenti rigidi o di solai deformabili.



**Fig. 10-** Fenomeno di instabilità per azioni sismiche complanari alla parete posta a contrasto di strutture rigide.

### 7.2.1 IL MODELLO AD ARCHI VIRTUALI

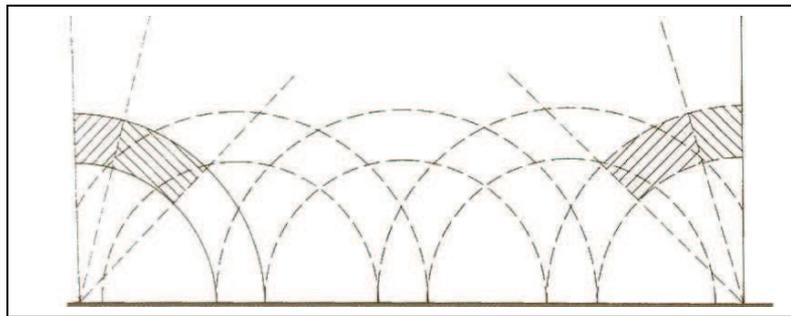
Nelle strutture murarie i flussi tensionali tendono a seguire percorsi preferenziali che si sviluppano in funzione della geometria, delle condizioni di vincolo e della consistenza dei materiali. (5)



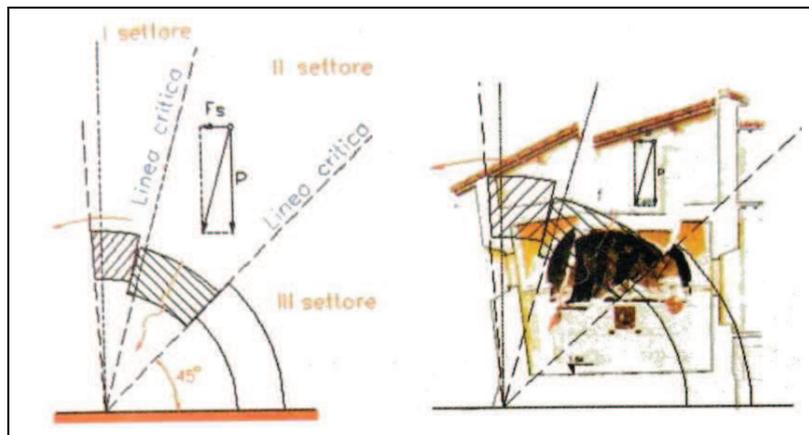
**Fig. 11-** Diffusione dei flussi di compressione nei pannelli forati in condizioni statiche e sismiche. Formazione spontanea di archi di scarico.

Un aiuto per comprendere i processi di formazione delle catene cinematiche è offerto dall'andamento qualitativo dei flussi di compressione all'interno delle pareti. Si osserva in particolare che i meccanismi resistenti si instaurano in condizioni statiche e sismiche attraverso la formazione spontanea di archi di scarico, la cui conformazione è condizionata dalla presenza e dalla disposizione di eventuali aperture. (6)

Appare quindi lecito utilizzare il modello ad archi virtuali che ipotizza la parete costituita da una ideale successione di archi, per chiudere con due semiarchi di estremità i quali, per loro conformazione, presentano un equilibrio precario.



**Fig. 12-** Configurazione della parete secondo il modello ad archi virtuali.



**Fig. 13-** Modello del comportamento ad archi virtuali delle pareti murarie sollecitate nel piano.

La capacità di trattenuta dei semiarchi è garantita, in condizioni statiche, dalla coesione delle malte e dall'attrito tra gli inerti ma, sotto l'effetto del sisma e in assenza di elementi di contrasto o di trattenuta, i due fattori di resistenza possono non essere sufficienti a garantire l'equilibrio.

Il modello ad archi virtuali descrivere il modo in cui la parete si divide in tre settori o cunei detti macroelementi, di rotazione (il primo), di scorrimento (il secondo) e infine l'ultimo che conserva una naturale stabilità; inoltre permette di spiegare anche il funzionamento di tiranti, speroni ed archi di sbadacchio, tre presidi antisismici adottati sistematicamente nel passato.

In particolare i tiranti sono in grado di assorbire la spinta di chiave del semiarco di estremità, amplificata dall'azione sismica e di ricondurla a monte all'interno della struttura. Le altre due soluzioni servono, invece per creare percorsi di scarico delle azioni orizzontali all'esterno della struttura.

(5)

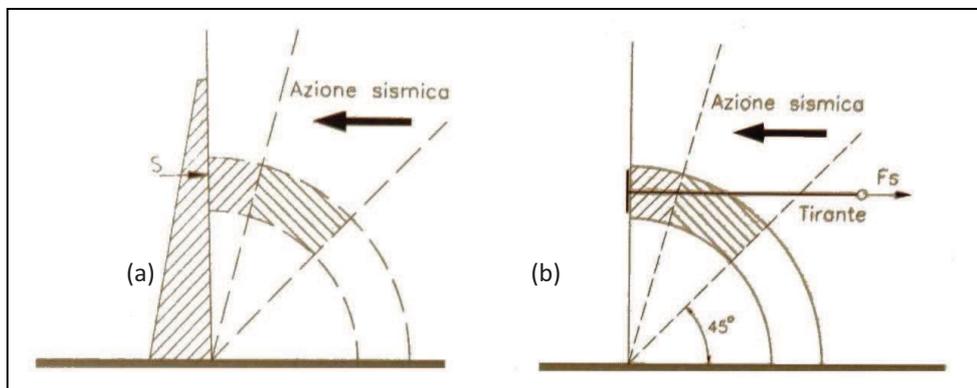


Fig. 14- Rinforzo con speroni (a) e con tiranti (b).

## 7.3 I dissesti: strutture voltate

Per agevolare l'analisi dei dissesti che interessano gli archi e le volte è importante procedere ad una prima classificazione dei meccanismi di dissesto, distinguendo quelli causati dallo spostamento relativo delle imposte, da quelli imputabili a fenomeni di instabilità dell'elemento costruttivo. I due tipi di danno possono coesistere, determinando configurazioni talvolta difficili da interpretare. In genere l'evoluzione dei cinematismi di danno, anche se imputabili ad una singola causa, degenera in meccanismi composti con effetti non sempre prevedibili.

L'innescio dei cinematismi dipende dalla configurazione geometrica della struttura, dalla natura ed entità dei carichi agenti; a questo proposito, si dimostrano particolarmente gravosi i carichi asimmetrici, che contrastano con la caratteristica simmetria strutturale delle volte.

In realtà ogni meccanismo di danno, nel momento stesso in cui si attiva, tende a stabilizzarsi per effetto di un naturale rilassamento degli stati tensionali, per cui in un primo momento, si riduce l'azione di contrasto necessaria per l'equilibrio fino al raggiungimento del valore minimo rappresentato dalla spinta attiva. Oltre questo limite però, la spinta tende ad aumentare nuovamente e se le imposte non offrono la resistenza necessaria, il dissesto evolve rapidamente al collasso. (6)

### 7.3.1 SPOSTAMENTO RELATIVO DELLE IMPOSTE

Nella prima categoria di dissesti, originati dal movimento relativo delle imposte, si distinguono tre tipi associati alle singole componenti di spostamento, corrispondenti alla traslazione ortogonale ai muri d'imposta, ai cedimenti differenziati ed agli scorrimenti longitudinali.

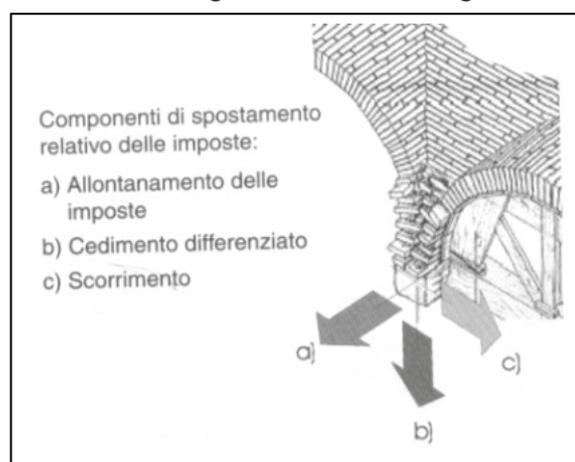


Fig. 15-Componenti di spostamento delle imposte.

Ciascun meccanismo, considerato singolarmente, determina la formazione di uno specifico quadro fessurativo, che offre la chiave di interpretazione del dissesto medesimo.

La perdita della configurazione geometrica comporta un forte incremento delle spinte, a causa del progressivo abbassamento del punto di chiave che conferisce all'arcata un profilo ribassato sempre meno stabile.

Dei tre tipi di dissesto, quello più pericoloso è associato alla traslazione dei muri d'imposta con conseguente allontanamento degli appoggi, in quanto direttamente condizionato dalla spinta della volta. Il crollo è spesso determinato dal pericoloso movimento relativo delle imposte, dovuto alle oscillazioni asincrone delle pareti. (6)

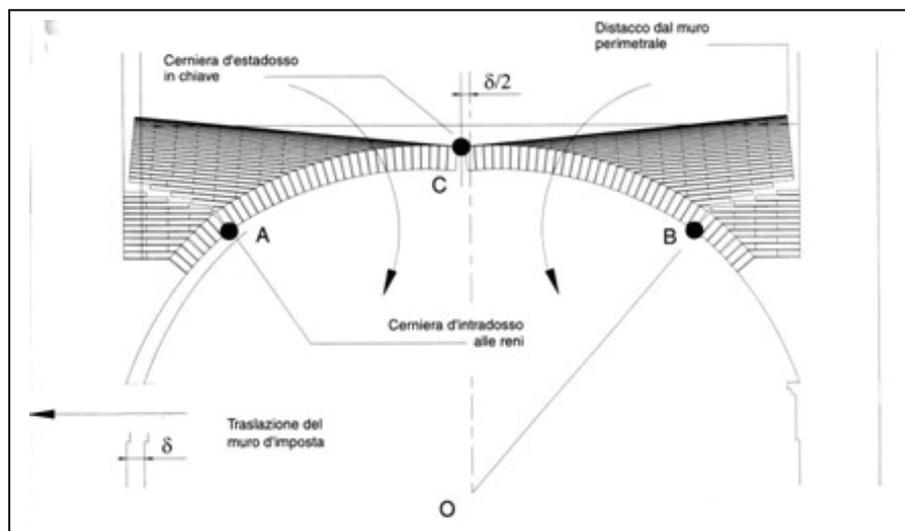
In condizioni di esercizio ordinario, la spinta statica favorisce il primo tipo di danno, mentre sono soprattutto le azioni sismiche orizzontali ad indurre deformazioni planimetriche. La rottura a flessione degli archi e delle volte richiede la formazione di cerniere all'intradosso in corrispondenza delle reni, e all'estradosso in chiave.

Piccoli spostamenti orizzontali degli appoggi producono abbassamenti significativi del campo centrale, tuttavia il meccanismo resta stabile fintanto che le cerniere si mantengono a quote differenti, mentre diviene instabile con l'abbassamento della cerniera in chiave. Il raggiungimento della configurazione di collasso richiede spostamenti relativi che in teoria sono quantificabili, nell'ordine del 30÷35% della luce netta.

In realtà il collasso è anticipato dal superamento della resistenza a compressione della muratura e dalla plasticizzazione delle cerniere.

In ogni caso, il meccanismo a flessione ha la caratteristica di essere potenzialmente reversibile: si innesca in modo naturale ma non produce conseguenze gravi immediate, dimostrando una duttilità che lo rende meno pericoloso di altri.

La messa a punto di provvedimenti tecnici atti a contrastare l'evoluzione del meccanismo, richiede un'utile distinzione fra i casi in cui la spinta è riconosciuta come causa stessa del dissesto e quelli dove, invece, l'allontanamento delle imposte è dovuto a fattori esterni e solo in parte condizionato dalla spinta equilibrante. (6)



**Fig. 16-** Meccanismo di rottura a flessione delle volte laterizie a crociera per allontanamento delle imposte.

Il cedimento degli appoggi produce, in apparenza, la formazione di due sole cerniere con disposizione asimmetrica, una in chiave e l'altra laterale, all'altezza delle reni.

La terza cerniera si sposta alla base del muro esterno, dalla parte del cedimento con conseguente rotazione rigida della parete, necessaria per la congruenza del cinematismo.

Nelle volte a crociera, il danno si manifesta in alcuni casi con alcune varianti che ne rendono ancora più difficile l'interpretazione. La scarsa qualità delle ammortature fra le lunette, può favorire il distacco della lunetta esterna, trascinata dalla parete perimetrale con gravi conseguenze per l'assetto statico. (6)

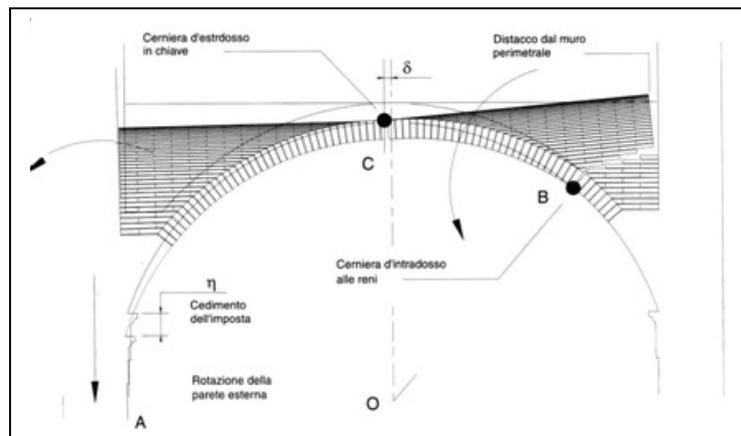


Fig. 17- Rottura a flessione per cedimento differenziato.

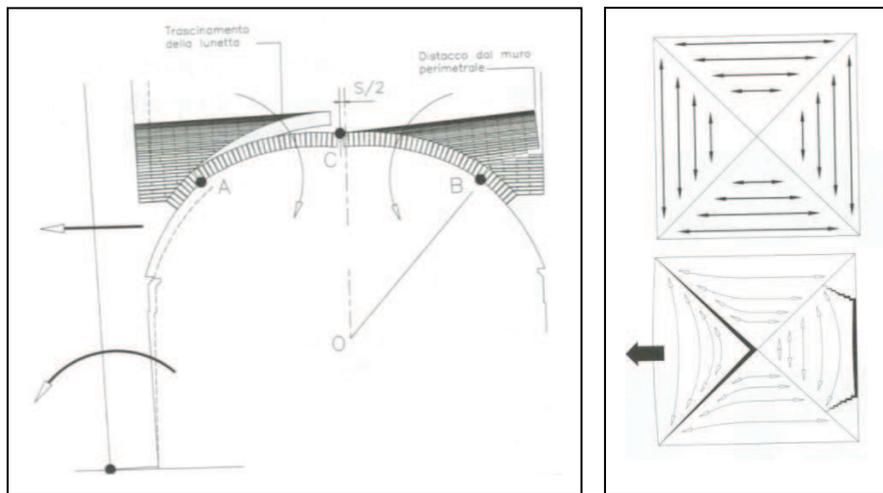


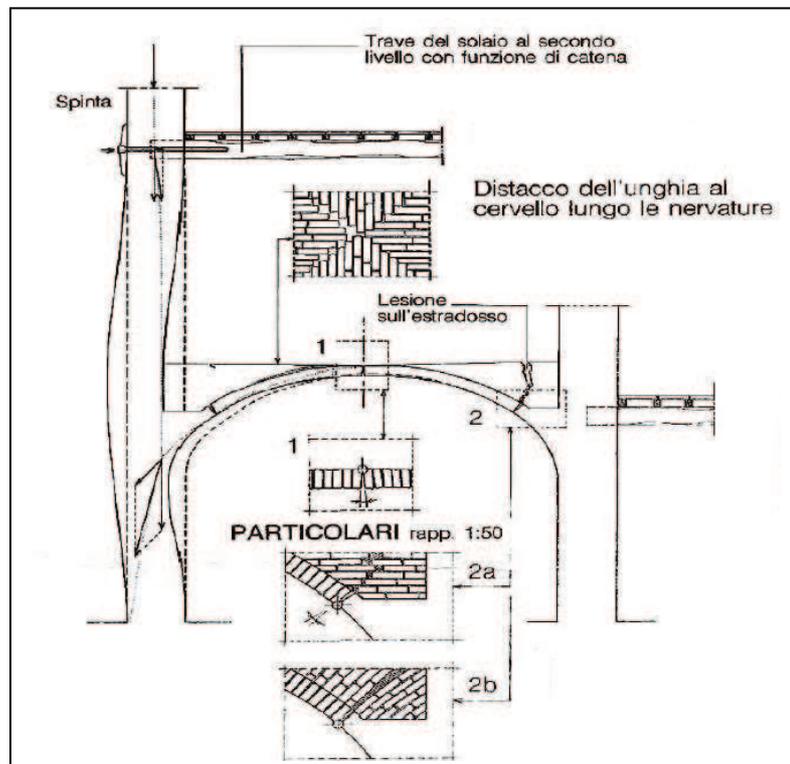
Fig. 18- Meccanismo con distacco dell'ammortatura e trascinamento della lunetta in una volta a crociera. A fianco flussi di compressione nelle volte a crociera in assetto normale e nella configurazione di dissesto con lunetta distaccata.

I meccanismi di allontanamento delle imposte e cedimento differenziato, sono riconducibili alle conseguenze indotte dalle azioni sismiche

ortogonali alle pareti d'imposta. Pertanto il primo effetto del terremoto è quello di distaccare le murature d'ambito, recidendo le deboli connessioni con le pareti interne ad esse ortogonali, per poi farle ribaltare (primo modo di danno). (8)

Il secondo modo di danno generato dalle azioni sismiche complanari, produce effetti altrettanto pericolosi, dovuti alla deformazione planimetrica della maglia muraria derivanti dall'innescarsi di sforzi diagonali alternati di trazione e compressione che tendono a sconnettere il campo centrale della volta. L'effetto è dovuto allo scorrimento differenziato longitudinale, per la diversa rigidezza dei muri sollecitati. Fintanto che le trazioni non superano i valori delle tensioni di compressione che equilibrano l'arco, non vi sono conseguenze significative; oltre questa soglia i mattoni si distaccano sfilandosi dall'apparecchio laterizio con gravi conseguenze.

Ad aggravare il fenomeno interviene, spesso, la simultanea attivazione degli spostamenti trasversali e longitudinali così gli sforzi diagonali vanno ad interferire con i flussi di compressione dei meccanismi flessionali, producendo il collasso del campo centrale. (6)



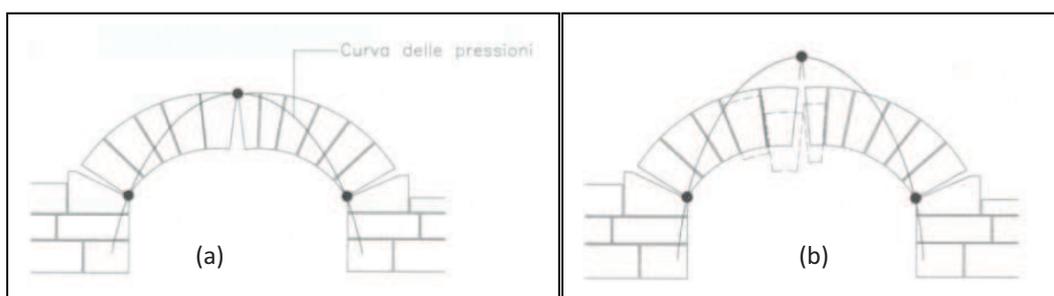
**Fig. 19-** Modalità di collasso di primo modo (allontanamento delle imposte); particolari: (1) cerniera sull'estradosso del cervello; (2a) apparecchio secondo le generatrici, lesione parallela alla parete; (2b) apparecchio diagonale, lesione inclinata.

### 7.3.2 IL MECCANISMO DI ROTTURA A TAGLIO

Il meccanismo di rottura a flessione offre comunque delle garanzie, mentre vi sono cinematismi strutturali molto più pericolosi.

Il meccanismo di rottura a taglio è uno di quelli la cui pericolosità è confermata dalla sperimentazione e dall'osservazione dei dissesti reali più frequenti. Quando i meccanismi flessionali sono impediti, lo spostamento degli appoggi, anche se irrilevante, produce lo scorrimento dei conci centrali e poi di quelli laterali.

La configurazione di collasso si raggiunge con spostamenti piuttosto modesti, inferiori al 5% della luce netta dell'arco, inoltre il cinematismo è di tipo irreversibile. (6)



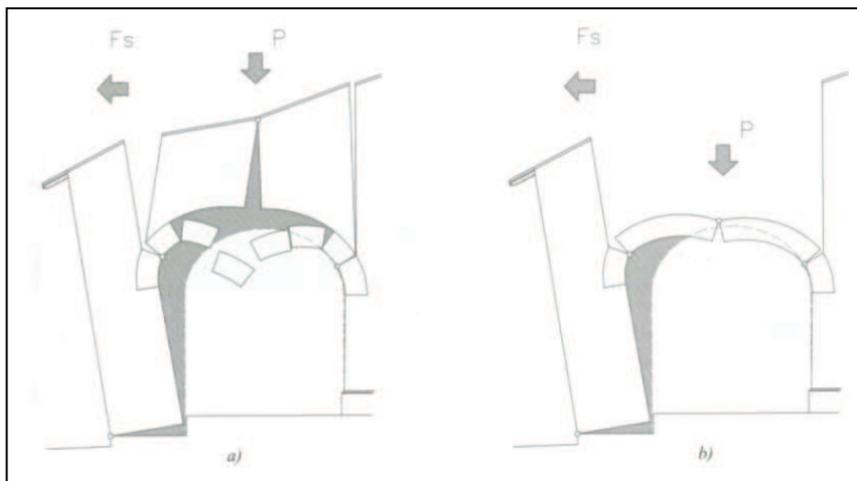
**Fig. 20-** Curva delle pressioni negli archi liberi e negli archi di parete a forma vincolata – Esempi di rottura a flessione (a) e rottura a taglio (b).

E' necessario pertanto favorire l'innesco dei cinematismi flessionali, più duttili e meno pericolosi di quelli a taglio.

La configurazione limite corrisponde alla formazione di cerniere plastiche in chiave e alle reni all'arcata.

La presenza di muratura al di sopra dell'arco, capace di assorbire gli sforzi di compressione che migrano oltre la quota di chiave, rende possibile una diversa configurazione del meccanismo resistente. La spinta equilibrante si riduce senza alcun reale beneficio, mentre aumenta la probabilità che la lesione in chiave attraversi l'intero spessore dell'arco, con conseguente scorrimento dei conci. In pratica la gerarchia delle resistenze vede anticipata la rottura a taglio rispetto a quella flessionale; questo rischio è

più accentuato nelle strutture rigide, dove la muratura si sostituisce agevolmente nelle funzioni statiche proprie dell'arco.



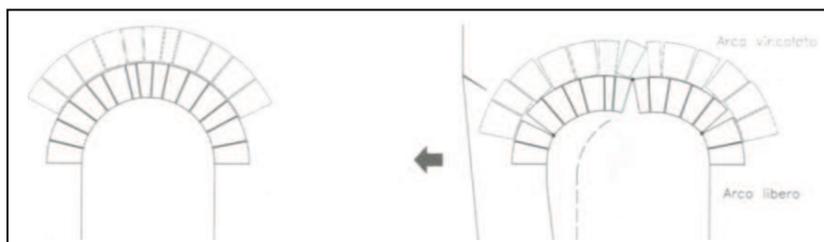
**Fig. 21-** Modi di danneggiamento degli archi di parete causati da azioni verticali e orizzontali: (a) distacco e scorrimento dei conci centrali (rottura a taglio) ; (b) rottura a flessione per la condizione di arco libero.

Una soluzione strutturale interessante e piuttosto diffusa, che permette di evitare il collasso rapido per rottura a taglio nelle arcate di grande luce, consiste nella realizzazione di archi sovrapposti.

L'arco inferiore funge da centina per quello sovrastante, semplicemente appoggiato sul primo senza alcuna connessione.

L'allontanamento delle imposte determina l'innesco di meccanismi diversi nelle due strutture: il primo arco si distende mentre si formano le cerniere caratteristiche del cinematismo flessionale; quello superiore invece, resta attaccato alla muratura fino all'improvviso distacco dei conci centrali.

Il sottarco assume una funzione determinante per la sicurezza, in quanto capace di sostenere l'arco d'estradosso e la porzione di muratura che vi grava. (6)



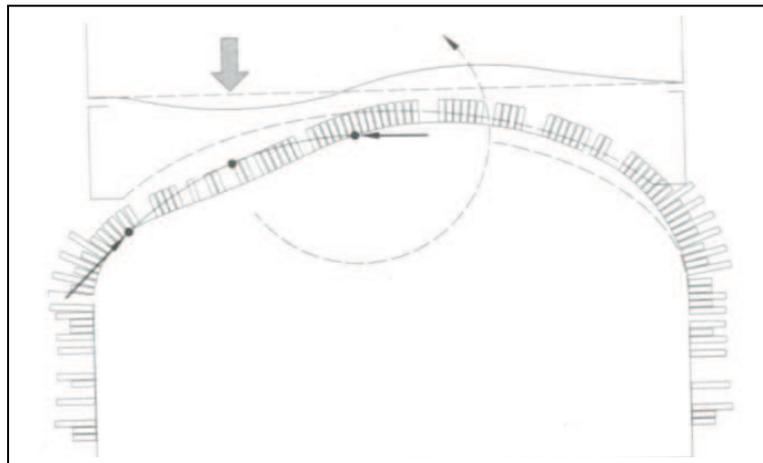
**Fig. 22-** Configurazione degli archi di parete ed evoluzione del meccanismo di danno dell'arco a doppia banda.

### 7.3.3 I MECCANISMI LEGATI ALL'INSTABILITA'

Meno frequenti ma molto pericolosi sono i dissesti legati a fenomeni di instabilità dell'elemento costruttivo.

I carichi asimmetrici, soprattutto quelli concentrati, possono produrre alterazioni della configurazione geometrica; queste si manifestano con maggiore probabilità in assenza di un adeguato spessore di riempimento che, ove presente, consente la ripartizione dei carichi ed assicura un'azione passiva di contenimento.

Per contro, l'eccessivo irrigidimento della struttura, porta ad un incremento della resistenza flessionale che orienta i meccanismi di danno verso la rottura a taglio, ben più pericolosa. (6)



**Fig. 23-** Fenomeno di instabilità del campo centrale.

## 7.4 Dissesti sui paramenti di imposta causati dalle spinte delle strutture voltate

La spinta degli archi e delle volte contro i muri di fabbrica, qualunque sia la sua inclinazione, può sempre ridursi nelle componenti verticale, che sollecita la muratura a sforzo normale, e orizzontale, che tende ad inflettere verso l'esterno la muratura stessa.

Quando la componente orizzontale, normale ai paramenti, è eccessiva, il muro subisce moti rotatori e inflessioni sensibili verso l'esterno, con le ordinate massime del rigonfiamento poste un po' al disopra del centro di spinta e che si estinguono tanto più celermente in ogni direzione, quanto più è efficace la solidarietà fra il muro inflesso e quelli adiacenti ad esso normali.

Il profilo verticale trasversale del rigonfiamento ha forma sinusoidale dissimmetrica rispetto al centro di spinta S col ramo superiore più esteso dell'inferiore, e ambedue tanto più sviluppati quanto più piccolo è lo spessore del muro, più rado il telaio di fabbrica, più "importanti" sono le strutture spingenti, più forte l'altezza dei piani, più scadenti le strutture murarie e più numerosi i piani sovrapposti al centro di spinta.

I rigonfiamenti si estendono a zone paramentali assimilabili a ellissi col diametro maggiore verticale e il centro di spinta nel fuoco inferiore.

La presenza di aperture sulla muratura può perturbare il processo deformativo, ma non ne altera la fisionomia.

Nell'ambito della zona deformata, a dissesto avanzato, si stabiliscono delle manifestazioni fessurative analoghe a quelle della pressoflessione, ma aggravate dalla flessione e dal taglio dovuti alla spinta. (41)

Come mostrato nelle figure seguenti, la superficie totale di frattura, appoggiandosi sulle direttrici periferiche della superficie inflessa, circoscrive la zona deformata aprendosi verso l'esterno, separando la massa che tende ad essere espulsa dalla spinta, da quella che tende a rimanere aderente alle strutture in posto.

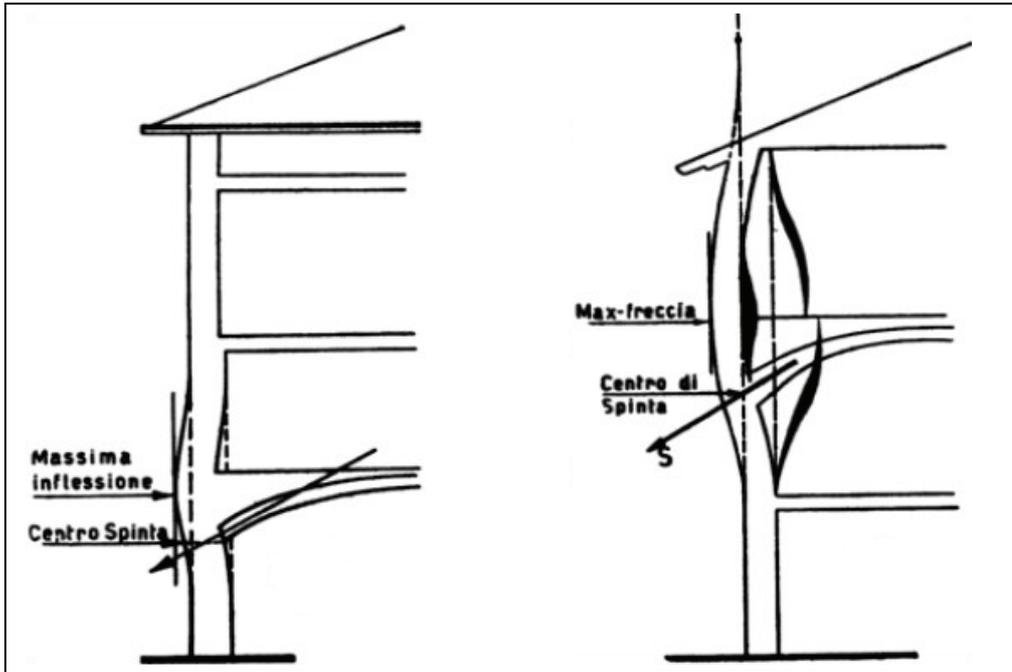


Fig. 24- Schemi di dissesto per eccessiva componente orizzontale della spinta.

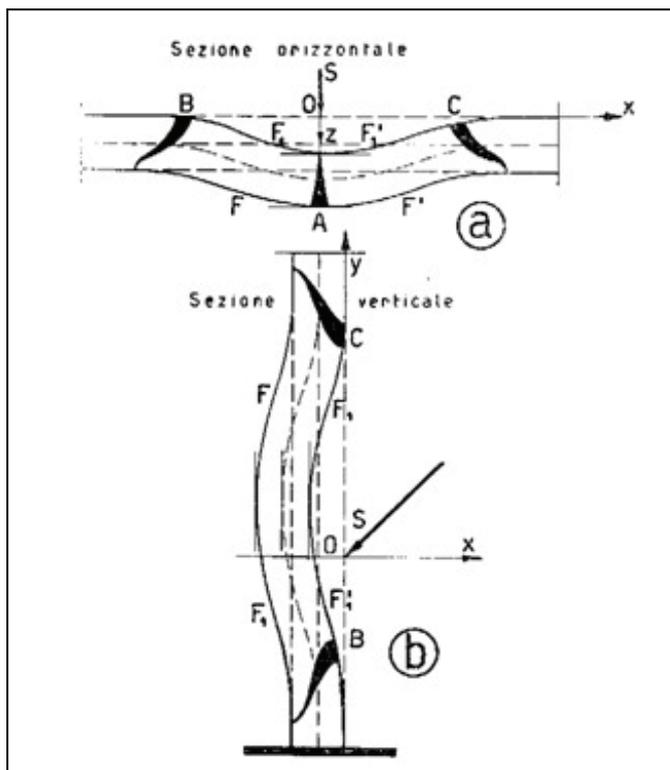


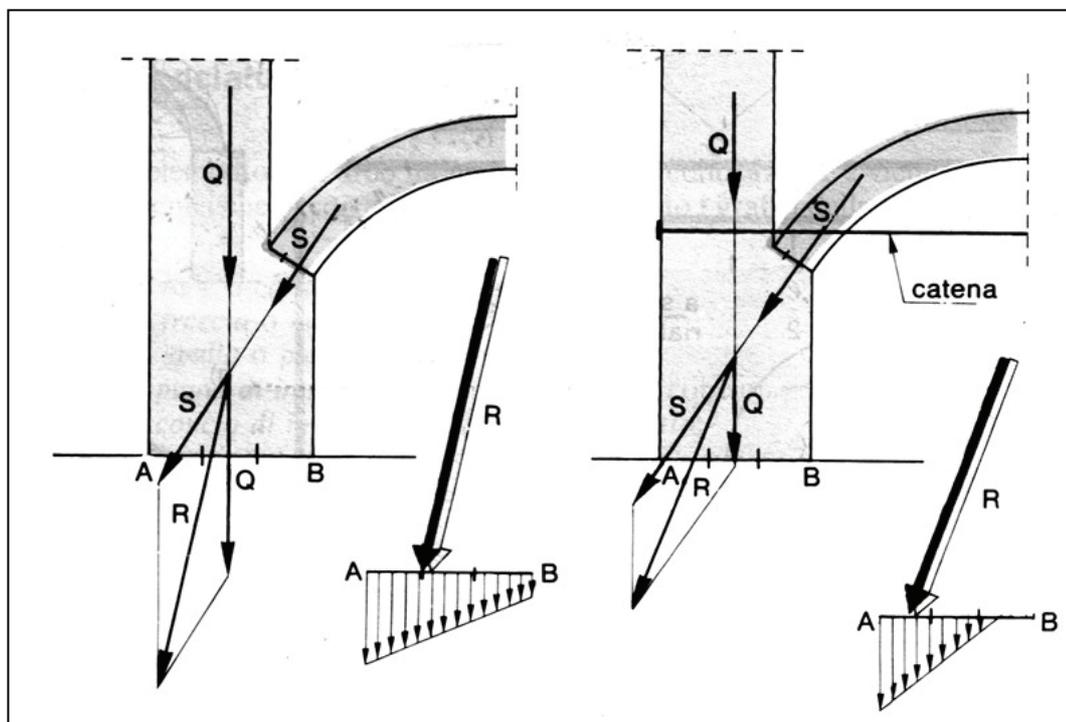
Fig. 25- Fessurazioni per eccessiva componente orizzontale della spinta. Nella sezione orizzontale (a), nel punto A per l'assenza del taglio, la frattura giace nel piano verticale normale al paramento, nei punti B e C per l'influenza del taglio, le fratture assumono un'inclinazione divergente dalla mezzeria. Nel piano verticale (b) per il centro di spinta le due fratture al taglio hanno caratteristiche analoghe ma i rami, specie quello inferiore, sono raddrizzati sulla verticale per l'azione combinata del peso del muro e del taglio.

Questi stati deformativi e fessurativi si stabiliscono sotto le spinte localizzate di peducci di volte a crociera, mentre per volte a botte, a padiglione e a vela, non si stabiliscono centri di spinta ma regioni più o meno estese lungo le quali la spinta è esercitata.

Se la regione interessata dall'inflessione è molto estesa e la spinta non è ubicata molto in alto, il cedimento può investire le regioni fondali accrescendo le compressioni unitarie sul terreno dalla parte del ciglio esterno del muro con la possibilità di fomentare rotazioni fondali.

Le spinte esercitate dalle volte, sono generalmente accettabili per le pareti dei piani bassi degli edifici, dove lo sforzo di compressione è piuttosto elevato (quanto più lo sforzo normale è elevato, tanto più la risultante ha direzione vicina alla verticale), mentre possono risultare eccessive in caso di strutture voltate ai piani più alti.

Inoltre, se le strutture spingenti sono realizzate in successione su vani contigui, la mutua azione di contrasto garantisce la stabilità; possono invece sorgere problemi per le volte terminali. (42)



**Fig. 26-** Inclinazione della risultante dei carichi in funzione dell'entità dello sforzo normale sulle imposte (in caso di spinta eccessiva è necessario inserire una catena).

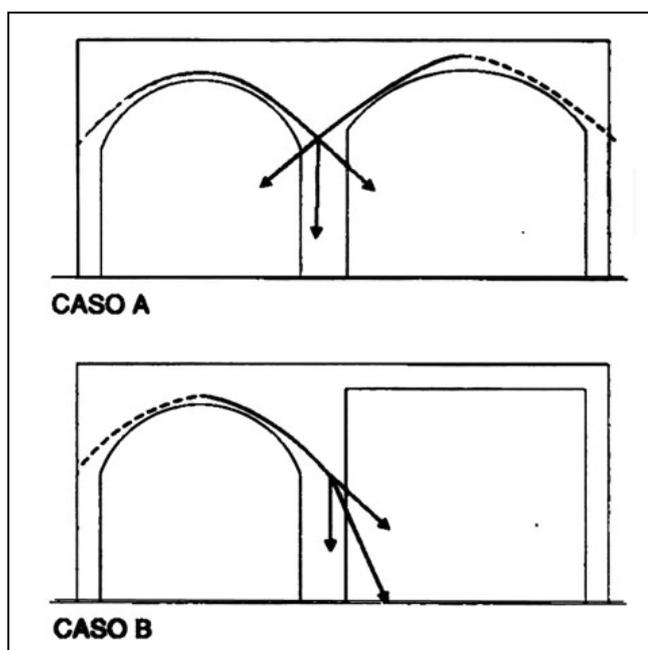


Fig. 27- Strutture spingenti in successione (caso A) e volte terminali (caso B).

Le deformazioni dei muri dovute alle azioni spingenti in piani verticali normali ai paramenti, hanno molta somiglianza con quelle dovute alla pressoflessione, mentre quando la spinta agisce lungo il piano medio del solido murario, si manifestano, in stadi avanzati, lesioni da schiacciamento inclinate come l'involuppo delle successive risultanti della spinta e del peso. In tal caso l'azione della spinta è meno pericolosa poiché ad essa reagisce una maggiore massa di spalla. (41)

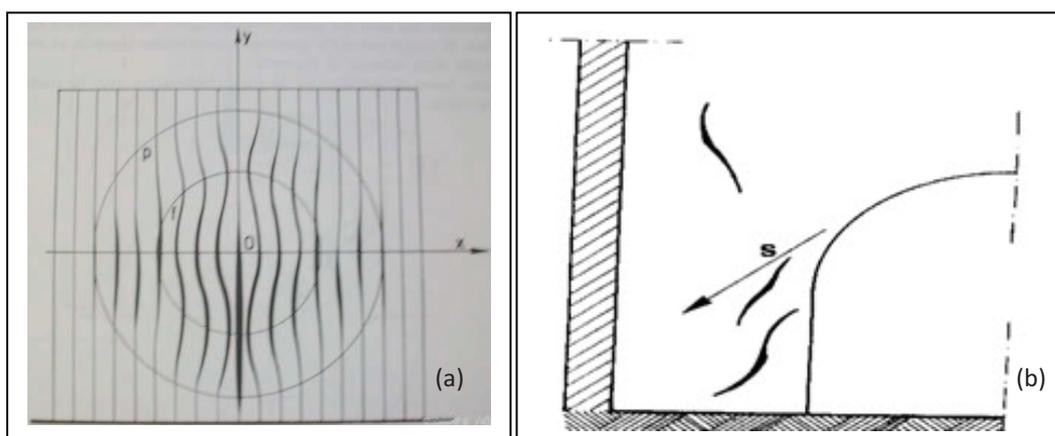


Fig. 28- (a) Per il paramento convesso del solido cubico sottoposto a pressoflessione, il fascio fessurativo si contrae verso l'asse medio nella zona anulare di compressione radiale per poi dilatarsi nella zona centrale di trazione radiale, viceversa per la deformazione concorde dalla parte del paramento concavo.

(b) Dissesti dovuti all'eccessiva spinta nel piano medio dei paramenti.

### 7.4.1 MANIFESTAZIONI SECONDARIE DEI DISSESTI DOVUTI ALLA SPINTA DELLE VOLTE SUI PARAMENTI MURARI

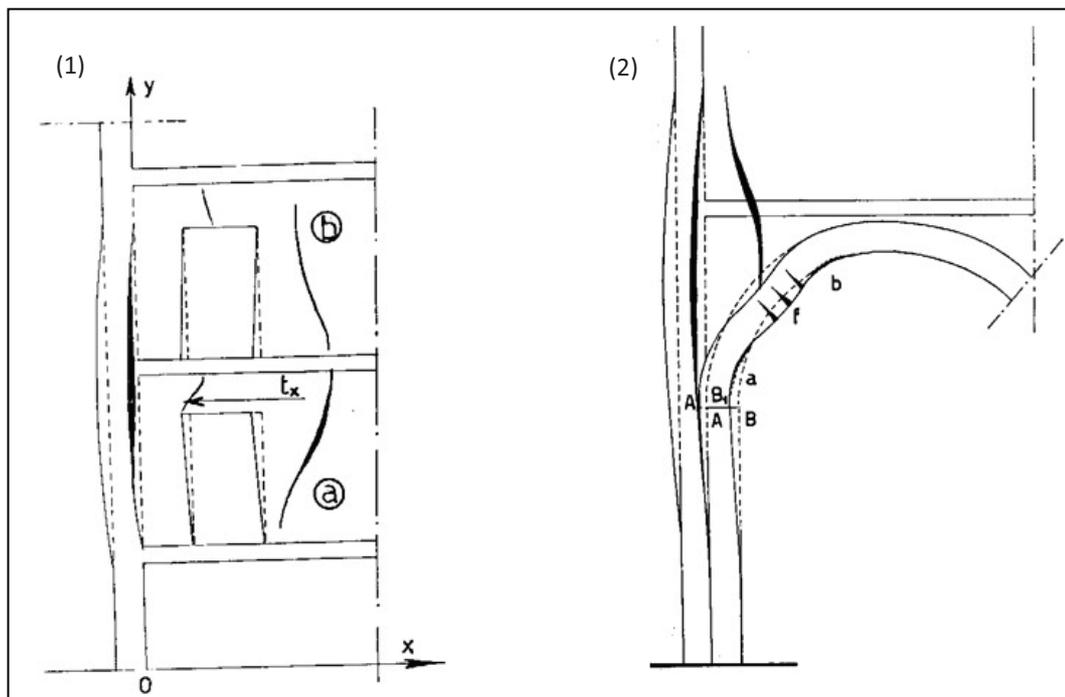
I dissesti dovuti alla spinta normale ai paramenti, sono accompagnati dalle seguenti manifestazioni secondarie:

- distacchi delle strutture interne dal muro di facciata;
- deformazione rombica delle aperture;
- depressione delle volte.

I distacchi delle strutture interne (volte, solai, pavimenti e pareti) dal muro di facciata inflesso, insorgono con l'inizio del moto.

Nei pavimenti le fessurazioni si stabiliscono nella loro intersezione col muro e lungo linee parallele ad essa.

Nelle volte gli stati fessurativi dipendono dalla forma e dalla disposizione di queste strutture. In quelle a crociera e a botte, con le generatrici normali al muro, le fessurazioni in forma di netti distacchi si stabiliscono all'innesto col muro stesso. Nelle volte a crociera, in particolare, invadono le costole e si propagano nelle falde. (41)



**Fig. 29-** (1) Distacchi delle strutture interne dal muro di facciata, deformazione rombica delle aperture sulle pareti normali al fronte inflesso (a,b). (2) Depressione delle volte.

Nelle regioni di innesto dei muri normali al fronte, con il fronte stesso, sia alla quota del ventre d'inflessione (massima ampiezza della fessurazione) che agli apici superiore e inferiore, il taglio va a zero e la fessurazione, tende alla verticalità mentre fra essi, si sviluppa con andamento sinusoidale. Nella pratica sono frequenti i rami inferiori, non quelli superiori dove la semionda di inflessione è più piatta e il gravame murario sopra incombente minore.

Nelle volte a padiglione e a vela, i distacchi si verificano in genere, nelle adiacenze della intersezione con il muro inflesso. (41)

La deformazione rombica si produce nelle aperture di porte nei muri normali al fronte inflesso, poste in prossimità dello stesso (**fig.29-1(a,b)**). Nelle regioni inferiori al ventre dell'inflessione, la deformazione tende a trasferire l'architrave verso il fronte inflesso; nelle superiori a trasferirvi la base. Nell'angolo superiore dell'apertura che tende a chiudersi, si verificano lievi espulsioni di crosticine di tinteggio e d'intonaco per schiacciamento; invece nell'angolo superiore, che tende ad aprirsi, si stabiliscono le fratture per trazione. Gli infissi ad un anta, secondo i casi, battono sull'architrave o radono il pavimento, e quelli a due ante con l'una battono l'architrave e con l'altra battono il pavimento.

Nei dissesti più gravi l'architrave non rimane orizzontale ma s'inclina verso il basso dalla parte del cedimento. Le fessurazioni del muro normale a quello frontale inflesso, prediligendo le vie di minor resistenza si localizzano prevalentemente nelle masse d'architrave e della soglia.

La depressione è rara nelle falde delle volte a botte con le generatrici normali alla fronte inflessa; mentre risulta frequente nelle crociere, e insorge sempre nelle volte a vela e a padiglione.

Queste depressioni sono spesso tali da invertire la curvatura intradossale. Si stabilisce così una vera e propria deformazione di presso-flessione nella regione interessata della volta.

Le fratture della volta (**fig.29-2**), sono parallele all'imposta nelle regioni di trazione; nelle contigue di compressione (a,b), s'annunciano con espulsioni di crosticine di tinteggio, d'intonaco e nei casi più gravi di materiale murario. (41)

#### 7.4.2 CEDIMENTI SPONTANEI DELLE VOLTE E DISSESTI MURARI

Per la stabilità delle volte, è necessario che la curva delle pressioni sia posta entro i limiti del nocciolo centrale di inerzia affinché le sezioni risultino compresse in tutta la loro estensione superficiale e le tensioni non superino il carico di sicurezza del materiale.

In molti casi questa condizione non è soddisfatta; e in alcune sezioni la notevole eccentricità della risultante determina degli eccessivi sforzi di compressione in uno dei lembi determinando dissesti indipendenti dalla stabilità dei piedritti.

Nelle volte in foglio, con forte rapporto della freccia alla luce (volte molto rialzate), specie se gravate di materiale pesante e incoerente di riempimento (il carico maggiore è alle reni), la curva delle pressioni tanto si solleva alle reni da determinarvi notevoli depressioni della fibra media cui fanno seguito sensibili impennamenti della chiave. In tali condizioni il crollo potrebbe verificarsi al minimo urto o anche spontaneamente.

Nelle volte molto depresse e quando il carico maggiore insiste nella zona centrale, la deformazione è inversa: la depressione della curva delle pressioni alle reni determina, in queste, l'impennamento, la depressione della chiave e nei casi più gravi, il crollo.

Al cedimento spontaneo delle strutture ad arco, possono concorrere l'eccessivo carico, l'azione disgregatrice di sostanze chimiche, l'invecchiamento del materiale e l'utilizzo di malte di scarsa efficacia (come le malte di gesso, diffuse nell'edilizia storica).

La depressione della chiave o delle reni degli archi e delle volte, assimilabile ad un vero e proprio moto di traslazione verticale, riproduce il quadro di faticenza di questo dissesto in tutte le strutture sopra incombenti. Fenomeni riflessi di pressoflessione, spesso pericolosi, si verificano nei muri divisorii, specie se di tenue spessore, quando su di essi vada a gravare il carico di strutture ad arco depresse per effetto dei cedimenti. Né si dimentichi che i divisorii, così gravati, vanno a loro volta a scaricare il maggiore gravame sui solai o sulle volte su cui appoggiano estendendovi un dissesto prima circoscritto a poche membrature. (41)

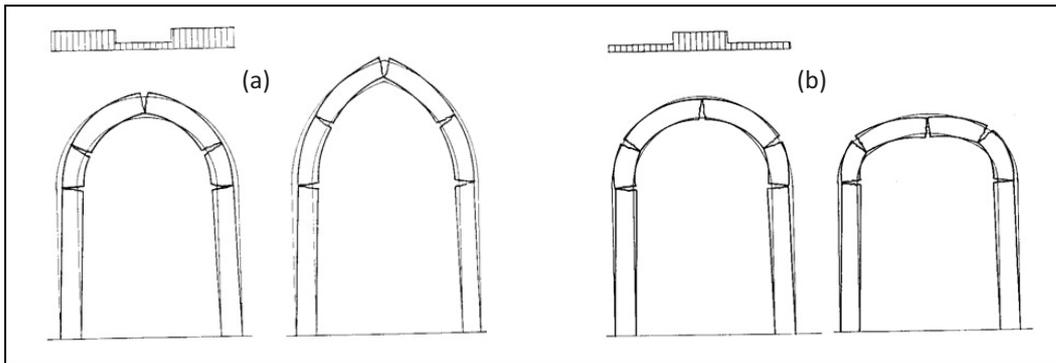


Fig. 30- (a) Impennamento della chiave – (b) Depressione della chiave.

L'inserimento di catene per frenare le deformazioni dovute alla depressione o rialzamento delle volte (o degli archi) non è opportuno in quanto la trazione introdotta con il tiraggio tende ad aumentare, anziché a ridurre, i dissesti. Si consideri una volta che abbia subito una deformazione spontanea per depressione della chiave e rialzamento delle reni, e con la curva delle pressioni al limite, passi per l'estradosso A della chiave e per l'intradosso C delle reni. Si suppone che tale volta sia rafforzata con un tirante che sviluppi la trazione F.

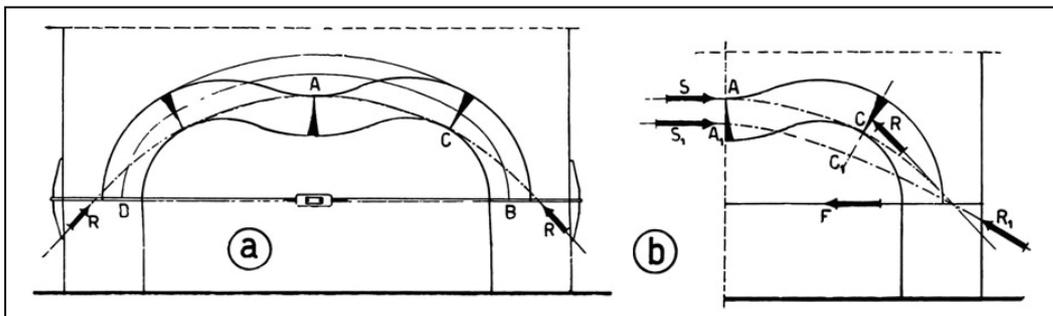


Fig. 31- Inserimento catene in volte depresse in chiave.

Il semiarco destro AB, mostrato nella precedente figura, prima dell'apposizione della catena, liberato da quello sinistro, rimaneva in equilibrio quando al lembo superiore della sezione veniva applicata la reazione orizzontale S esercitata dal semiarco rimosso. Con la posa in tensione del tirante, l'azione F va a combinarsi con la risultante R, generando la nuova risultante R1 ancor meno inclinata sull'orizzontale della R stessa; pertanto la nuova curva delle pressioni si sviluppa più in

basso della precedente. Pertanto mentre nella sezione in chiave la situazione risulta migliorata, al contrario, alle reni l'eccentricità aumenta con aggravio delle condizioni di stabilità (la sezione fessurata all'estradosso delle reni, si prolungherà fino in C1).

Negli archi deformati per l'impennamento della chiave e la depressione delle reni, i tiranti metallici hanno una influenza opposta: migliorano le condizioni di stabilità nelle reni e le peggiorano invece nella chiave.

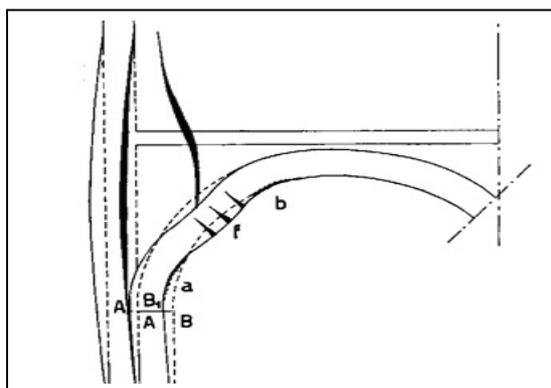
Le chiavi metalliche vanno impiegate solo per prevenire o per frenare la rotazione dei piedritti dovuta alla spinta. (41)

Il cedimento dei piedritti può essere dovuto:

- all'incapacità di contrastare efficacemente la spinta;
- a moti spontanei indipendenti dalla spinta;
- a moti spontanei e all'azione della spinta.

Talvolta i piedritti, immuni da moti spontanei, cedendo in un primo tempo all'azione della spinta, assumono poi moti spontanei, solo perché da quella fomentati.

Si consideri la volta nella figura seguente, in cui l'azione della spinta ha trasferito l'imposta AB in A1B1. L'arco non si deprime simmetricamente come nei suoi cedimenti spontanei, ma subisce una deformazione dissimmetrica lasciando il semiarco dalla parte del muro in posto, pressoché nella sua conformazione originaria e localizzando la deformazione nel semiarco contiguo al cedimento. Qui il profilo intradosale si appiattisce fino a provocare, nei casi gravi, l'inversione della curvatura alle reni, accompagnata da fessurazioni  $f$  parallele alle generatrici e da fenomeni di schiacciamento  $a, b$  al di là dei flessi. (41)



**Fig. 32-** Cedimento di uno dei piedritti per incapacità di contrastare la spinta.

I moti spontanei dei piedritti possono essere dovuti alla pressoflessione, ai cedimenti fondali e allo schiacciamento delle strutture sottostanti.

L'arco in questi casi, soggiace a un vero e proprio moto di trascinamento che localizza lesioni e deformazioni nelle regioni adiacenti all'imposta in moto e, sommandosi con le eventuali deformazioni proprie di queste strutture, determina un quadro fessurativo nel quale si cumulano le caratteristiche dei vari cedimenti.

Nelle volte a padiglione per effetto dell'eccessiva spinta, le imposte (o piedritti) subiscono una deformazione di tipo sinusoidale che ne muta il profilo rettilineo verticale come mostrato nella seguente figura. Ciascun piedritto soggiace ad uno stiramento orizzontale che ne trasforma lo strato medio, originariamente rettangolare, in uno grossolanamente trapezoidale.

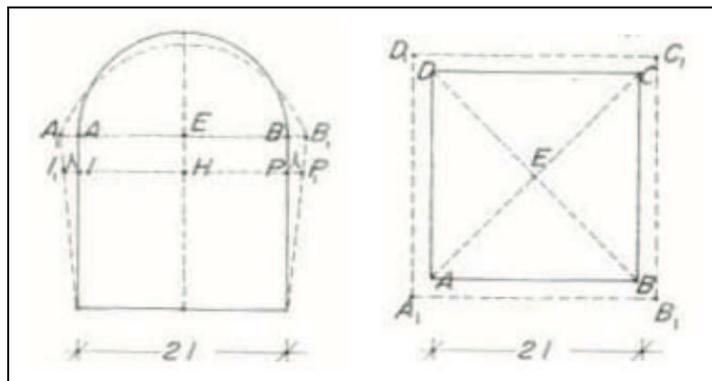


Fig. 33- Lo sfiancamento nelle volte a padiglione

Si considerino i piedritti composti da fibre orizzontali fra loro non indipendenti: ciascuna di esse è trattenuta nell'allungamento, dalla fibra inferiore che si allunga meno ed è sollecitata da quella superiore che si allunga di più. Lungo la fibra I-P generica viene così a stabilirsi una tensione tangenziale che, nulla nella mezzeria, cresce procedendo verso gli estremi dove va al massimo la tendenza ai mutui scorrimenti.

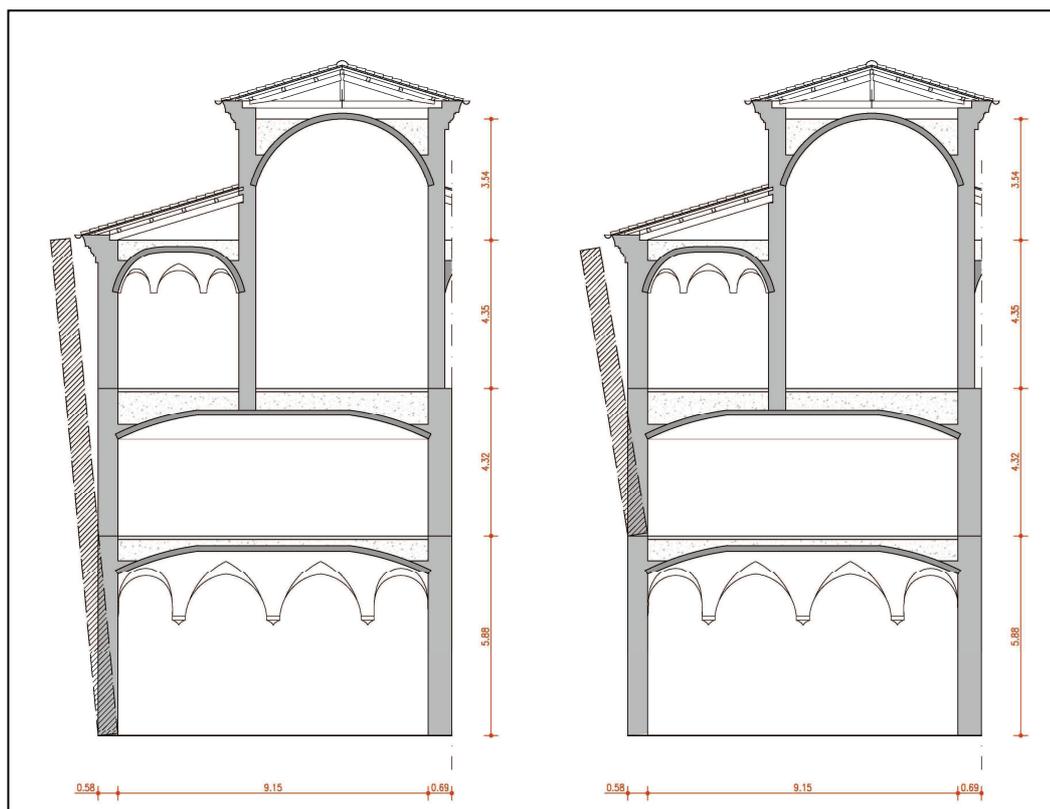
Deriva da ciò che i valori delle tensioni principali, dovute alla tensione normale  $\sigma$ , costante in ciascuna fibra orizzontale, e alla tensione tangenziale  $\tau$ , massima lungo i bordi laterali, saranno massimi lungo i bordi laterali dei piedritti dove si stabilirà la frattura del materiale. Pertanto nelle volte a padiglione le fratture iniziali dello sfiancamento vanno a localizzarsi lungo le intersezioni delle falde e dei piedritti. (41)

## Capitolo 8

# Analisi dei dissesti nel Complesso e analisi della vulnerabilità

**Si presenta un'analisi qualitativa del quadro fessurativo individuato e dei cinematismi di collasso in atto nelle tre porzioni significative individuate durante i rilievi nel complesso di San Giovanni in Monte.**

**Si propone una valutazione numerica della vulnerabilità sismica basata sull'analisi cinematica lineare dei meccanismi di collasso.**



**Fig. 1-** Sezioni e schemi per la verifica numerica rispetto al meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica per la porzione n°1 del complesso di San Giovanni in Monte.

## 8.1 Analisi dei dissesti presenti sulle strutture portanti del 2° lotto del Complesso di San Giovanni in Monte

In un complesso costruttivo lesionato, da ricondurre in condizioni di stabilità, è indispensabile lo studio delle lesioni caratteristiche e dei loro successivi sviluppi onde, col prudente e oculato impiego delle relazioni che legano queste manifestazioni ai dissesti, poter definire questi e poi la natura delle cause. (41)

La ricerca della causa, o delle cause perturbatrici, poiché possono intervenire anche variamente combinate tra loro, è dunque oggetto d'un ulteriore problema che, per essere risolto richiederebbe indagini, prove e saggi, spesso laboriosi e di costo elevato, a cui perciò non è stato possibile ricorrere per il Complesso Monumentale oggetto di studio. Pertanto l'analisi è stata condotta sulla base della ricerca storico-critica, del rilievo del quadro fessurativo e dello stato di conservazione dei corpi di fabbrica del 2° lotto del Complesso (**Cap. 3**), in relazione alle caratteristiche sia geometriche che tipologico-costruttive delle strutture portanti interessate dai dissesti. In particolare si è focalizzata l'attenzione sulle strutture voltate e le loro murature d'imposta, tenendo in considerazione la teoria degli archi e delle volte ed il comportamento statico e cinematico delle murature.

Il ciclo di indagini e di studi può essere così rappresentato sinteticamente:

- analisi storico-critica del manufatto;
- esame dell'ambiente, delle strutture e delle lesioni nelle loro manifestazioni deformative e fessurative;
- definizione della natura del dissesto;
- ricerca delle cause perturbatrici;
- modellazione dei cinematismi in atto e verifica della sicurezza delle strutture lesionate o in condizioni di carico sfavorevoli;
- studio dei rimedi e progetto di miglioramento. (**Cap. 9**)

### 8.1.1 I DISSESTI NELLA PORZIONE N.1 DEL COMPLESSO

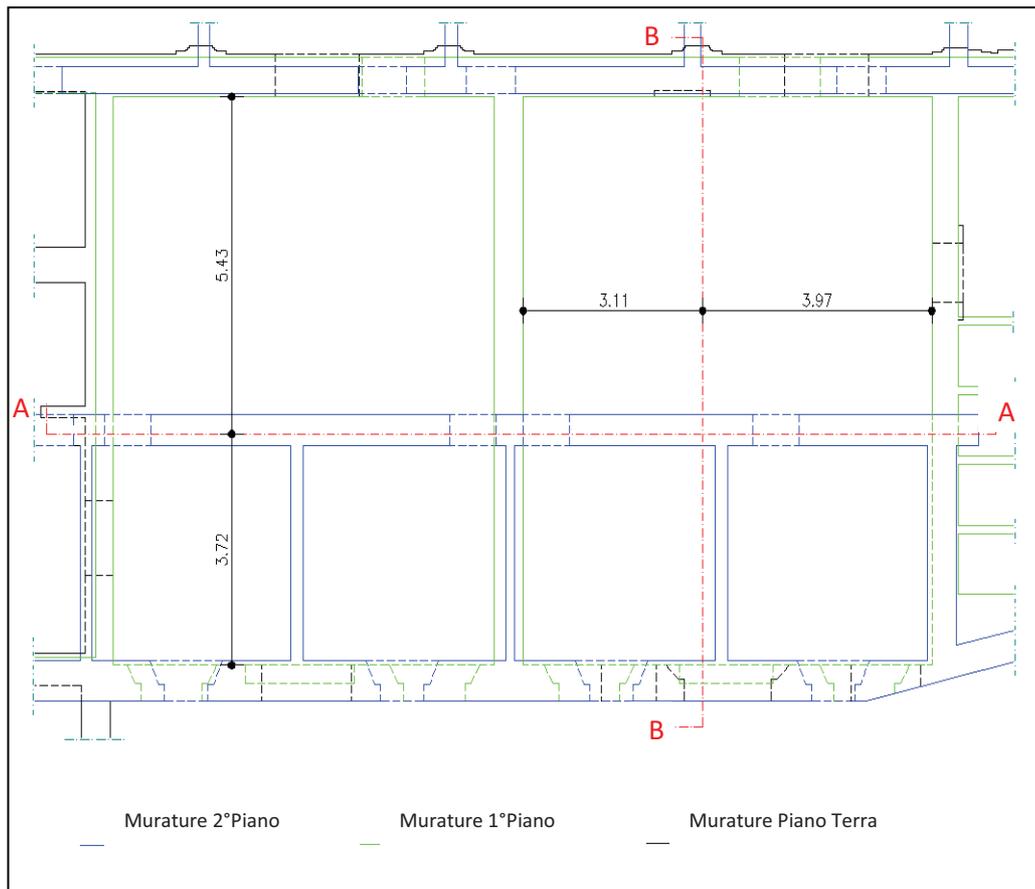


Fig. 2- Planimetria porzione n.1 del Complesso. (19)

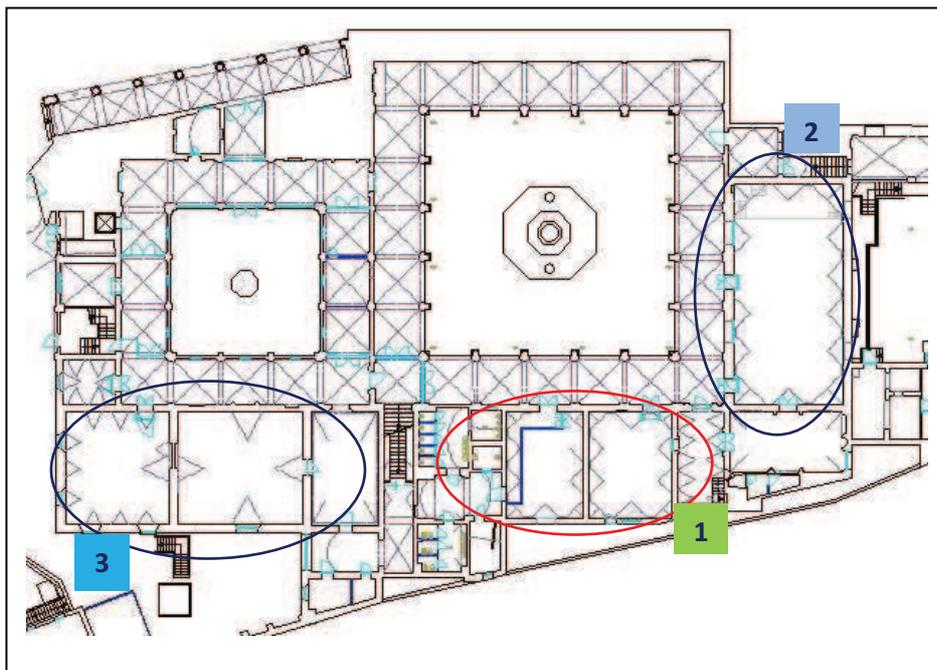


Fig. 3- Pianta Piano terra, 2°Lotto SGM: individuazione Porzioni significative analizzate.

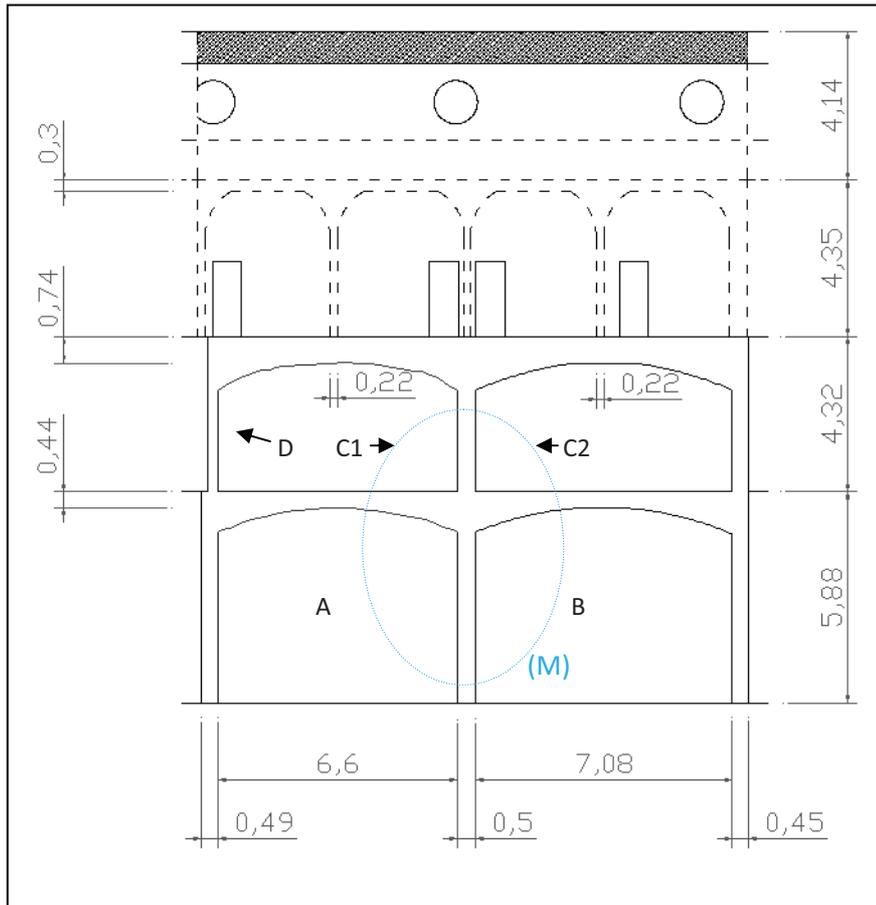


Fig. 4- Sezione A-A, Riferimenti alle immagini. (19)

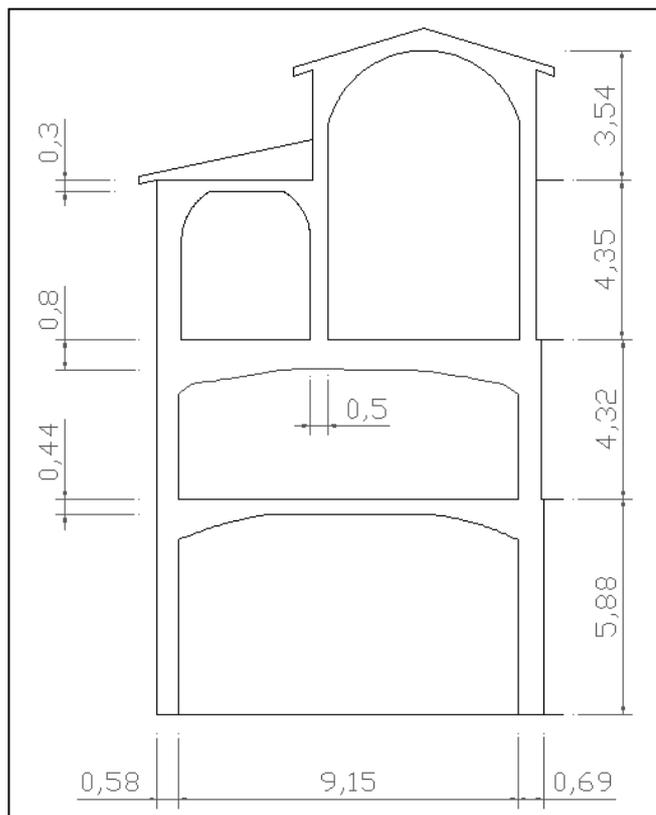


Fig. 5- Sezione B-B. (19)



Fig. 6- Immagine A (Aula Gualandi). (19)



Fig. 7- Immagine B (Aula 2). (19)

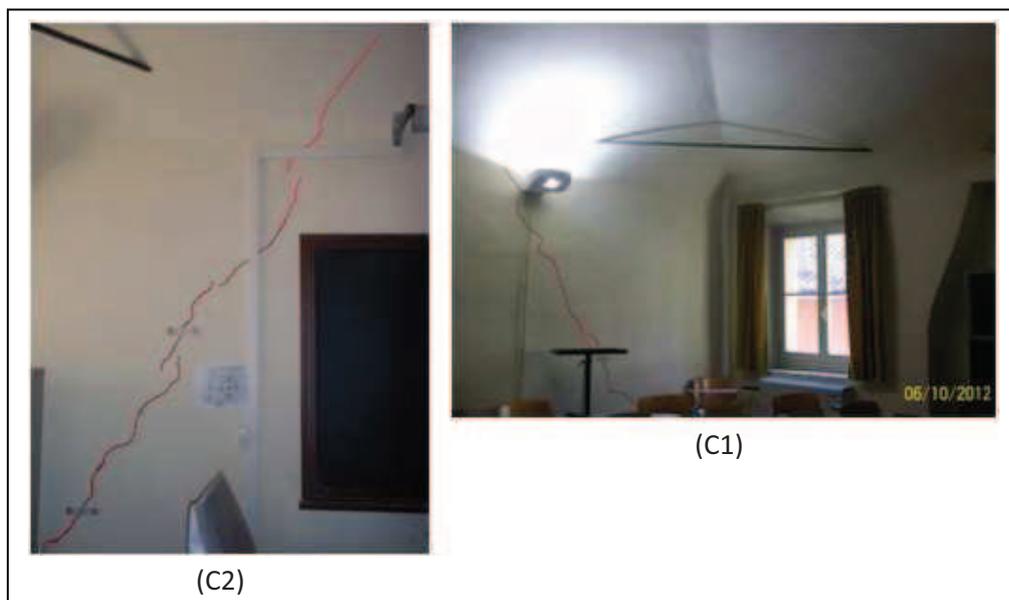


Fig. 8- Immagini: C1 (Aula Fumagalli), C2 (Aula Morandi). (19)



**Fig. 9-** Immagine D (Aula Fumagalli). (19)

Il dissesto da rotazione che si presenta nella porzione n.1 del Complesso Monumentale di SGM, riguarda la facciata esterna prospiciente via de'Chiari dal piano terra fino a circa il piano d'imposta delle strutture voltate del secondo livello (**fig.10**).

Il meccanismo, direttamente condizionato dalle spinte delle volte, è caratterizzato dalla formazione di una cerniera di base che, ruotando verso l'esterno, ha comportato lo "strappo" della parete di facciata, sia dalla muratura d'imposta ortogonale, condivisa dai corrispondenti locali contigui del primo e secondo livello (**fig.4-part.M**), che dalle teste di padiglione lunettate delle strutture voltate di copertura degli ambienti al piano terra. Le linee di frattura "passanti", estendendosi diagonalmente dalla base di tale parete, in corrispondenza del primo piano subiscono una brusca riduzione dell'inclinazione, a causa della presenza delle catene diagonali che da entrambi i lati, collegano la muratura con il fronte ortogonale. Pertanto le lesioni si sono sviluppate a monte di tali catene, comportando il distacco di un ampio cuneo murario, che fungendo da contrappeso, per propria forma, ha contrastato il ribaltamento (**fig.8**). (19)

E' ancora più evidente il contributo offerto dalle catene diagonali, se si osserva come nell'unico angolo del secondo livello, dal lato della facciata inflessa, dove non sono presenti, le lesioni si siano sviluppate circa sulla diagonale d'intersezione dei fusi della volta a padiglione, per poi estendersi verticalmente lungo l'innesto del fronte con la muratura ortogonale (**fig.9**), determinando il distacco delle due murature d'ambito.

Non è dato sapere (se non attraverso apposite prove in situ, che misurino i valori delle tensioni longitudinali) il contributo che le catene dei locali al piano terra abbiano opposto al cinematismo in atto, poiché se da un lato, non sono evidenti dall'esterno deformazioni dei capochiave, che farebbero presumere l'entrata in funzione delle catene, dall'altro, in assenza di qualsiasi presidio passivo, il meccanismo sarebbe stato probabilmente più gravoso.

La perdita della configurazione geometrica delle teste di padiglione lunettate delle volte al piano terra, appoggiate al muro perimetrale ruotato verso l'esterno, è accompagnata dalle caratteristiche fessure orizzontali e dal distacco del fuso dalla parete (**fig.6-7**).

Il conseguente incremento delle spinte, potrebbe aver "forzato" il meccanismo di ribaltamento, non permettendo alle catene disposte all'interno dei locali al piano terra, un'efficace azione di contenimento.

In realtà il meccanismo, anche se impercettibile visivamente dall'esterno, si presenta con un rigonfiamento, con le ordinate massime poste un po' al di sopra del centro di spinta, disposto circa all'innesto delle teste di padiglione di copertura dei due locali al piano terra, con la muratura d'imposta condivisa.

Tale rigonfiamento si estende a zone paramentali assimilabili ad ellissi, col diametro maggiore verticale e il centro di spinta nel fuoco inferiore. In questo caso, il profilo verticale trasversale dell'onda di inflessione, interessa due livelli contigui (primo e secondo - **fig.10**).

L'analisi del dissesto porterebbe quindi ad ipotizzare che, escludendo qualsiasi tipo di azione sismica come causa perturbatrice, potrebbe essere l'eccessiva spinta esercitata dalle volte del primo livello contro le pareti d'imposta ad aver innescato il fenomeno di ribaltamento.

Infatti come sostenuto da Mastrodicasa: “quando la componente orizzontale, normale ai paramenti, è eccessiva, il muro subisce dei moti rotatori e delle inflessioni sensibili verso l'esterno, un po' al disopra del centro di spinta e che si estinguono tanto più celermente in ogni direzione, quanto più è efficace la solidarietà fra il muro inflesso e quelli adiacenti ad esso normali”.

Nell'ambito della zona deformata, a dissesto avanzato, si stabiliscono delle manifestazioni fessurative analoghe a quelle della pressoflessione, ma aggravate dalla flessione e dal taglio dovuti alla spinta.

Nelle zone d'angolo dei padiglioni, può capitare che gli sforzi di compressione diagonali siano tali da estendere la lesione di spina divaricando anche i muri d'ambito. Solo in seguito si creano delle lesioni d'intradosso all'altezza delle reni, parallele ai muri perimetrali.

Pertanto i piedritti, anche se immuni da moti spontanei, cedendo in un primo tempo all'azione della spinta, assumono poi dei moti spontanei, solo perché da quella fomentati.

Comunque, a compromettere la stabilità della porzione n.1 del Complesso, potrebbero sicuramente aver concorso i molti fenomeni sismici verificatisi in passato o anche in un periodo piuttosto recente.

In effetti le lesioni di trazione, con profilo inclinato, indirizzate verso la base estrema del Complesso, rilevate nel setto murario analizzato sinora (**fig.4-part.M**), potrebbero essere dovute ad azioni sismiche complanari.

Tale quadro fessurativo risulta tipico delle pareti disposte nella direzione del sisma, alle quali compete il ruolo di controventi, in grado di contrastare il ribaltamento di primo modo dei muri ortogonali. (19)

Il cinematismo in atto è certamente stato influenzato anche dal carico lineare asimmetrico, dato dalla parete in falso, gravante sulle strutture voltate che coprono i locali del piano primo e vicino alla mezzeria della volta (**fig.10**).

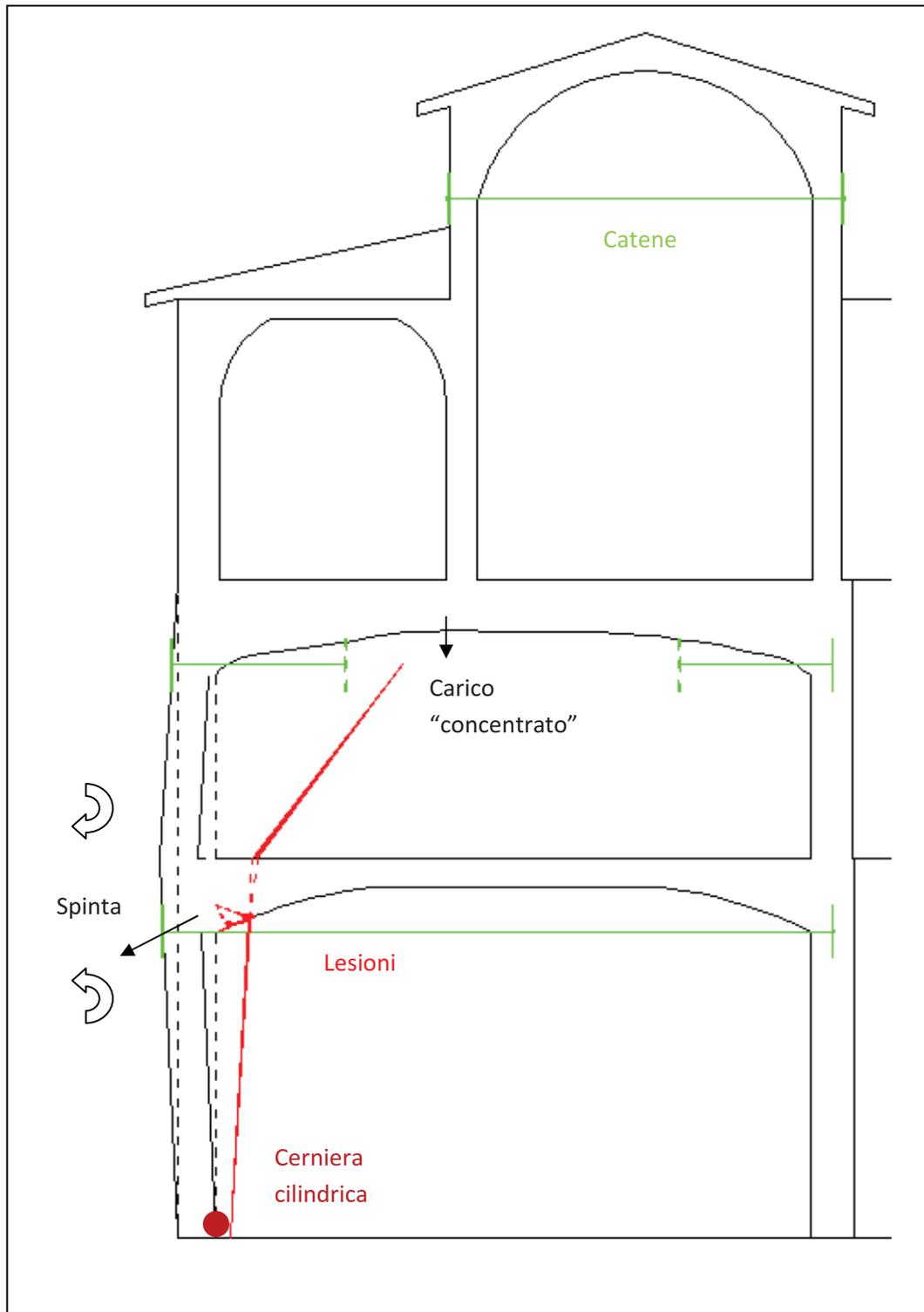


Fig. 10- Dissesto da rotazione contrastato dalle catene. (19)

### 8.1.2 I DISSESTI NELLA PORZIONE N.2 DEL COMPLESSO

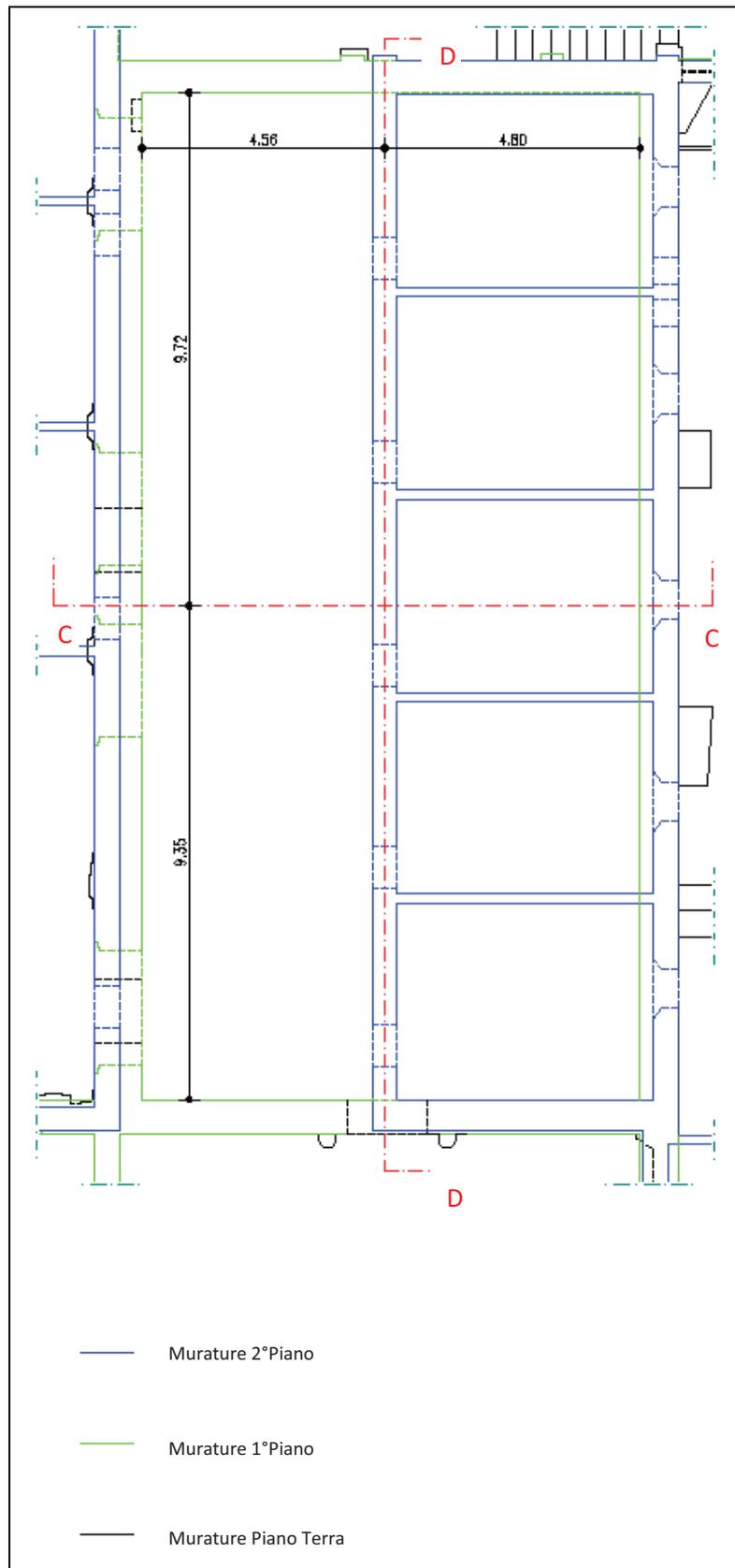


Fig. 11- Planimetria Porzione n.2 del Complesso. (19)

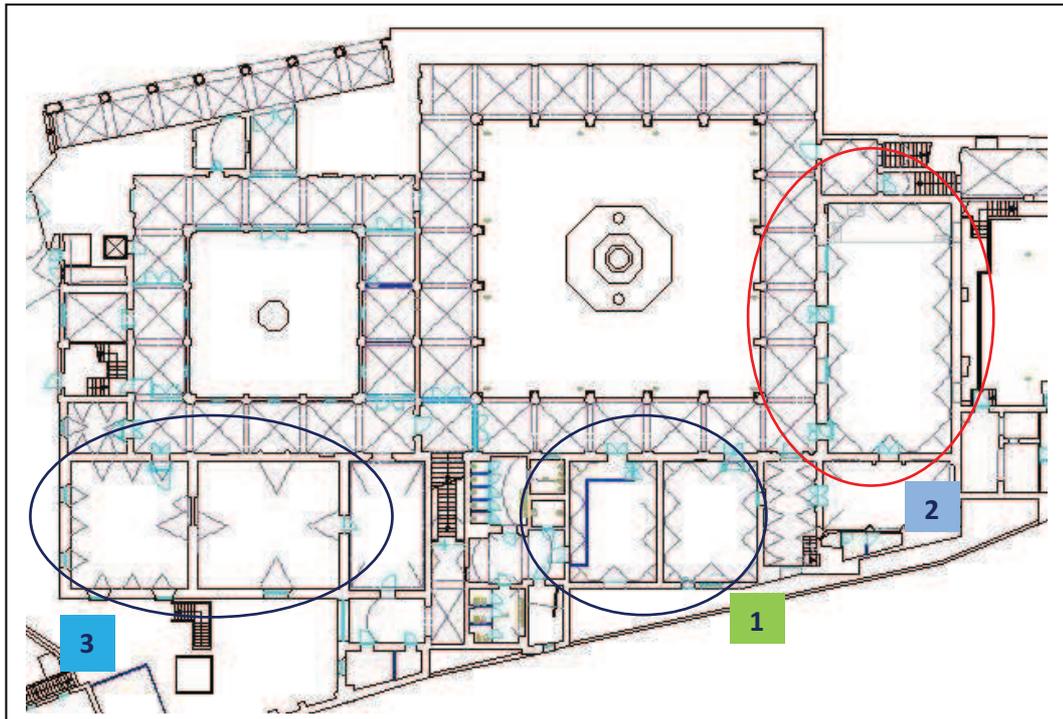


Fig. 12- Pianta Piano terra, 2°Lotto SGM: individuazione Po rzioni significative analizzate.

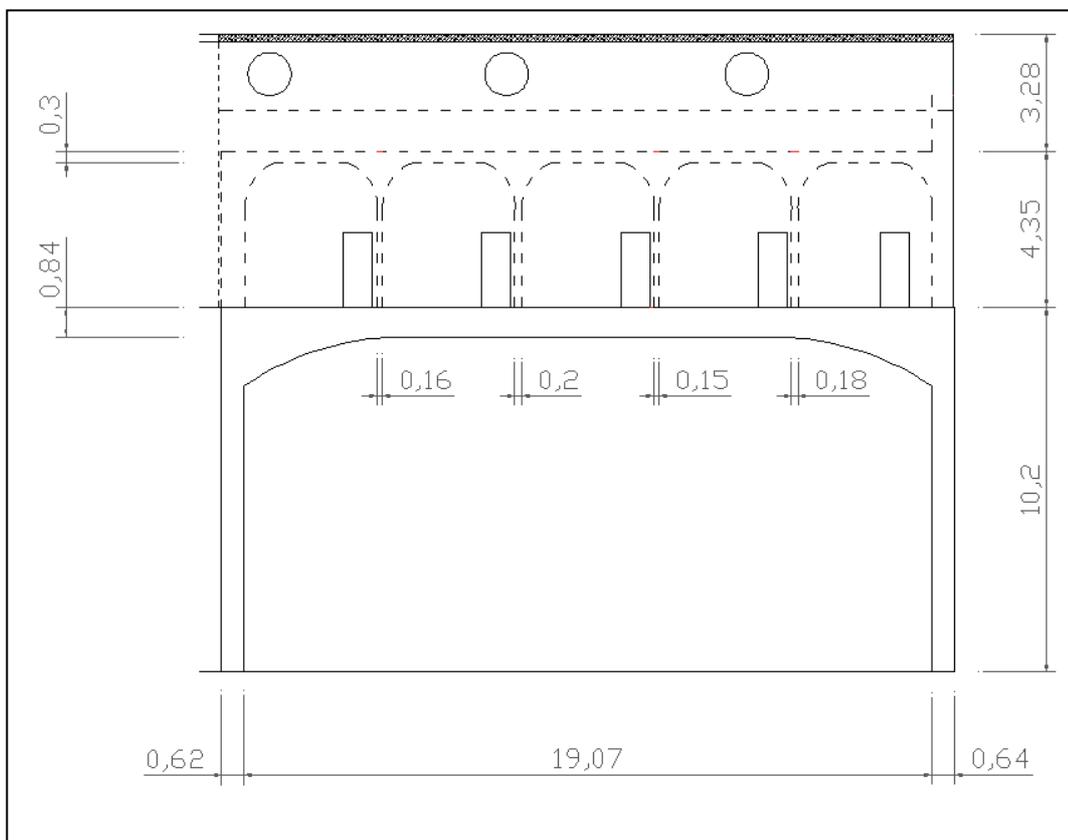


Fig. 13- Sezione D-D. (19)

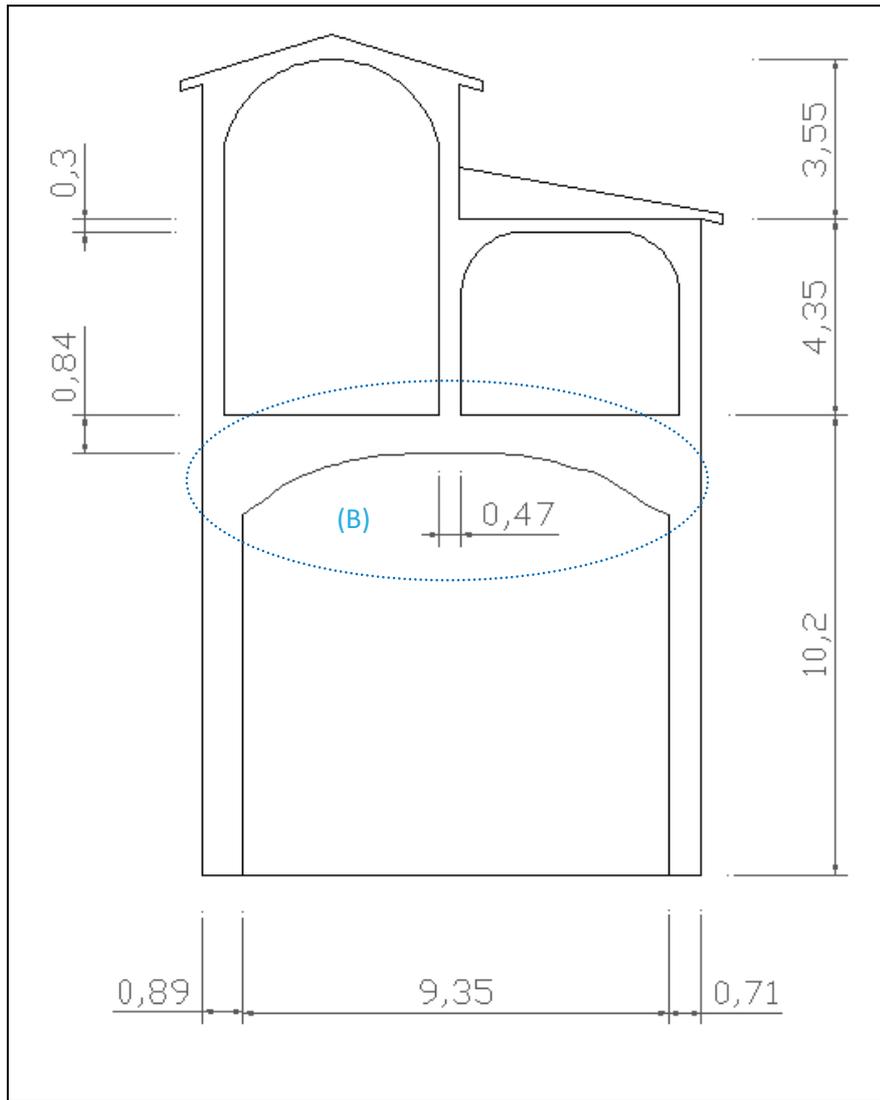


Fig. 14- Sezione C-C. (19)

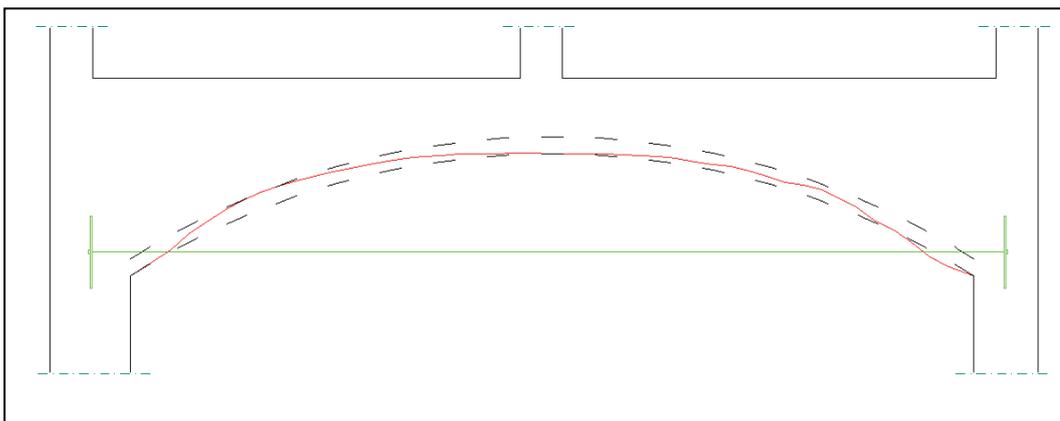


Fig. 15- Particolare (B), in rosso è evidenziato il profilo attuale della volta rilevato con misurazioni effettuate ogni 20cm con l'ausilio di un metro laser. (19)

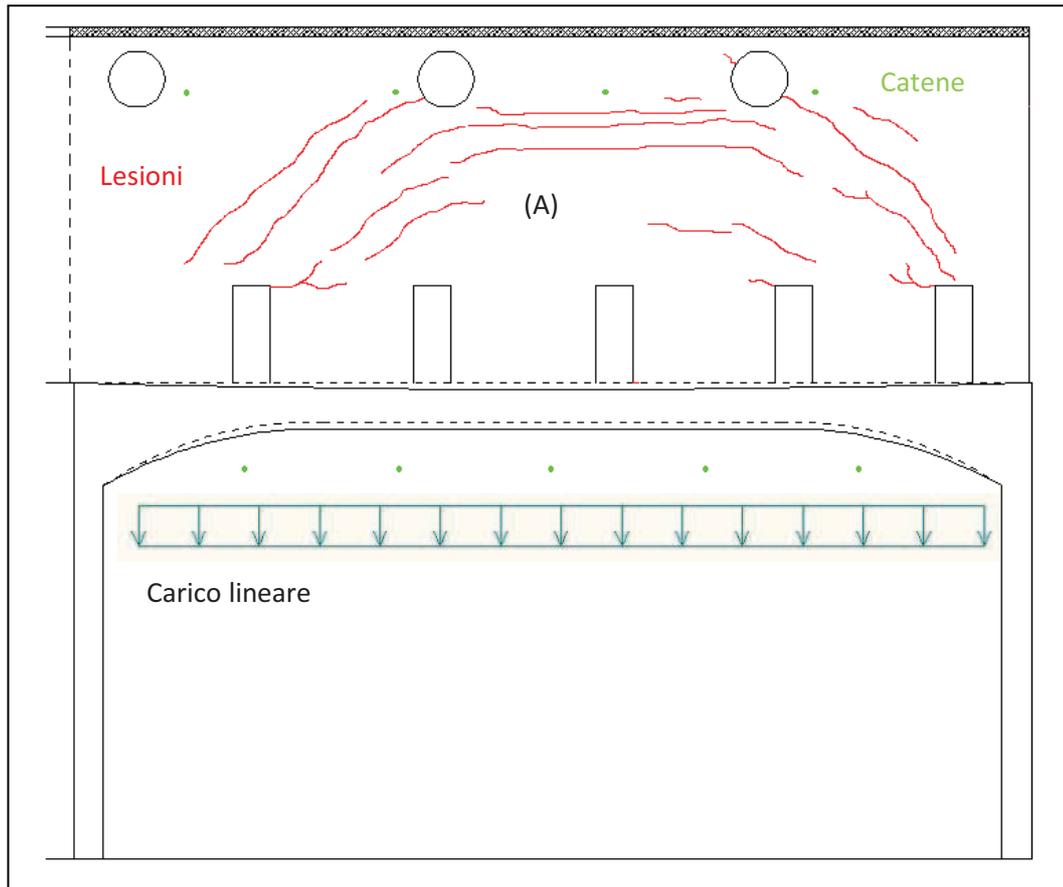


Fig. 16- Depressione della Volta (Aula Prodi). (19)

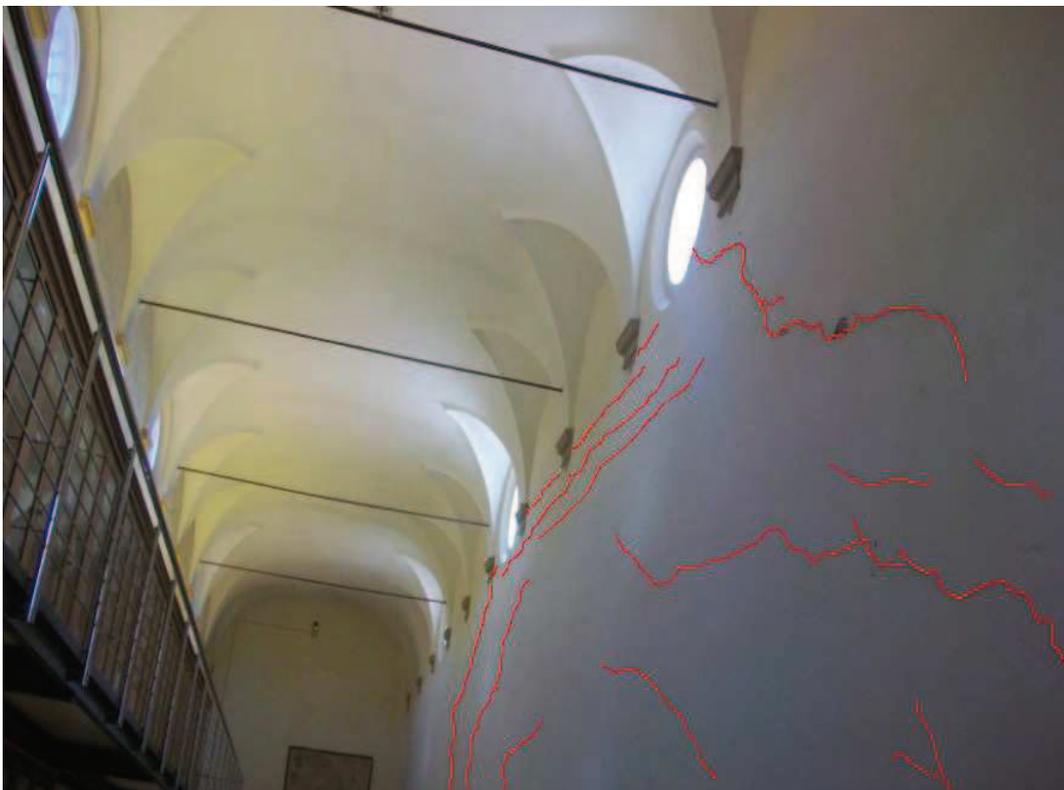


Fig. 17- Quadro fessurativo su muratura (A). (19)

Nella porzione n.2 del Complesso Monumentale di San Giovanni in Monte, il quadro fessurativo rilevato sulla muratura in falso del terzo livello (secondo piano), parallela alle pareti perimetrali principali dell'edificio, risulta conseguente al cedimento spontaneo della Volta sottostante, rappresentata dalla struttura di copertura a botte lunettata con teste di padiglione, dell'Aula Prodi.

Per la stabilità delle volte, è necessario che la curva delle pressioni sia posta entro i limiti di nocciolo affinché le sezioni risultino compresse in tutta la loro estensione superficiale, e che le tensioni non superino il carico di sicurezza del materiale. Quando però queste condizioni non sono soddisfatte, in alcune sezioni la notevole eccentricità della risultante determina degli eccessivi sforzi di compressione in uno dei lembi, determinando dissesti.

Nelle volte molto depresse (come nel caso in esame), e quando il carico maggiore insiste nella zona centrale, la depressione della curva delle pressioni alle reni, determina in queste l'impennamento, mentre alla chiave si verifica un cedimento verticale. Al cedimento spontaneo delle strutture voltate, come affermato da Mastrodicasa, possono concorrere l'eccessivo carico, l'azione disgregatrice di sostanze chimiche, l'invecchiamento del materiale e l'utilizzo di malte di scarsa efficacia. Si esclude, tuttavia, quest'ultima ipotesi, in quanto, in base alle prove di laboratorio effettuate nel '93 su campioni di malta, i valori riscontrati, sono stati quelli di un materiale non friabile che conserva ancora le sue caratteristiche di resistenza ed omogeneità.

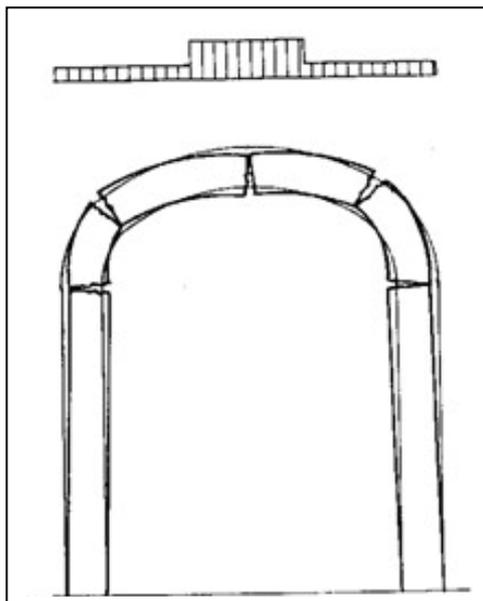
E' comunque importante osservare che la presenza delle lunette nel profilo della volta analizzata, introduce variazioni di forma che conferiscono maggiore inerzia e pertanto maggiore stabilità alla struttura .

Tuttavia, la depressione della chiave, assimilabile ad un vero e proprio moto di traslazione verticale, riproduce il quadro di faticenza di questo dissesto in tutte le strutture sopra incumbenti. Pertanto si rileva sulla muratura di spina del terzo livello, disposta in mezzeria della volta sottostante (a copertura di un ambiente a doppio volume), un andamento "globalmente parabolico" delle lesioni. **(fig.16-17)**

Tali lesioni, di notevole ampiezza (fino a circa 3mm) e “passanti” l’intero corpo murario, talvolta si estendono alle adiacenti volte di copertura dei vari uffici del secondo piano. (19)

In **fig.15** è possibile notare come il profilo trasversale della struttura, rilevato con metro laser (con misurazioni ogni 20cm) abbia perso la sua naturale simmetria. Il profilo reale della volta risulta compreso fra quello ideale impostato sui piedritti e lo stesso traslato verticalmente tangente le reni. Ciò evidenzia come la struttura abbia subito un cedimento in chiave ed il conseguente impennamento in corrispondenza delle reni.

Dai risultati ottenuti dalle prove di carico effettuate nel '93 sulla volta in muratura della Aula Prodi (**cap.2**), al fine di verificare le caratteristiche di resistenza della struttura, era risultato che i conci erano unicamente compressi, mentre le catene si erano rivelate sostanzialmente scariche, con valori di tensione al carico massimo modesti. Ciò dovrebbe garantire che all’atto della prova, la struttura si fosse già assestata in una configurazione stabile. Il fatto che le catene risultassero scariche è, però, probabilmente da attribuire ad un rilassamento del materiale delle stesse nel tempo ed all’assestamento dei capochiave. Già in passato, per contrastare tali fenomeni, era pratica consolidata tendere nuovamente le catene per permettere a detti presidi antisismici di continuare a svolgere la loro funzione.



**Fig. 18-** Meccanismo di collasso per depressione della chiave.

### 8.1.3 I DISSESTI NELLA PORZIONE N.3 DEL COMPLESSO

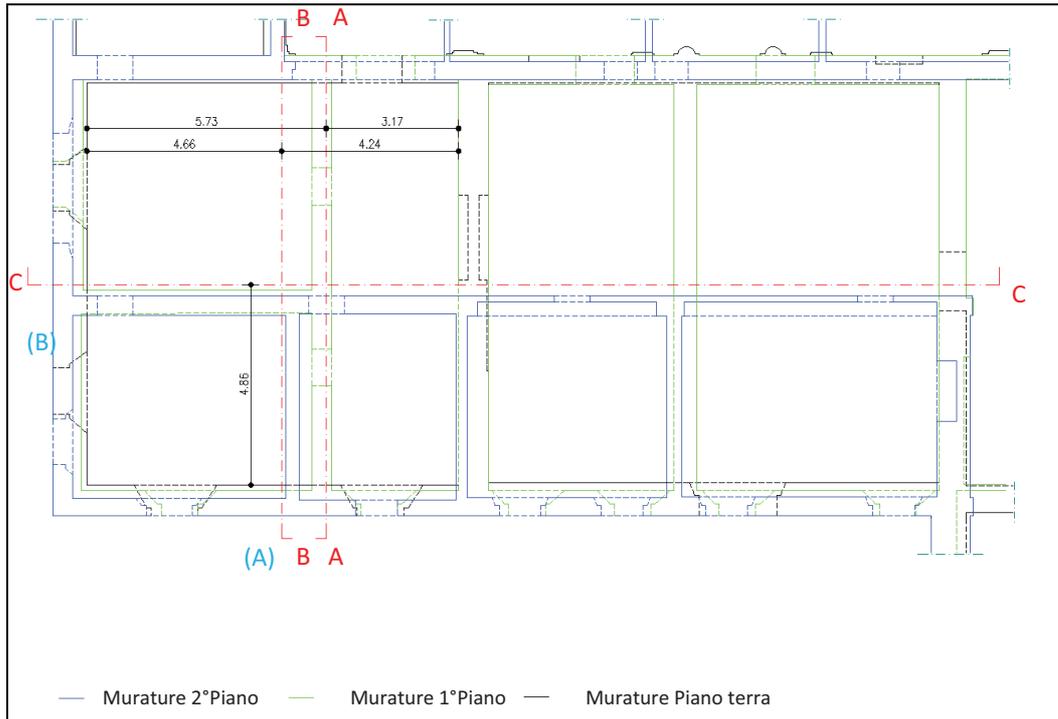


Fig. 19- Planimetria porzione n.3 del Complesso. (19)

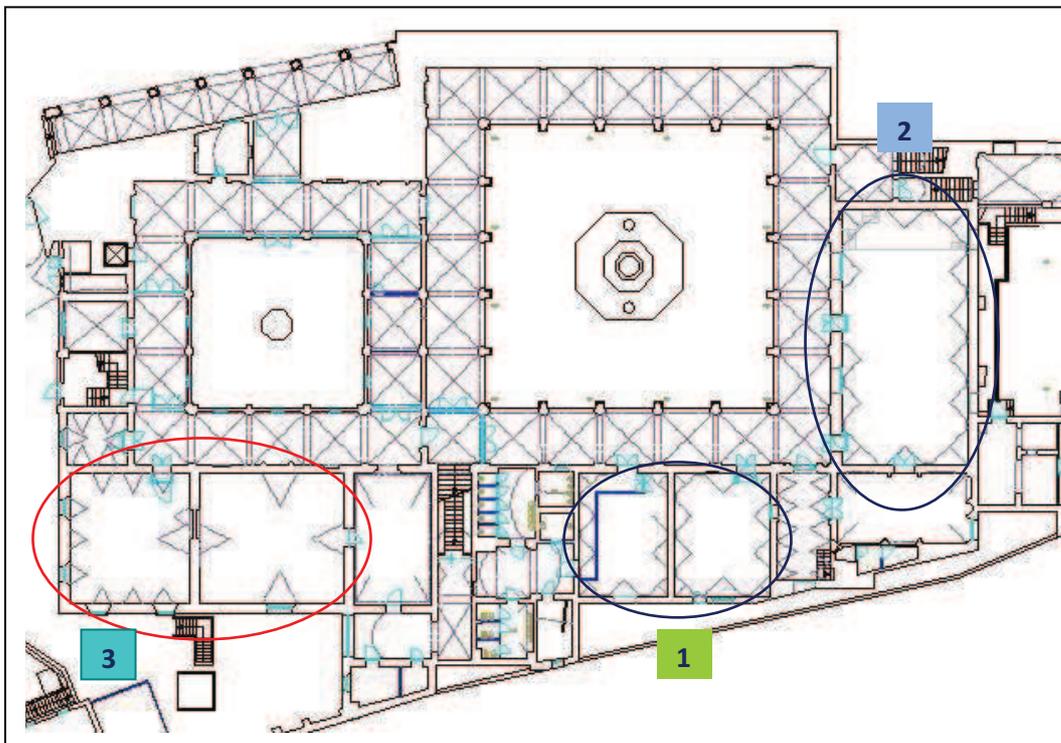


Fig. 20- Pianta Piano Terra, 2°Lotto SGM: Porzioni del Complesso interessate da rilievo del quadro fessurativo.

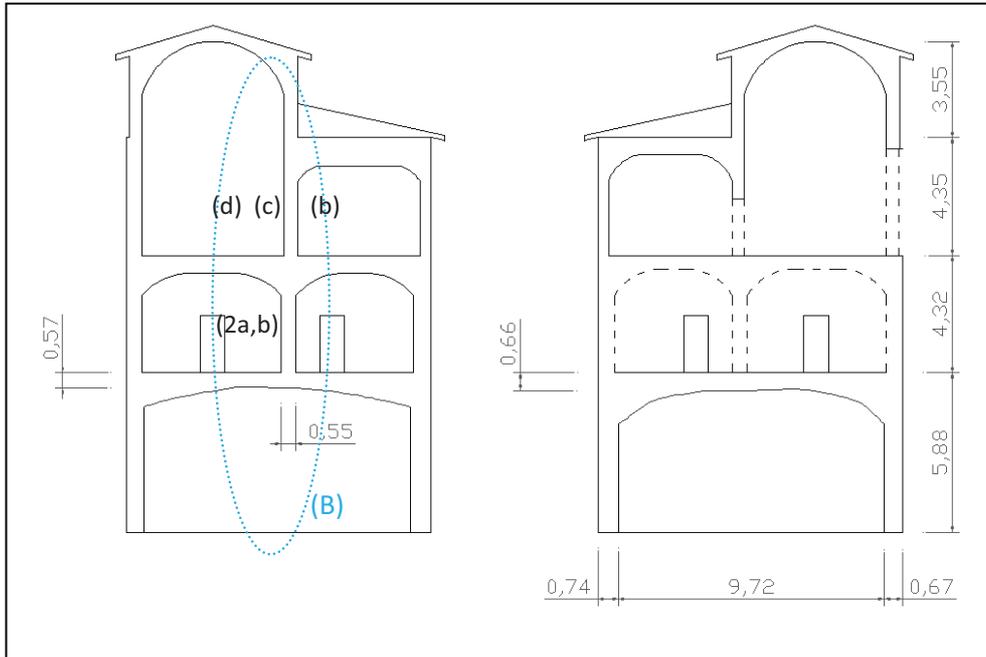


Fig. 21-Sezione B-B (a sinistra) e Sezione A-A (a destra). (19)

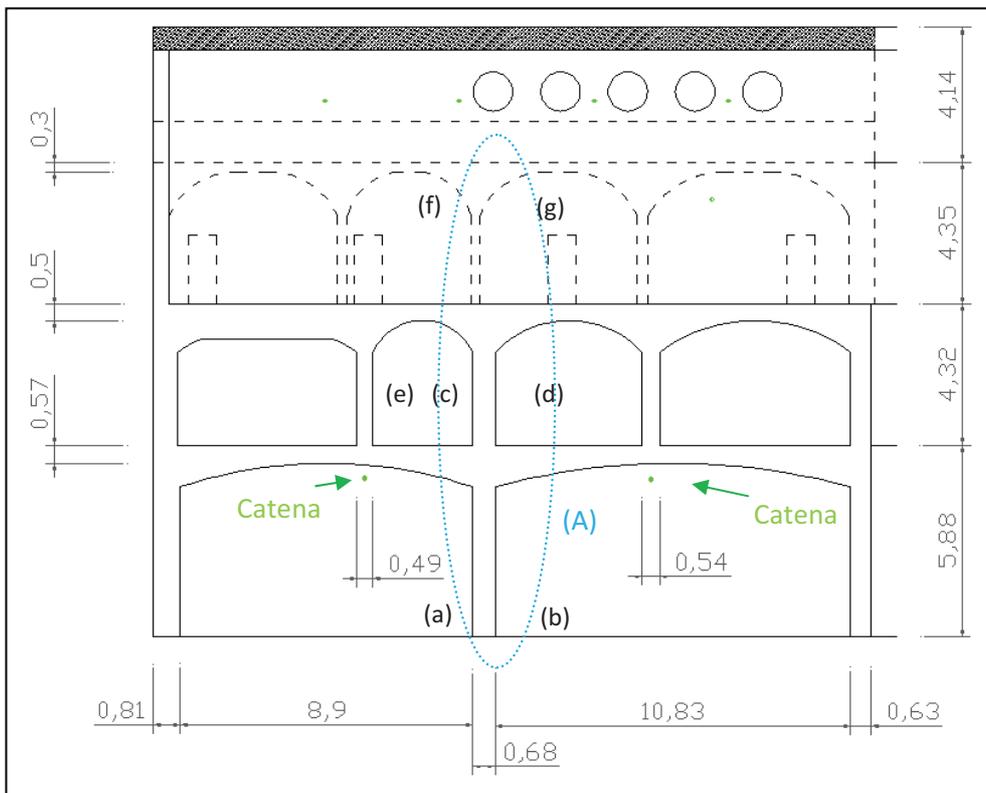


Fig. 22- Sezione C-C. (19)

Nella porzione n.3 del Complesso Monumentale di San Giovanni in Monte, si individuano due principali meccanismi di ribaltamento, riguardanti le due facciate esterne (A,B) fra loro ortogonali di **fig.30**. Tali meccanismi sono legati tra loro da una medesima causa perturbatrice, costituita dal cedimento della volta a padiglione lunettata a copertura dello “Studio 5” al piano terra. La volta a padiglione in questione, già gravata da un “peso proprio” per sua natura notevole, e caratterizzata da un profilo alquanto ribassato, presenta il carico maggiore, costituito dalle murature “in falso” dei livelli superiori, applicato circa nella zona centrale. Pertanto l’inevitabile depressione della chiave e la conseguente perdita della configurazione geometrica originaria della volta, ha determinato un forte incremento delle spinte sulle imposte, che ha teso a “sfiancarle” (**fig.29**).

Nelle zone d’angolo della struttura voltata si è così verificato il distacco delle nervature diagonali, dove cioè convergono i flussi di compressione.

In una zona d’angolo in particolare, si suppone che l’eccessiva spinta e un’eventuale azione sismica ortogonale al fronte, abbiano determinato l’innescò di un meccanismo di ribaltamento della facciata esterna, con formazione, sulla muratura ortogonale, delle lesioni “passanti” che dal pavimento si estendono diagonalmente fino ad interessare parte della struttura voltata (**fig.22-23,a-b**). Tale meccanismo si è poi molto probabilmente propagato sia al secondo livello, coinvolgendo le murature ortogonali alla facciata inflessa (**fig.22-23,c-d-e**), sia al terzo livello, con formazione di lesioni d’intradosso principalmente orizzontali in corrispondenza delle reni dei padiglioni impostati su tale parete (**fig.22-23,f-g**).

In base al quadro fessurativo rilevato, poiché dall’esterno non sono evidenti deformazioni, si presume che globalmente il meccanismo dovrebbe presentarsi con un profilo trasversale verticale, approssimativamente “sinusoidale”, con un lieve rigonfiamento della parete esterna in corrispondenza dell’angolo di innesto del padiglione depresso con la muratura ortogonale, sulla quale sono presenti le lesioni di trazione (**fig.30-A**).

Tale rigonfiamento dovrebbe essere esteso a zone paramentali assimilabili ad ellissi, col diametro maggiore verticale che interessa la facciata esterna, dalla base (dove si ha la formazione della cerniera cilindrica) al piano di calpestio del secondo piano, dove il profilo verticale trasversale della facciata, dovrebbe subire una nuova inclinazione verso l'esterno.

Orizzontalmente il rigonfiamento dovrebbe estinguersi rapidamente, a causa della presenza da entrambi i lati, del vincolo costituito da una catena di collegamento della facciata esterna con la muratura interna ad essa parallela.

Il secondo meccanismo di ribaltamento, è stato rilevato sulla facciata esterna prospiciente il “cortile della palma” ortogonale a quella sinora analizzata (**fig.30-B**). La muratura d'imposta del primo livello (piano terra), presenta un meccanismo di rottura a flessione fuori dal piano, amplificato dalla spinta centrale massima del padiglione depresso (**fig.24b, fig.26a**). Naturalmente la depressione della chiave, assimilabile ad un vero e proprio moto di traslazione verticale, ha contribuito a determinare il quadro fessurativo che si rileva in tutte le strutture sopra incombenti. Pertanto, sulle murature del secondo livello, gravanti sulla volta, si riscontrano le tipiche lesioni “passanti”, ad andamento diagonale nelle zone di innesto con le pareti ortogonali, e circa orizzontale nelle zone centrali (**fig.27**).

Al terzo livello, il moto di traslazione verticale delle murature, pare combinato con un meccanismo di rotazione verso l'esterno (lato “cortile della palma”), come evidenziato dal quadro fessurativo rilevato.

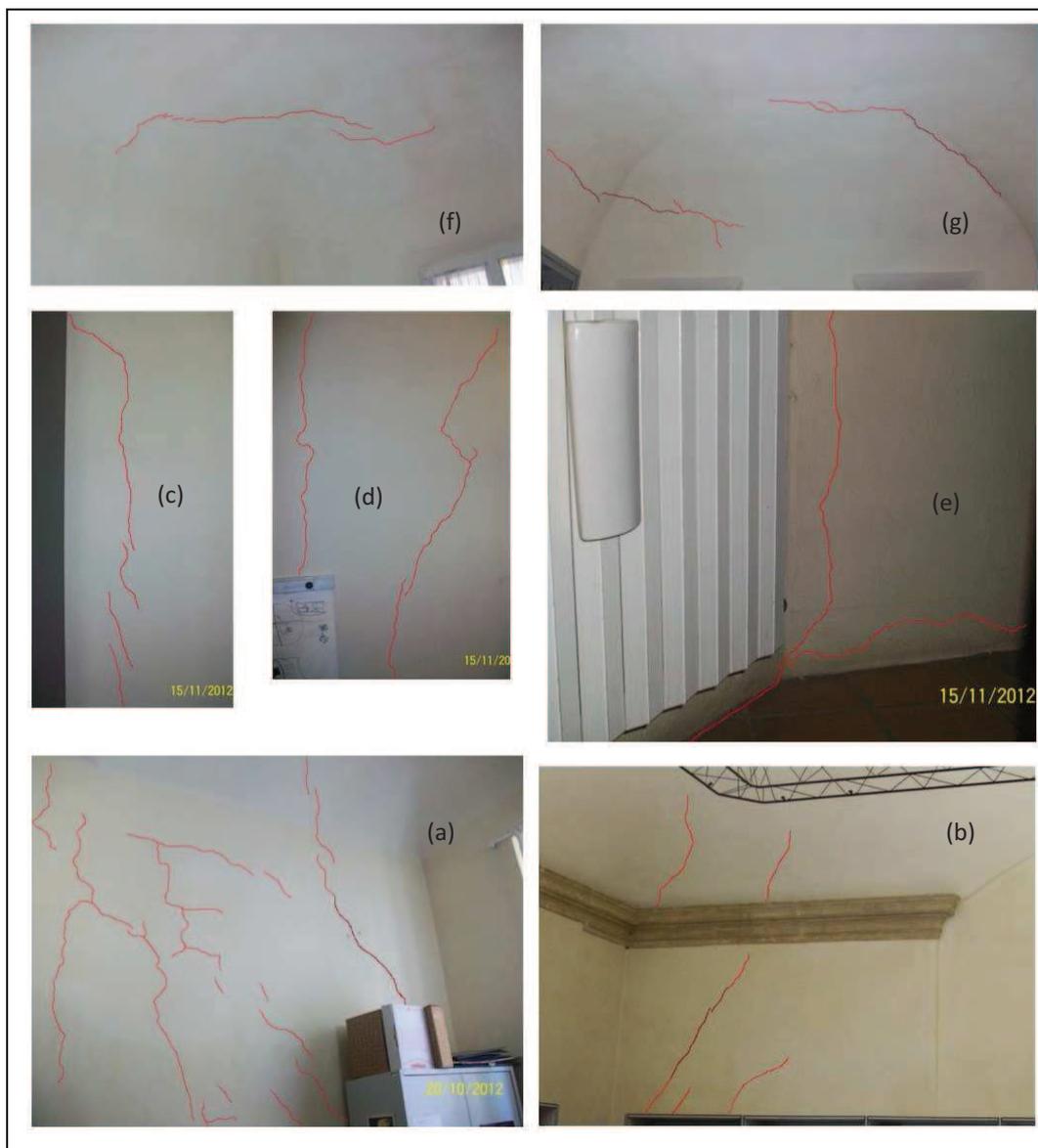
Infatti si riscontrano lesioni di ampiezza notevole sia all'innesto della facciata esterna con la pavimentazione del secondo piano (**fig.25d**), sia sulla muratura ortogonale, posta in corrispondenza di quella del livello inferiore, “in falso” sulla volta sottostante.

Le lesioni su tale muratura si estendono diagonalmente dall'innesto con il fronte ortogonale, fino ad interessare le strutture voltate di copertura che condividono tale parete come imposta (**fig.25a,b,c**).

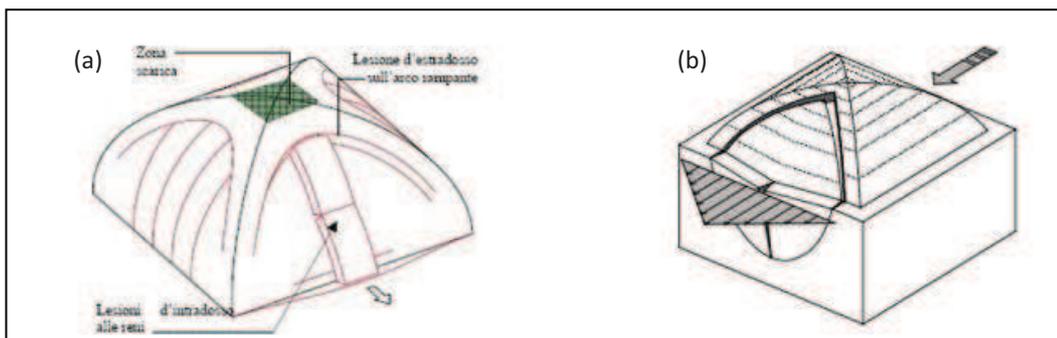
Dall'esterno sono visibili le deformazioni del fronte, sottoposto al cinematismo probabilmente ancora in atto.

In **fig.26b**, è possibile notare come la facciata abbia subito uno “spanciamento” verso l'esterno, circa in corrispondenza della mezzeria del locale al piano terra, dove si presenta il meccanismo di rottura a flessione fuori dal piano.

Il meccanismo globale potrebbe essere stato fomentato dall'azione di uno o più sismi ortogonali alla facciata inflessa. (19)



**Fig. 23-** Meccanismo di ribaltamento della facciata esterna A. (19)



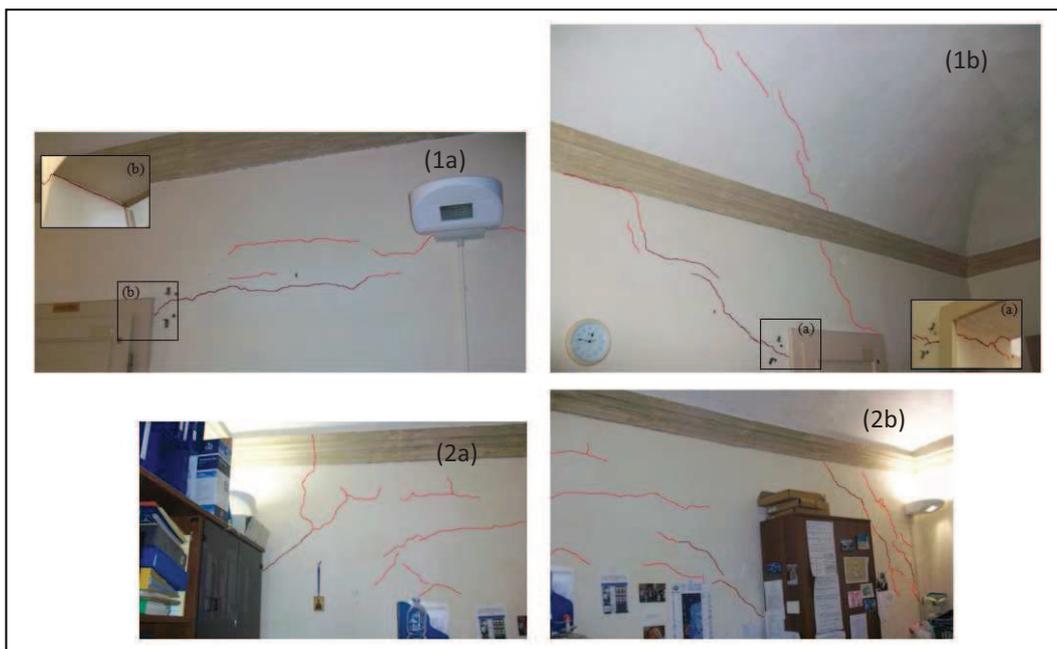
**Fig. 24-** (a) Cinematismo di danno nelle volte a padiglione – (b) Flessione fuori dal piano delle pareti perimetrali.



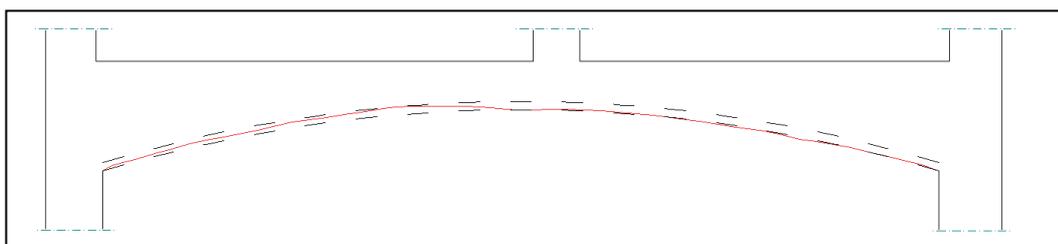
**Fig. 25-** Quadro fessurativo al secondo piano, relativo al meccanismo di ribaltamento della facciata esterna B. (19)



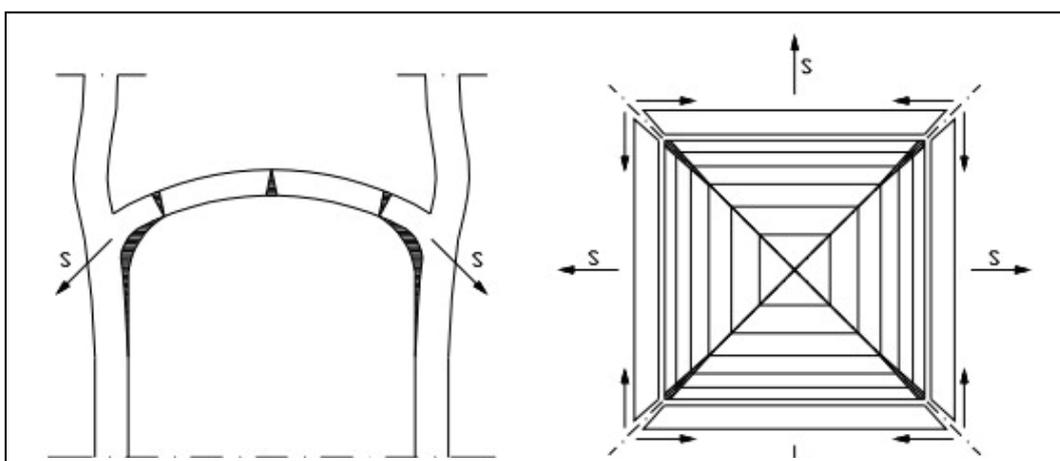
Fig. 26- Meccanismo di ribaltamento della facciata esterna B. (19)



**Fig. 27-** Dissesti riflessi sulle murature “in falso” della volta a padiglione depressa. (19)



**Fig. 28-** Sezione B-B della volta a padiglione depressa (profilo reale asimmetrico in rosso, compreso tra il profilo ideale impostato sugli appoggi, e lo stesso tangente alle reni). (19)



**Fig. 29-** Fratture all’incrocio dei muri, nella zona di chiave ed alle reni lungo le generatrici di una volta a padiglione, in seguito al divaricamento dei piedritti.



**Fig. 30-** Modello tridimensionale della porzione n.3 del Complesso – in rosso le deformazioni subite dalle facciate esterne A e B. (19)

## 8.2 Analisi limite per edifici in muratura

La normativa tecnica per le costruzioni attualmente vigente in Italia, cioè il DM 14 gennaio 2008, corredato dalla Circolare esplicativa n.617 del 14 febbraio 2009, fa esplicito riferimento al metodo di analisi per cinematismi di collasso di edifici esistenti in muratura. Al paragrafo 8.7.1 del DM del 2008 si legge, infatti: “Per l’analisi sismica dei meccanismi locali si può far ricorso ai metodi dell’analisi limite dell’equilibrio delle strutture murarie”.

A fronte dell’obbligo di effettuare verifiche locali viene, per la prima volta in una normativa tecnica italiana, fatta menzione esplicita della metodologia dell’analisi limite dell’equilibrio, denominata nella manualistica anche “analisi cinematica”, “analisi per macroelementi” o “analisi per cinematismi (meccanismi) di collasso”. (5)

Il riconoscimento normativo di tale metodologia di analisi rappresenta una conquista perché il metodo dei cinematismi di collasso si concentra sul reale comportamento degli edifici murari, mentre alcuni schemi proposti dalle precedenti normative portavano a considerare la muratura come materiale continuo, elastico perfettamente plastico, dotato di resistenza a trazione inducendo schematizzazioni irrealistiche, spesso fuorviati per il caso degli edifici esistenti.

Le verifiche condotte con l’analisi limite dell’equilibrio, invece, modellano la porzione di struttura in esame come una serie di elementi murari rigidi che, sottoposti alle sollecitazioni statiche e sismiche, possono formare una catena cinematica e perdere l’equilibrio mettendosi in moto gli uni rispetto agli altri. (5)

L’analisi limite può essere svolta in campo lineare o non lineare.

-Nelle verifiche con l’analisi cinematica lineare l’obiettivo è determinare le condizioni di attivazione del meccanismo, ossia qual è il valore dell’azione sismica in grado di far perdere l’equilibrio alla catena cinematica. La sollecitazione determinata dovrà essere confrontata con il sisma di progetto (specifico del sito, della costruzione in esame e del tempo di ritorno stabilito) che

rappresenta la “domanda in accelerazione”. Poiché l’attivazione del cinematismo non coincide con il collasso, nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo, la NTC 2008 prevede di dividere la domanda in accelerazione per un fattore  $q$  ( $q=2$ ) che tiene conto delle riserve di resistenza del meccanismo di collasso dopo la sua attivazione.

-L’analisi cinematica non lineare indaga il comportamento della catena cinematica dopo l’atto di moto iniziale. Nella verifica allo Stato Limite Ultimo, si determina il massimo spostamento sopportabile dalla struttura definito “spostamento ultimo” da confrontare con la domanda di spostamento, cioè con l’effetto del terremoto atteso. (5)

In entrambe i casi, se la capacità di resistenza della costruzione è superiore alla domanda la verifica può ritenersi soddisfatta.

Scegliendo il metodo dell’analisi limite dei meccanismi di collasso è obbligatorio valutare la sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) che costituisce la verifica allo Stato Limite Ultimo per gli edifici esistenti in muratura, mentre è facoltativa la verifica allo Stato Limite di Danno (SLD).

## 8.2.1 IL TERREMOTO DI PROGETTO: ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA DEL TERRENO, PARAMETRI DEL SITO E VITA NOMINALE

Per condurre le verifiche di sicurezza (sia con l'analisi cinematica lineare che con l'analisi cinematica non lineare) secondo le NTC 2008 occorre conoscere le caratteristiche del terremoto atteso nel sito dell'edificio in esame. Occorre, quindi, costruire uno spettro di risposta che definisce le caratteristiche del terremoto di progetto. (5)

Per ottenere tale spettro si è utilizzato il software istituzionale suggerito dalla stessa Circolare n. 617 del 2009, cioè programma "Azioni sismiche-Spettri di risposta", scaricabile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Grazie a tale software è stato possibile calcolare anche i parametri sismici dipendenti da: sito geografico, vita nominale, classe d'uso dell'opera e dal periodo di ritorno del sisma di progetto. Tali parametri sono:

$\alpha_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno,

$F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale,

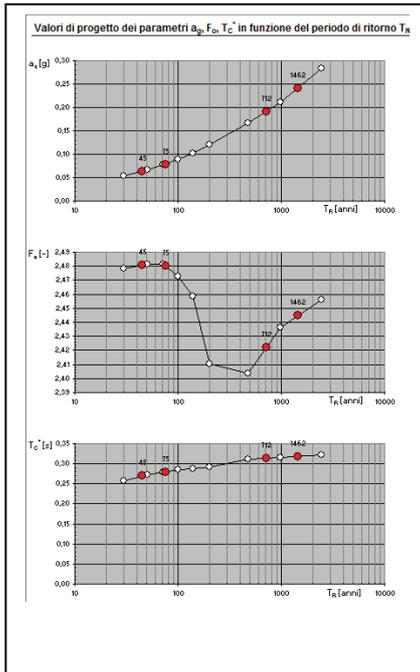
$T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.



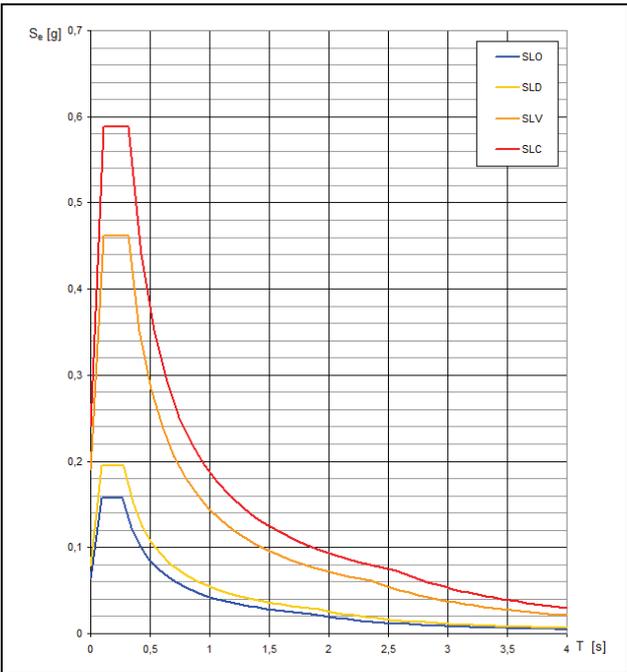
Fig. 31- Fase 1 e 2 per il calcolo dello spettro di risposta del terremoto atteso.

I dati in input per le fasi 1 e 2, per il complesso di San Giovanni in Monte sono le coordinate geografiche (Bologna, Emilia Romagna), la vita nominale della costruzione ( $V_N=50$  anni per opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale, Classe d'uso II), ed il coefficiente d'uso della costruzione ( $C_U=1,5$ ).

In tal modo si ottengono i dati in output mostrati nelle figure seguenti.



**Fig. 32-** Valori di progetto dei parametri  $a_g, F_0, T_C^*$ , in funzione del periodo di ritorno  $T_R$



**Fig. 33-** Spettri di risposta elastici per i diversi stati limite.

**Valori dei parametri  $a_g, F_0, T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	45	0,064	2,481	0,269
SLD	75	0,078	2,480	0,279
SLV	712	0,190	2,422	0,313
SLC	1462	0,241	2,445	0,318

**Fig. 34-** Tabella dei parametri, calcolati per le verifiche agli Stati Limite, con il software “Azioni sismiche-Spettri di risposta”, dal sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I dati in input ed in output per la fase 3 sono mostrati nelle figure seguenti.

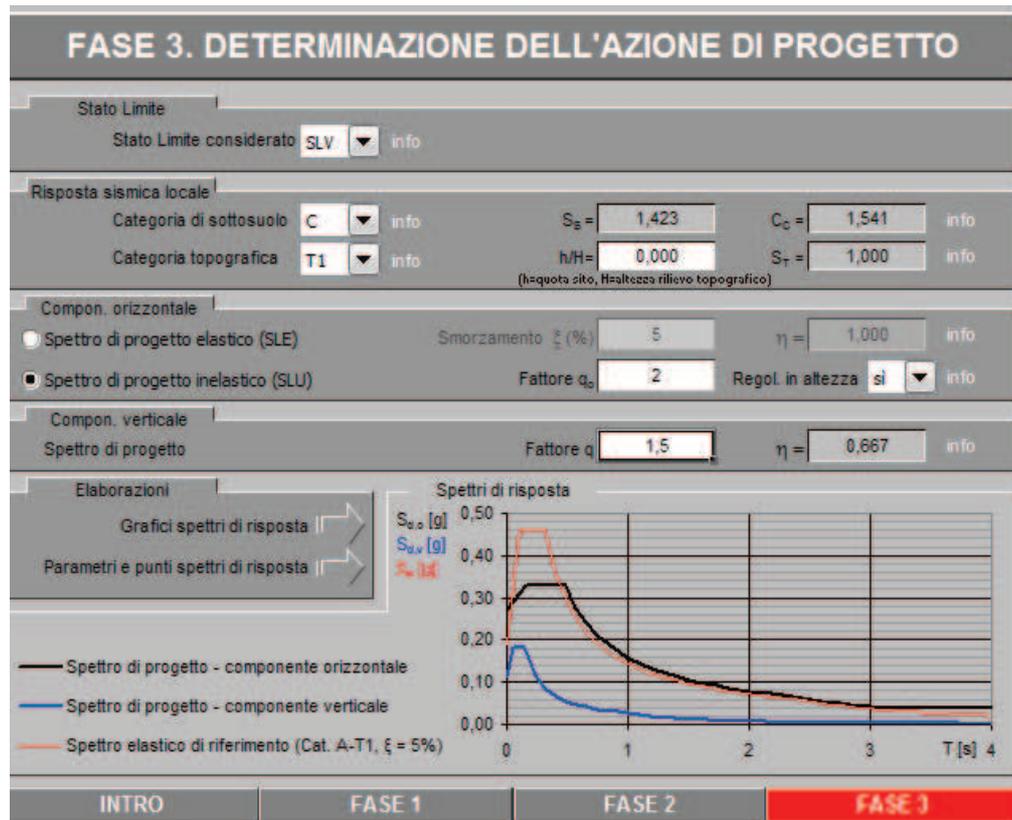


Fig. 35- Fase 3 per il calcolo dello spettro di risposta del terremoto atteso: input.

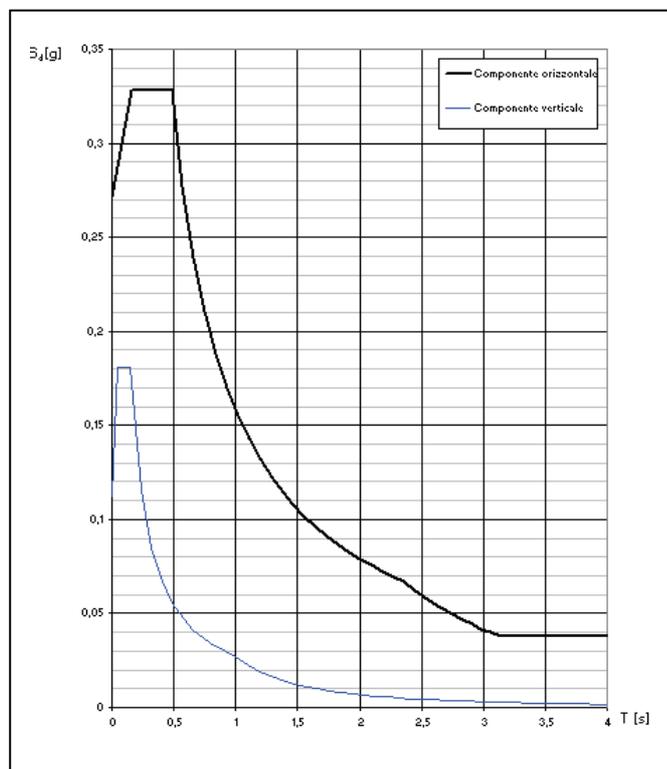


Fig. 36- Fase 3 per il calcolo dello spettro di risposta del terremoto atteso: output.

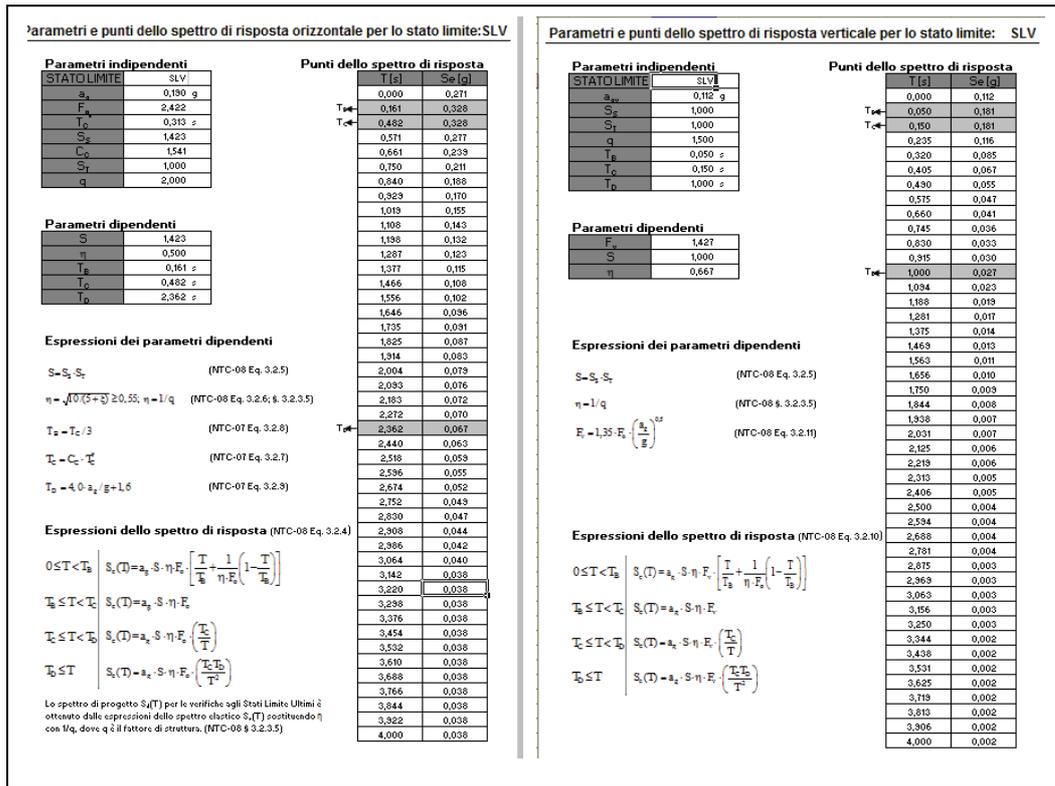


Fig. 37- Fase 3: output.

Come dati di input della fase 3 è necessario specificare, in particolare, lo stato limite per il quale si vuole condurre la verifica (che nel caso in esame è lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita), la categoria di sottosuolo e la categoria di topografia, per le quali si è fatto riferimento alle tabelle in normativa.

Per il calcolo del periodo di ritorno  $T_R$  si è utilizzata  $P_{Vr}$  la probabilità di superamento dello stato limite nella vita di riferimento  $V_R$ , che nella verifica SLV è fissata come  $P_{Vr} = 10\%$  (nella verifica SLD  $P_{Vr} = 63\%$ ).

I valori dei parametri sismici calcolati, con il programma Azioni Sismiche-Spettri di risposta, per il complesso di San Giovanni in Monte, sono:

$$a_g = 0,190 \text{ g}$$

$$F_0 = -2,442$$

$$T_c^* = 0,313 \text{ s}$$

## 8.2.2 PROCEDURA PER L'ANALISI CINEMATICA LINEARE

La procedura dell'analisi cinematica lineare si articola nei seguenti passi:

1. individuazione del meccanismo;
2. modellazione del meccanismo;
3. valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$  che comporta l'attivazione del meccanismo;
4. calcolo dell'accelerazione sismica spettrale  $\alpha_0^*$  che comporta l'attivazione del meccanismo;
5. verifica della sicurezza.

La formula di verifica SLV è la seguente:

$$\alpha_0^* \geq \frac{a_g (P_{Vr}) S}{q}$$

dove  $\alpha_0^*$  è l'accelerazione di attivazione del meccanismo,

$a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima del terreno,

$P_{Vr}$  è la probabilità di superamento dello stato limite nella vita di riferimento  $V_R$ , che nella verifica SLV è fissata come  $P_{Vr} = 10\%$ ,

$S$  è il coefficiente di amplificazione topografica e stratigrafica, calcolato con la formula  $S = S_S \cdot S_T$ ,

$q$  è il fattore di struttura che in base alle norme italiane può essere assunto pari a 2.

Per quanto riguarda la modellazione del meccanismo nel paragrafo C8A.4 della Circolare n.617 del 2009 si legge che il cinematismo consiste nella “trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di struttura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismi di danno e di collasso)”.

Per una simulazione più realistica del comportamento è opportuno considerare in maniera approssimata:

- gli scorrimenti tra i blocchi, considerando la presenza dell'attrito,
- le connessioni, anche di resistenza limitata, tra le pareti murarie,

- la presenza di catene metalliche,
- la limitata resistenza a compressione della muratura, considerando la cerniere arretrate rispetto allo spigolo della sezione,
- la presenza di pareti a paramenti scollegati.

Gli aspetti peculiari della modellazione del meccanismo consistono perciò nel riconoscimento della tipologia e della qualità muraria e delle forze da considerare nel modello, resistenti o spingenti oltre che dalle condizioni di vincolo e dalla geometria della struttura in esame. (5)

Per quanto riguarda i parametri meccanici di resistenza della muratura si fa riferimento alla tabella C8A.2.1 della Circolare n. 617 del 2009, che in riferimento alla muratura in mattoni pieni e malta di calce indica una resistenza a compressione minima di 240 N/cm<sup>2</sup>. Il peso specifico adottato per la muratura in esame è 18 kN/m<sup>3</sup>

Si vanno poi a valutare i carichi verticali come il peso delle pareti, dei solai, delle volte e delle coperture, nonché le forze orizzontali date dalle spinte delle volte e dalle eventuali coperture spingenti.

Le azioni statiche e sismiche devono sommarsi secondo la combinazione “sismica” delle NTC 2008, valida per gli Stati Limite Ultimi SLU:

$$E+G_1+G_2+P+\psi_{21}Q_{k1}+\psi_{22}Q_{k2}+\dots$$

dove E indica l'azione sismica,

$G_1$  è il peso proprio degli elementi strutturali,

$G_2$  è il peso proprio degli elementi non strutturali,

P è la pretensione o precompressione,

$Q_{ki}$  è la i-esima azione accidentale. (43)

Per quanto riguarda i successivi passi dell'analisi cinematica lineare ci si è avvalsi di fogli di calcolo C.I.N.E. nella versione 1.0.4. aggiornata nel 2009, e sviluppata nell'ambito del progetto ReLUI, Applicativo per le verifiche sismiche dei Meccanismi di Collasso Locali fuori piano negli edifici esistenti in muratura mediante Analisi Cinematica Lineare.

Tale software di calcolo, realizzato dall'ing. L. Milano e al Prof. Ing. C. Beolchini, svolge la procedura di analisi cinematica lineare secondo il Metodo dell'Equilibrio, per i cinematismi più semplici e secondo il Principio dei Lavori Virtuali per quelli più complessi. Esso fornisce come dato in

output la PGA di collasso agli Stati Limite di Salvaguardia della Vita, SLV. Quindi l'applicativo consente di valutare l'accelerazione di picco su suolo rigido, associata al raggiungimento dello specifico Stato Limite in esame, per il confronto con la PGA di riferimento secondo l'approccio semplificato con fattore di struttura (Analisi Cinematica Lineare), secondo le NTC 2008. Il foglio di calcolo è coerente con la formula di norma precedentemente riportata disposta nel seguente modo:

$$\frac{\alpha_0^* \cdot q}{S} \geq a_g(P_{Vr})$$

Dove il primo termine è indicato nel foglio di calcolo con  $a_g(\text{SLV})$  che costituisce la capacità del meccanismo ovvero l'accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato.

Ai fini della verifica tale valore va confrontato con il valore della PGA di riferimento  $a_g(P_{Vr})$ , calcolata nel paragrafo precedente, come indicato nella circolare 617/09, 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 (Domanda):  $\alpha_g(P_{Vr}) = 0,190 \text{ g}$

I fogli di calcolo C.I.N.E. sono suddivisi in quattro schede principali che riguardano rispettivamente i meccanismi di:

- ribaltamento semplice,
- ribaltamento composto,
- flessione verticale,
- flessione orizzontale.

In ogni scheda è riportata una sintetica descrizione delle modalità associate al meccanismo trattato, come guida per l'applicazione delle stesse. (44)

Per il calcolo delle spinte orizzontali esercitate dalle volte, che sono un elemento caratterizzante per il complesso di San Giovanni in Monte, si è utilizzato il software "ARCO" realizzato dal Prof. Gelfi, per la verifica di stabilità di archi e volte in muratura.

Tale software è basato sulla teoria del "Masonry Arch" di Heyman e permette di tracciare la curva delle pressioni per le strutture analizzate.

Si riportano nella figura seguente i dati geometrici di input da inserire nel programma per la creazione del modello.

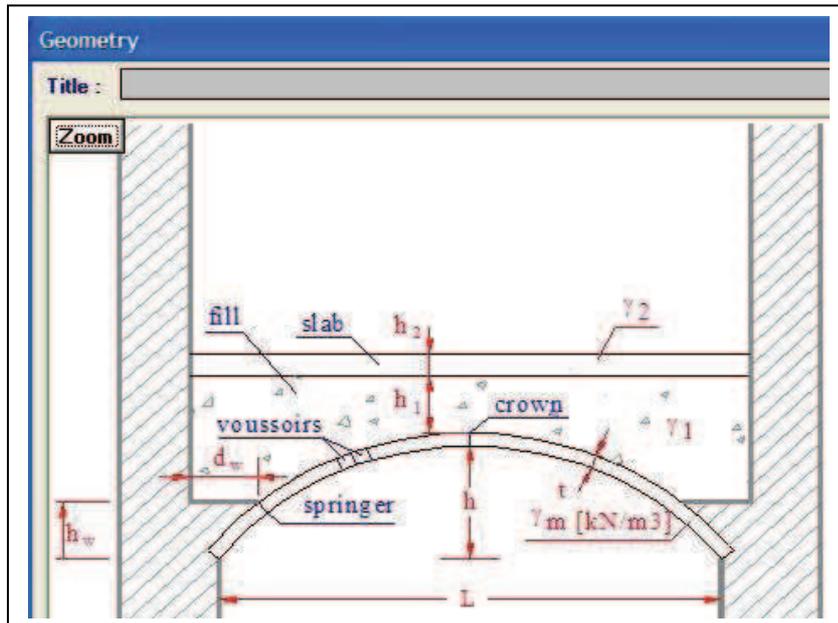


Fig. 38- Input: dati geometrici per la creazione del modello (software ARCO).

In fase di risoluzione è possibile sia ottimizzare il calcolo della linea delle pressioni, aumentando il numero degli step del processo iterativo, sia considerare la resistenza passiva del rinfiango, assegnando un valore al coefficiente  $K_p$ .

I dati in output, oltre ad indicare graficamente l'andamento della curva delle pressioni, forniscono per ogni sezione (tra un concio e l'altro):

- i valori di tensione per i corrispondenti lembi d'intradosso ed estradosso;
- la percentuale di sezione compressa;

Per una visualizzazione rapida, il programma fornisce una tabella riassuntiva dei "peggiori" valori dei suddetti parametri e la corrispondente sezione ove si presentano. (19)

Vengono, infine, indicati sia i valori delle reazioni orizzontali e verticali, in corrispondenza degli appoggi, sia l'eccentricità della curva delle pressioni in tali sezioni e in chiave. Utilizzando il programma ARCO si va a definire un modello semplificato delle volte in esame che, tuttavia, consente una valutazione numerica dei dati necessari per l'analisi cinematica lineare che

si va ad effettuare sulle tre porzioni dell'ex complesso conventuale individuate.

Per la misurazione degli elementi strutturali e non strutturali si fa riferimento ad un file dwg, disegnato rispettando le dimensioni degli elementi, dal quale si sono tratte le informazioni per effettuare le analisi dei cinatismi. Qualora le strutture voltate in esame, presentassero caratteristiche dimensionali simili, sono state raggruppate secondo la loro tipologia per effettuare un'analisi il più possibile spedita, utilizzando il software ARCO. Per quanto riguarda i carichi variabili si è fatto riferimento al paragrafo 3.1.4 delle NTC 2008, considerando la categoria C: Ambienti suscettibili di affollamento, cui appartengono le scuole. Pertanto nell'analisi sono stati considerati i carichi permanenti strutturali, permanenti portati dati dal peso della volta in muratura, dal rinfiacco e dalla pavimentazione, ed i carichi variabili riferiti alle scuole.

Per una valutazione del comportamento spaziale delle volte, che tenga conto di condizioni di carico più specifiche, come, ad esempio, la risposta ai carichi dati dalle murature in falso, si rimanda ad una modellazione ancora più approfondita.

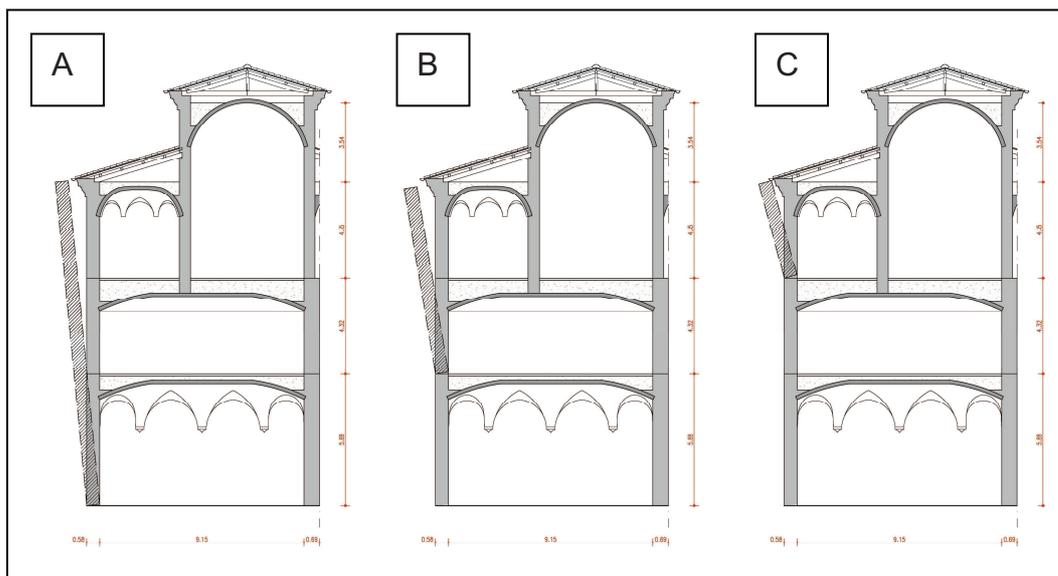
### 8.2.3 Analisi cinematica lineare della porzione n.1 del Complesso

Per poter applicare la procedura dell'analisi cinematica lineare alla porzione n.1 del Complesso di San Giovanni in Monte, al fine di valutarne la sicurezza rispetto ai principali meccanismi di collasso, occorre effettuare l'analisi dei carichi, calcolando i pesi e le eventuali spinte delle diverse parti che compongono la struttura, come ad esempio i setti murari, le volte e le coperture.

Inoltre, per ciascuna delle forze individuate, occorre specificare il punto di applicazione definendo, quindi, la geometria del cinematismo rispetto al quale si intende eseguire la verifica.

I meccanismi di danno analizzati sono quelli di ribaltamento semplice di parete monolitica non efficacemente collegata ai paramenti di controvento, e di flessione verticale.

Per quanto riguarda il ribaltamento semplice si esaminando i tre casi mostrati nella figura seguente che differiscono per il punto di formazione della cerniera di rotazione collocata rispettivamente: alla base, in corrispondenza del primo orizzontamento e del secondo orizzontamento.



**Fig. 39-** Meccanismi di ribaltamento semplice di parete monolitica, fuori dal piano, analizzati.

Di seguito vengono mostrati i dati in input ed in output per il calcolo delle spinte delle strutture voltate della porzione n. 1 del Complesso.

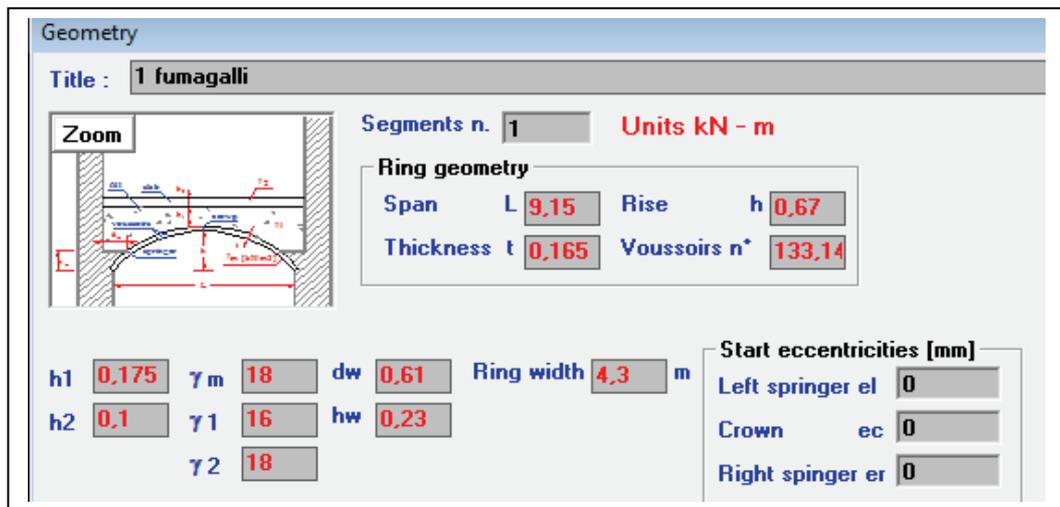


Fig. 40- Input strutture voltate piano terra e piano primo (volta tipo).

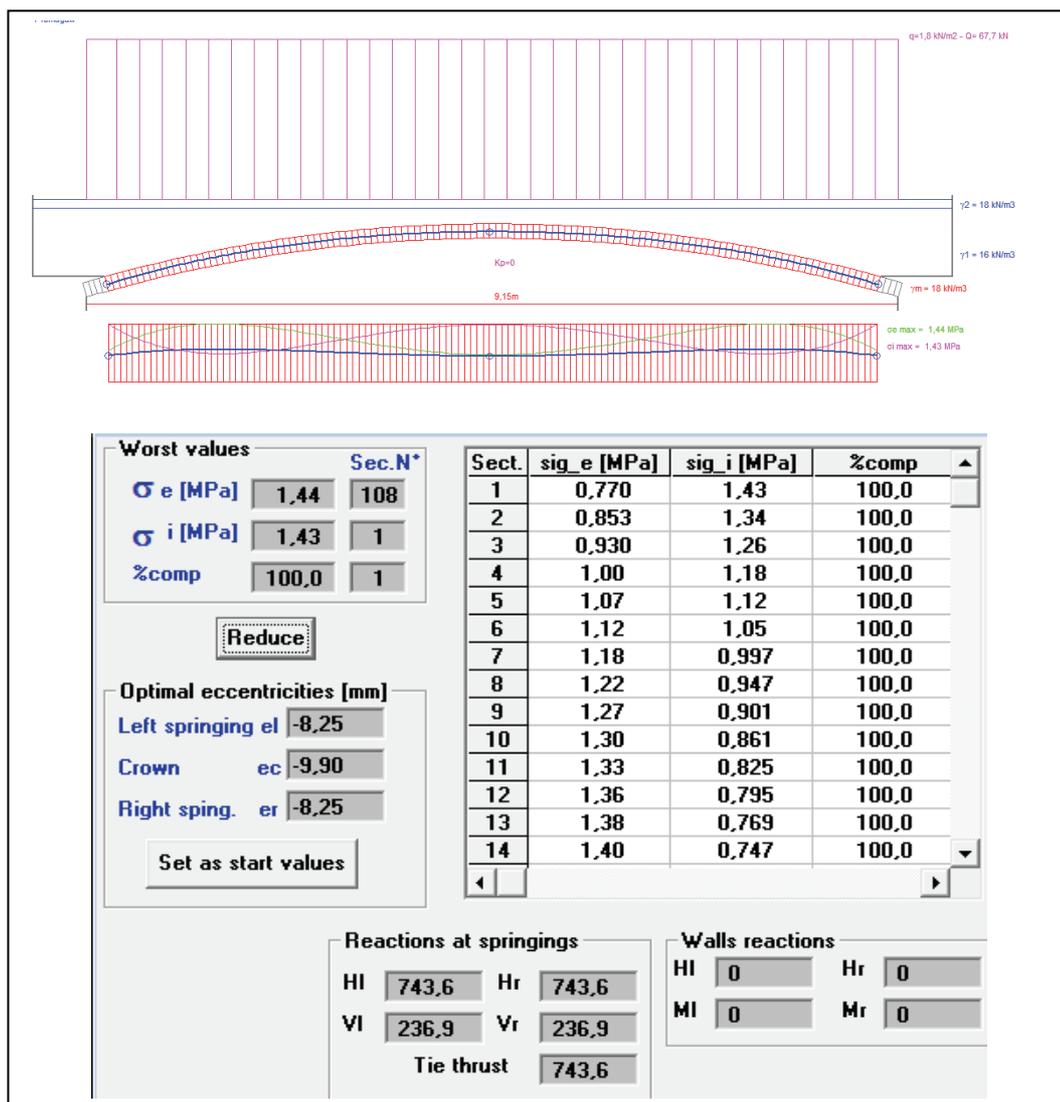


Fig. 41- Output strutture voltate piano terra e piano primo (volta tipo).

Zoom

Segments n.  Units **kN - m**

Ring geometry

Span L

Rise h

Thickness t

Voussoirs n\*

h1   $\gamma_m$   dw  Ring width  m

h2   $\gamma_1$   hw

$\gamma_2$

Start eccentricities [mm]

Left springer el

Crown ec

Right springer er

Fig. 42- Input strutture voltate piano secondo.

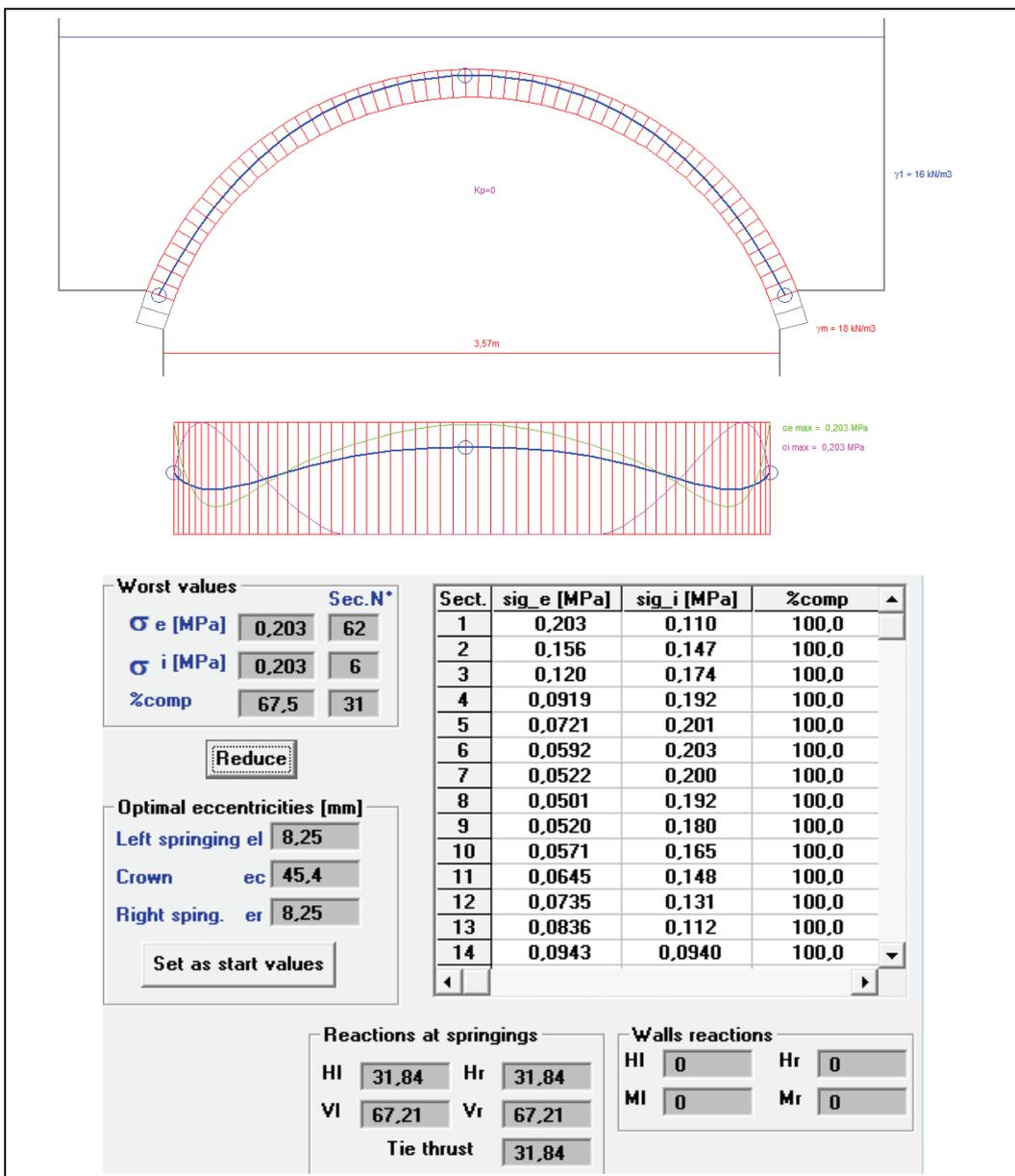


Fig. 43- Output strutture voltate piano secondo.

Per tenere conto del fatto che gli schemi proposti sono semplificati e vicini al comportamento di volte a botte, ma non tengono conto del comportamento spaziale delle volte a padiglione effettivamente presenti che, grazie alla loro conformazione, scaricano le spinte su tutte e quattro le murature d'ambito, si è ritenuto opportuno distribuire le reazioni vincolari a seconda della percentuale che va ad interessare la muratura oggetto del ribaltamento.

Pertanto, si è considerato che le volte dei piani terra e del piano primo, impostate su pianta rettangolare, scarichino solo il 30% delle reazioni vincolari sulle testate, e che le volte del piano secondo, impostate su pianta quadrata, scarichino il 50% delle reazioni vincolari su ciascuna coppia di murature ortogonali di imposta.

Di seguito l'analisi cinematica lineare con i fogli di calcolo C.I.N.E. sviluppati nell'ambito del progetto ReLUI: ribaltamento semplice.

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	2,10	4,70	13,23	8,96	14,18	18,0	
2	1,10	2,48	14,18	9,94	14,18	18,0	
3	1,10	2,45	14,18	9,94	14,18	18,0	
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 $d_{v_i}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{v_i}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{G_i}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**) $Y_{G_i}$ [m]
1	0,58	5,88		0,54	4,81	2,90	
2	0,58	4,32		0,54	2,89	2,20	
3	0,58	4,35	0,29	0,54	2,82	2,22	
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 $P_{S_i}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{v_i}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{H_i}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]
1	708,0			0,0	142,1	446,2	493,0
2	578,4				142,1	446,2	251,0
3	584,2		70,3		134,4	63,7	0,0

Fig. 44- Input fogli di calcolo del cinematiso di collasso di ribaltamento semplice di parete monolitica.

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	-0,034	1,35	191,689	0,797	-0,312
	3 - 2	-0,022		124,055	0,806	-0,195
	3	0,042		75,819	0,943	0,322
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008	
Fattore di struttura $q$	2,00
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1,00
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,190
Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$	2,422
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]	0,313
Fattore di smorzamento $\eta$	1,000
Altezza della struttura $H$ [m]	14,55
Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$	1,424
Coefficiente $C_C$	1,540
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$	1,424
Numero di piani dell'edificio $N$	3
Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$	1,286
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]	0,372

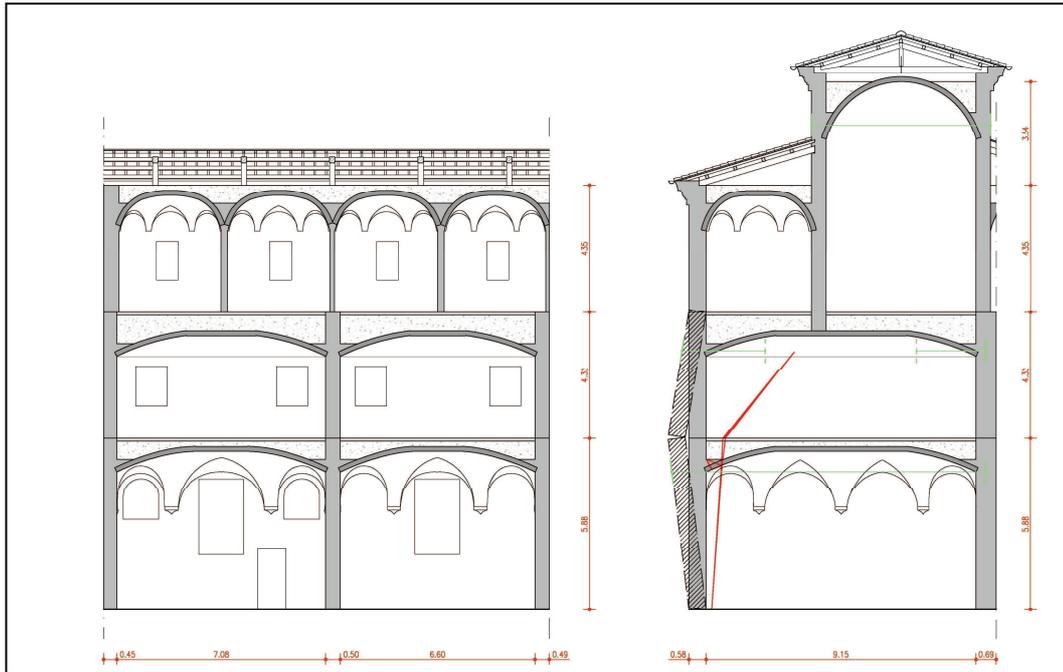
  

PARAMETRI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	3 - 2 - 1			-0,045	
	3 - 2	5,88	0,404	-0,028	-0,750
	3	10,20	0,701	0,046	0,716
	-	-	-	-	-

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	-0,045
	3 - 2	-0,028
	3	0,021
	-	-

Fig. 45- Parametri di calcolo e Output dei fogli di calcolo C.I.N.E. per i meccanismi di ribaltamento semplice di pareti monolitiche.



**Fig. 46-** Geometria della facciata, sezione frontale e trasversale. Nella sezione a destra si illustra come il meccanismo di flessione verticale sia compatibile con le lesioni presenti.

Di seguito l'analisi cinematica lineare con i fogli di calcolo C.I.N.E.: flessione verticale su due piani.

DATI INIZIALI	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			
	1	1,90	4,50	13,23	8,74	14,18	18,0	
	2	1,10	2,48	14,18	9,94	14,18	18,0	
	3	1,10	2,45	14,18	11,18	14,18	18,0	
	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 $d_{v_i}$ [m]	Quota del punto di applicazione di azioni trasmesse da archi o volte al piano i-esimo $h_{v_i}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo $Y_{G_i}$ [m]	Quota del baricentro della parete al piano i-esimo (**)	
1	0,58	5,88		0,54	4,81	2,94		
2	0,58	4,32		0,54	2,89	2,20		
3	0,58	4,35	0,29	0,54	2,82	2,20		
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 (**)	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{S_i}$ [kN]	Spinta statica della copertura $P_H$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{v_i}$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte al piano i-esimo $F_{H_i}$ [kN]	Azione del tirante al piano i-esimo $T_i$ [kN]	
1	704,0				142,1	446,2	493,0	
2	578,4			0,0	142,1	446,2	251,0	
3	801,7		70,3		134,4	63,7	0,0	

**Fig. 47-** Input fogli di calcolo del cinematiso di collasso di flessione verticale su due piani (terra e primo).

DATI DI CALCOLO	Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Valore di $h_1$ per $\alpha_0$ minimo [m]	Valore assunto da $\alpha_0$ per $h_1 = h_p$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete $h_1$ [m]	Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
			-1,111	8,71	0,135	8,71	-1,111	36,470	0,916
DATI DI CALCOLO	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	Numeratore di $\alpha_0$	Denominatore di $\alpha_0$	Valore assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete $h_1$ [m]	Valore di $\alpha_0$	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
		878,236	4741,19	0,185	5,88	0,185	153,347	0,958	1,405

PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q		2,00
	Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$		1,00
	Categoria suolo di fondazione		C
	PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]		0,190
	Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$		2,422
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]		0,313
	Fattore di smorzamento $\eta$		1,000
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]		0,000
	Altezza della struttura H [m]		14,55
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$		1,424
	Coefficiente $C_C$		1,540
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S		1,424
	Numero di piani dell'edificio N		3
Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$		1,286	
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]		0,372	

Flessione verticale di fascia muraria continua	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
		0,000	0,000	-1,263
Flessione verticale di macroelementi geometria nota	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
		0,000	0,000	0,201

PGA-SLV	Flessione verticale di fascia muraria continua	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
PGA-SLV	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)

Fig. 48- Parametri di calcolo e Output dei fogli di calcolo C.I.N.E. calcolo del cinematisimo di collasso di flessione verticale su due piani (terra e primo).

Di seguito l'analisi cinematica lineare con i fogli di calcolo C.I.N.E.: flessione verticale su un piano, è stato esaminato prima il piano terra e poi il piano primo.

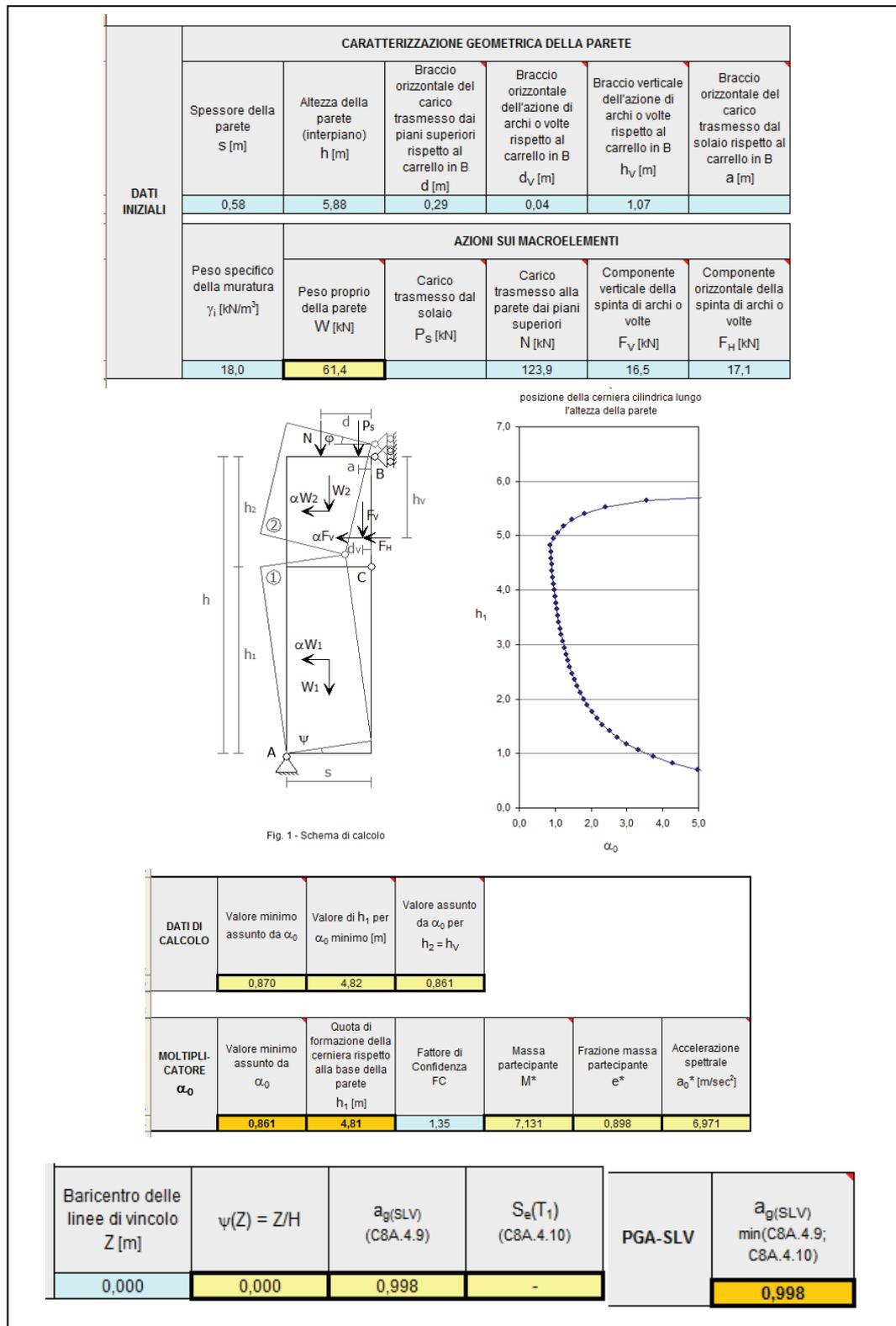


Fig. 49- Dati in Input e Output dei fogli di calcolo C.I.N.E. calcolo del cinematiso di flessione verticale al piano terra.

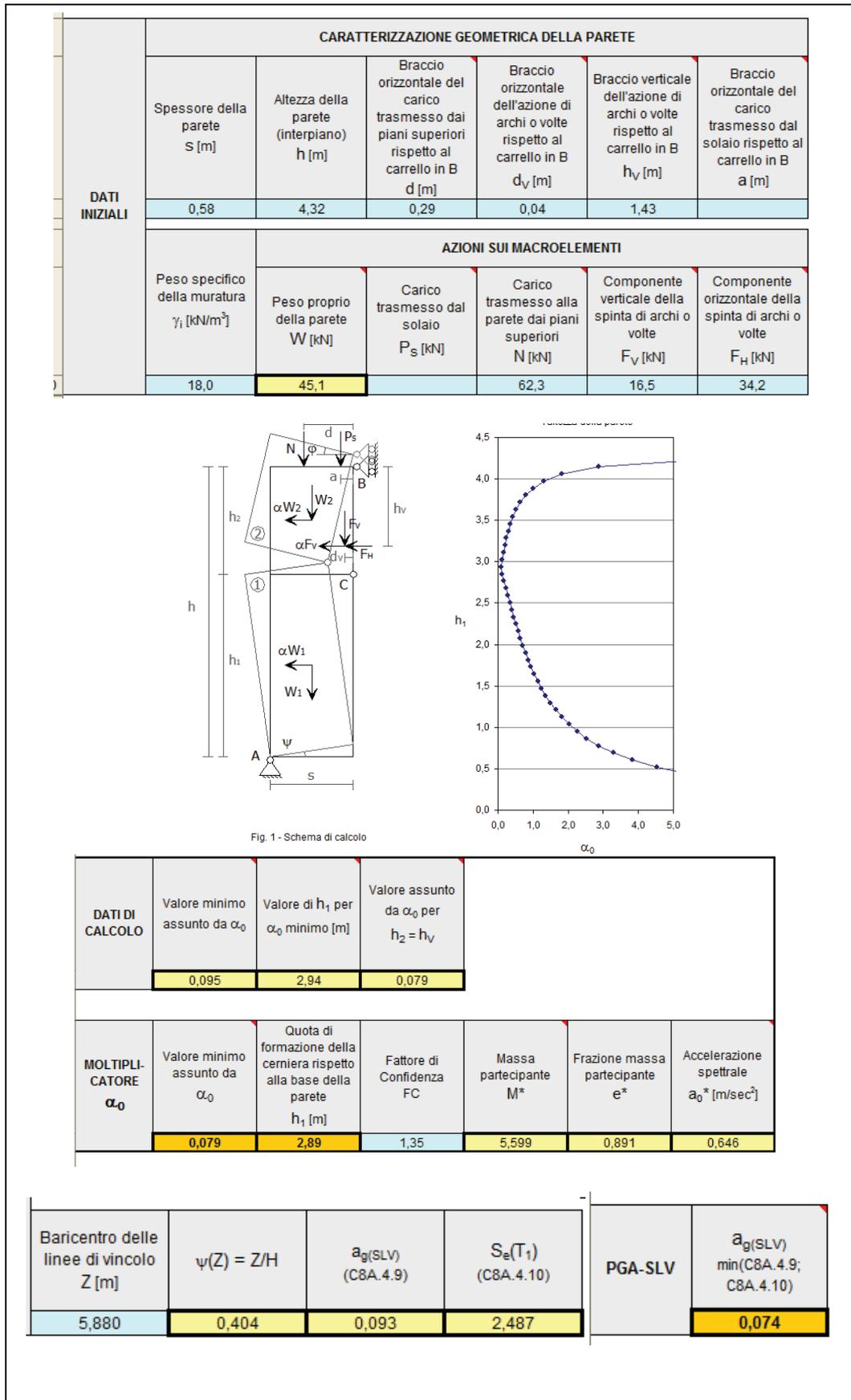


Fig. 50- Dati in Input e Output dei fogli di calcolo C.I.N.E. calcolo del cinematismo di flessione verticale al piano primo.

I risultati delle analisi sono:

<b>Cerniera</b>	<b>Meccanismo</b>	<b><math>a_{gSLV}</math></b>	<b><math>a_{g,(P_{VR})}</math></b>	<b>FS</b>	<b>Verifica</b>
Terra	Ribaltamento semplice	-0,045	0,19	negativo	Non Verificato
Primo	Ribaltamento semplice	-0,028	0,19	negativo	Non Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	0,021	0,19	0,11	Non Verificato
Terra Primo	Flessione verticale 2 piani	0,201	0,19	1,06	Verificato
Piano Terra	Flessione verticale 1 piano	0,998	0,19	5,25	Verificato
Piano Primo	Flessione verticale 1 piano	0,074	0,19	0,39	Non Verificato

Il fattore di sicurezza è dato dal rapporto fra l'accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV, relativamente al cinematismo considerato, e la PGA di riferimento, cioè il rapporto fra  $a_{gSLV}$  e  $a_{g,(P_{VR})}$ .

Tale rapporto risulta inferiore ad 1, per quanto riguarda i cinematismi di ribaltamento semplice della facciata, pertanto le relative verifiche non sono soddisfatte. I valori di PGA ottenuti sono molto bassi, (in alcuni casi addirittura negativi) per tale tipo di meccanismo, che può innescarsi con accelerazioni sismiche molto inferiori a quelle attese nel sito in esame.

Anche il meccanismo di flessione verticale risulta non verificato al piano primo.

Il modello semplificato che si è andati ad analizzare, considera la situazione peggiore che si può presentare, non tenendo conto dei contributi di resistenza a trazione offerti dalle pareti ortogonali a quella in esame. Le analisi sono, quindi, state svolte a favore di sicurezza.

Nel modello semplificato si è tenuto conto della presenza dei dispositivi atti a contrastare la spinta delle volte, quali le quattro catene  $\Phi 28$  presenti in corrispondenza della impostazione della volta che copre il piano terra e dei dispositivi di contenimento delle spinte delle strutture voltate probabilmente presenti al piano superiore (dispositivi estradossali) e delle catene diagonali visibili.

In accordo con quanto emerso nelle fasi di analisi dei dissesti e di rilievo delle fessurazioni nei paramenti murari, la parete in esame presenta un fuori piombo ed uno “spanciamento”, quasi impercettibile dall'esterno, al livello della impostazione della volta del piano terra. Tali cinematismi sono contrastati dalla presenza delle catene metalliche.

L'efficacia dei dispositivi atti a contenere la spinta delle strutture voltate dovrebbe, però, essere verificata con opportune prove in situ.

### 8.2.4 Analisi cinematica lineare della porzione n.2 del Complesso

I meccanismi di danno analizzati sono quelli di ribaltamento semplice di parete monolitica, valutando la possibilità di formazione della cerniera orizzontale a terra o in corrispondenza degli orizzontamenti.

Di seguito viene mostrata l'analisi effettuata con il software ARCO.

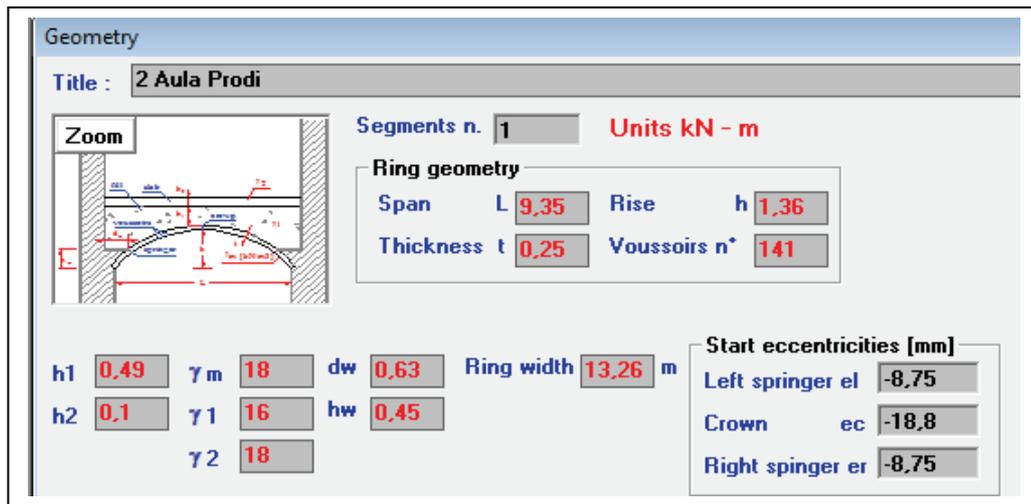


Fig. 51- Input struttura voltata a copertura del doppio volume (piano terra e primo).

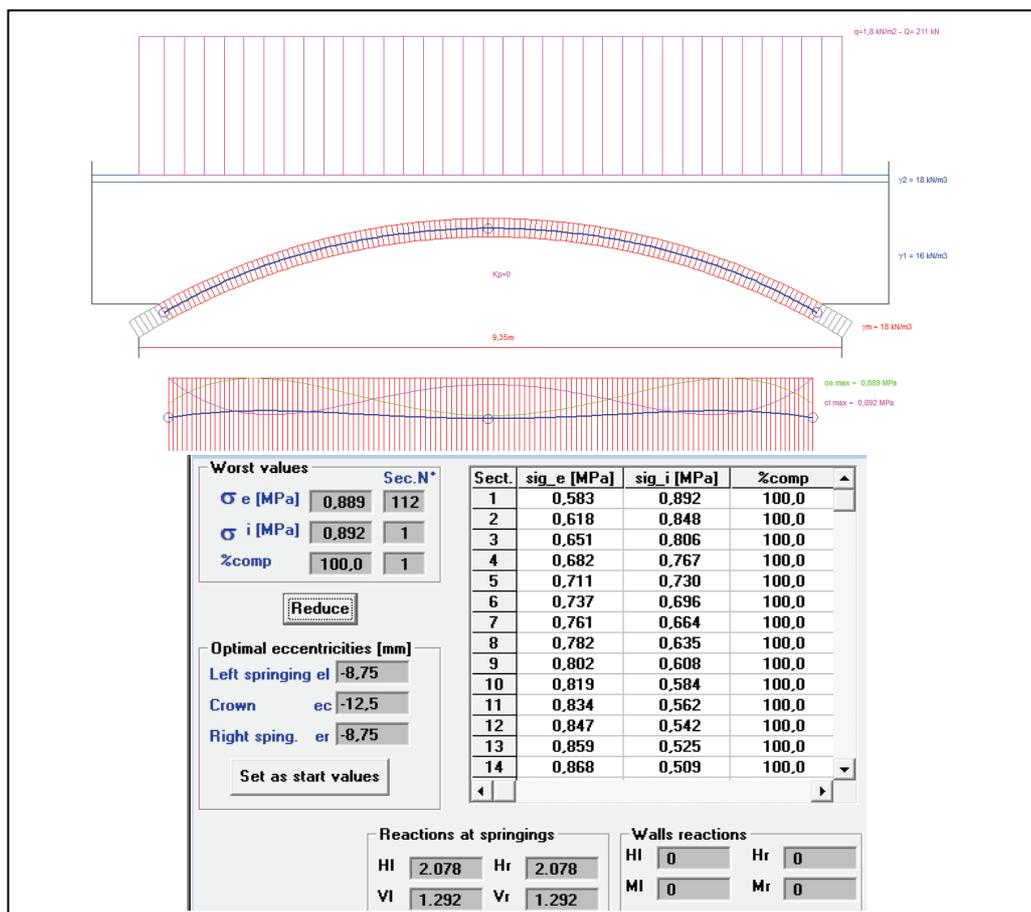


Fig. 52- Output struttura voltata a copertura del doppio volume (piano terra e primo).

**Zoom**

Segments n. **1**      Units **kN - m**

**Ring geometry**

Span L **4,8**      Rise h **1,33**

Thickness t **0,16**      Voussoirs n\* **70,5**

h1 **0,15**     $\gamma_m$  **18**    dw **0,61**    Ring width **3,26** m

h2 **0**       $\gamma_1$  **16**      hw **0,23**

$\gamma_2$  **0**

**Start eccentricities [mm]**

Left springer el **0**

Crown ec **0**

Right springer er **0**

Fig. 53- Input strutture voltate a copertura del piano secondo.

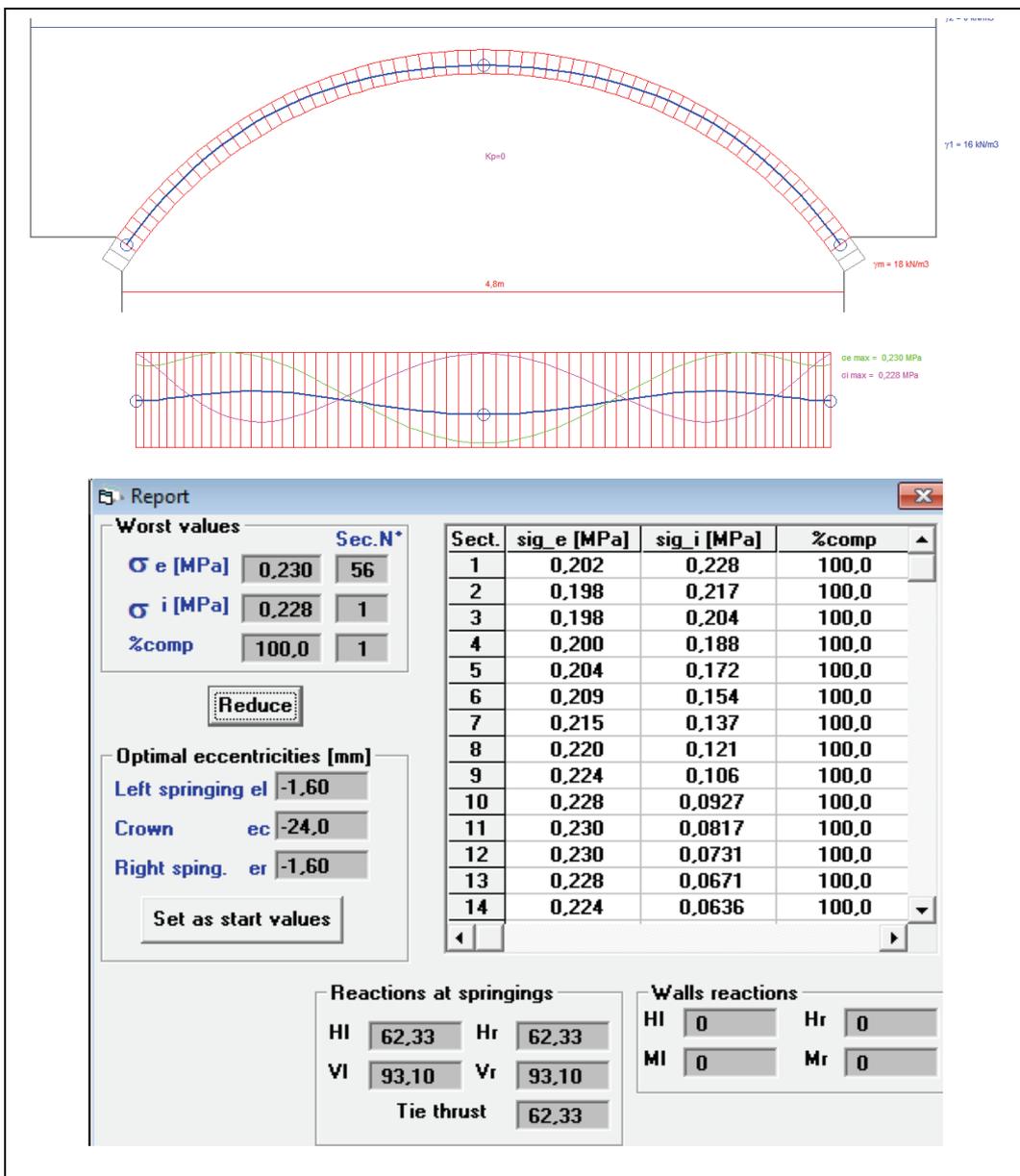


Fig. 54- Output strutture voltate a copertura del piano secondo.

Per tenere conto del fatto che gli schemi proposti sono semplificati e vicini al comportamento di volte a botte, ma non tengono conto del comportamento spaziale delle volte a padiglione effettivamente presenti che, grazie alla loro conformazione, scaricano le spinte su tutte e quattro le murature d'ambito, si è ritenuto opportuno distribuire le reazioni vincolari a seconda della percentuale che va ad interessare la muratura oggetto del ribaltamento.

Pertanto, si è considerato che la grande volta a copertura del doppio volume dell'Aula Prodi, impostata su pianta rettangolare, con la muratura in esame che costituisce uno dei lati più lunghi, scarichi il 70% delle reazioni vincolari sulla muratura in esame, e che le volte del piano secondo, impostate su pianta rettangolare, scarichino solo il 30% delle reazioni vincolari sulle testate.

Di seguito l'analisi cinematica lineare con i fogli di calcolo C.I.N.E.: ribaltamento semplice di parete monolitica.

DATI INIZIALI	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	0,01	0,01	15,48	15,48	15,48	18,0	
	2	1,10	2,27	15,48	12,48	15,48	18,0	
	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 (**)
	1	0,71	10,20		0,64	8,10	5,10	
	2	0,47	4,35	0,24	0,39	2,72	2,20	
	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 (**)	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	2017,9				904,4	1454,6	1329,6
	2	540,0		102,6		111,7	74,8	
	3	0,0						

Fig. 55- Input fogli di calcolo del cinematicismo di collasso di ribaltamento semplice di parete monolitica.

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> ]
	2 - 1	0,085	1,35	321,765	0,859	0,715
	2	-0,004		71,167	0,926	-0,034
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008	
Fattore di struttura $q$	2,00
Coefficiente di amplificazione topografica $S_T$	1,00
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento $a_g(P_{VR})$ [g]	0,190
Fattore di amplificazione massima dello spettro $F_0$	2,422
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro $T_C^*$ [sec]	0,313
Fattore di smorzamento $\eta$	1,000
Altezza della struttura $H$ [m]	14,55
Coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S$	1,424
Coefficiente $C_C$	1,540
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione $S$	1,424
Numero di piani dell'edificio $N$	2
Coefficiente di partecipazione modale $\gamma$	1,200
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura $T_1$ [sec]	0,372

PARAMETRI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
	2 - 1			0,102	
	2	10,20	0,701	-0,005	-0,081
	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	2 - 1	0,102
	2	-0,005
	-	-

Fig. 56- Parametri di calcolo e Output dei fogli di calcolo C.I.N.E. meccanismi di ribaltamento semplice di pareti monolitiche.

I risultati delle analisi sono:

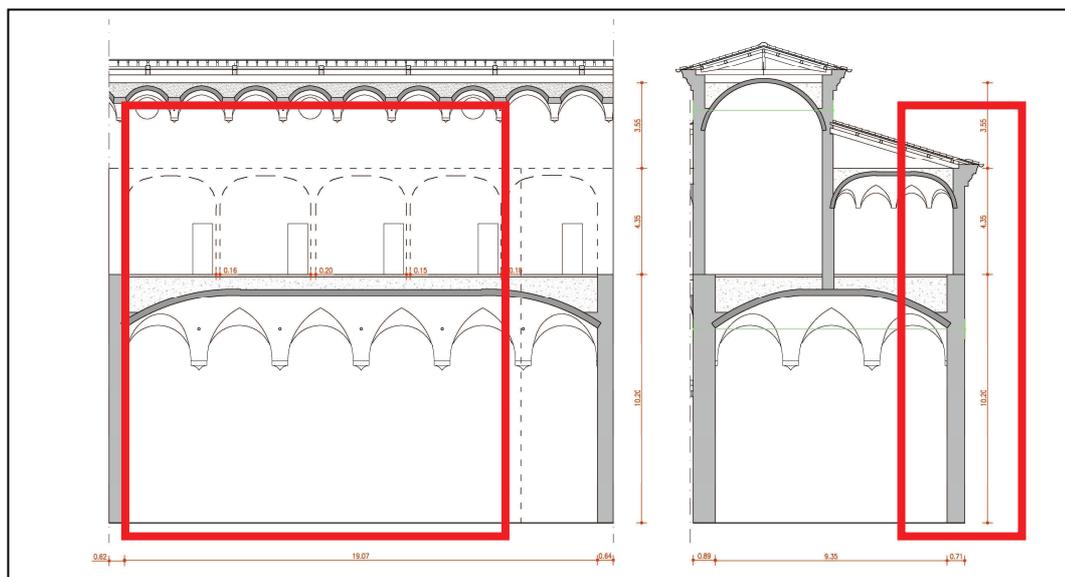
Cerniera	Meccanismo	$a_{gSLV}$	$a_{g,(P_{VR})}$	FS	Verifica
Terra	Ribaltamento semplice	0,102	0,19	0,54	Non Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	-0,005	0,19	negativo	Non Verificato

Il fattore di sicurezza è dato dal rapporto fra l'accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV, relativamente al cinematismo considerato, e la PGA di riferimento, cioè il rapporto fra  $a_{gSLV}$  e  $a_{g,(P_{VR})}$ .

Tale rapporto risulta inferiore ad 1, per quanto riguarda i cinematismi di ribaltamento semplice della facciata, pertanto le relative verifiche non sono soddisfatte. I valori di PGA ottenuti sono più bassi, per quanto riguarda il piano secondo dove non sono presenti catene a contrastare la spinta orizzontale delle strutture voltate.

Il modello semplificato che si è andati ad analizzare, non considera i contributi di resistenza a trazione offerti dalle pareti ortogonali a quella in esame a favore di sicurezza.

Nel modello semplificato si è tenuto conto della presenza dei dispositivi atti a contrastare la spinta delle volte, quali le quattro catene  $\Phi 46$  presenti in corrispondenza della impostazione della volta che copre l'Aula Prodi.



**Fig. 57-** Geometria della facciata in esame sezione frontale e trasversale (il riquadro rosso indica la fascia muraria esaminata per meccanismo di ribaltamento verso l'esterno).

### 8.2.5 Analisi cinematica lineare della porzione n.3 del Complesso

I meccanismi di danno analizzati sono quelli di ribaltamento semplice di parete monolitica, valutando la possibilità di formazione della cerniera orizzontale a terra o in corrispondenza degli orizzontamenti.

Di seguito viene mostrata l'analisi effettuata con il software ARCO.

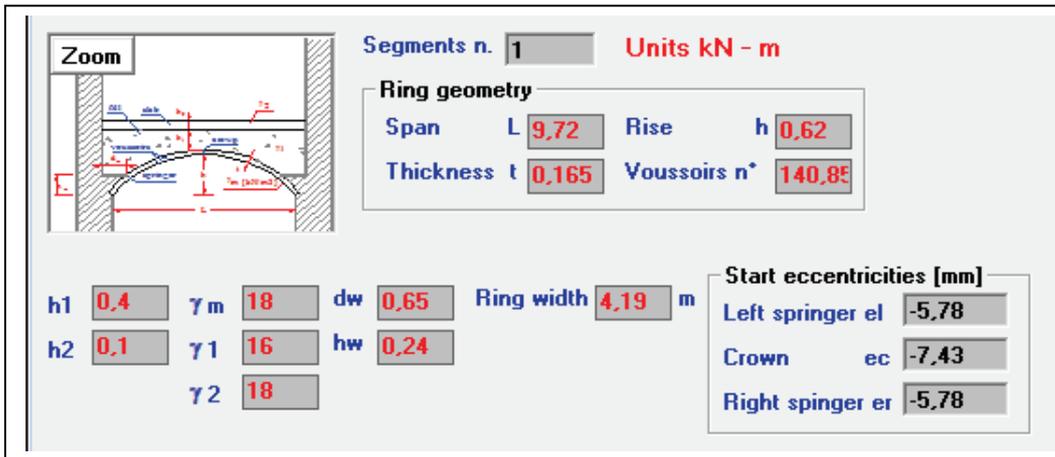


Fig. 58- Input struttura voltata a copertura del piano terra.

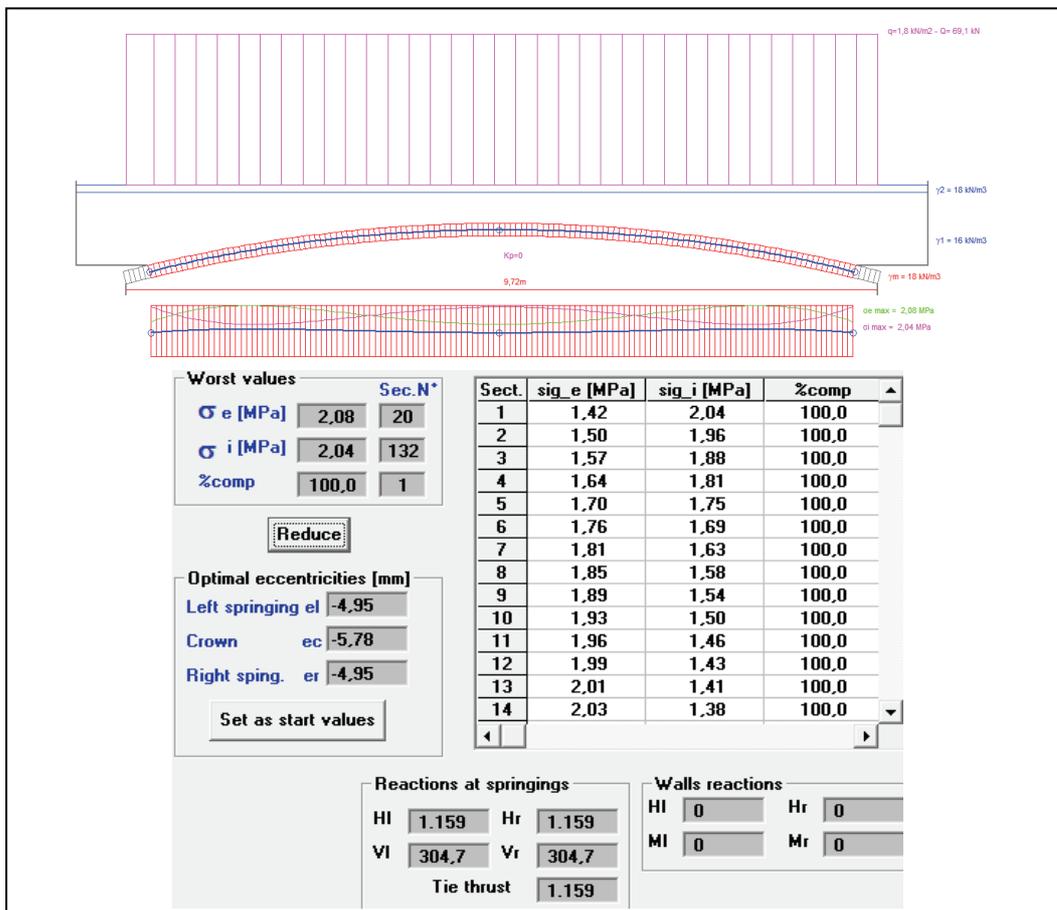


Fig. 59- Output strutture voltate piano terra.

**Zoom**

Segments n. **1** Units **kN - m**

**Ring geometry**

Span L **4,3** Rise h **0,97**

Thickness t **0,165** Voussoirs n\* **66,5**

h1 **0,24**  $\gamma_m$  **18** dw **0,61** Ring width **4** m

h2 **0,1**  $\gamma_1$  **16** hw **0,23**

$\gamma_2$  **18**

**Start eccentricities [mm]**

Left springer el **0**

Crown ec **0**

Right springer er **0**

Fig. 60- Input strutture voltate a copertura del piano primo.

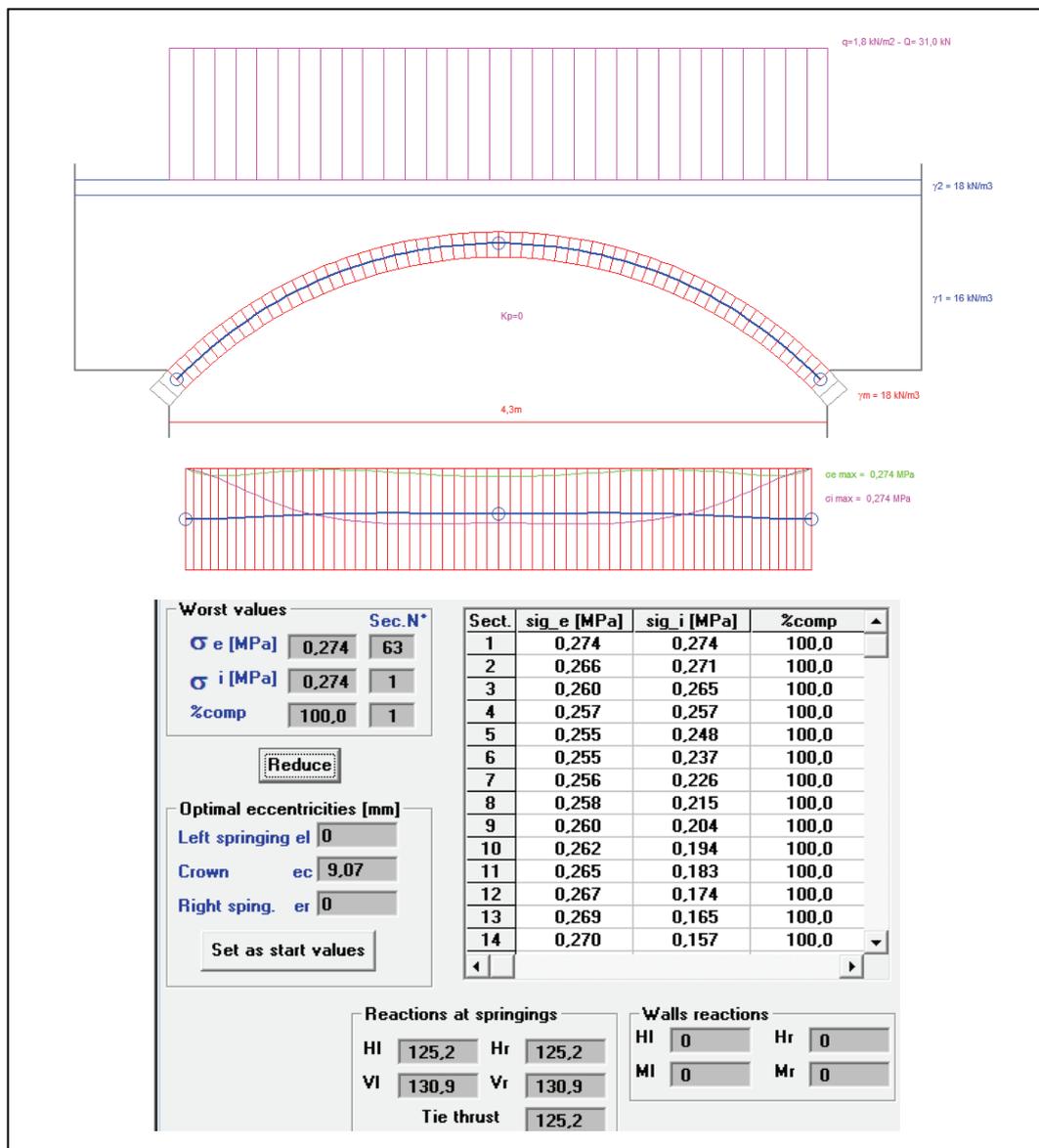


Fig. 61- Output strutture voltate a copertura del piano primo.

Zoom

**Segments n.** 1     **Units** kN - m

**Ring geometry**  
**Span** L 4,52     **Rise** h 1  
**Thickness** t 0,165     **Voussoirs n\*** 68,5

**h1** 0,29     **γ m** 18     **dw** 0,61     **Ring width** 3,62 m  
**h2** 0     **γ 1** 16     **hw** 0,23  
           **γ 2** 0

**Start eccentricities [mm]**  
**Left springer el** 0  
**Crown ec** 0  
**Right springer er** 0

Fig. 62- Input strutture voltate a copertura del piano secondo.

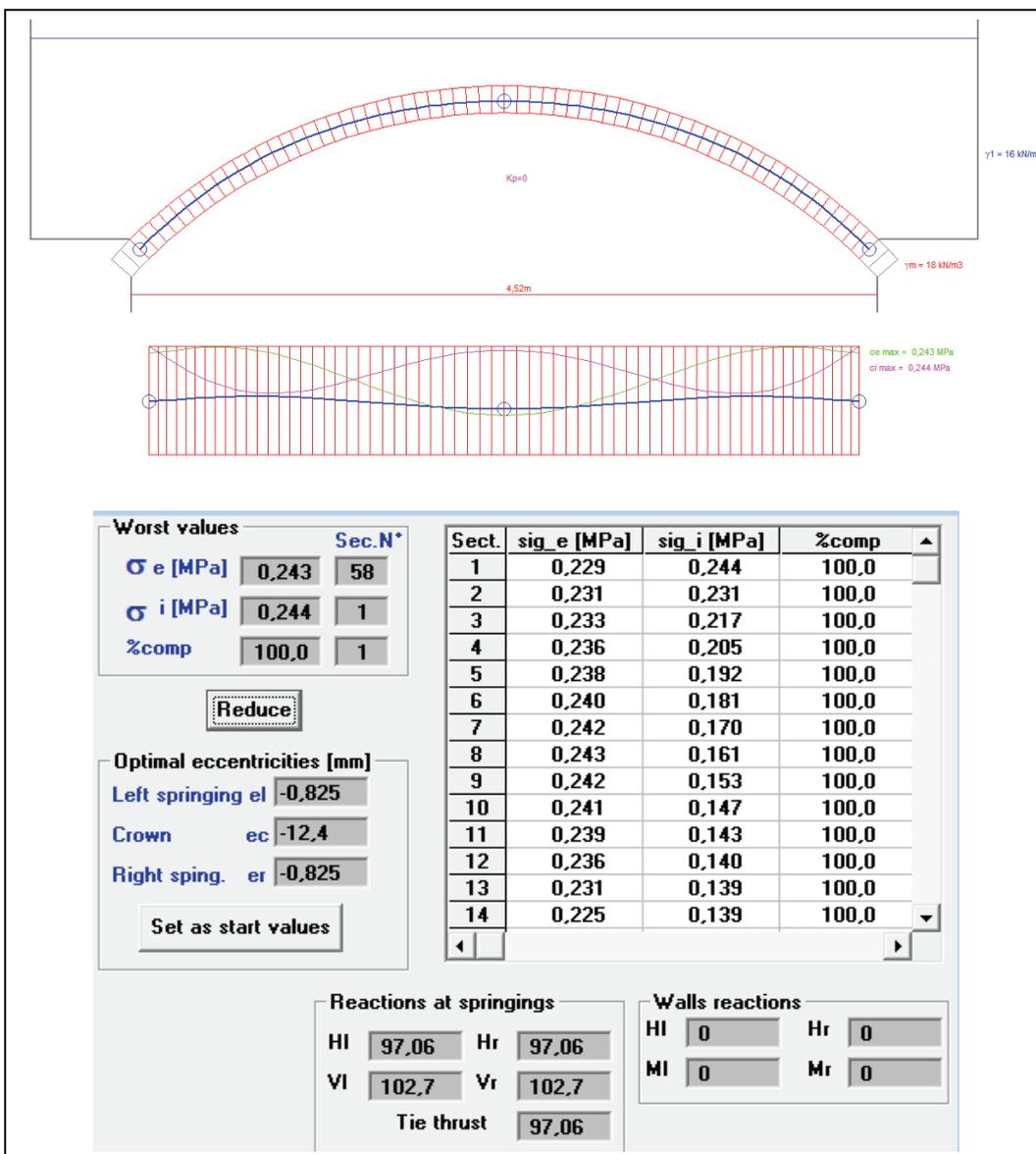


Fig. 63- Output strutture voltate a copertura del piano secondo.

Per tenere conto del fatto che gli schemi proposti sono semplificati e vicini al comportamento di volte a botte, ma non tengono conto del comportamento spaziale delle volte a padiglione effettivamente presenti che, grazie alla loro conformazione, scaricano le spinte su tutte e quattro le murature d'ambito, si è ritenuto opportuno distribuire le reazioni vincolari a seconda della percentuale che va ad interessare la muratura oggetto del ribaltamento.

Pertanto, si è considerato che la volta del piano terra, impostata su pianta rettangolare, scarichi solo il 40% delle reazioni vincolari sulle testate, che le volta del piano primo scarichi il 60% e quella del piano secondo, impostata su pianta approssimativamente quadrata, scarichi il 50% delle reazioni vincolari su ciascuna coppia di murature ortogonali di imposta.

Di seguito l'analisi cinematica lineare con i fogli di calcolo C.I.N.E.: ribaltamento semplice di parete monolitica.

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	5		
1	1,10	3,50	5,38	4,26	5,38	18,0	
2	0,90	2,75	5,38	4,50	5,38	18,0	
3	0,90	2,80	5,38	4,28	5,38	18,0	
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 (**)
1	0,74	5,88		0,71	4,68	3,00	
2	0,61	4,32		0,54	2,89	2,19	
3	0,38	4,35	0,19	0,30	2,93	2,21	
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 (**)	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	385,6				121,9	463,6	123,2
2	237,3				78,5	75,1	
3	145,8		32,7		51,4	48,5	

Fig. 64- Input fogli di calcolo del cinematiso di collasso di ribaltamento semplice di parete monolitica.

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	-0,322	1,35	82,253	0,766	-3,056
	3 - 2	-0,172		42,891	0,771	-1,622
	3	-0,151		21,745	0,928	-1,184
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 617 DEL 02-02-2009 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 14-01-2008	
Fattore di struttura q	2,00
Coefficiente di amplificazione topografica S <sub>T</sub>	1,00
Categoria suolo di fondazione	C
PGA di riferimento a <sub>g</sub> (P <sub>VR</sub> ) [g]	0,190
Fattore di amplificazione massima dello spettro F <sub>0</sub>	2,422
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T <sub>C</sub> * [sec]	0,313
Fattore di smorzamento η	1,000
Altezza della struttura H [m]	14,55
Coefficiente di amplificazione stratigrafica S <sub>S</sub>	1,424
Coefficiente C <sub>C</sub>	1,540
Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,424
Numero di piani dell'edificio N	3
Coefficiente di partecipazione modale γ	1,286
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T <sub>1</sub> [sec]	0,372

PARAMETRI DI CALCOLO	Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a <sub>g</sub> (SLV) (C8A.4.9)	S <sub>e</sub> (T <sub>1</sub> ) (C8A.4.10)
	3 - 2 - 1			-0,438	
	3 - 2	5,88	0,404	-0,232	-6,242
	3	10,20	0,701	-0,169	-2,626
	-	-	-	-	-

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	a <sub>g</sub> (SLV) min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	-0,438
	3 - 2	-0,232
	3	-0,169
-	-	-

Fig. 65- Output fogli di calcolo del cinematicismo di collasso di ribaltamento semplice di parete monolitica.

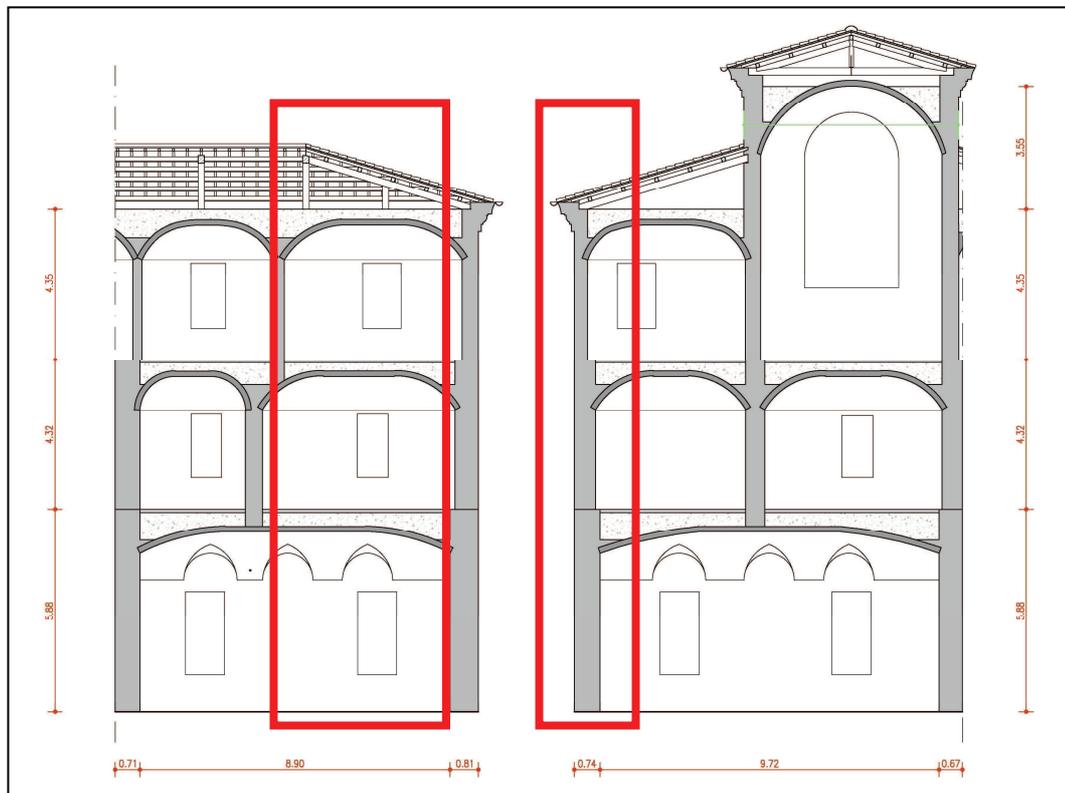
I risultati delle analisi sono:

Cerniera	Meccanismo	a <sub>g</sub> SLV	a <sub>g</sub> (P <sub>VR</sub> )	FS	Verifica
Terra	Ribaltamento semplice	-0,438	0,19	negativo	Non Verificato
Primo	Ribaltamento semplice	-0,232	0,19	negativo	Non Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	-0,169	0,19	negativo	Non Verificato

Il fattore di sicurezza è dato dal rapporto fra l'accelerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV, relativamente al cinematismo considerato, e la PGA di riferimento, cioè il rapporto fra  $a_{gSLV}$  e  $a_{g,(P_{VR})}$ .

Tale rapporto risulta addirittura negativo, per quanto riguarda i cinematismi di ribaltamento semplice della facciata, pertanto le relative verifiche non sono soddisfatte. I valori di PGA ottenuti sono estremamente bassi. Ciò può accadere perché il modello semplificato che si è andati ad analizzare, non considera i contributi di resistenza a trazione che le pareti ortogonali a quella in esame, possono offrire, qualora siano ben ammortate. Si è, quindi, considerata una situazione a favore di sicurezza, che è solo un'approssimazione della parte del complesso analizzata.

Nel modello semplificato si è tenuto conto della presenza dei dispositivi atti a contrastare la spinta delle volte, quali la catena  $\Phi 28$  presente in corrispondenza della impostazione della volta che copre il piano terra.



**Fig. 66-** Geometria della porzione di facciata in esame sezione frontale e trasversale (il riquadro rosso indica la fascia muraria esaminata per il ribaltamento verso l'esterno).

## 8.3 Risultati dell'analisi dei dissesti

L'analisi dei dissesti presenti nel secondo lotto del Complesso di San Giovanni in Monte, condotta in termini qualitativi, a partire dal rilievo del quadro fessurativo associato alla lettura critica dell'aggregato sotto il profilo delle soluzioni costruttive e strutturali, ha evidenziato quanto la presenza delle strutture voltate influisca sulla natura dei meccanismi di danno che possono generarsi all'interno degli edifici in muratura esistenti.

(19)

Le analisi cinematiche lineari condotte hanno permesso ottenere una valutazione numerica della sicurezza nelle specifiche porzioni di fabbricato dove le lesioni apparivano più pericolose e significative, dando conferma di quanto si era dedotto dall'indagine visiva del quadro fessurativo.

Nelle tre porzioni significative analizzate, i dissesti sembrano avere un'origine prettamente statica ed in seguito, probabilmente, essere stati aggravati da azioni sismiche.

La presenza di dissesti preesistenti, imputabili a cause di natura statica, ha costituito un elemento di vulnerabilità sismica aggiuntivo, in quanto ha determinato un percorso preferenziale per le lesioni e favorito l'attivazione di meccanismi di collasso specifici.

Per comprendere le cause che hanno prodotto i dissesti è risultata di fondamentale importanza l'analisi storico-critica delle fasi costruttive.

L'assetto odierno del complesso di San Giovanni in Monte è, infatti, frutto delle numerose trasformazioni che si sono succedute nei secoli.

Già dall'epoca del corposo intervento di costruzione, ampliamento e rifacimento del Terribilia, iniziato nel 1543, il monastero soffre di carenze costruttive, testimoniate dal memoriale redatto dai Canonici Regolatori Lateranensi, che chiedevano all'architetto di porvi rimedio. In tale documento vengono espressamente citati problemi statici che portavano alla rottura delle chiavi delle volte.

Probabilmente l'infelice scelta di realizzare murature in falso (presenti sulle strutture voltate delle tre le zone oggetto di analisi) risale a quell'intervento di ampliamento per una comunità monastica sempre più numerosa.

Successive sistemazioni hanno, poi, aggravato o modificato la situazione, come gli interventi su alcune muraglie del dormitorio (seconda metà del XVII secolo) e le alterazioni conseguenti alla soppressione degli ordini monastici (1797) connesse all'improprio utilizzo di San Giovanni in Monte come carcere.

Il grande intervento di recupero degli anni '90 (progetto Acropoli e rifunzionalizzazione come edificio concesso in uso perpetuo all'Università di Bologna) ha dato "nuova vita" al complesso riconoscendone il valore storico-architettonico.

Sebbene il grande intervento di recupero abbia dato nuova dignità e rimosso le superfettazioni incongrue determinando un complessivo alleggerimento delle strutture, alcune parti del complesso soffrono ancora per fenomeni legati alle antiche carenze costruttive.

Inoltre, si segnala la presenza dell'attuale biblioteca a doppio volume, i cui scaffali sono ancorati alle murature in falso della grande manica del II piano, che costituisce un carico lineare aggiunto, sulle strutture voltate.

La presenza di strutture voltate in condizioni asimmetriche di carico ha costituito, spesso, una delle cause perturbatrici principali dei dissesti riscontrati nei vari livelli del Complesso.

Talvolta, il cedimento spontaneo di tali volte, indotto dall'eccessivo carico e dalla conformazione stessa della struttura (soprattutto nel caso di volte a padiglione), sempre a profilo intradossale ribassato, ha determinato un incremento delle spinte sui piedritti. Queste, a loro volta, poiché non efficacemente contrastate, hanno generato il quadro fessurativo rilevato nelle varie componenti strutturali e sulle volte stesse.

Eventuali fenomeni sismici potrebbero aver, poi, aggravato il danneggiamento preesistente e fomentato i meccanismi di ribaltamento delle facciate esterne, osservati. (19)

Per una valutazione delle condizioni di sicurezza e vulnerabilità sismica si rimanda alle analisi numeriche presentate nei paragrafi precedenti i cui risultati sono sintetizzati nella seguente tabella.

<b>PORZIONE N.1</b>					
<b>Cerniera</b>	<b>Meccanismo</b>	<b><math>a_{gSLV}</math></b>	<b><math>a_{g,(PvR)}</math></b>	<b>FS</b>	<b>Verifica</b>
Terra	Ribaltamento semplice	-0,045	0,19	negativo	Non Verificato
Primo	Ribaltamento semplice	-0,028	0,19	negativo	Non Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	0,021	0,19	0,11	Non Verificato
Primo	Flessione verticale 2 piani	0,201	0,19	1,06	Verificato
Terra	Flessione verticale 1 piano	0,998	0,19	5,25	Verificato
Primo	Flessione verticale 1 piano	0,074	0,19	0,39	Non Verificato
<b>PORZIONE N.2</b>					
<b>Cerniera</b>	<b>Meccanismo</b>	<b><math>a_{gSLV}</math></b>	<b><math>a_{g,(PvR)}</math></b>	<b>FS</b>	<b>Verifica</b>
Terra	Ribaltamento semplice	0,102	0,19	0,54	Non Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	-0,005	0,19	negativo	Non Verificato
<b>PORZIONE N.3</b>					
<b>Cerniera</b>	<b>Meccanismo</b>	<b><math>a_{gSLV}</math></b>	<b><math>a_{g,(PvR)}</math></b>	<b>FS</b>	<b>Verifica</b>
Terra	Ribaltamento semplice	-0,438	0,19	negativo	Non Verificato
Primo	Ribaltamento semplice	-0,232	0,19	negativo	Non Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	-0,169	0,19	negativo	Non Verificato

## Capitolo 9

# San Giovanni in Monte: proposte progettuali

In riferimento al quadro fessurativo individuato ed ai cinematismi in atto è possibile formulare proposte progettuali per il miglioramento statico dell'edificio.

Per poter intervenire efficacemente risulta fondamentale aver raggiunto un adeguato livello di conoscenza del manufatto, non solo attraverso l'osservazione diretta ma anche attraverso le fonti scritte ed iconografiche testimonianza delle fasi e delle tecniche costruttive.



**Fig. 1-** Capochiave all'estremità di una catena e nastri in FRP. L'utilizzo di catene e nastri in materiale composito per il rinforzo strutturale costituiscono tecniche di intervento versatili e reversibili per intervenire sul costruito storico.

## 9.1 Proposte di intervento

Gli eventi sismici che a intervalli, purtroppo, frequenti interessano il patrimonio edilizio storico, hanno evidenziato come interventi poco riguardanti del contesto possano portare ad un incremento della vulnerabilità, invece che ad una sua riduzione. (19)

L'innesto di tecnologie di consolidamento pesanti può determinare, all'interno degli organismi edilizi storici, situazioni di disequilibrio che peggiorano le prestazioni di insieme della struttura, riducendone la capacità di resistere alle sollecitazioni. (6)

Per evitare tali tipi di interventi sul costruito, occorre che i progettisti acquisiscano consapevolezza del valore architettonico ed economico dell'edilizia storica. Il loro operare deve essere guidato dalla conoscenza storico-critica del manufatto e dei caratteri costruttivi tipici del patrimonio edilizio tradizionale.

Il punto cruciale del nuovo pensiero strutturale, che ha preso recentemente piede tra gli addetti ai lavori, è il tema dell'analisi qualitativa della costruzione, della diagnosi delle patologie e dei livelli di conoscenza del manufatto. Tale approccio porta verso interventi progettuali che possono essere definiti "omeopatici", in quanto capaci di affrontare l'edificio alla luce di principi, materiali e tecnologie analoghe e compatibili con le tecniche con cui è stato costruito. (6)

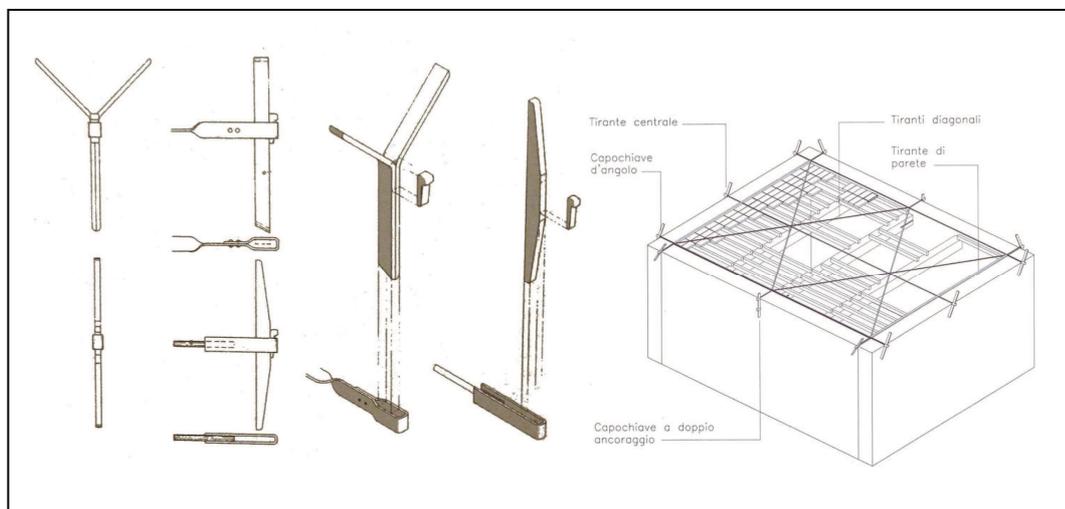
Si preferisce quindi parlare di "restauro strutturale" più che di consolidamento e di progetto di miglioramento, più che di adeguamento strutturale. Pertanto, per le porzioni analizzate del complesso di San Giovanni in Monte, si proporranno interventi mirati al raggiungimento di una capacità di reazione alle sollecitazioni ordinarie di carico ed alle sollecitazioni patologiche superiore a quelle di partenza, agendo in sintonia con le tecniche ed i materiali con cui l'edificio è stato concepito e costruito.

Le volte mostrano, in generale, una buona capacità di adattamento alle variazioni della configurazione geometrica, potendo distribuire le

deformazioni nei giunti di malta senza formazione di lesioni significative. L'innescò dei cinematismi di dissesto non è condizionato tanto dal superamento dei limiti di resistenza dei materiali, quanto dall'incapacità dei vincoli di contrastare le azioni trasmesse dalla volta. La capacità di adattamento agli spostamenti orizzontali e verticali delle imposte, sebbene comporti l'insorgere di fessurazioni, consente alla volta di trovare sufficienti condizioni di equilibrio per la configurazione variata.

Per le strutture voltate che caratterizzano l'ex complesso conventuale di San Giovanni in Monte, è necessario fornire la capacità di resistere a trazione lì dove il meccanismo di collasso prevederebbe il formarsi di una frattura (o l'evolversi, se già presente); mentre per impedire il verificarsi dei meccanismi di collasso di primo modo delle pareti, si può intervenire mediante la tradizionale tecnica degli incatenamenti. (19)

Infatti, il principale strumento adottato per neutralizzare le componenti orizzontali della spinta, ed impedire le modalità di collasso di primo modo delle murature e delle volte sovrastanti, consiste nell'intervenire con tiranti metallici. (19), (46)



**Fig. 2-** L'incatenamento prevede l'utilizzo di due componenti base: capochiave e catena.

Gli incatenamenti rendono possibile la restituzione di un comportamento scatolare e monolitico alla fabbrica muraria, favorendo una risposta il più possibile "globale" nei confronti delle azioni orizzontali, contenendo l'entità

degli spostamenti e delle rotazioni delle pareti e mitigando la vulnerabilità nei confronti dei cinematici di ribaltamento per rotazione delle stesse.

I tiranti metallici costituiscono vincoli monolateri, capaci di esplicare la loro azione solo se sottoposti a sforzi di trazione. (6)

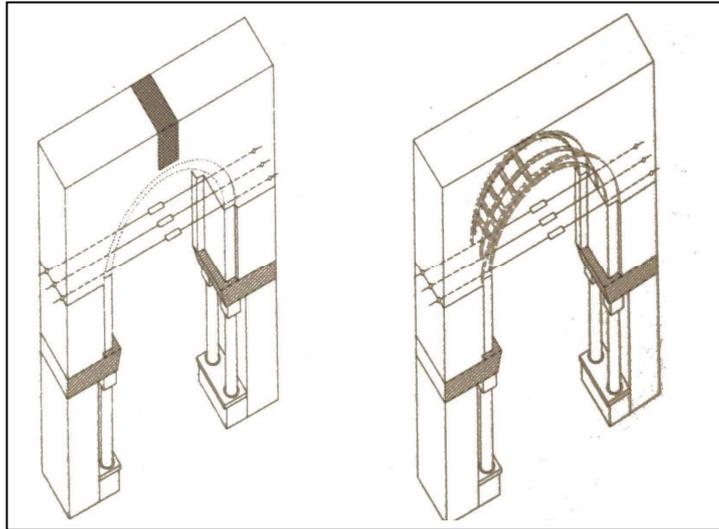
Prima di posare in opera tali elementi occorre valutare attentamente la qualità muraria, specie in corrispondenza delle zone di attestamento dei presidi di contrasto, in quanto ivi si determinano severe azioni locali (tipicamente compressione e punzonamento).

Pertanto si raccomanda di valutare l'opportunità di procedere prima della posa in opera degli incatenamenti, all'esecuzione di opere di preconsolidamento con bonifica locale (sostruzione muraria nella zona di attestamento) o di miglioramento generale della qualità muraria. (19)

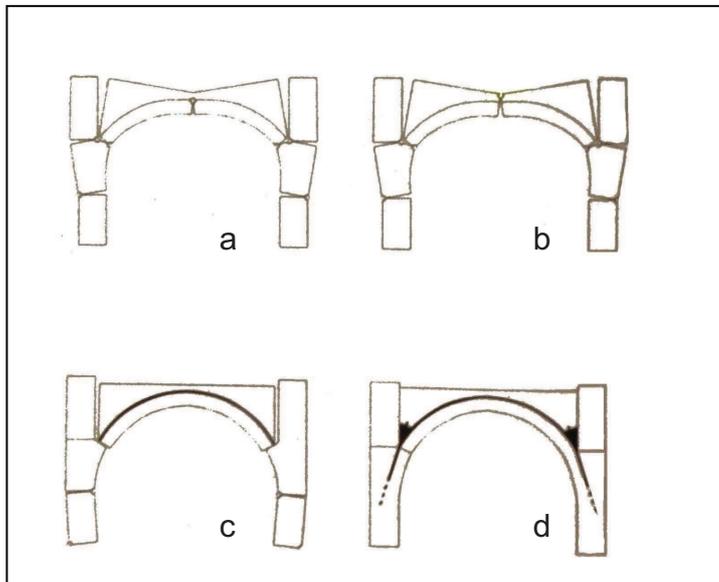
Per il complesso di San Giovanni in Monte si propone l'uso di trefoli al posto delle comuni catene metalliche (tondini) per la realizzazione dei tiranti, scegliendo di intervenire all'estradosso delle volte. La scelta tecnica di impiegare trefoli presenta il vantaggio, in fase di cantierizzazione, di permettere l'installazione dei tiranti immediatamente al di sopra delle strutture murarie voltate (ad esempio sopra le lunette delle volte a padiglione lunettate), mediante carotatrice e senza rimozione degli strati di pavimentazione sovrastanti. I trefoli, contrariamente alle catene, sono disponibili in lunghezze superiori ai 6m, quindi presentano il vantaggio di poter essere applicati su volte di considerevoli luci senza giunzioni. La soluzione tecnologica prevista utilizza trefoli sette fili, comunemente in uso per c.a.p., che vengono solitamente rivestiti da una guaina (possibilità di ritesatura). La tensione dei trefoli può essere calibrata con grande precisione grazie alla strumentazione per imprimere il tiro. Qualora sia necessario utilizzare trefoli a vista si prevede, per ragioni estetiche, di racchiuderli in un tubo metallico munito di flangia di ancoraggio al muro.

Un altro intervento per incrementare la resistenza a trazione delle murature, che può essere utilizzato anche in accoppiamento all'inserimento di tiranti, oppure alla realizzazione di frenelli all'estradosso delle volte, consiste nell'applicazione di strisce di materiale composito fibro rinforzato a matrice polimerica (FRP).

Si tratta di una tecnica innovativa, che sfrutta un materiale moderno, ma risulta fra le più compatibili con la muratura rispettando, al contempo, le esigenze estetiche che impongono di non alterare la fisionomia dell'edificio.



**Fig. 3-** Nastri in materiale composito e catene.



**Fig. 4-** Modalità di collasso: (a) la presenza del rinfiaccio (che in condizioni statiche ha il benefico effetto di aumentare il carico verticale alle reni) può generare un incremento della spinta in fase sismica; (b) l'impiego di frenelli in laterizio comporta un decremento complessivo dei pesi e lo spostamento verso l'alto della cerniera in chiave; (c) l'impiego combinato di frenelli in laterizio e nastri in composito riduce la possibilità di formazione della cerniera in chiave (collasso per rotazione dei piedritti); (d) con l'impiego di frenelli, nastri in composito e ancoraggi nei punti angolari si scongiurara la rotazione dei piedritti, oltre ad impedire la cernierizzazione della volta.

Le strisce di FRP possono essere applicate sia all'estradosso che all'intradosso delle strutture voltate a seconda del comportamento strutturale che si vuole ottenere e delle esigenze dettate dalla conservazione di pavimentazioni di pregio o volte affrescate.

La messa in opera di nastri in materiale composito all'intradosso delle volte si articola nelle seguenti fasi:

- scarnitura e rimozione del precedente intonaco,
- ripristino di eventuali superfici ammalorate e risarcitura delle lesioni,
- pulitura della superficie che deve essere perfettamente asciutta e regolarizzazione del supporto mediante spazzolatura o sabbiatura a secco, per eliminare parti incoerenti,
- applicazione di primer biocomponente a base di resine epossidiche e attesa per la relativa maturazione,
- livellazione delle superfici mediante stucco epossidico allo scopo di eliminare irregolarità,
- stesura del primo strato di resina epossidica,
- messa in opera dei nastri e della griglia in fibra di vetro (eseguire l'operazione accuratamente in modo da garantire l'aderenza),
- esecuzione di perforazioni in corrispondenza dei nodi del reticolo per l'inserimento dei connettori,
- inserimento dei connettori e sigillatura mediante resina (è importante che si realizzi la solidarizzazione dei connettori alle fibre),
- stesura di un secondo strato di resina epossidica sullo strato ancora fresco e getto a mano di sabbia per garantire l'ancoraggio del successivo strato di intonaco. (8)

Per applicare i nastri in FRP all'estradosso, in un intervento che preveda anche la realizzazione di frenelli il laterizio, occorre eseguire le seguenti operazioni:

- eventuale centinatura;
- stuccatura intradossale delle lesioni;
- smontaggio del pavimento;

- rimozione del rinfiacco fino alle reni e raschiatura con spazzolatura dei giunti di malta all'estradosso;
- applicazione delle fibre di carbonio con pasta epossidica adesiva, andando a realizzare una maglia in funzione della tipologia della volta. I terminali delle fasce di rinforzo vanno opportunamente connessi alle estremità mediante connettori a fiocco;
- messa in opera di frenelli in mattoni;
- regolarizzazione della superficie mediante stesura di uno strato di malta pronta;
- posa del secondo strato di malta pronta a chiusura del pacchetto di rinforzo;
- inserimento dei collegamenti di piano realizzati sul perimetro (e di eventuali tiranti);
- pacchetto di finitura e posa in opera del pavimento. (19)

La posa in opera di muretti in laterizio, chiamati frenelli, sugli estradossi delle volte costituisce una soluzione tradizionale che, anche se trascurata nella manualistica del XIX secolo, era utilizzata nella pratica costruttiva per limitare la flessione nelle volte e creare un piano orizzontale garantendo, comunque, un'adeguata leggerezza.

Si tratta di una sorta di nervatura estradossata che, a volte, si può portare fino al livello del piano orizzontale superiore e che, all'occasione, può sostenere il solaio realizzato superiormente lasciando delle cavità interne.

I frenelli sono in grado di assicurare l'aumento della stabilità della volta, senza appesantirla troppo, in quanto costituiscono diaframmi murari che irrigidiscono la struttura limitandone gli effetti flessionali. (47)

Lo spessore dei frenelli non deve essere, di norma, superiore allo spessore in chiave della volta in muratura e la distanza tra due elementi successivi variabile tra i 60cm ed i 120cm, in funzione della configurazione della volta da considerare. Perché l'intervento sia efficace i frenelli devono essere disposti ortogonalmente alle generatrici delle volte.

Tale soluzione costruttiva tradizionale può essere impiegata anche in San Giovanni in Monte per sgravare le volte dall'eccessivo carico, sostituendo il materiale di rinfiacco sulle stesse.

Prove sperimentali di carico, eseguite per dimostrare l'efficacia di tali dispositivi estradossali, hanno confermato che i frenelli assumono il compito di assorbire le forze applicate al piano sostenuto dalla volta, e di trasformarle in un carico uniformemente distribuito. (47)

Pertanto l'impiego dei frenelli è indicato per strutture caricate asimmetricamente o soggette a carichi importanti quali quelle presenti nel complesso di san Giovanni in Monte. In tale Complesso è possibile intervenire all'estradosso delle strutture voltate non essendo più presenti le pavimentazioni originali.

Per quanto riguarda le murature lesionate, fra le tecniche di intervento possibili si ricordano quelle che prevedono interventi di scuci-cuci e risarcitura e quelle che consistono nella realizzazione di iniezioni di malta eventualmente associate all'applicazione di reti di rinforzo.

In presenza di lesioni passanti, che comportano una notevole discontinuità nella parete, è opportuno sostituire la muratura con un vero e proprio scuci-cuci, per una larghezza di circa 40-50 cm a cavallo della lesione, cominciando dal basso e lavorando per tratti. E' sempre necessario prevedere sufficienti puntellature su ambedue i lati del muro.

Per la nuova muratura si richiede di impiegare materiale analogo a quello del muro originario, oppure, se possibile, di utilizzare gli stessi elementi derivati dallo smontaggio.

Anche il confezionamento della malta dovrà tener conto delle caratteristiche presenti in quella originaria, in modo da non creare eccessi di rigidità o incompatibilità chimico-fisiche. (8)

Le lavorazioni esecutive per l'intervento di scuci e cuci possono essere in questo modo schematizzate:

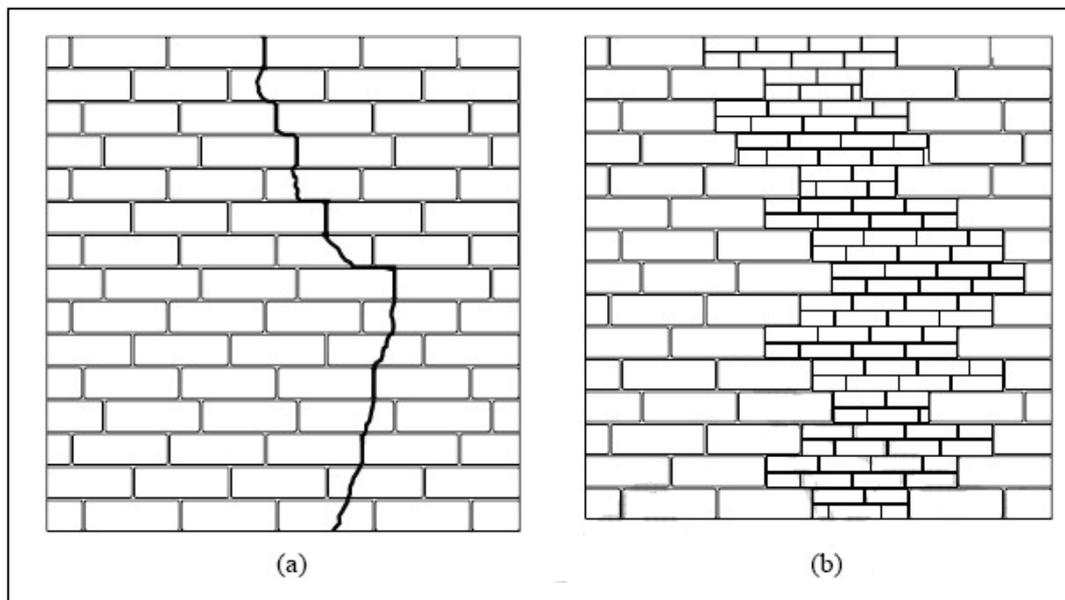
- rimozione (scucitura) della parte di muratura localmente degradata e/o lesionata, ivi compresa la malta di allettamento originaria e tutto

quanto possa compromettere le successive lavorazioni, utilizzando mezzi esclusivamente manuali;

- lavaggio del paramento murario con utilizzo di acqua spruzzata a bassa pressione;
- ricostruzione (cucitura) dei conci murari precedentemente rimossi e sostituzione degli stessi utilizzando mattoni pieni allettati con malta di caratteristiche fisico-meccaniche simili alla preesistente.

I mattoni pieni saranno ammorsati (da entrambi i lati) alla vecchia muratura, avendo cura di lasciare tra la muratura nuova e la vecchia, lo spazio per l'inserimento forzato di appositi cunei. (21)

Se la lesione interessa solo un paramento e non è molto ampia, si può parlare di risarcitura. Si stucca la fessura e quindi, perforando dai due lati della lesione in modo da attraversarla nello spessore del muro, si inietta la miscela idraulica a base di calce in modo da riempire la discontinuità. (8)



**Fig. 5-** Paramento murario oggetto di intervento di scuci e cuci: (a) prima dell'intervento; (b) dopo l'intervento.

In caso di debolezza strutturale per cattiva coesione del legante le lavorazioni esecutive per l'intervento di iniezione delle lesioni sono:

- Rimozione dell'intonaco e messa a nudo della superficie muraria a cavallo della zona di intervento (fascia di circa 50-60 cm). Scarnitura e apertura della lesione. Pulizia della superficie.

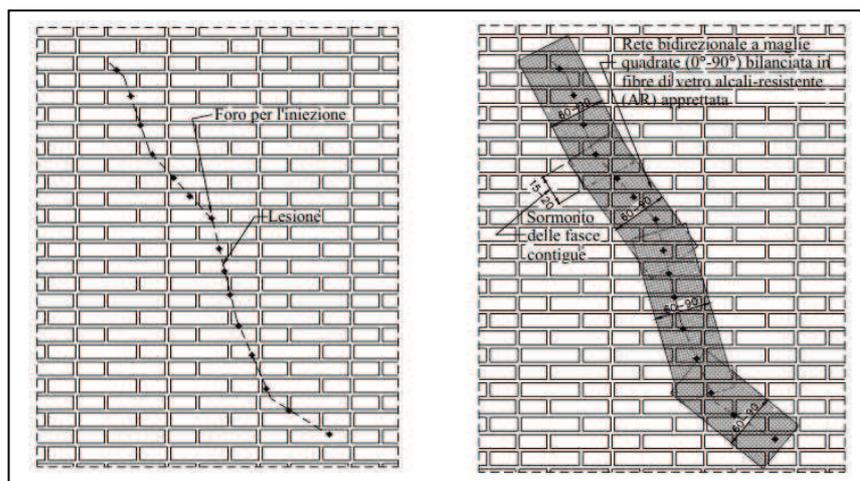
- Scelta preventiva dei punti per le iniezioni in base al tipo di struttura muraria ed in base alla severità del quadro fessurativo. I punti saranno posti mediamente ad interasse di circa 20-30 cm. Predisporre le perforazioni in modo regolare lungo l'intero sviluppo lineare della lesione.
- Esecuzione delle perforazioni con utilizzo di utensile meccanico non battente. Realizzare i fori del diametro di 32mm perpendicolarmente alla superficie o leggermente inclinati.
- Pulizia dei fori con aria compressa.
- Sigillatura dei giunti tra i mattoni, fessure e discontinuità che porterebbero alla fuoriuscita della boiaccia iniettata, con malta con caratteristiche fisico-meccaniche simili alla preesistente, realizzata con legante esente da cemento ed a base di eco-pozzolana e inerti selezionati. Il legante dovrà essere esente da sali idrosolubili.
- Posizionamento degli ugelli di iniezione in plastica flessibile  $\Phi 20\text{mm}$ , nei fori, per una profondità di almeno 10-15 cm, sigillandoli con malta.
- Saturazione della struttura interna della muratura con acqua, iniettandola tramite i tubi d'iniezione già predisposti.
- Lavaggio con acqua nei perfori (almeno 24 ore prima di effettuare le iniezioni) in modo da eliminare le polveri e saturare i materiali originari che tenderebbero a disidratare la miscela di iniezione. In tal modo si verifica anche l'esistenza di lesioni o fratture nascoste grazie alla fuoriuscita di acqua.
- Preparata la boiaccia, procedendo dal basso verso l'alto, si inietta la miscela di iniezione a bassa pressione ( $<2\text{atm}$ ) per evitare la formazione di pressioni all'interno della massa muraria.
- Dopo l'indurimento della miscela, si asportano gli ugelli e si sigillano le sedi con malta. (21)

La procedura di applicazione della eventuale rete di rinforzo è articolata nelle seguenti fasi:

- Preparazione locale della parete in muratura: esecuzione di lavaggio della superficie con getto di acqua per eliminare polveri e detriti, per una fascia larga circa 100cm a cavallo della lesione.
- Preparazione della matrice (malta) e predisposizione della rete (griglia) a maglie quadrate, in fibra di vetro alcali-resistente. Durante la preparazione della matrice, la polvere viene additivata con il lattice che ne migliora l'adesione al supporto.
- Esecuzione delle fasce di rinforzo: in corrispondenza della superficie muraria, per una fascia larga circa 70-100cm a cavallo della lesione, viene applicato con spatola metallica piana, un primo strato uniforme di malta fino a realizzare uno spessore minimo di 4mm. Sullo strato di malta ancora "fresco", viene posizionata la rete, esercitando una leggera pressione con una spatola metallica piana in modo da farla aderire perfettamente alla malta applicata. Applicazione del secondo strato di malta a completa ricopertura della rete, fino a realizzare uno spessore di circa 4 mm.

La procedura applicativa illustrata può essere utilizzata anche nel caso di sarcitura di lesioni presenti in corrispondenza dell'intradosso di elementi murari voltati, in quanto il sistema di rinforzo prevede l'utilizzo di matrici (malte) tissotropiche (con eccezionali caratteristiche di adesione). (21)

In alternativa, è possibile effettuare la risarcitura mediante iniezioni di resine epossidiche.



**Fig. 6-** Iniezioni della lesione (a sinistra) applicazione della rete di rinforzo (a destra).

La necessità di ricompattare la massa muraria, qualora caratterizzata da un apparecchio disordinato o a doppio paramento, con scarse connessioni trasversali ed elevata vulnerabilità alle azioni sia ortogonali che parallele al proprio piano, suggerisce l'impiego di un sistema tridimensionale di cuciture, capace di "impacchettare" la muratura, fornendo, eventualmente, anche un benefico stato di precompressione triassiale. Su tale idea si basa il sistema CAM di Cuciture Attive per la Muratura.

Tale sistema viene realizzato interamente mediante acciaio inossidabile, così da eliminare qualsiasi problema di durabilità. I tiranti, sono pretesati, così da applicare uno stato di precompressione trasversale.

Grazie agli speciali elementi di connessione, i nastri realizzano un sistema continuo di tirantatura, in grado di ripercorrere le irregolarità della muratura, sia in orizzontale, che in verticale, così da migliorare non solo la resistenza a taglio, ma anche la resistenza flessionale dei singoli maschi murari e delle pareti nel loro insieme.

Il sistema CAM può essere realizzato con nastri in acciaio inox, di spessore 0.75-0.8mm e larghezza di 18-20mm, le cui caratteristiche di resistenza a snervamento e a rottura sono pari a 250-300 e 600-700Mpa rispettivamente, con allungamento a rottura pari a più del 40%.

I nastri vengono utilizzati per cucire la muratura attraverso due fori a distanza compresa tra 100 e 200cm, richiudendo la singola fascetta ad anello mediante una macchina capace di imprimere una pretensione regolabile al nastro (precompressione nella muratura). (19)

Il sistema comprende piastre di dimensioni circa 125x125mm in acciaio inox, dotate di fori conformati ad imbuto, disposte all'imboccatura del foro, che hanno la funzione di distribuire le forze di contatto sulla muratura.

Il sistema di nastri può essere posto in opera secondo maglie quadrate, rettangolari o triangolari, anche irregolari, con la massima flessibilità così da realizzare un'imbracatura continua di tutta la parete.

La messa in opera dei nastri di acciaio può essere, eventualmente, completata con l'iniezione, con miscele leganti non cementizie, della muratura attraverso i fori praticati per il passaggio dei nastri.

### **9.1.1 Proposte di intervento nella porzione n.1 del Complesso**

Nella porzione n.1 del Complesso di San Giovanni in Monte, per contrastare il meccanismo di ribaltamento in atto, si consiglia l'inserimento al di sotto ed al di sopra delle lunette della volta del primo piano, di due coppie di trefoli gemelli (binati) longitudinali, disposti in parallelo e lateralmente alla muratura, condivisa dai due locali al piano terra, ortogonale alla facciata inflessa. Si prevede l'inserimento di due coppie di trefoli binati analoghi al piano superiore. Sia al piano terra che al primo si dispongono altri due trefoli singoli, attigui alle murature ortogonali alla facciata soggetta a ribaltamento.

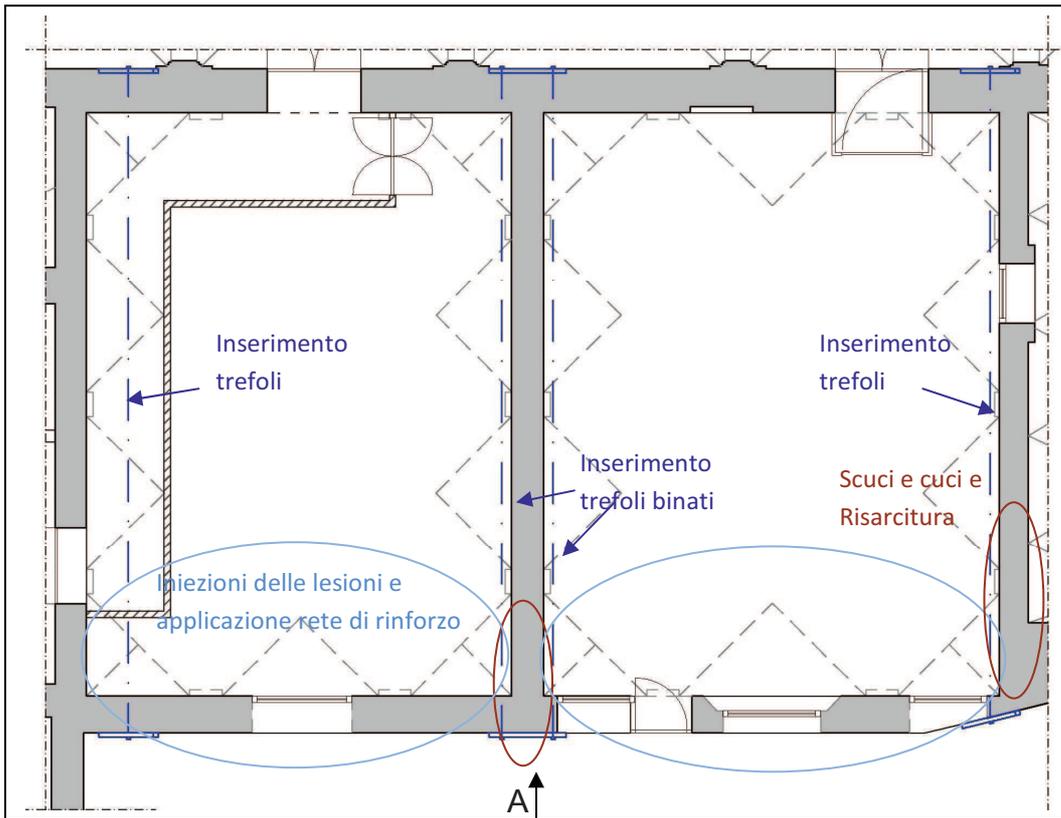
Al piano secondo si propone l'inserimento di tre trefoli immediatamente al di sopra delle lunette delle coperture voltate in corrispondenza delle murature ortogonali alla facciata.

L'ancoraggio dei tiranti alla parete da trattenere può essere realizzato mediante un capochiave a paletto fissato sulla faccia esterna, mentre l'ancoraggio sulla muratura interna deve essere realizzato per questioni architettoniche, quando possibile, con piastra a scomparsa.

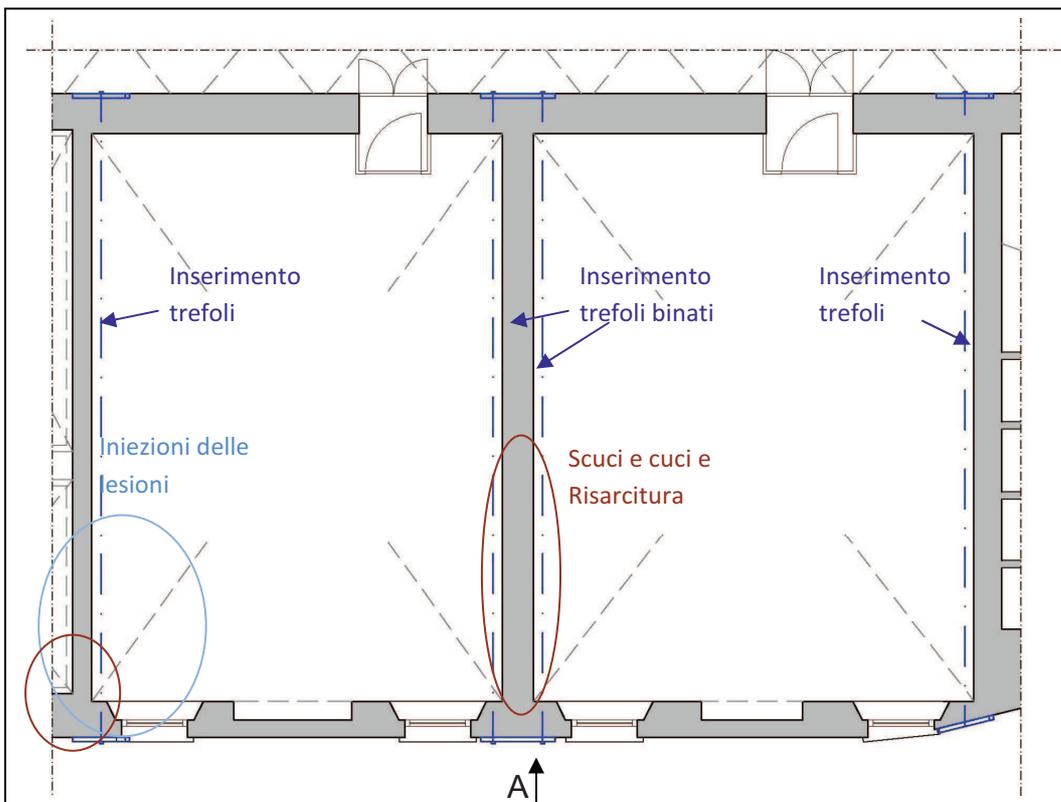
Inoltre, si consigliano prove non distruttive per la valutazione della resistenza e stato di sollecitazione delle catene intradossali esistenti (soprattutto quelle del primo livello), al fine di valutare se sia necessario rinforzarle o sostituirle.

Per quanto riguarda le teste di padiglione lunettate delle strutture voltate del primo livello, appoggiate al muro perimetrale ruotato verso l'esterno, per le quali si evidenziano fessure orizzontali e il distacco dei fusi dalle pareti ortogonali, si consiglia di intervenire tramite iniezioni delle lesioni e applicazione di rete di rinforzo. (19)

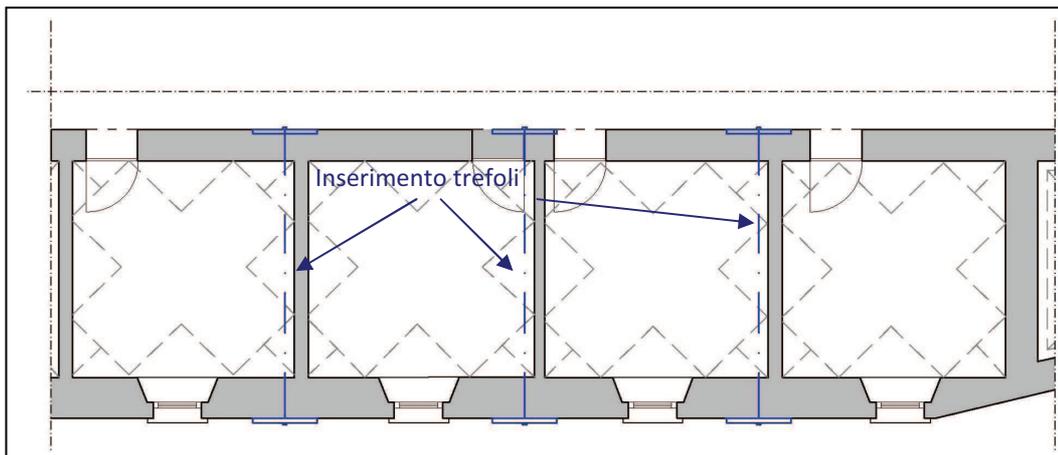
Per le lesioni presenti sulle volte a padiglione del secondo livello, basterà eseguire le iniezioni di resine epossidiche o boiaccia con matrice tissotropica.



**Fig. 7-** Interventi porzione n.1 del Complesso di SGM (Pianta Piano Terra). Una coppia dei trefoli binati (A) saranno posti sopra le lunette delle volte ed una coppia sotto.



**Fig. 8-** Interventi porzione n.1 del Complesso di SGM (Pianta Piano Primo). Una coppia dei trefoli binati (A) saranno posti sopra le lunette delle volte ed una coppia sotto.



**Fig. 9-** Interventi porzione n.1 del Complesso di SGM (pianta piano secondo).

Per ripristinare la continuità delle strutture murarie sia del primo che del secondo livello, è necessario operare tramite risarcitura (per lesioni non molto ampie) o “scuci e cuci” (nel caso di lesioni passanti). (19)

Sarebbe possibile intervenire sulle pareti anche tramite l'applicazione di nastri di fibre FRP.

### **9.1.2 Proposte di intervento nella porzione n.2 del Complesso**

Nella porzione n.2 del Complesso di San Giovanni in Monte si progetta di intervenire inserendo trefoli all'estradosso della volta in muratura dell'Aula Prodi. Inoltre si raccomanda l'inserimento di tre trefoli, al piano secondo innestandoli nello spazio al di sopra delle lunette delle coperture voltate in prossimità delle murature ortogonali alla facciata soggetta a ribaltamento.

L'esigenza di incrementare la resistenza a trazione della struttura voltata in muratura, interessata dal cedimento, può richiedere un alleggerimento del peso sovrastante la volta o addirittura l'applicazione di una tecnica di rinforzo strutturale. In questo ultimo caso si intende modificare il meccanismo flessionale atteso, spostando il collasso su cinematismi a più elevato moltiplicatore.

Una soluzione può essere rappresentata dall'impiego di frenelli in laterizio eventualmente abbinati a nastri in composito FRP, applicati all'estradosso della struttura.

Applicando con continuità i compositi FRP all'estradosso della volta, arrivando con essi fino alle imposte, possono essere conservati nella maggior parte dei casi, i caratteri costruttivi della struttura originaria, lasciando inalterate le sue capacità di adattamento a variazioni di configurazione geometrica, facendo in modo che l'effetto dei nastri applicati si espliciti solo in corrispondenza di spostamenti rilevanti del profilo dell'arco, come nel caso di azioni sismiche di notevole intensità. Se, invece, si collegano i nastri con i piedritti attraverso dispositivi meccanici, e si combina la loro azione a quella dei frenelli, ogni catena cinematica viene impedita ed il problema si trasferisce sul piano della resistenza del materiale (a compressione) o dello scorrimento tra i conci (taglio). In tal caso indubbiamente si modifica sostanzialmente la risposta della struttura nella eventualità di cedimenti o spostamenti relativi delle imposte. (19)

Quando si dispongono frenelli in laterizio a sostituire il rinfianco ed il battuto di detriti, oltre ad avere il vantaggio di un minor peso, si ha una modifica in senso positivo del meccanismo di collasso: se i frenelli aderiscono bene alla superficie della volta (e vi è spazio sufficiente per

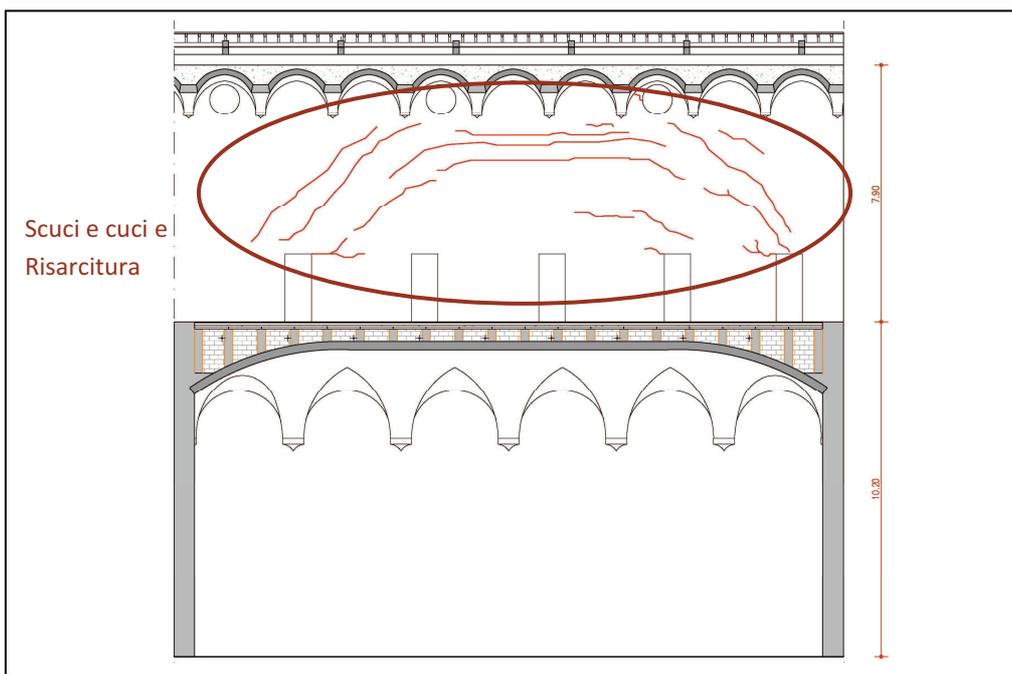
non interromperli sulla sommità della stessa) la cerniera centrale si alza aumentando la stabilità della struttura. Questo miglioramento può essere garantito dalla presenza del nastro d'estradosso (che, incollato alla volta ed al frenello, assicura l'aderenza), e può essere ulteriormente innalzato il livello di prestazione della struttura applicando una nastratura anche all'estradosso del frenello e collegandola con la muratura d'ambito. (45)

Per volte a padiglione le fasce in FRP devono essere collocate lungo le generatrici delle vele (o fusi) secondo cerchiature a diverse altezze da stabilirsi in funzione della geometria e dei carichi considerati.

Per quanto riguarda la disposizione dei frenelli, questi generalmente sono posti ortogonalmente alle generatrici delle volte e sormontati da una struttura piana a sostegno del pavimento. (41)

E' buona regola non superare la distanza di 1,5 m tra un frenello e l'altro, indifferentemente dal tipo di volta da risanare e del materiale impiegato per realizzarlo, pertanto, si suggerisce di disporre i frenelli di spessore 0,25m con un interasse di 1m.

Per quanto riguarda la muratura di spina del terzo livello, disposta in falso sulla volta depressa, e interessata da lesioni passanti, è necessario intervenire mediante le usuali tecniche di risarcitura e "scuci e cuci". (19)



**Fig. 10-** Interventi di scuci cuci e risarcitura sulla porzione n.2 del Complesso di SGM.

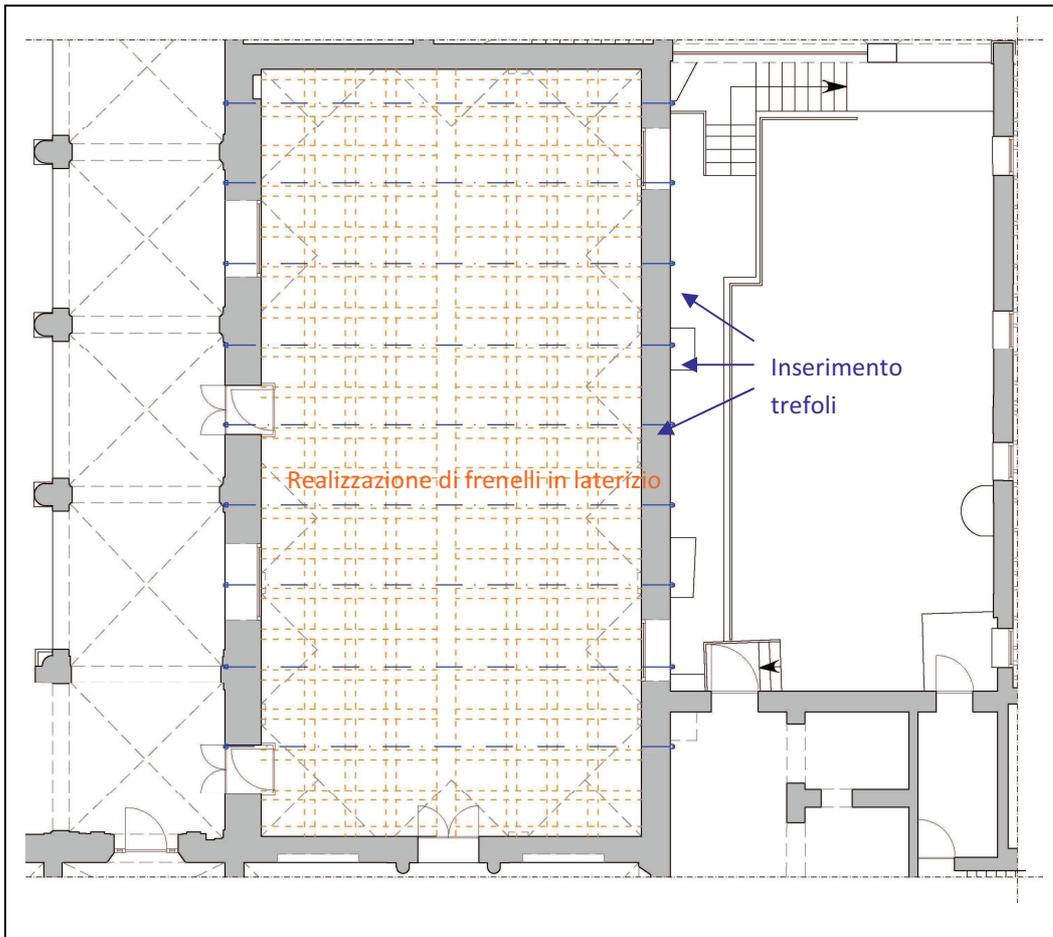


Fig. 11- Interventi sulla porzione n.2 del Complesso di SGM: primo livello.

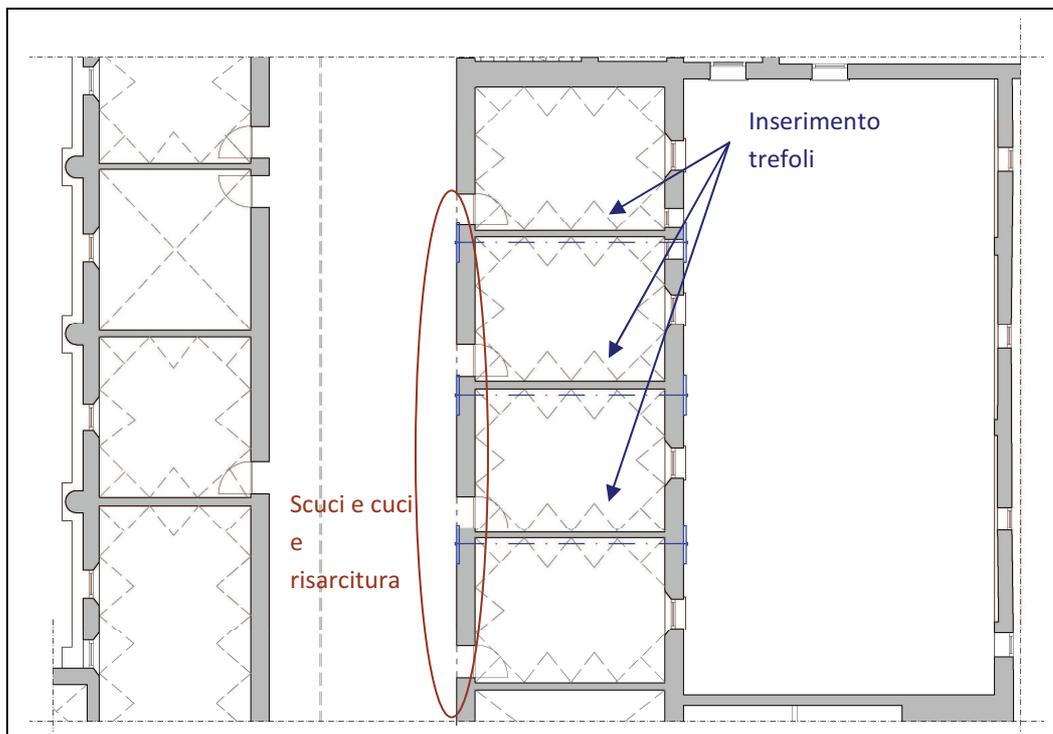


Fig. 12- Interventi porzione n.2 del Complesso di SGM (pianta piano secondo).

### **9.1.3 Proposte di Intervento nella porzione n.3 del Complesso**

Per quanto riguarda la porzione n.3 del Complesso di san Giovanni in Monte per contrastare il meccanismo di ribaltamento della facciata esterna A, prospiciente via dei Chiari, si sceglie di intervenire facendo ricorso alla tecnica delle tirantature realizzate con trefoli.

Al piano terra si consiglia l'inserimento di due tiranti, in corrispondenza della muratura d'angolo, posizionati uno al di sopra ed uno al di sotto delle lunette della volta. Si prevede inoltre l'inserimento di 2 tiranti binati in corrispondenza della muratura interna ortogonale alla facciata soggetta a ribaltamento.

All'altezza del solaio del piano primo si inserisce un tirante per ciascuna delle murature ortogonali alle facciate ribaltanti, come anche al terzo livello.

E' necessario, inoltre, intervenire sulla volta a padiglione depressa del primo livello, mediante l'inserimento di frenelli in laterizio sul piano estradossale, eventualmente combinati con nastri in composito FRP. L'intervento ha lo scopo di ridurre le spinte (diminuendo i carichi all'estradosso) e incrementare la resistenza a trazione della struttura in muratura.

Per il ripristino della continuità delle strutture in muratura, è necessario intervenire su tutte le lesioni presenti in ogni livello del Complesso, mediante iniezioni di boiacca (a matrice tissotropica) o resine epossidiche, applicazione di rete di rinforzo, se necessario, e "scuci e cucì".

Per quanto riguarda la facciata esterna che dà sul cortile della palma si consiglia al piano terra il ricorso ad un sistema di tirantature orizzontali e verticali (sistema CAM di Cuciture Attive per la Muratura, idoneo a ricompattare la massa muraria a doppio paramento, grazie a nastri di acciaio inox che formano le maglie di un sistema continuo di tirantatura in grado di ripercorrere le irregolarità della muratura).

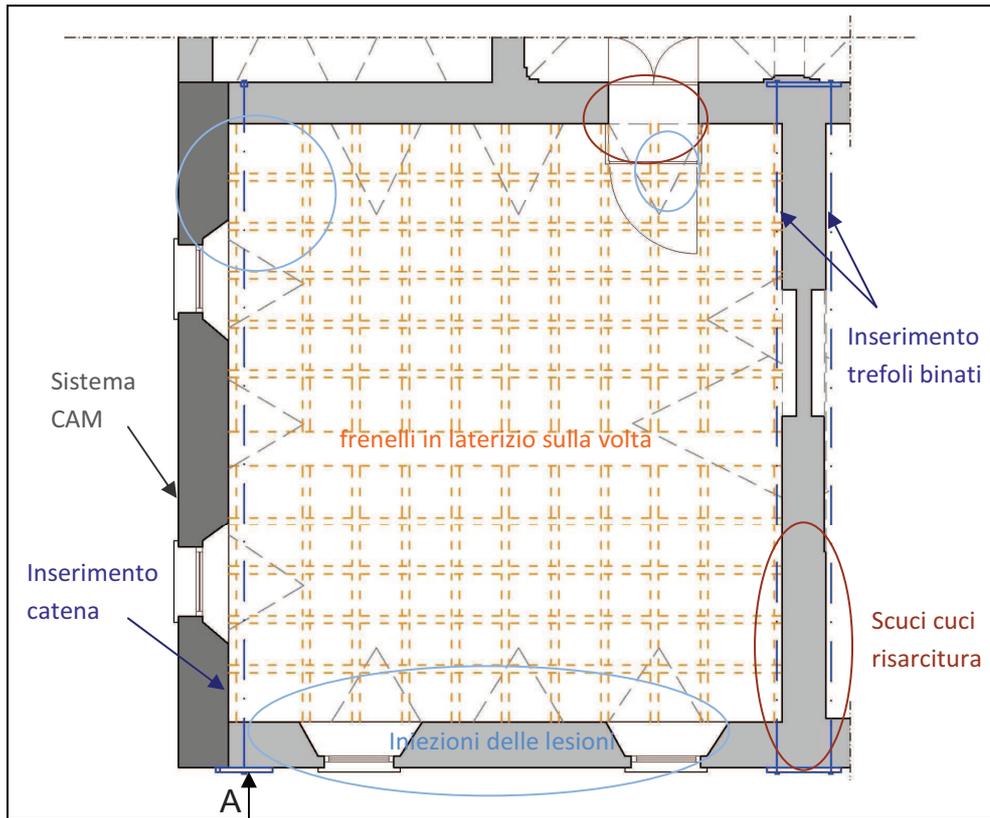


Fig. 13- Interventi sulla porzione n.3 del Complesso (pianta piano terra). Uno dei trefoli (A) sarà posto sopra le lunette delle volte ed o sotto.

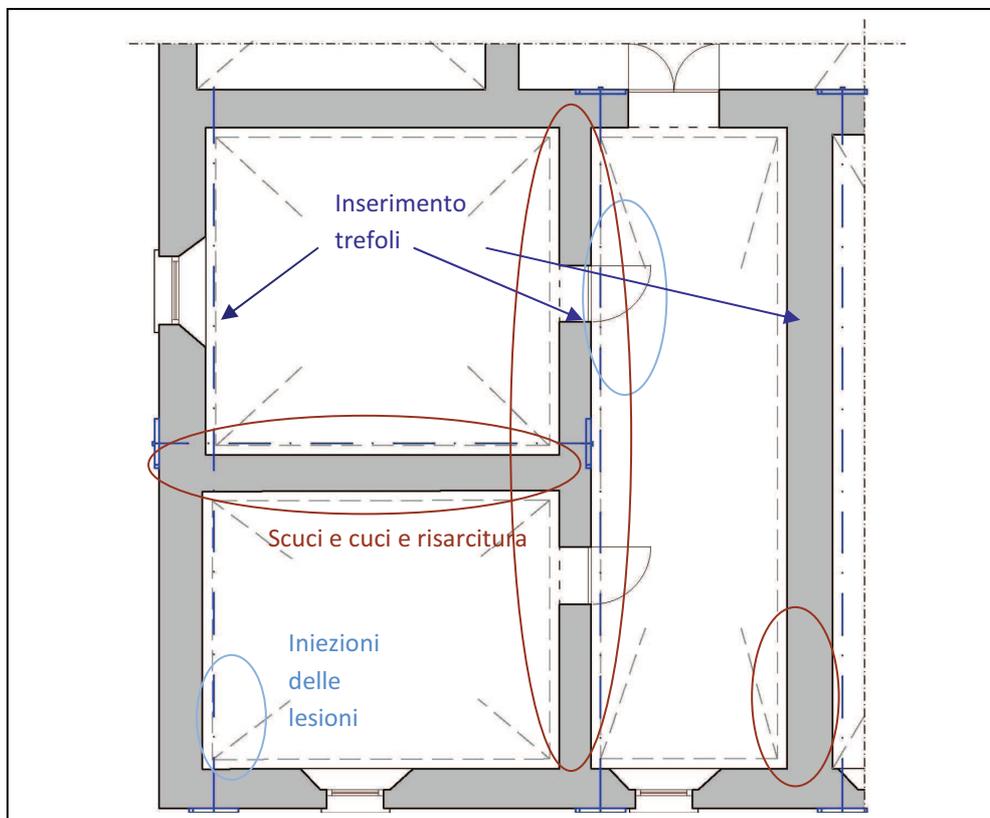
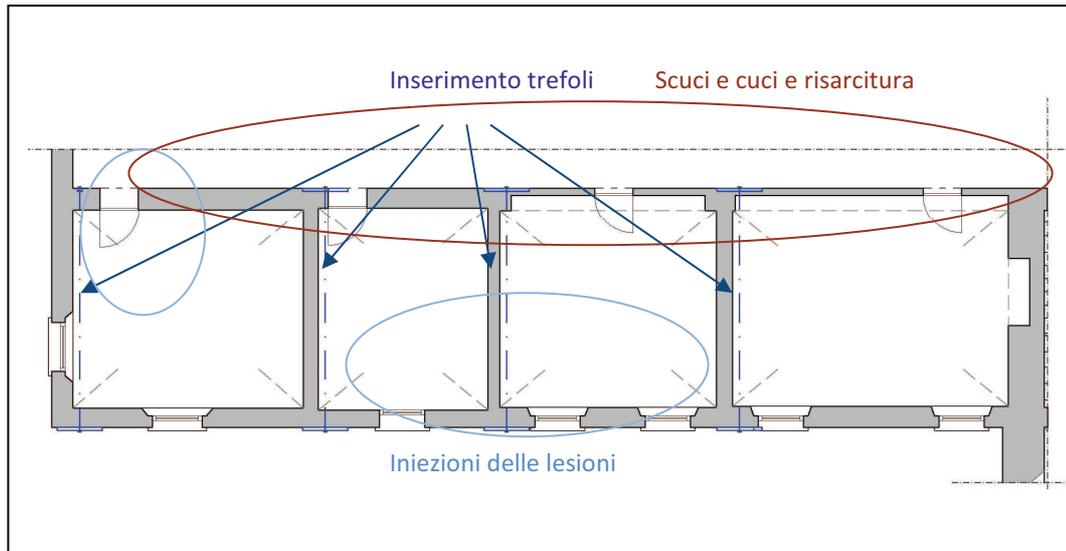


Fig. 14- Interventi sulla porzione n.3 del Complesso (pianta piano primo).



**Fig. 15-** Interventi sulla porzione n.3 del Complesso (pianta piano secondo).

## 9.2 Valutazione del miglioramento

E' possibile stimare numericamente il miglioramento ottenuto grazie agli interventi, proposti nel **paragrafo 9.1** del presente capitolo, tramite una nuova valutazione della sicurezza con analisi cinematica lineare utilizzando i fogli di calcolo C.I.N.E.

Nella stima del miglioramento non viene considerato il contributo delle catene esistenti, a favore di sicurezza, in quanto non vi è certezza del loro funzionamento in parallelo con i nuovi tiranti in progetto.

Il contributo resistente in presenza di sollecitazioni sismiche dei tiranti aggiunti può essere stimato, in base alla verifica di resistenza del trefolo, alla verifica a punzonamento ed alla verifica a schiacciamento dell'insieme mattoni e malta (verifica delle pressioni di contatto). Le tre verifiche citate vengono effettuate con i fogli di calcolo C.I.N.E. impostati per calcolare il tiro massimo di un tirante, i quali restituiscono il valore minimo fra quelli calcolati. Tale valore si utilizza nelle verifiche dei cinematismi di collasso.

La resistenza di calcolo dell'acciaio del trefolo viene stimata con la formula

$$f_{ctd} = \frac{f_{p(1)k}}{\gamma_{acc}} \quad \text{con } \gamma_{acc} = 1,15 \text{ riferendosi alla seguente tabella dei trefoli}$$

disponibili in commercio.

TREFOLI C.A.P. SECONDO LEGISLAZIONE ITALIANA VIGENTE P.C. STRAND ACCORDING TO DM 14.01.2008									
DIAMETRO DIAMETER		SEZIONE NOMINALE NOMINAL SECTION	MASSA LINEICA / MASS	f <sub>p(1)</sub> k CARATTERISTICO MINIMO / CHARACTERISTIC STRENGTH AT 1% ELONGATION	f <sub>ptk</sub> CARATTERISTICO MINIMO / CHARACTERISTIC TENSILE STRENGTH	f <sub>p(1)</sub> k CARATTERISTICO TOTALE MINIMO / CHARACTERISTIC LOAD AT 1% ELONGATION	f <sub>ptk</sub> CARATTERISTICO TOTALE MINIMO / CHARACTERISTIC BREAKING LOAD	f % / = 600 mm / ELONGATION AT MAXIMUM LOAD	E <sub>p</sub> ± 5% / MODULUS OF ELASTICITY
Inch	mm	mm <sup>2</sup>	g/m	N/mm	KN	KN	kN	>	KN/mm <sup>2</sup>
1/4	6,3	25	195	1670	1860	41,7	46,5	3,5	196
5/16*	7,9	39	305	1670	1860	65	72,5	3,5	196
3/8*	9,3	52	406	1670	1860	86,8	96,7	3,5	196
3/8	9,6	55	430	1670	1860	91,8	102	3,5	196
7/16	11	71	555	1670	1860	118	132	3,5	196
1/2*	12,5	93	730	1670	1860	155	173	3,5	196
1/2 S*	12,9	99	770	1670	1860	165	184	3,5	196
6/10*	15,2	139	1090	1670	1860	232	258	3,5	196
6/10 S*	15,7	150	1170	1670	1860	250	279	3,5	196
6/10 C*	15,2	165	1290	1670	1860	276	307	3,5	196

\* PRODOTTI OMOLOGATI SECONDO LA NORMATIVA ITALIANA VIGENTE / THESE ITEMS ARE PRODUCED ACCORDING TO CURRENT ITALIAN STANDARDS

$\frac{f_{p(1)}}{f_{pt}} \times 100 > 85\%$

Fig. 16- Trefoli disponibili in commercio.

Per quanto riguarda la resistenza a compressione  $f_m$  e taglio  $\tau_0$  della muratura si fa riferimento ai valori minimi per una muratura in mattoni pieni di malta e calce riportati nelle tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 della Circolare del 02/02/2009 considerando i coefficienti correttivi (1,5 e 1,3) per buona malta e connessione trasversale (che corrispondono ad una muratura in tali condizioni di partenza o nella quale si effettuino gli interventi, di consolidamento con iniezioni di miscele leganti e inserimento di diatoni artificiali, indicati dalla normativa per assicurare tali condizioni).

Tipologia di muratura	$f_m$	$\tau_0$	E	G	w
	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/cm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	

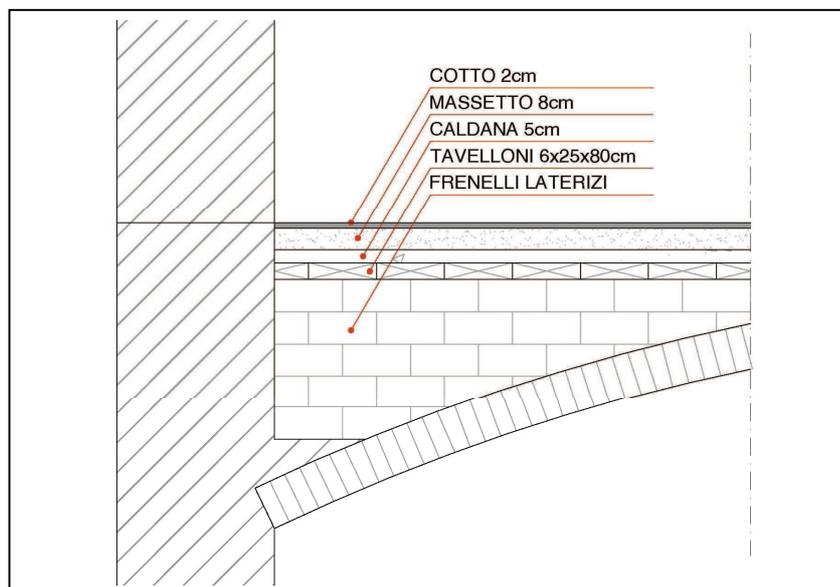
  

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati,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

Fig. 17- Tabelle C8A.2.1 e C8A.2.2 Circolare 02/02/2009.

Per tener conto degli interventi di alleggerimento del carico sovrastante le volte è necessario ricalcolare le ragioni vincolari alle imposte delle volte utilizzando il programma ARCO. Per fare ciò si stima un peso medio di pavimento, massetto e caldana di  $18\text{KN/m}^3$ , che viene moltiplicato automaticamente dal software per il volume effettivo, mentre, per tener conto del contributo dato dal peso reale dello strato di tavelloni (peso specifico  $6\text{KN/m}^3$ ), si utilizza un volume fittizio tre volte inferiore a quello reale, in modo da poter assimilare anche questi elementi costruttivi leggeri ai precedenti strati più pesanti.

Per quanto concerne i frenelli laterizi previsti sulle volte della porzione n.3 del complesso conventuale, si prevede di realizzarli con uno spessore di 12cm, mentre sulla grande volta dell'Aula Prodi della porzione n.2 sarà necessario uno spessore di 25cm. Si considera che tali strutture vengano poste in opera con un interasse di 80cm, nel primo caso, e di 100cm, nel secondo.



**Fig. 18-** Sezione degli elementi presenti all'estradosso della volta dopo l'inserimento di frenelli laterizi.

Per tener conto dell'alleggerimento derivante dall'eliminazione del riempimento, fra un frenello e l'altro, si utilizzano i pesi specifici fittizi di  $2\text{KN/m}^3$  nel primo caso e di  $3\text{KN/m}^3$  nel secondo (invece del peso specifico reale di  $12\text{KN/m}^3$  stimato per una muratura in laterizio semipieno portante

in blocchi con foratura inferiore al 45%) in modo da ottenere il peso reale sovrastante la volta pur continuando a riferirsi al volume totale prima occupato dal rinfiacco. Tale volume viene calcolato automaticamente dal software ARCO, una volta inseriti i dati geometrici caratterizzanti la volta.

Il contributo offerto dall'eventuale inserimento di nastri in FRP all'estradosso delle volte non è, invece, quantificabile numericamente con sicurezza, ma solo stimabile in termini qualitativi con considerazioni riguardanti le modalità di collasso consentite in presenza di tali dispositivi.

Se le verifiche numeriche eseguite con i fogli di calcolo C.I.N.E. tenendo conto degli interventi di inserimento di trefoli e frenelli risultano soddisfatte si ritiene che essi siano adeguati a scongiurare il meccanismo di collasso in esame, spostando le modalità di collasso possibili su cinematismi a più alto moltiplicatore.

### 9.2.1 Valutazione del miglioramento prodotto dalle proposte di intervento nella porzione n.1 del Complesso

Nella figura seguente sono mostrati i dati in input ed in output che variano, in seguito all'esecuzione degli interventi sulla porzione n.1 del complesso Conventuale di San Giovanni in Monte, rispetto alla valutazione della sicurezza effettuata con i dati relativi allo stato di fatto. In particolare il progetto di miglioramento prevede l'inserimento di 2 coppie di trefoli binati  $\Phi 9,3$  e 2 trefoli singoli  $\Phi 12,5$  in corrispondenza del solaio fra il primo ed il secondo livello e di 2 coppie di trefoli binati  $\Phi 9,3$  più 2 trefoli singoli  $\Phi 9,3$  in corrispondenza del solaio tra il secondo ed il terzo livello. Al terzo livello è previsto l'inserimento di 3 trefoli  $\Phi 9,3$ . Si adottano capichave a paletto di 120x10cm ai primi due livelli e di 100x8cm al terzo livello.

Si riporta di seguito il calcolo per la determinazione del tiro del tirante e dell'insieme trefolo-capochiave-muratura e l'analisi del miglioramento stimata con i fogli di calcolo C.I.N.E.

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA		
Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	93,0	104,0
Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	120,0	10,0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	10,0	120,0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	58,0	58,0
Angolo di attrito della muratura $\beta$ [°]	45,0	45,0
Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante $A_1$ [cm <sup>2</sup> ]	1200,0	1200,0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [cm]	12,0	12,0
Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	4896,0	4896,0
$\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$	2,0	2,0
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100,0%	100,0%
Fattore di confidenza $F_C$	1,35	1,35
Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura $\gamma_M$	2,00	2,00
Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	1452,00	1452,00
Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	468,00	468,00
Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	11,70	11,70
Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	173,33	173,33
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	4,33	4,33
Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	135,0	151,0
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	123,7	123,7
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	416,0	416,0
Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	123,7	123,7

Fig. 19- Verifiche di resistenza, punzonamento e contatto per i trefoli singoli  $\Phi 12,5$  e per i trefoli binati  $\Phi 9,3$ .

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA	
Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	52,0
Altezza della piastra di ancoraggio del tirante $a$ [cm]	8,0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante $b$ [cm]	100,0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante $t$ [cm]	58,0
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> ]	800,0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [cm]	12,0
Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	3968,0
$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	2,0
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100,0%
Fattore di confidenza $F_C$	1,35
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> ]	1452,00
Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	468,00
Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	11,70
Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	173,33
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	4,33
Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	75,5
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	112,6
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	277,3
Massimo tiro esplicabile dalla catena $T$ [kN]	75,5

Fig. 20- Verifiche di resistenza, punzonamento e contatto per i trefoli singoli  $\Phi 9,3$ .

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	704,0			0,0	142,1	446,2	494,8
2	578,4				142,1	446,2	398,4
3	601,7		70,3		134,4	63,7	226,5
4	0,0						

MULTIPLICATORE $\alpha_0$	Ribaltamento delle elevazioni:	Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza $F_C$	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	3 - 2 - 1	0,221	1,35	193,555	0,800	2,005
	3 - 2	0,342		125,842	0,808	3,072
	3	0,534		77,453	0,942	4,117
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
3 - 2 - 1			0,287	
3 - 2	5,88	0,404	0,440	11,824
3	10,20	0,701	0,589	9,135
-	-	-	-	-

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
	3 - 2 - 1	0,287
	3 - 2	0,349
	3	0,270
	-	-

Fig. 21- Meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica: miglioramento.

DATI INIZIALI		AZIONI SUI MACROELEMENTI						
		Elevazione	Peso proprio della parete $W_{Pi}$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio al piano i-esimo $P_{Si}$ [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori $N$ [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 solaio intermedio $T$ [kN]
1		61,4			62,3	142,1	446,2	494,8
2		45,1				142,1	446,2	

DATI DI CALCOLO	Flessione verticale di fascia muraria continua	Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Valore di $h_1$ per $\alpha_0$ minimo [m]	Valore assunto da $\alpha_0$ per $h_1 = h_P$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete $h_1$ [m]	Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
			-1,107	8,71	0,143	8,71	-1,107	36,470	0,916
DATI DI CALCOLO	Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	Numeratore di $\alpha_0$	Denominatore di $\alpha_0$	Valore assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete $h_1$ [m]	Valore di $\alpha_0$	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
		888,820	4741,19	0,187	5,88	0,187	153,347	0,958	1,422

Flessione verticale di macroelementi a geometria nota	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10) <b>0,204</b>
---	---

Fig. 22- Meccanismo di flessione verticale su due piani (terra e primo).

Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	AZIONI SUI MACROELEMENTI				
	Peso proprio della parete $W$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio $P_S$ [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori $N$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte $F_V$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte $F_H$ [kN]
18,0	61,4		123,9	16,5	17,0

DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Valore di $h_1$ per $\alpha_0$ minimo [m]	Valore assunto da $\alpha_0$ per $h_2 = h_V$
	0,872	4,82	0,864

MOLTIPLICATORE $\alpha_0$	Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete $h_1$ [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	0,864	4,81	1,35	7,131	0,898	6,992

PGA-SLV	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10) <b>1,001</b>
---------	---

Fig. 23- Meccanismo di flessione verticale, piano terra.

	Peso specifico della muratura $\gamma_i$ [kN/m <sup>3</sup> ]	AZIONI SUI MACROELEMENTI				
		Peso proprio della parete $W$ [kN]	Carico trasmesso dal solaio $P_S$ [kN]	Carico trasmesso alla parete dai piani superiori $N$ [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte $F_V$ [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte $F_H$ [kN]
	18,0	45,1		62,3	16,5	23,8
DATI DI CALCOLO	Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Valore di $h_1$ per $\alpha_0$ minimo [m]	Valore assunto da $\alpha_0$ per $h_2 = h_V$			
	0,358	2,94	0,345			
MOLTIPLI-CATORE $\alpha_0$	Valore minimo assunto da $\alpha_0$	Quota di formazione della cerniera rispetto alla base della parete $h_1$ [m]	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante $M^*$	Frazione massa partecipante $e^*$	Accelerazione spettrale $a_0^*$ [m/sec <sup>2</sup> ]
	0,345	2,89	1,35	5,599	0,891	2,814
	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)	PGA-SLV	$a_{g(SLV)}$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	5,880	0,404	0,403	10,831		0,320

Fig. 24- Meccanismo di flessione verticale, piano primo.

I risultati delle analisi sono:

Cerniera	Meccanismo	$a_{gSLV}$	$a_{g,(PVR)}$	FS	Verifica
Terra	Ribaltamento semplice	0,287	0,19	1,51	Verificato
Primo	Ribaltamento semplice	0,349	0,19	1,84	Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	0,270	0,19	1,42	Verificato
Terra Primo	Flessione verticale 2 piani	0,204	0,19	1,07	Verificato
Piano Terra	Flessione verticale 1 piano	1,001	0,19	5,27	Verificato
Piano Primo	Flessione verticale 1 piano	0,320	0,19	1,68	Verificato

### 9.2.2 Valutazione del miglioramento prodotto dalle proposte di intervento nella porzione n.2 del Complesso

L'intervento minimo prevede l'inserimento di 8 trefoli di diametro nominale  $\Phi 15,2$  disposti all'estradosso della volta dell'Aula Prodi e l'inserimento al piano secondo di 3 trefoli di diametro nominale  $\Phi 12,5$ , disposti in adiacenza alle murature ortogonali a quella soggetta a ribaltamento. Si utilizzano capochiacivi di 100x8cm.

Si riporta di seguito il calcolo per la determinazione del tiro dei trefoli e dell'insieme trefolo-capochiave-muratura. Le tre verifiche di resistenza, punzonamento e contatto sono state eseguite su uno dei tiranti del primo livello e su uno dei tiranti del secondo livello.

Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	139,0
Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	100,0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	8,0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	71,0
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> ]	800,0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [cm]	143,0
Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	113484,0
$\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$	2,0
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100,0%
Fattore di confidenza $F_C$	1,35
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> ]	1452,00
Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	468,00
Resistenza media a taglio della muratura $f_t$ [N/cm <sup>2</sup> ]	11,70
Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	173,33
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	4,33
Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	201,8
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	153,8
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	277,3
Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	153,8

Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	93,0
Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	100,0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	8,0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	47,0
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> ]	800,0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [cm]	143,0
Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	113484,0
$\sqrt{(A_2/A_1)} \leq 2$	2,0
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100,0%
Fattore di confidenza $F_C$	1,35
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> ]	1452,00
Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	468,00
Resistenza media a taglio della muratura $f_t$ [N/cm <sup>2</sup> ]	11,70
Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	173,33
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	4,33
Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	135,0
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	82,3
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	277,3
Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	82,3

Fig. 25- Calcolo del tiro: primo livello e secondo livello dell'edificio, porzione n.2.

L'installazione dei trefoli, senza l'alleggerimento del carico gravante sulla volta dell'Aula Prodi, sono sufficienti a soddisfare le verifiche a ribaltamento semplice monolitico, come mostrato nella seguente tabella.

Cerniera	Meccanismo	$a_{gSLV}$	$a_{g,(P_{VR})}$	FS	Verifica
Terra	Ribaltamento semplice	0,217	0,19	1,14	Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	0,303	0,19	1,59	Verificato

In tal caso, con il minimo intervento, si raggiunge un coefficiente di sicurezza più basso per quanto riguarda la formazione della cerniera alla base, rispetto a quello corrispondente all'intervento consigliato, che prevede, oltre all'inserimento di tiranti, anche la rimozione del rinfiacco e la costruzione di frenelli laterizi sulla volta dell'Aula Prodi.

Tuttavia, si ritiene che la realizzazione di frenelli in laterizio sia necessaria per assicurare una più omogenea ripartizione dei carichi sulla grande volta.

Di seguito i risultati del calcolo delle reazioni vincolari alle imposte della volta dell'Aula Prodi dopo aver realizzato i frenelli laterizi effettuata mediante il software ARCO: l'intervento, determina una diminuzione delle reazioni vincolari agli appoggi della volta, come si può vedere dai risultati dell'analisi.

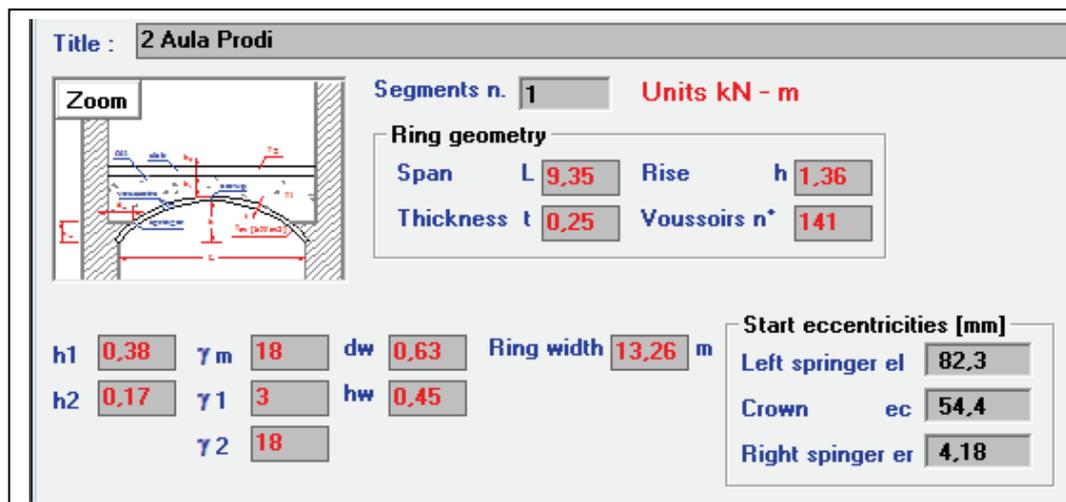


Fig. 26- Dati in input per la volta dell'Aula Prodi (doppio volume piani terra e primo) considerando rimozione del riempimento e realizzazione di frenelli in laterizio.

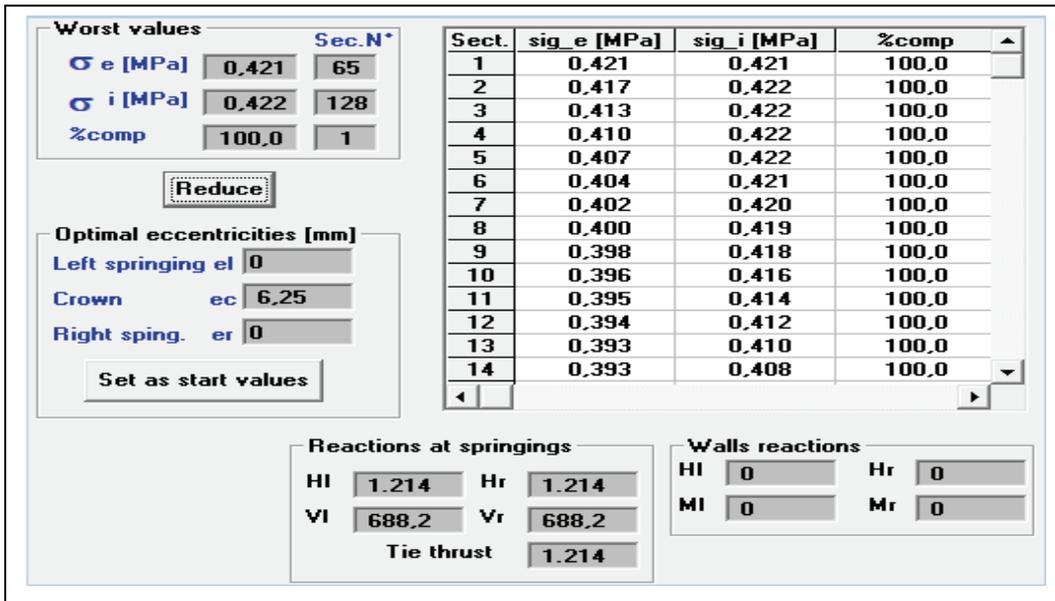


Fig. 27- Dati in output per la volta a copertura dell'Aula Prodi (doppio volume piani terra e primo) considerando rimozione del riempimento e realizzazione di frenelli in laterizio.

Le spinte reazioni vincolari devono essere, poi, ripartite analogamente a quanto si è fatto in sede di valutazione della sicurezza dello stato di fatto scaricandosi, quindi, per il 70% sulla muratura in esame.

Di seguito i risultati dell'analisi qualora fossero realizzati entrambe gli interventi: realizzazione di frenelli e inserimento di tiranti.

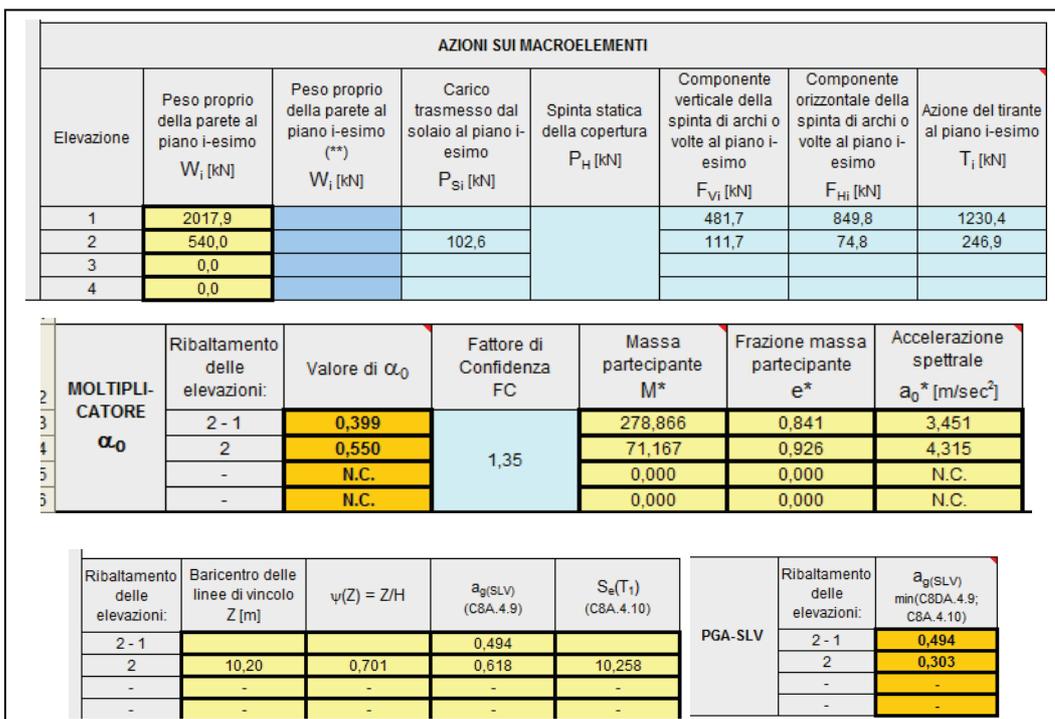


Fig. 28- Meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica (trefoli e frenelli).

I risultati delle analisi di entrambe gli interventi previsti (trefoli e frenelli) sono:

<b>Cerniera</b>	<b>Meccanismo</b>	<b><math>a_{gSLV}</math></b>	<b><math>a_{g,(P_{VR})}</math></b>	<b>FS</b>	<b>Verifica</b>
Terra	Ribaltamento semplice	0,494	0,19	2,60	Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	0,303	0,19	1,59	Verificato

### **9.2.3 Valutazione del miglioramento prodotto dalle proposte di intervento nella porzione n.3 del Complesso**

L'intervento prevede l'inserimento di 6 trefoli al piano terra 2 dei quali disposti all'estradosso ed all'intradosso delle lunette della porzione d'angolo della volta (lato cortile della palma) e 2 coppie di trefoli binati attestati sulla muratura interna ortogonale alla parete ribaltante. Verosimilmente solo i primi due trefoli singoli andranno ad influire sulla striscia di parete che è stata presa in esame nelle verifiche. Tali trefoli hanno diametro nominale  $\Phi 15,2$ .

Al piano primo si andranno ad installare trefoli  $\Phi 9,3$  in corrispondenza delle murature ortogonali alla parete soggetta a ribaltamento, dei quali uno solo si considera influente sulla striscia di muratura in esame.

Al piano secondo l'intervento prevede l'inserimento di quattro trefoli  $\Phi 9,3$  (uno per ciascuna delle murature ortogonali alla parete soggetta a ribaltamento) di cui verosimilmente uno esplicherà tutta la sua azione sulla fascia muraria in esame ed uno solo in parte (circa la metà). Sia al piano primo che al piano secondo verosimilmente uno dei trefoli esplicherà tutta la sua azione sulla fascia muraria in esame ed uno solo in parte (circa la metà).

Si riporta di seguito il calcolo per la determinazione del tiro dei trefoli e dell'insieme trefolo-capochiave-muratura. Le tre verifiche di resistenza, punzonamento e contatto sono state eseguite su uno dei tiranti di ogni piano dell'edificio. I capochiavi a paletto impiegati hanno dimensioni 120x10cm, al piano terra, e 100x8cm, ai piani superiori.

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA	
Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	139,0
Altezza della piastra di ancoraggio del tirante $a$ [cm]	120,0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante $b$ [cm]	10,0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante $t$ [cm]	74,0
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> ]	1200,0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [cm]	50,0
Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	24200,0
$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	2,0
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100,0%
Fattore di confidenza $F_C$	1,35
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> ]	1452,00
Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	468,00
Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	11,70
Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	173,33
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	4,33
Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	201,8
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	178,3
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	416,0
Massimo tiro esplicabile dalla catena $T$ [kN]	178,3

Fig. 29- Calcolo del tiro: primo livello dell'edificio porzione n.3.

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA	
Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	52,0
Altezza della piastra di ancoraggio del tirante $a$ [cm]	100,0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante $b$ [cm]	8,0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante $t$ [cm]	61,0
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> ]	800,0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [cm]	39,0
Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	15308,0
$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	2,0
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100,0%
Fattore di confidenza $F_C$	1,35
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> ]	1452,00
Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	468,00
Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	11,70
Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	173,33
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	4,33
Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	75,5
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	121,6
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	277,3
Massimo tiro esplicabile dalla catena $T$ [kN]	75,5

Fig. 30- Calcolo del tiro: secondo livello dell'edificio porzione n.3.

DETERMINAZIONE DEL TIRO DELLA CATENA	
Area della sezione trasversale del tirante $A_S$ [mm <sup>2</sup> ]	52,0
Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	100,0
Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	8,0
Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	38,0
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> ]	800,0
Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [cm]	12,0
Area di ripartizione delle azioni di compressione $A_2$ [cm <sup>2</sup> ]	3968,0
$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	2,0
Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di $T_2$ [%]	100,0%
Fattore di confidenza $F_C$	1,35
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> ]	1452,00
Resistenza media a compressione della muratura $f_m$ [N/cm <sup>2</sup> ]	468,00
Resistenza media a taglio della muratura $\tau_0$ [N/cm <sup>2</sup> ]	11,70
Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	173,33
Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm <sup>2</sup> ]	4,33
Resistenza dei tiranti allo sneravamento $T_1$ [kN]	75,5
Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio $T_2$ [kN]	60,6
Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura $T_3$ [kN]	277,3
Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	60,6

Fig. 31- Calcolo del tiro: terzo livello dell'edificio porzione n.3.

L'installazione dei trefoli, senza l'alleggerimento del carico gravante sulla volta portano al seguente miglioramento.

Cerniera	Meccanismo	$a_{g,SLV}$	$a_{g,(PVR)}$	FS	Verifica
Terra	Ribaltamento semplice	0,208	0,19	1,09	Verificato (>60%)
Primo	Ribaltamento semplice	0,323	0,19	1,70	Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	0,253	0,19	1,33	Verificato

Se oltre ai trefoli si va ad eseguire anche l'intervento di alleggerimento della volta a padiglione ribassata al primo livello (svuotamento del rinfiango e realizzazione di frenelli) effettuando una stima delle reazioni alle imposte con il software ARCO e ripetendo le verifiche a ribaltamento con i fogli C.I.N.E. si ottengono i seguenti risultati.

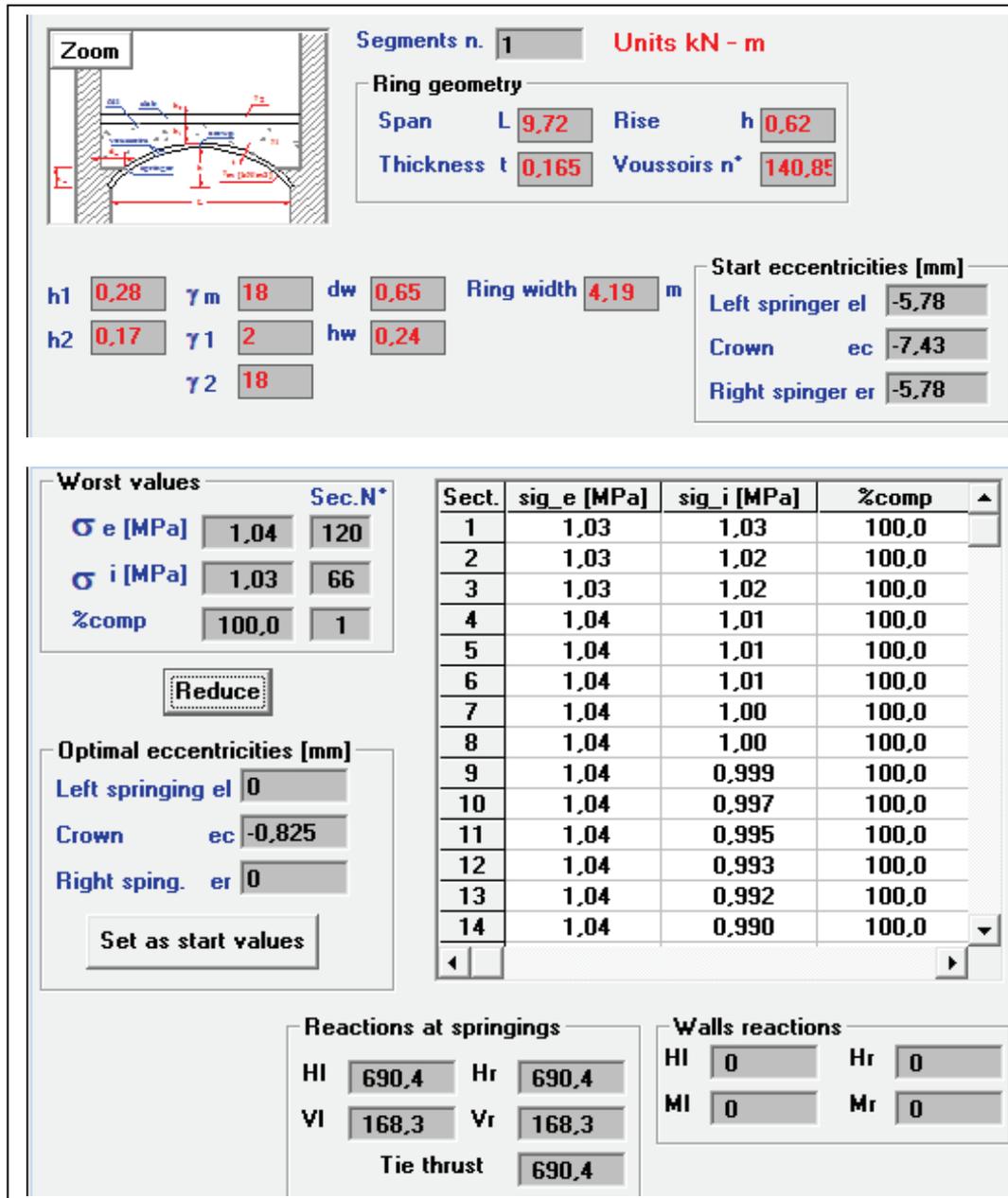


Fig. 32- Dati in input ed in output per la volta a copertura piano terra, considerando la rimozione del materiale di riempimento e la realizzazione di frenelli in laterizio.

L'intervento che prevede la realizzazione di frenelli in laterizio determina una diminuzione delle reazioni vincolari agli appoggi della grande volta a copertura del piano terra. Le reazioni vincolari devono essere, poi, ripartite analogamente a quanto si è fatto in sede di valutazione della sicurezza dello stato di fatto scaricandosi, quindi, per il 40% sulla muratura in esame.

Si vanno, quindi, ad inserire i dati nei fogli di calcolo C.I.N.E. per valutare il miglioramento ottenuto.

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	385,6				67,3	276,2	356,6
2	237,3				78,5	75,1	75,5
3	145,8		32,7		51,4	48,5	90,9
4	0,0						

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> ]
$\alpha_0$	3 - 2 - 1	0,278	1,35	78,007	0,766	2,637
	3 - 2	0,302		42,891	0,771	2,842
	3	0,492		21,745	0,928	3,855
	-	N.C.		0,000	0,000	N.C.

Ribaltamento delle elevazioni:	Baricentro delle linee di vincolo $Z$ [m]	$\psi(Z) = Z/H$	$a_{g(SLV)}$ (C8A.4.9)	$S_e(T_1)$ (C8A.4.10)
3 - 2 - 1			0,378	
3 - 2	5,88	0,404	0,407	10,938
3	10,20	0,701	0,552	8,555
-	-	-	-	-

PGA-SLV	Ribaltamento delle elevazioni:	$a_{g(SLV)}$ min(C8DA.4.9; C8A.4.10)
PGA-SLV	3 - 2 - 1	0,378
	3 - 2	0,323
	3	0,253
	-	-

Fig. 33- Meccanismo di ribaltamento semplice di parete monolitica.

I risultati delle analisi di entrambe gli interventi previsti sono:

Cerniera	Meccanismo	$a_{gSLV}$	$a_{g(PVR)}$	FS	Verifica
Terra	Ribaltamento semplice	0,378	0,19	1,99	Verificato
Primo	Ribaltamento semplice	0,323	0,19	1,70	Verificato
Secondo	Ribaltamento semplice	0,253	0,19	1,33	Verificato

---

## Conclusioni

L'analisi storico-critica delle vicende costruttive risulta di fondamentale importanza per operare sul manufatto edilizio in maniera consapevole.

L'edificio deve essere analizzato sia come opera d'architettura, che come documento che racconta, esso stesso, la propria storia.

Soltanto interrogando continuamente l'edificio si è in grado di comprenderne le singolarità qualitative, le vulnerabilità ed i punti critici, per agire, poi, dove necessario, con il criterio del minimo intervento.

Ciò che possiamo vedere oggi entrando nell'ex complesso conventuale di San Giovanni in Monte è il risultato delle numerose trasformazioni che ha subito nel tempo e degli interventi di recupero effettuati.

L'analisi delle fonti indirette e documentarie è stata svolta in maniera critica, attraverso un confronto diretto con il manufatto architettonico e attraverso il rilievo delle lesioni e lo studio degli spessori dei paramenti murari, dei materiali, e dei dettagli costruttivi.

Gli interventi progettuali di miglioramento strutturale, proposti a conclusione della presente tesi, si pongono a coronamento del percorso conoscitivo di ricerca svolto ed in continuità con esso.

<b>Porzione meccanismo</b>	<b>Piani coinvolti</b>	<b>a<sub>g</sub>SLV stato di fatto</b>	<b>a<sub>g</sub>SLV di intervento trefoli</b>	<b>FS stato di fatto</b>	<b>FS Intervento trefoli</b>
<b>1 RS</b>	3-2-1	-0,045	0,287	negativo	1,51
<b>1 RS</b>	3-2	-0,028	0,349	negativo	1,84
<b>1 RS</b>	3	0,021	0,270	0,11	1,42
<b>1 FV</b>	1-2	0,201	0,204	1,06	1,07
<b>1 FV</b>	1	0,998	1,001	5,25	5,27
<b>1 FV</b>	2	0,074	0,320	0,39	1,68

Porz Mecc.	Piani coinvolti	a <sub>g</sub> SLV stato di fatto	a <sub>g</sub> SLV intervento trefoli	a <sub>g</sub> SLV intervento trefoli e frenelli	FS stato di fatto	FS Intervento trefoli	FS Intervento Trefoli e frenelli
2 RS	2-1	0,102	0,217	0,494	0,54	1,14	2,60
2 RS	2	-0,005	0,303	0,303	Negativo	1,59	1,59(*)
3 RS	3-2-1	-0,438	0,208	0,378	Negativo	1,09	1,99
3 RS	3-2	-0,232	0,323	0,323	Negativo	1,07	1,70(*)
3 RS	3	-0,169	0,253	0,253	Negativo	1,33	1,33(*)

La valutazione numerica del miglioramento della sicurezza, rispetto alle sollecitazioni sismiche, che si può ottenere grazie alle proposte di intervento formulate è sintetizzata nella precedente tabella. Le celle in rosso indicano i fattori di sicurezza delle verifiche che non risultavano soddisfatte allo stato di fatto, quelle verdi le verifiche che risultano soddisfatte sia allo stato di fatto che dopo il progetto, con fattori di sicurezza maggiori o uguali ad 1.

I valori contrassegnati con il simbolo (\*) non sono variati rispetto alla colonna intervento trefolo perché l'intervento con frenelli viene proposto solo sulle grandi volte a copertura del primo livello delle porzioni n.2 e n.3 esaminate, quindi, non influisce sui cinematismi che interessano i piani superiori di tali porzioni.

Come si può notare i fattori di sicurezza calcolati, tenendo in considerazione i soli interventi di miglioramento (trascurando le catene esistenti, a favore di sicurezza, in quanto non vi è certezza del loro funzionamento in parallelo con i nuovi tiranti in progetto), indicano che le verifiche sono tutte soddisfatte.

---

## Bibliografia

- (1) "San Giovanni in Monte Recuperato", di R. Scannavini, Bologna, Ed. Grafis, Bologna, 1996;
- (2) "Cose notabili della città di Bologna", di G. di Gio. Battista Guidicini, Vol. II, Ed. Società tipografica dei Compositori, Bologna, 1870;
- (3) "Il complesso conventuale di S. Giovanni in Monte tra storia e progetto", Il caso di E. Bottari, C. Comani, R. Scannavini, Bologna, Ed. INARCOS, Bologna, 1995;
- (4) "San Giovanni in Monte: fra storia e progetto. Progetto Acropoli.", R. Scannavini, Ed. Grafis, Bologna, 1992;
- (5) "Analisi strutturale per il recupero antisismico. Calcoli dei cinematici per edifici in muratura secondo le NTC", di G. Cangini, M. Carboni, A. De Maria, Ed. dei Tipografia del Genio Civile, Roma, 2010;
- (6) "Manuale del recupero strutturale e antisismico", di G. Cangini, Ed. dei tipografia del Genio Civile, Roma, 2012;
- (7) "S. Giovanni in Monte: da S. Petronio all'eurocollegio Erasmus", P. Foschi, articolo contenuto in "San Giovanni in Monte. Fra storia e progetto." R. Scannavini, Bologna, Ed. Grafis, 1992;
- (8) "Il recupero edilizio in ambito sismico", di R. Gulli, EdicomEdizioni, seconda edizione, Milano, 2012;
- (9) A.S.B., Demaniale, S. Stefano 31/967, n. 36;
- (10) A.S.B., Demaniale, San Giovanni in Monte, serie 1/1341, anni 368-1025;
- (11) "Relazione tecnica N.605 dal 05/07/1993", Direttore dei Lavori: Prof. Ing. C. Comani, Direttore Tecnico della SGM: Dott. Ing. A. Bufali, Committente Università degli Studi di Bologna;
- (12) "San Giovanni in Monte. Scienze della terra ed archeologia", di S. Cremonini e M. Ciabatti, Ed. presso la deputazione di Storia Patria, Bologna 1999;

- 
- (13) “La storia di Bologna; Bologna nell’antichità” a cura di G. Passatelli e A. Donati, Ed. Bononia University Press, 2005;
- (14) “I Romani in Sala Borsa, la basilica civile di Bononia” di R. Curina, M. Marchesi, J. Ortalli, Ed. Grafiche dell’Artiere, Bentivogli, Bologna, 2003;
- (15) “La Sala Borsa di Bologna: il palazzo e la biblioteca” a cura di P. Foschi e M. Poli, Ed. Compositori, Bologna, 2003;
- (16) “Le carte del monastero di S. Stefano di Bologna e di S. Bartolomeo di Musiano”, vol. I, di R. Rinaldi e C. Villani, Ed. Badia di Santa Maria del Monte, Cesena, 1984;
- (17) “In viaggio verso la Terra Santa, la Basilica di Santo Stefano in Bologna” di B. Borghi, Minerva edizioni, Bologna, 2010;
- (18) “Quaderni del manuale di progettazione edilizia- Strutture” di A. Gottfried, Ed. Hoepli Editore, Milano, 2003;
- (19) “La vulnerabilità sismica dell’edilizia storica bolognese. Le strutture voltate nel complesso conventuale di San Giovanni in Monte” tesi di N. Petracca, relatore Ing. G. Mochi, corso di laurea in Ingegneria Civile, anno accademico 2011/2012,
- (20) A.S.B., Demaniale, San Giovanni in Monte, serie 116/1456;
- (21) “Linee guida per il rilievo, l’analisi ed il progetto di interventi di riparazione e rafforzamento/miglioramento di edifici in aggregato”, Dipartimento Protezione Civile, 2010;
- (22) “San Giovanni in Monte. Tecniche costruttive e materiali impiegati nella costruzione del Monastero dei Canonici Regolatori Lateranensi (secoli XVI-XVII)”, di P. Foschi in “Il Carrobbio” XXI, Ed. Patron Editore, Bologna, 1995;
- (23) “Raccolta di tavole, formule ed istruzioni pratiche per l’Ingegnere architetto”, di A. Cantalupi, Milano, 1867.
- (24) “Archi, volte e cupole”, di G. Breyman, Ed. Librerie Dedalo, Roma, 2003;
- (25) “Trattato teorico pratico di costruzioni civili, rurali, stradali ed idrauliche”, di C. Levi, Ed Hoepli, Milano, 1932;

- 
- (26) “L’architettura (De re edificatoria)”, a cura di G. Orlandi e P. Portoghesi, Ed. il Polifilo, Milano, 1966;
- (27) “Trattato generale di costruzioni civili; con cenni speciali intorno alle costruzioni grandiose: guida all’insegnamento ed allo studio”, di G. Breymann, Ed. Antica Casa Editrice Dott. Francesco Vallardi, Milano, 1985;
- (28) “Manuale dell’architetto: compilato sulla traccia del Baukunde des Architekten”, di D. Donghi, Ed. UTET, Torino, 1925;
- (29) “Manuale del recupero del comune di Roma. Volte”, di M. Bonavia, Ed. dei Tipografia del Genio Civile, Roma, 1989;
- (30) “Manuale del recupero del comune di città di Castello”, di F. Giovanetti, Ed. dei Tipografia del Genio Civile, Roma, 1992;
- (31) “Archi e volte in zona sismica. Meccanica delle strutture voltate”, di A. Borri e L. Bussi, Ed. Doppiovoce, Napoli, 2011;
- (32) “La costruzione tradizionale in Abruzzo. Fonti, materiali e tecniche costruttive dalla fine del medioevo all’ Ottocento”, di C. Vignaroli, Ed. Gangemi, Roma, 2008;
- (33) “Struttura e costruzione”, di R. Gulli, Ed. Firenze University Press, Firenze, 2007;
- (34) “L’arte del costruire”, di S. Di Pasquale, Ed. Marsilio, Venezia, 1996;
- (35) “Statica e stabilità delle costruzioni murarie”, di R. Olivito, Ed. Pitagora, Bologna, 2009;
- (36) “Esercitazioni di Scienza delle costruzioni/1”, di Erasmo Viola, Ed. Pitagora, Bologna, 1993;
- (37) “Il comportamento dinamico fuori del piano di pareti murarie: influenza della deformabilità degli impalcati”, Tesi di Dottorato di R. Gabellieri, relatore ing. P. Diotallevi, Coordinatore E. Viola, anno 2012;
- (38) “Normativa Tecnica e prevenzione del rischio sismico”, intervento di M. Mariani presso tavola rotonda C.N.I., conferenza tenutasi al Saie, 2012;

- 
- (39) “Il ruolo dell’attrito nella vulnerabilità sismica di edifici storici in muratura sollecitati fuori piano”, Tesi di Dottorato di M. Marino, relatore prof. F. Neri, anno accademico 2011/2012;
- (40) “Istruzioni di Architettura Statica ed Idraulica”, di N. Cavalieri San-Bertolo, Ed. Tipografia Cardinelli e Frulli, Bologna, 1827;
- (41) “Dissesti statici delle strutture edilizie”, di S. Mastrodicasa, Ed. Hoepli, Milano, 1993;
- (42) “Trattato di restauro architettonico”, di G. Carbonara, Ed. UTET, Torino, 2008;
- (43) “Nuove Norme Tecniche per le costruzioni e Circolare esplicativa. DM Infrastrutture 14 gennaio 2008; Circolare 2 febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP”, DEI Tipografia del Genio Civile, Roma, 2011;
- (44) “Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi”, di L. Milano, A. Mannella, C. Morisi, A. Martinelli, Allegato alle Linee Guida per la Riparazione e il Rafforzamento di elementi strutturali, Tamponature e Partizioni, ReLUIS:  
[http://www.reluis.it/doc/emergenza\\_terremoto\\_abruzzo/Schede\\_Meccanismi.pdf](http://www.reluis.it/doc/emergenza_terremoto_abruzzo/Schede_Meccanismi.pdf);
- (45) “Il miglioramento sismico delle volte con materiali compositi”, di A. Borri, A. Avorio, Milano, 2001;
- (46) “Analisi delle principali tecniche di intervento ritenute invasive dalla vigente normativa sismica e delle soluzioni alternative”, di A. Lemme, C. Pasquale, C. Minozzi, G. Cifani, 2012;
- (47) “Le volte negli edifici storici: tecniche costruttive e comportamento strutturale”, Tesi di Dottorato di Elide Tomasoni, ordinatore Davide Bigoni, anno 2008;
- (48) “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 sulla valutazione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle costruzioni di cui al D.M. del 14/01/2008”.

---

# Ringraziamenti

Desidero ringraziare tutti coloro che mi hanno aiutato nella stesura della tesi con suggerimenti, critiche ed osservazioni.

Ringrazio innanzitutto il professor G. Mochi, relatore, per la sua disponibilità, il suo supporto e la sua guida sapiente, senza cui la realizzazione della presente tesi non sarebbe stata possibile.

Ringrazio l'ing. G. Castellazzi, correlatore, che mi ha seguito per quanto riguarda l'analisi cinematica lineare dei cinematismi di collasso, iniziata dopo aver effettuato l'analisi dei dissesti presenti nell'ex convento di San Giovanni in Monte.

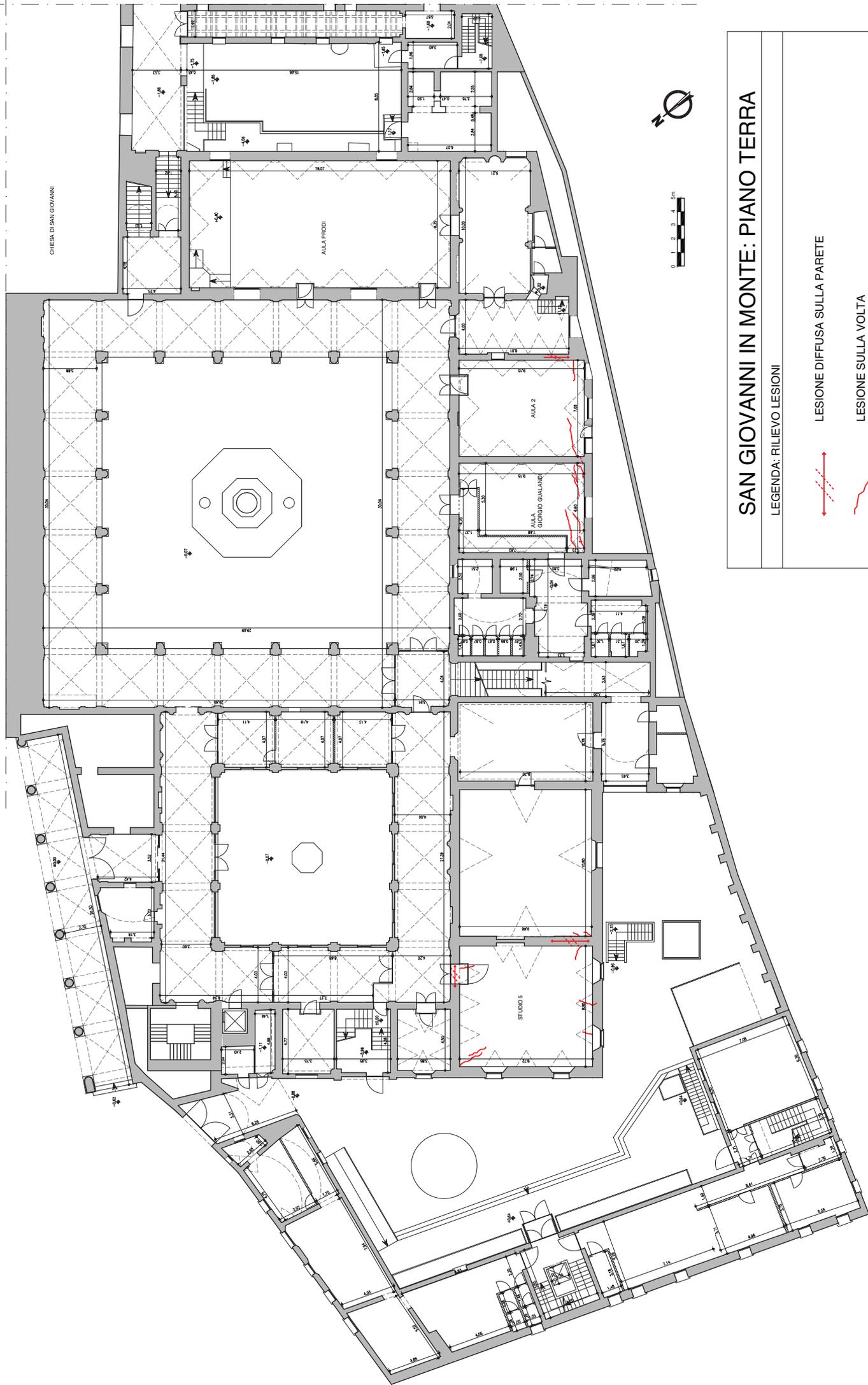
Ricordo l'Università di Bologna, che mi ha formato in questi anni, e che mi ha permesso di partecipare ad un progetto interdisciplinare, che coinvolge le competenze specifiche di molti professionisti, con applicazioni tecniche e pratiche. Il complesso di San Giovanni è, infatti, proprietà concessa in uso perpetuo e gratuito dal Demanio dello Stato all'Università.

Si ringraziano, tutti gli ingegneri, i ricercatori ed i tesisti coinvolti nel progetto volto al miglioramento strutturale ed alla valutazione della sicurezza di San Giovanni in Monte, i quali si sono dimostrati disponibili a condividere con me le loro conoscenze e riflessioni.

Si ringrazia l'architetto R. Scannavini, autore del progetto generale di recupero e rifunzionalizzazione del fabbricato degli anni '90 (progettazione esecutiva prof. ing. C. Comani).

Si ringraziano gli storici, gli archeologi ed i geologi che mi hanno dato utili informazioni bibliografiche per approfondire la ricerca storico-critica sull'ex Complesso monastico e sulle origini del colle di San Giovanni in Monte, in particolare la Prof.ssa M. Guaitoli, la Prof.ssa P. Galetti ed il prof. Ortalli.

Vorrei, infine, ringraziare la mia famiglia, che mi ha sempre sostenuto e incoraggiato ed i miei amici e colleghi, che hanno reso più leggere le mie preoccupazioni, durante questo lungo percorso di studi e di formazione professionalizzante.

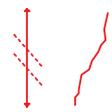


# SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO TERRA

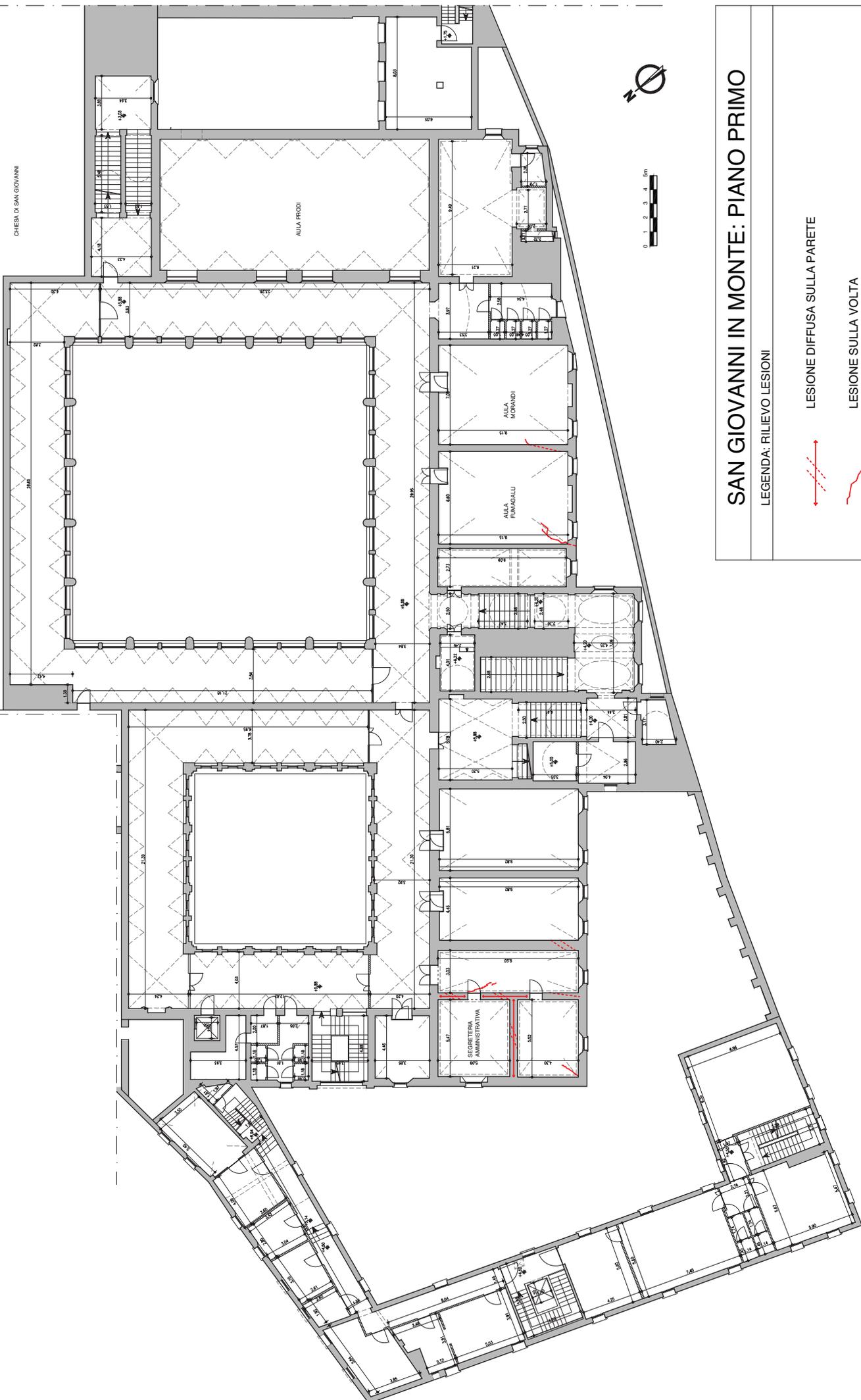
LEGENDA: RILIEVO LESIONI

LESIONE DIFFUSA SULLA PARETE

LESIONE SULLA VOLTA



CHIESA DI SAN GIOVANNI



AULLA PRODI

AULLA  
FUMAGALLI

AULLA  
MORARDI

SEGRETARIA  
AMMINISTRATIVA

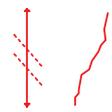


# SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO PRIMO

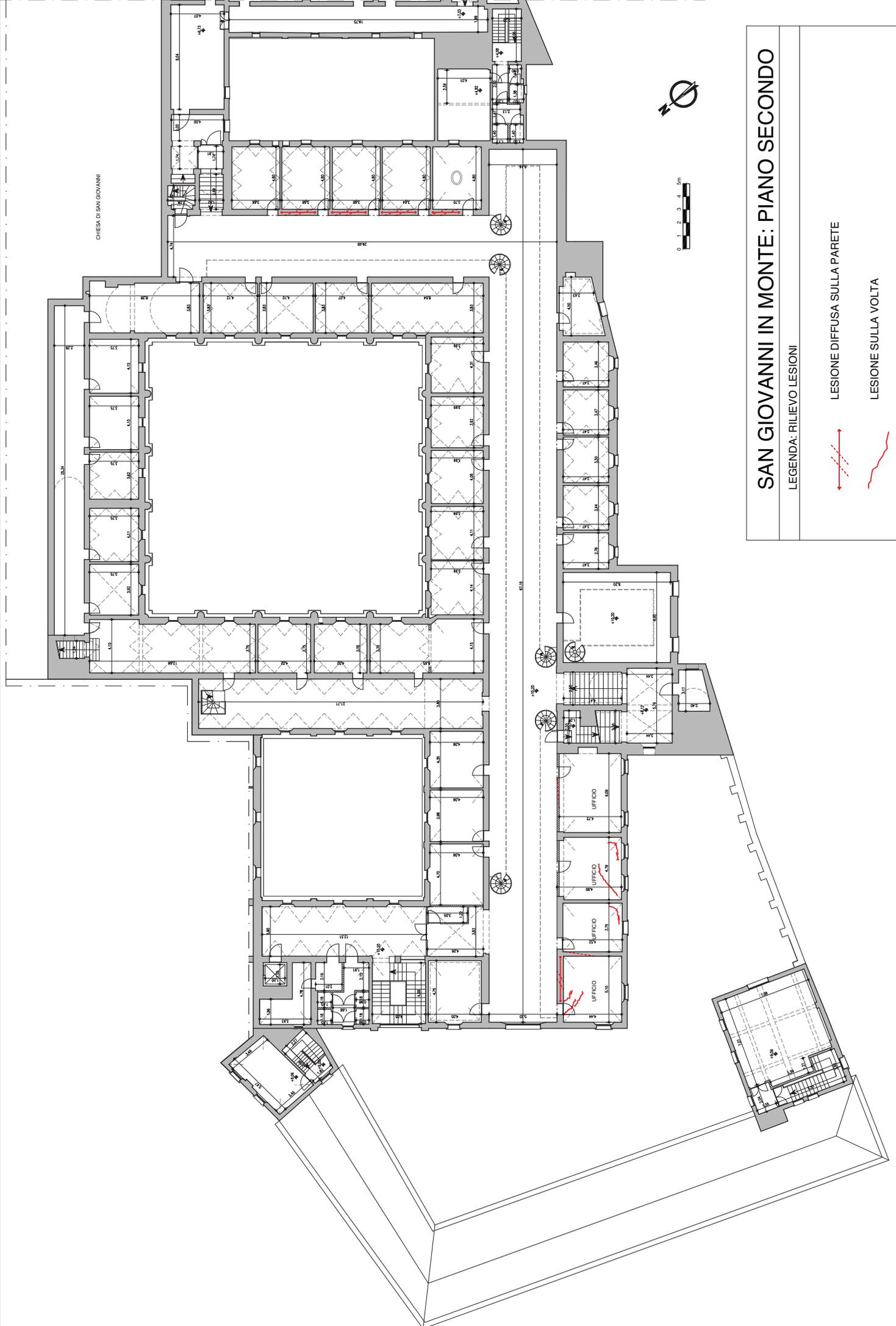
LEGENDA: RILIEVO LESIONI

LESIONE DIFFUSA SULLA PARETE

LESIONE SULLA VOLTA



CHIESA DI SAN GIOVANNI



# SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO SECONDO

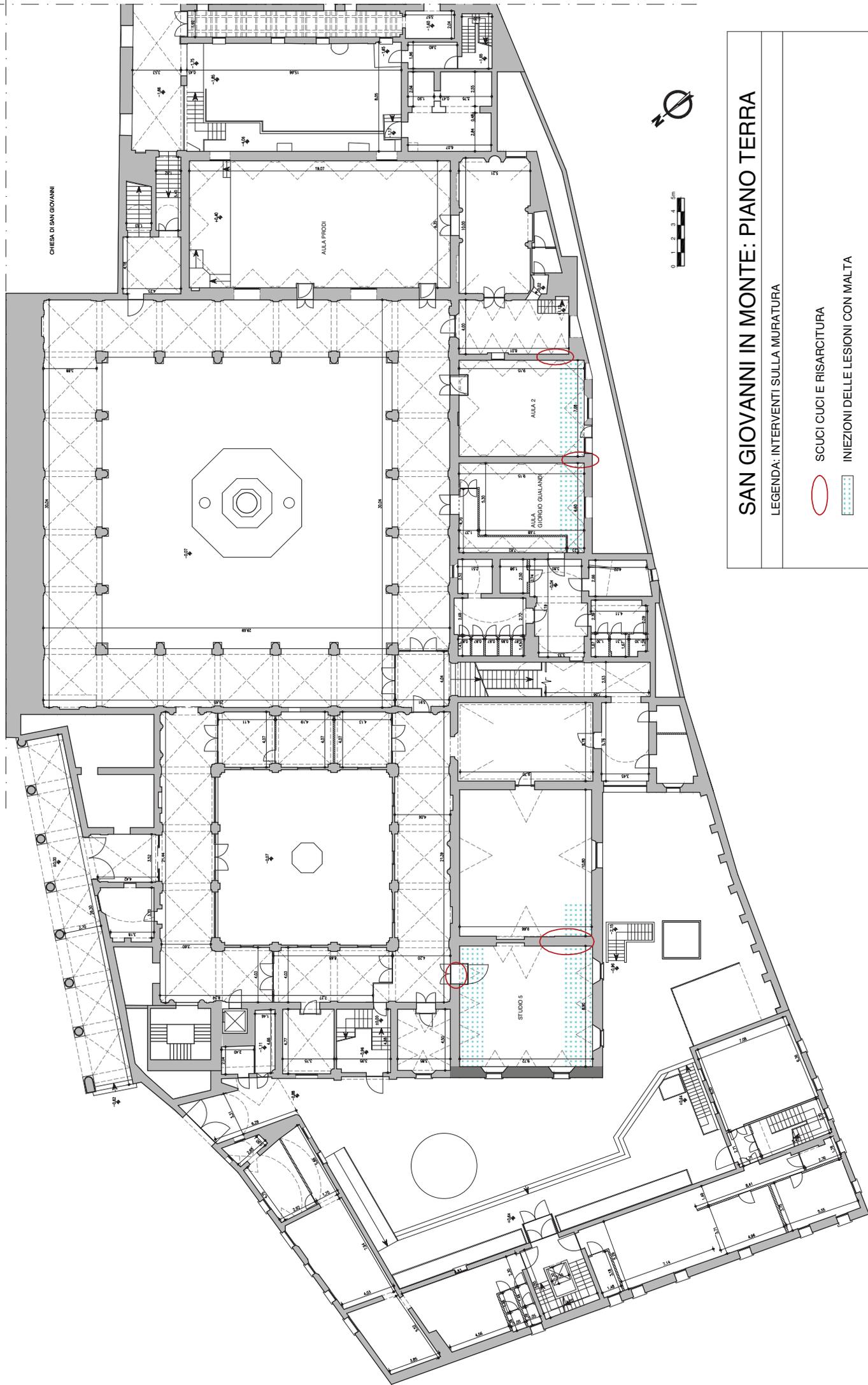
LEGENDA: RILIEVO LESIONI

LESIONE DIFFUSA SULLA PARETE



LESIONE SULLA VOLTA





CHIESA DI SAN GIOVANNI

ALLA PRODI

ALBA 2

ALBA GIORGIO GIULIANI

STUDIO 5

# SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO TERRA

LEGENDA: INTERVENTI SULLA MURATURA

SCUCI CUCI E RISARCITURA

INIEZIONI DELLE LESIONI CON MALTA

SISTEMA CAM (CUCITURE ATTIVE PER LA MURATURA)



CHIESA DI SAN GIOVANNI

AULLA PRODI

SEGRETARIA AMMINISTRATIVA

AULA PIMAGALLI

AULA MORARDI

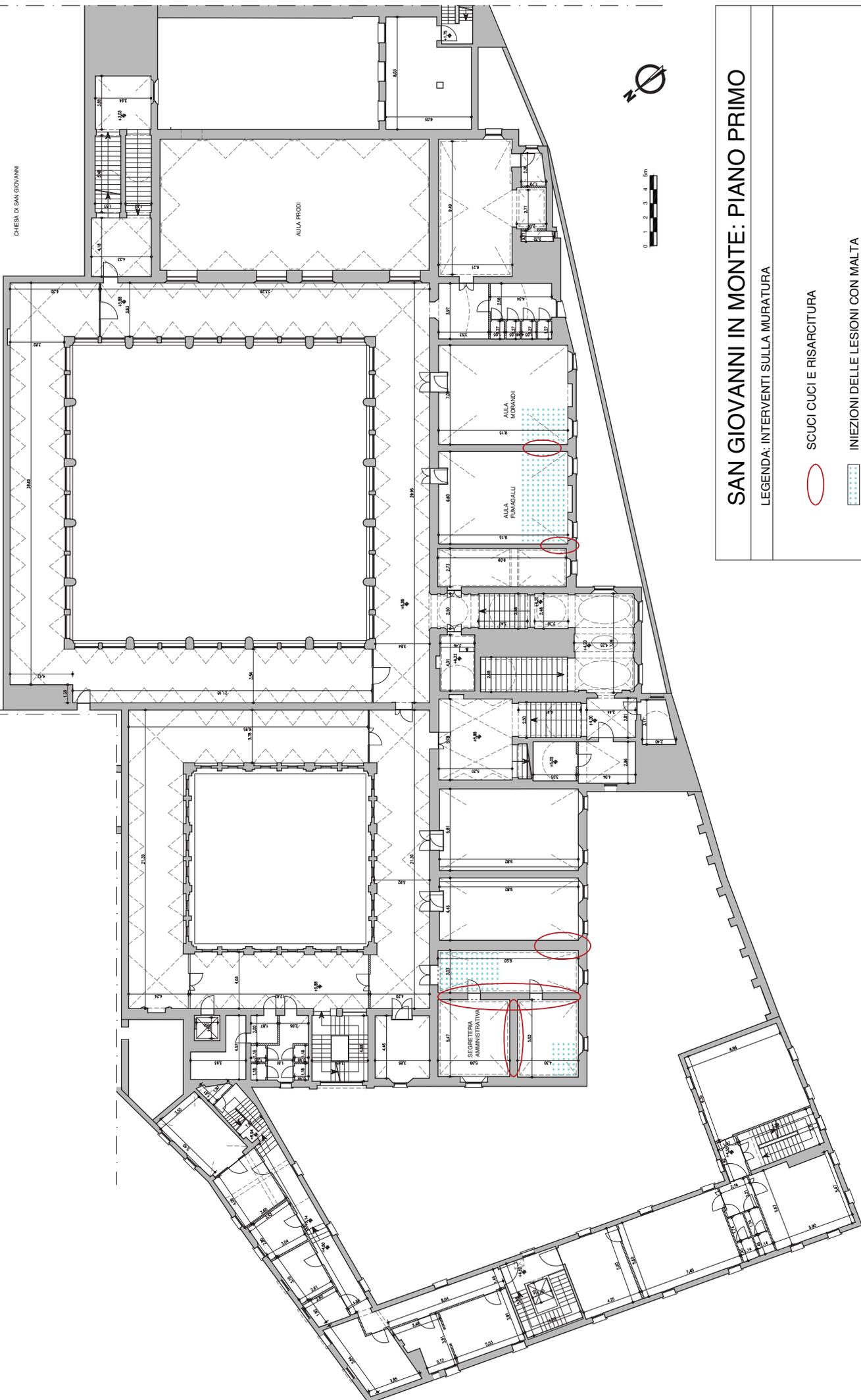


# SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO PRIMO

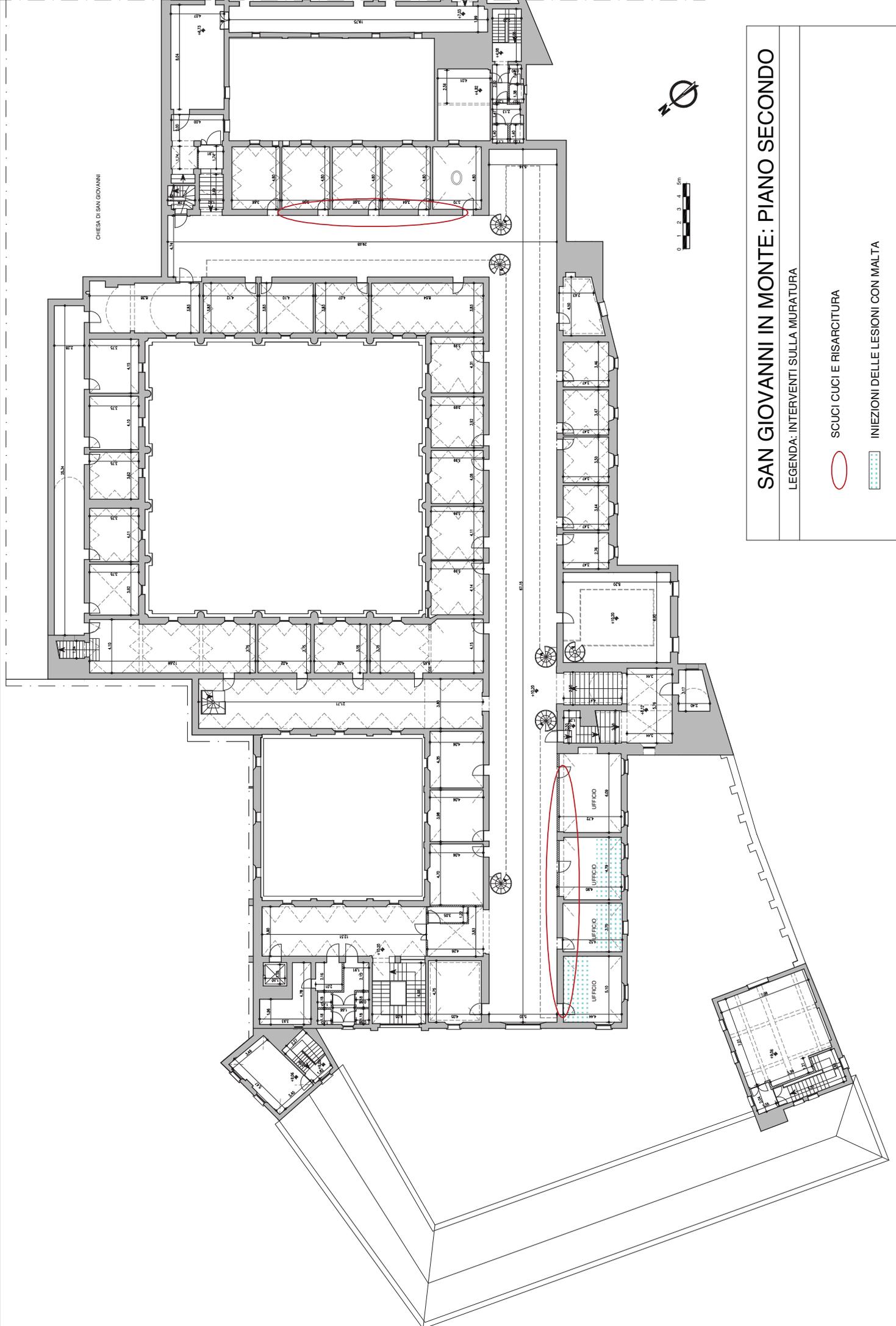
LEGENDA: INTERVENTI SULLA MURATURA

SCUCI CUCI E RISARCITURA

INIEZIONI DELLE LESIONI CON MALTA



CHIESA DI SAN GIOVANNI



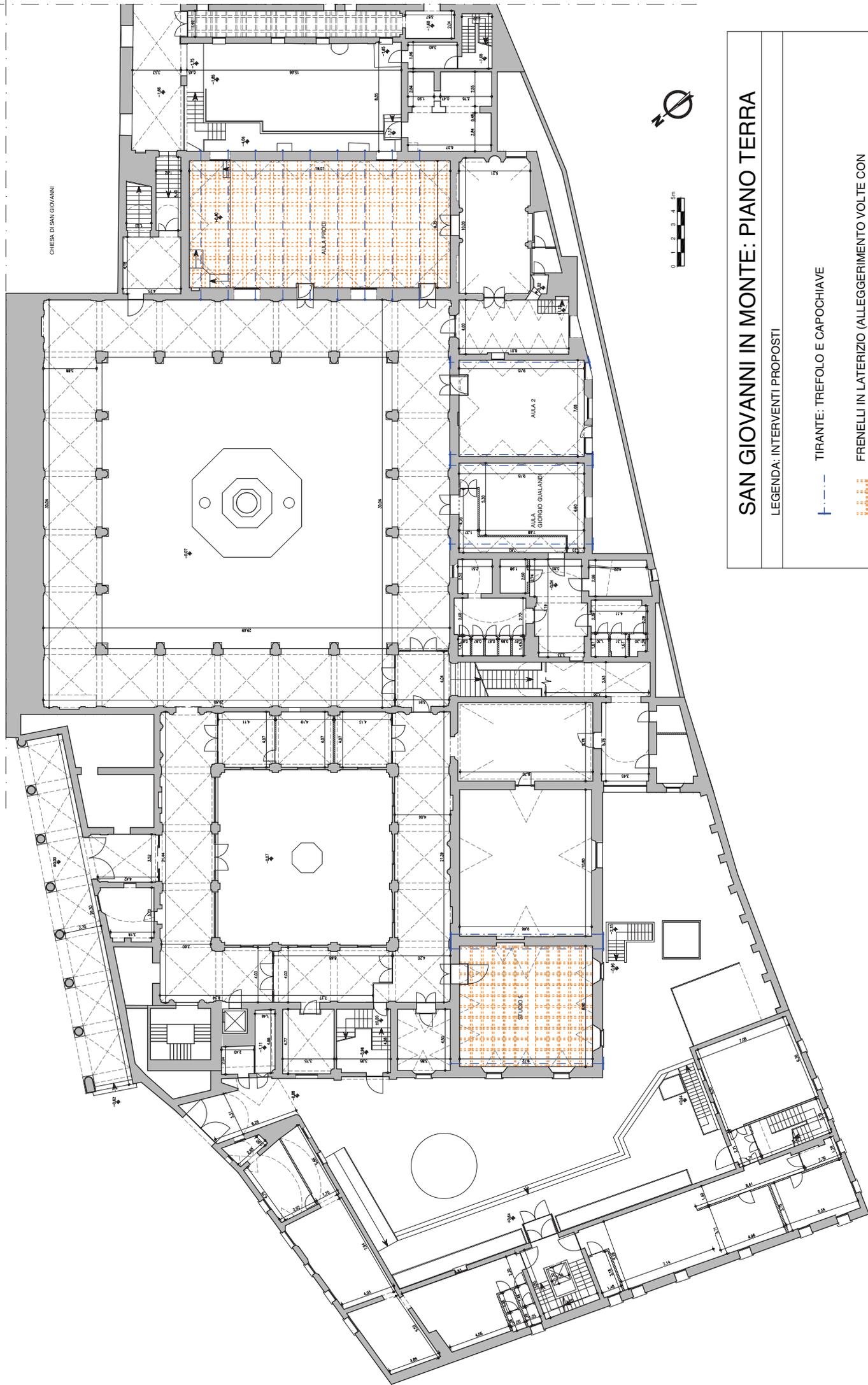
# SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO SECONDO

LEGENDA: INTERVENTI SULLA MURATURA

SCUCI CUCI E RISARCITURA

INIEZIONI DELLE LESIONI CON MALTA





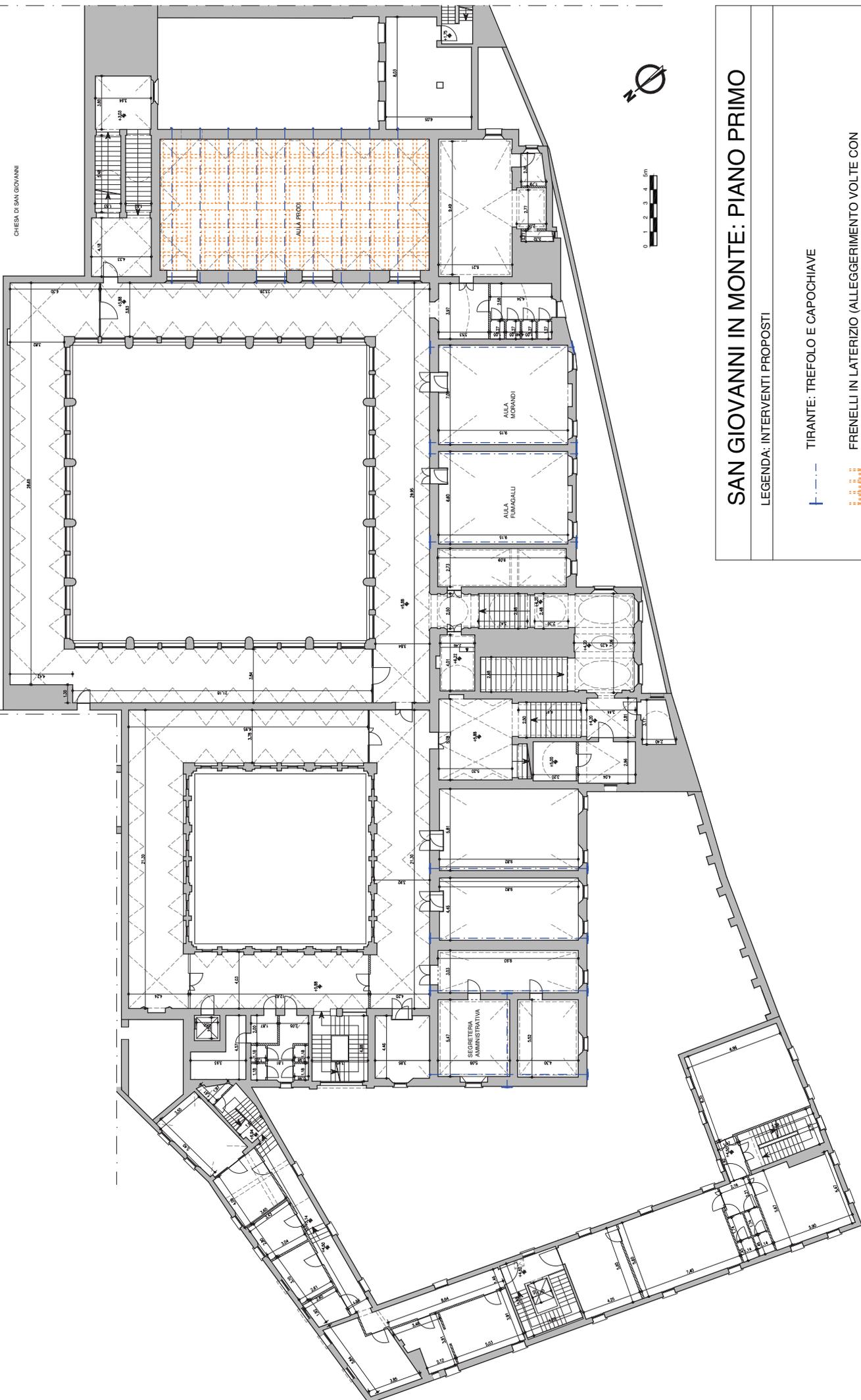
# SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO TERRA

LEGENDA: INTERVENTI PROPOSTI

— — — — — TIRANTE: TREFOLO E CAPOCHIAVE

■ ■ ■ ■ ■ FRENELLI IN LATERIZIO (ALLEGGERIMENTO VOLTE CON RIMOZIONE DEL RINFIANCO)

CHIESA DI SAN GIOVANNI



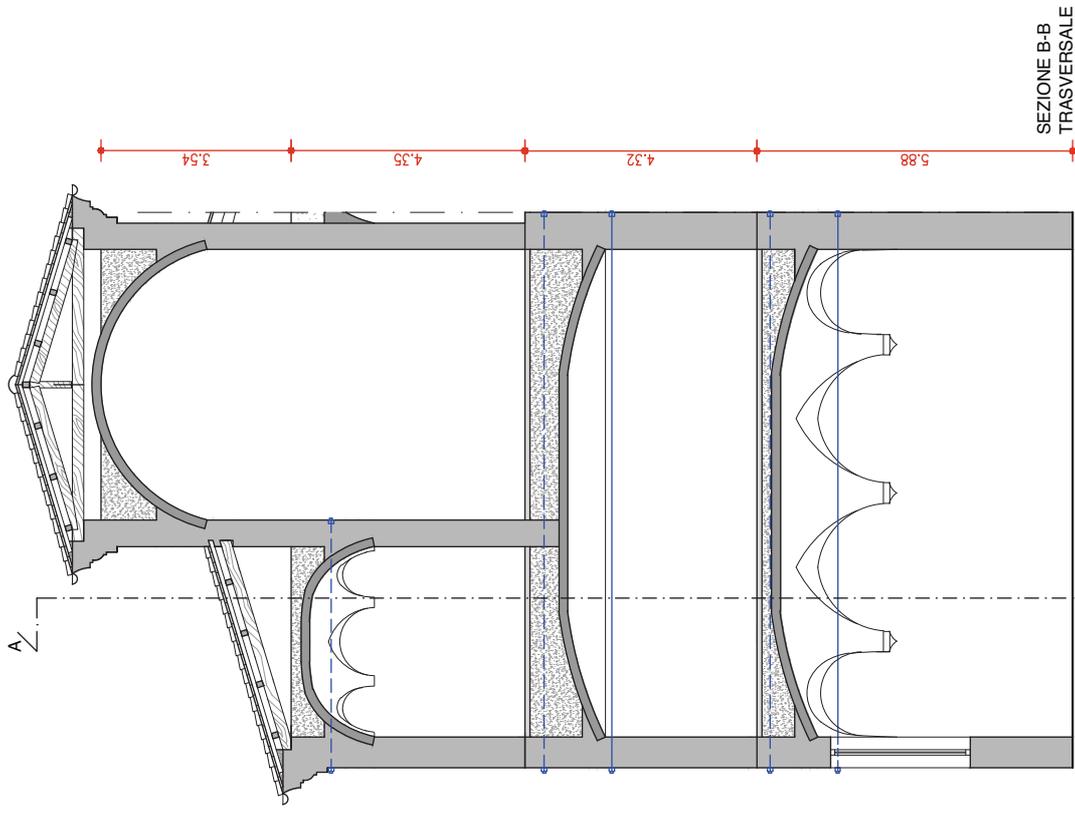
# SAN GIOVANNI IN MONTE: PIANO PRIMO

LEGENDA: INTERVENTI PROPOSTI

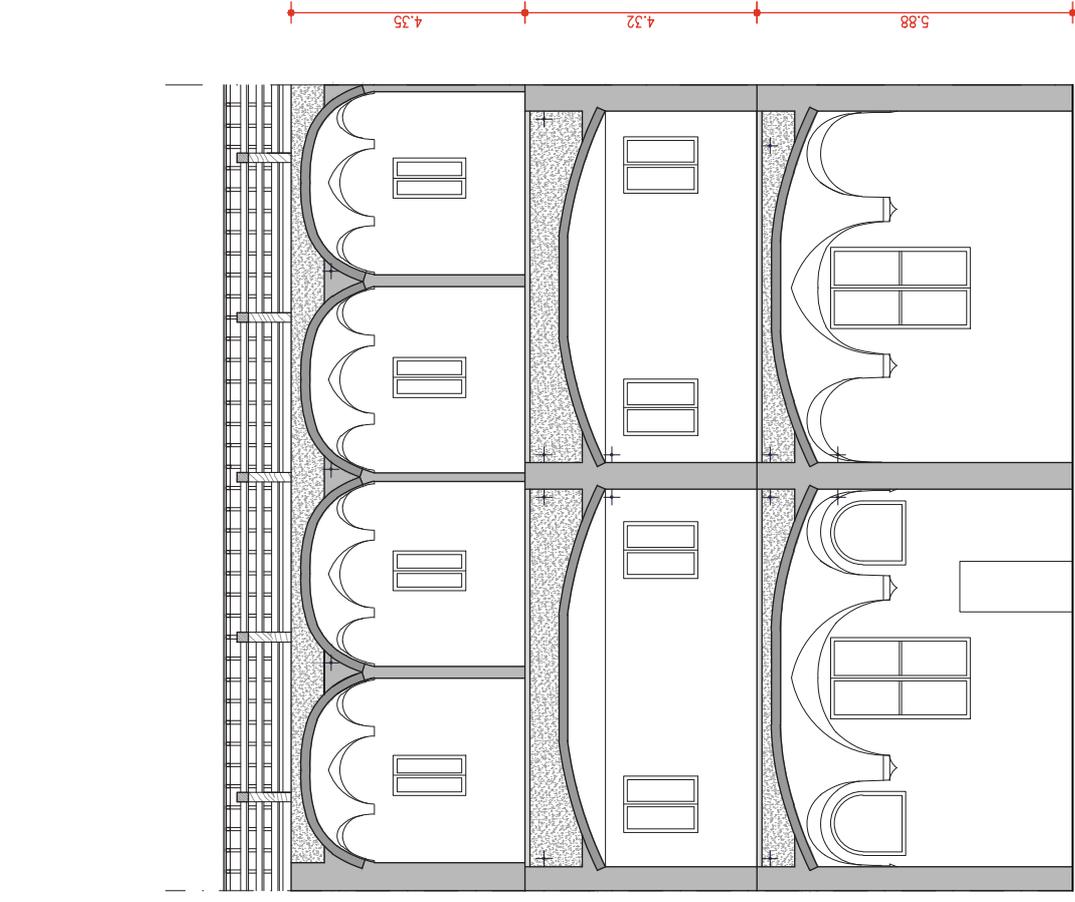
 TIRANTE: TREFOLO E CAPOCHIAVE

 FRENELLI IN LATERIZIO (ALLEGGERIMENTO VOLTE CON RIMOZIONE DEL RINFIANCO)

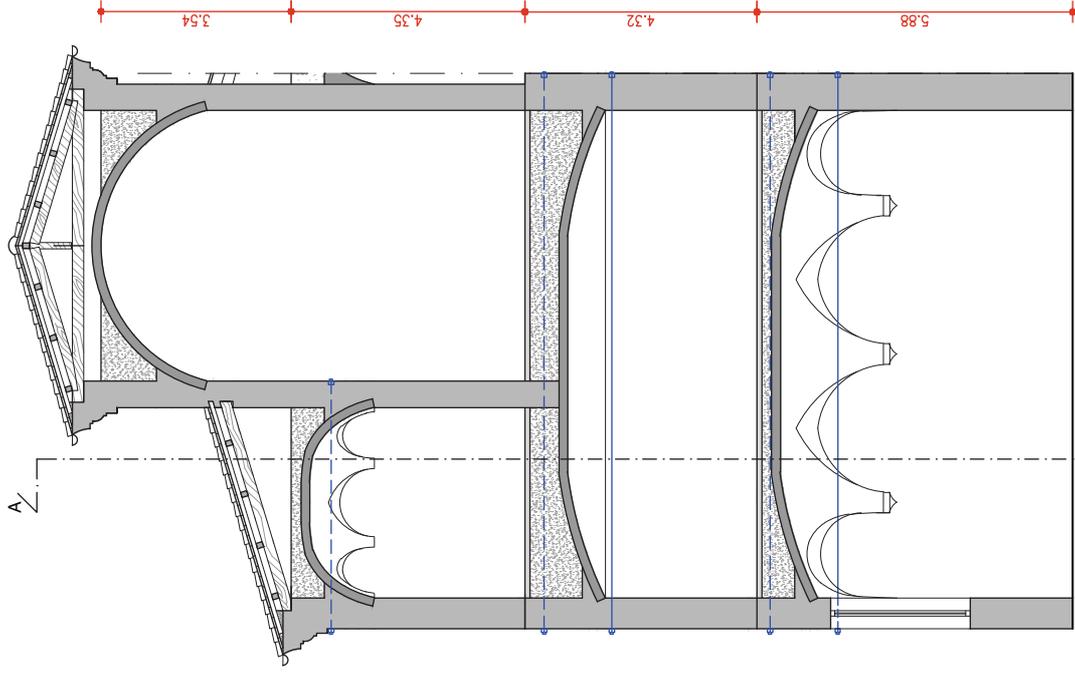




SEZIONE A-A  
LONGITUDINALE



SEZIONE B-B  
TRASVERSALE



# SAN GIOVANNI IN MONTE: PORZIONE N.1 SEZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE

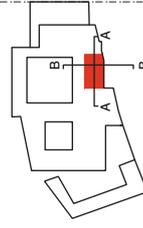
LEGENDA: INTERVENTI PROPOSTI

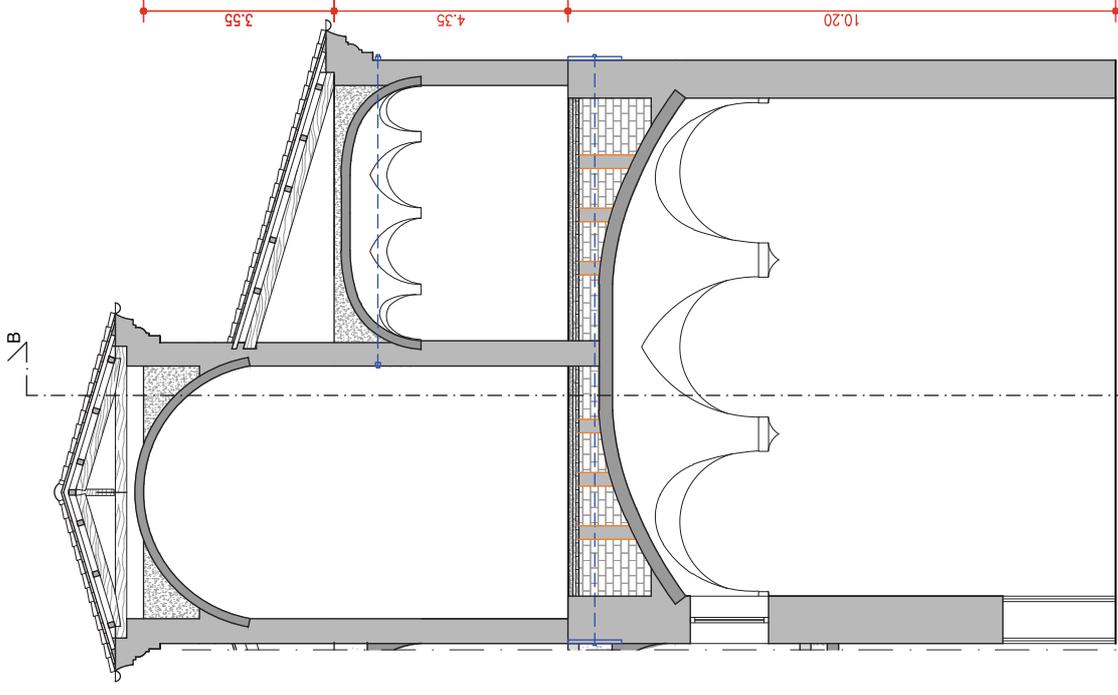
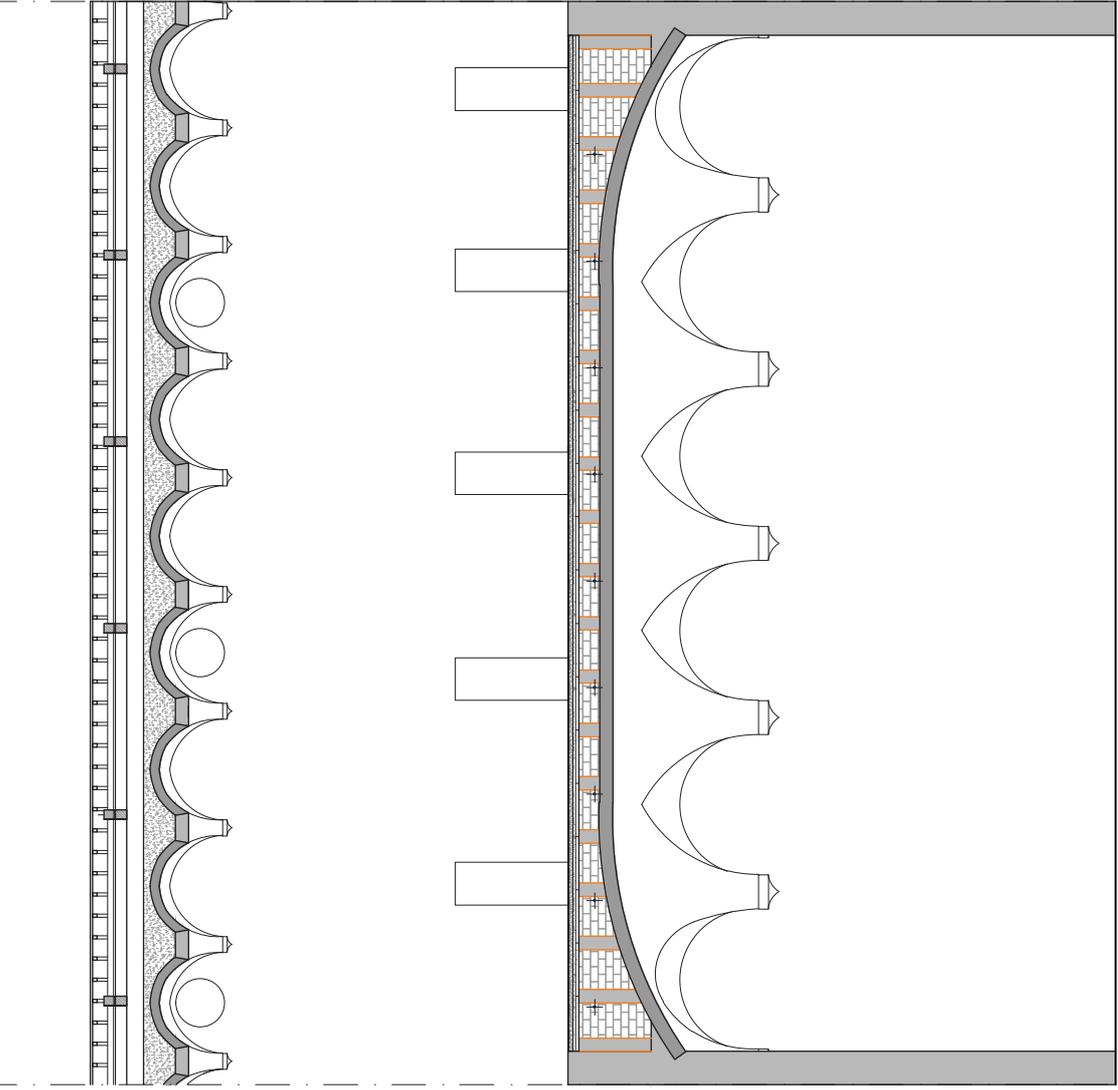


TIRANTE: TREFOLO E CAPOCHIAVE



TIRANTE: TREFOLO SEZIONATO





## SAN GIOVANNI IN MONTE: PORZIONE N.2 SEZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE

LEGENDA: INTERVENTI PROPOSTI



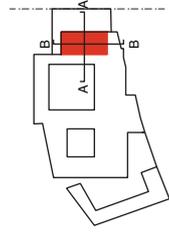
TIRANTE: TREFOLO SEZIONATO

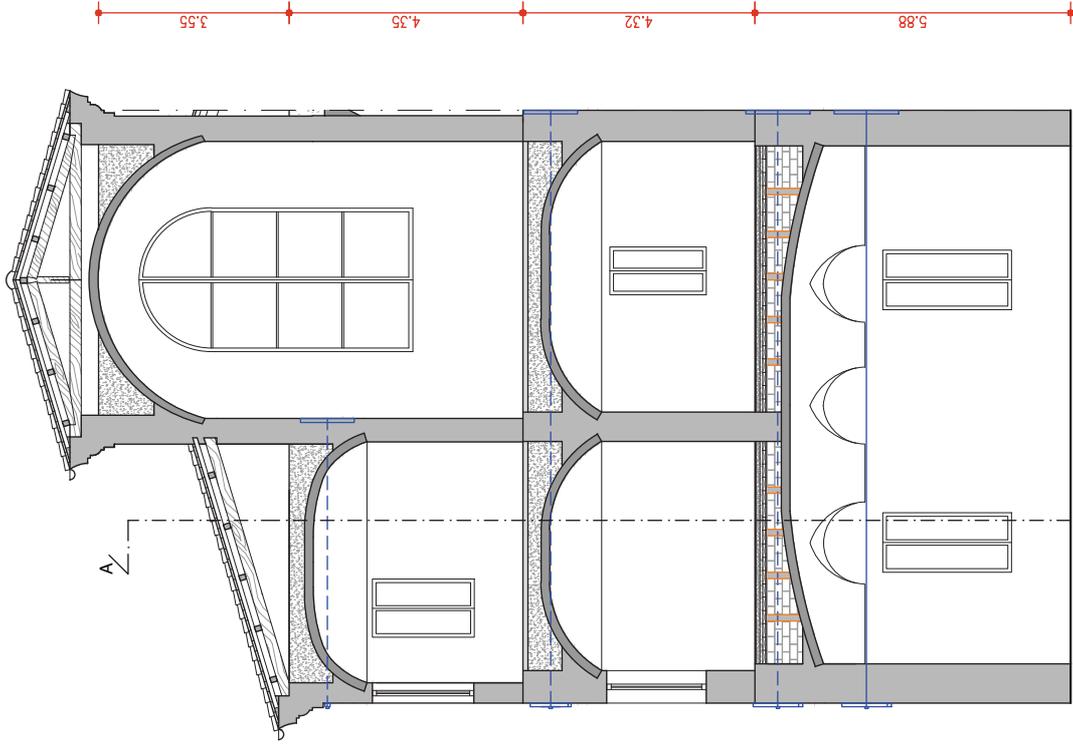


TIRANTE: TREFOLO E CAPOCHIAVE



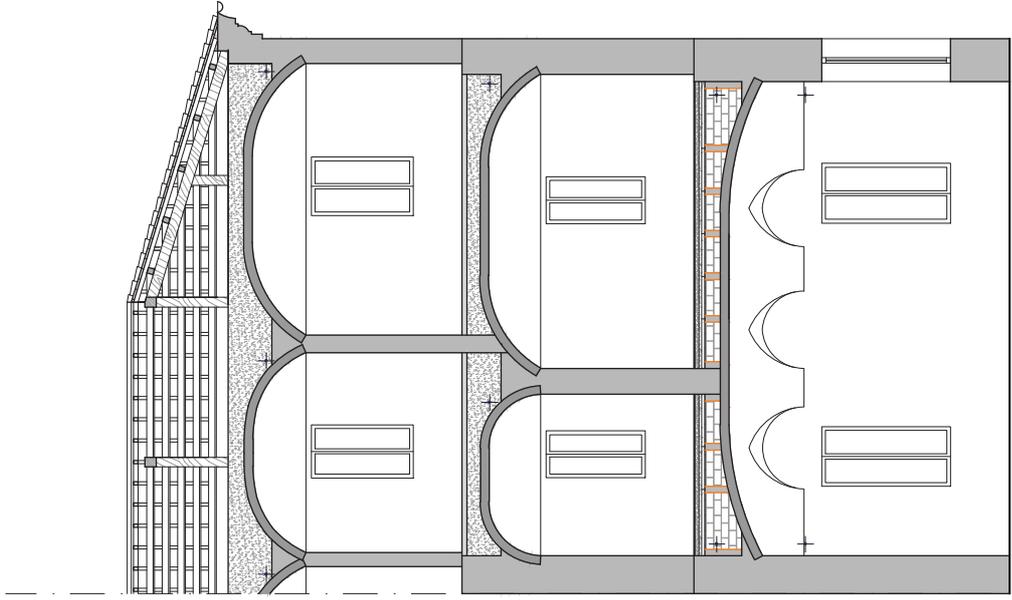
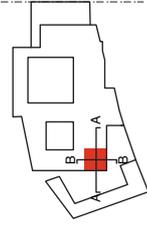
FRELLI IN LATERIZIO (ALLEGGERIMENTO VOLTE CON RIMOZIONE DEL RINFIANCO)





SEZIONE B-B  
TRASVERSALE

0.74 9.72 0.67



SEZIONE A-A  
LONGITUDINALE

0.71 8.90 0.81

## SAN GIOVANNI IN MONTE: PORZIONE N.3 SEZIONE LONGITUDINALE E TRASVERSALE

LEGENDA: INTERVENTI PROPOSTI



TIRANTE: TREFOLO SEZIONATO



TIRANTE: TREFOLO E CAPOCHIAVE



FRELLI IN LATERIZIO (ALLEGGERIMENTO VOLTE CON RIMOZIONE DEL RINFIANCO)