



Consolidamento e adeguamento sismico della chiesa di Centurelle in Caporciano (AQ)

Dott. Ing Carlo Grande
Studio Grande, via Marche 1, Cepagatti (PE)

Dott Giovanni Mantegazza
Direttore Tecnico Ruredil SpA, via Buoizzi 1, San Donato Milanese (MI)

Keywords: *rinforzo strutturale , FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix), rete di carbonio, malta pozzolanica*

ABSTRACT

Nella presente memoria viene illustrata l'opera di consolidamento della chiesa di S. Maria di Centurelle in Caporciano (AQ) realizzata nel periodo 2001-2002. L'opera, ubicata a circa 20 Km dalla città dell'Aquila, ha subito il terremoto del 6 aprile 2009, da cui l'attualità dell'argomento. Le scelte adottate nella progettazione e l'uso di materiali innovativi hanno permesso all'opera di sopportare le forti accelerazioni prodotte dal sisma. Le scelte progettuali si sono fondate su due assunti: ridurre le masse ed incrementare le caratteristiche di resistenza e di rigidità degli elementi costituenti l'opera. In particolar modo il ripristino del comportamento di assieme delle volte è stato ottenuto grazie all'installazione all'estradosso del sistema di rinforzo strutturale Ruredil X Mesh C10 costituito da una rete in fibra di carbonio annegate in una malta cementizia speciale (**Fiber Reinforced Cementitious Matrix**). L'impiego di questo nuovo sistema di rinforzo è stato preferito ai tradizionali sistemi FRP per l'assoluta compatibilità del materiale con il substrato murario. La nuova copertura in acciaio è stata concepita per poter funzionare secondo lo schema di trave Vierendeel nel piano delle falde e le iniezioni di consolidamento hanno fornito il necessario incremento di rigidità delle pareti murarie.

1 INTRODUZIONE

La chiesa di S Maria di Centurelle sorge lungo l'antico percorso tratturale che da L'Aquila conduceva a Foggia, sulla biforcazione del tratturo magno che univa le due capitali della transumanza.

L'importanza del sito, inteso come punto nodale nel territorio, si è riflessa nelle grandi dimensioni e nella particolare articolazione dell'edificio sacro. Dalle fonti di archivio risulta che l'opera fu iniziata nel 1502 e terminata nel 1561.

La struttura originaria era costituita da una grande aula che si concludeva con una presbiteriale articolata in tre cappelle poligonali. Con il terremoto del 1703 vi fu il crollo della parte superiore della facciata e della volta della prima campata. Le riparazioni furono portate a

termine nel 1733 con modifica della facciata e aggiunta dei corpi laterali nella zona del transetto sinistro. Nel 1870 furono sostituite due catene di legno con due di ferro ma lo stato di abbandono e i cedimenti differenziali ne compromisero sempre di più la stabilità delle pareti laterali e di facciata. Con il terremoto di Avezzano (distante circa 70 Km) del 1915 la situazione peggiorò ancora con la esaltazione dei quadri fessurativi, tanto che nel 1935 il Vescovo dell'Aquila ne ordinò definitivamente l'interdizione al culto. Nel 1950 la Soprintendenza intervenne per sospendere l'iniziativa del parroco di Caporciano intesa alla demolizione della chiesa. Nel 1965 -1966 furono progettati e realizzati, dal Genio Civile dell'Aquila, cordoli sommitali e la nuova copertura in latero-cemento.

Alla fine degli anni '80 la Soprintendenza ha infine approvato un progetto di valorizzazione del complesso monumentale con richiesta di fondi

per opere di messa in sicurezza e di consolidamento, che sono stati concessi solo dopo il terremoto Umbro del 1997. Questi sono i lavori di cui si riferisce nel presente articolo.

2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

I rilievi condotti sul quadro fessurativo hanno dato indicazioni sulle caratteristiche delle deformazioni prodotte in fondazione. I pesanti interventi realizzati negli anni sessanta, in copertura, costituiti da robuste travi in cemento armato a doppia pendenza portanti solai in latero cemento hanno avuto una influenza senz'altro negativa.

I sondaggi sul terreno condotti nel Maggio 2000 e le relative prove di laboratorio hanno evidenziato nel sottosuolo un alternarsi di stratificazioni limoso-sabbioso-argilloso che con l'aumentare della profondità perde sempre di più le caratteristiche sabbiose a favore della componente limosa - argillosa.

In questa indagine non è stata riscontrata la presenza di falda mentre in alcuni punti è stata evidenziata, fino alla profondità di 6,00 m, una consistenza molto bassa del terreno, che presenta un contenuto naturale di acqua del 46,9 %.

Le deformazioni e i fuori piombo delle pareti dell'edificio di culto, praticamente con sviluppo nelle due direzioni principali dell'edificio e con verso esterno rispetto alla parete frontale e alle due laterali, raggiungono valori massimi di 32 cm. Tali valori si hanno in corrispondenza della zona di suolo dove si è trovata la bassa consistenza fino alla profondità di 6,00 m.

3 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Le opere per la realizzazione della nuova copertura, risalenti alla metà degli anni sessanta (Figura 1) sostituirono quella esistente verosimilmente in legno. Di questi interventi non sono stati rinvenuti progetti esecutivi e relazioni descrittive quindi



Figura 1.

non è stato possibile stabilire quale fosse lo stato fessurativo in quel periodo.

La struttura di copertura è stata realizzata totalmente in cemento armato con n° 8 travi a profilo di estradosso variabile in modo da dare appoggio al solaio in latero - cemento per conformare le pendenze delle falde (Figura 2).

L'altezza delle travi in chiave è di circa 1,60 m e lo spessore di 0,40 m e presentano in corrispondenza degli appoggi un allargamento della sezione di base fino alla larghezza massima di 1,30 m. Sulla zona centrale sono dotate di un passo d'uomo trapezoidale.



Figura 2.

Sul perimetro esterno vi è un cordolo in cemento armato dell'altezza di 0,60 m e larghezza di circa 0,60 m allineato sul filo interno della muratura in pietra. La struttura della chiesa è costituita da pareti in pietra non squadrate dello spessore di circa 1,00 m e lesene di irrigidimento di pietra squadrate. Le pareti sono costituite da due paramenti esterni e materiale sciolto di riempimento interno. Il legante è composto da inerte calcareo con pozzolana e calce. Le volte a crociera sono realizzate con blocchetti di pietra con disposizione dei corsi perpendicolari alle diagonali.

4 DANNI VALUTAZIONE DELLE CAUSE DEI DANNI

I danni più evidenti, consistenti soprattutto in quadri fessurativi sulle pareti murarie e sulle volte e fuori piombo delle pareti, sono essenzialmente riconducibili a cedimenti differenziali e rotazioni delle fondazioni.

Per quanto osservato i cedimenti hanno interessato principalmente la parete frontale e le due laterali.

Sulla prima l'andamento del quadro fessurativo è riconducibile ad un movimento anticlinale mentre sulle pareti laterali sono di tipo localizzato.

Il fuori piombo delle due pareti laterali contrapposte, che in sommità misura 32 e 22 cm rispettivamente, ha determinato una vistosa deformazione del primo arco subito dopo la facciata di ingresso (Figure 3-Figura 4).

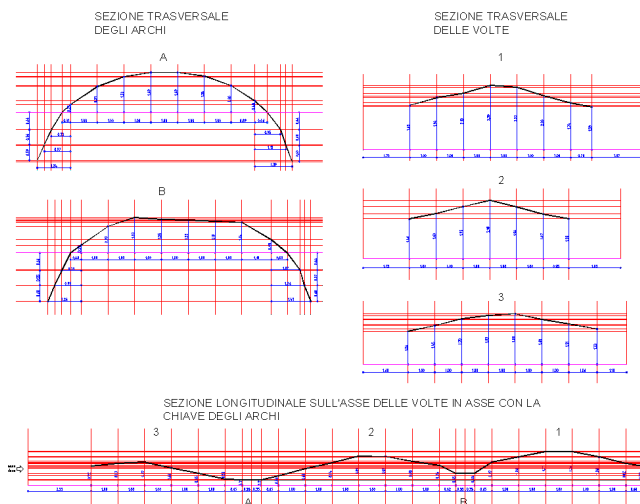


Figura 3.



Figura 4.

Alle deformazioni si accompagna la formazione di fessure in chiave e schiacciamenti da

compressione con espulsione di materiale all'intradosso delle reni. In questa sezione le massime tensioni di compressione sono risultate, tenendo conto della riduzione della freccia dell'arco e della formazione di una cerniera in chiave, di circa 1,9 MPa.

Le murature laterali sono soggette ad un tensione aggiuntiva dovuta alla eccentricità del carico verticale a causa del fuori piombo. Questa sulla sezione di base assume il valore massimo di circa 0,63 MPa..

Le fondazioni, le cui tensioni di contatto saranno calcolate successivamente con riferimento alle situazioni prima e dopo l'intervento, hanno larghezza 2,00 m e altezza di circa 3,00 m (come risultato da scavi di prospezione nella fase delle indagini).

Queste sono realizzate con blocchi di pietra calcarea squadrate.

Questa situazione della pressione di contatto variabile e la consistenza dello strato di limoso - argilloso - sabbioso poco consistente (Figura 5)

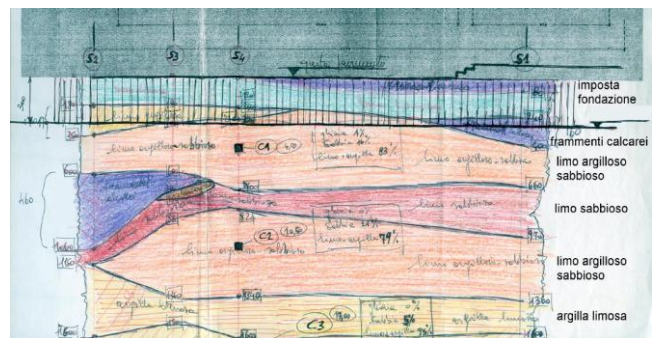


Figura 5.

sono sicuramente la causa della rotazione delle pareti della chiesa.

Allo stato attuale, non conoscendo la storia delle deformazioni succedutesi nel tempo, rimane difficile capire le modalità di innesco del fenomeno.

Una delle possibili cause può essere sicuramente ricondotta alla perdita di efficienza o rottura dei tiranti degli archi. La spinta orizzontale di questi e delle volte originando un momento flettente ha probabilmente spostato il carico verticale verso l'esterno imponendo per l'equilibrio in fondazione un diagramma di pressione trapezoidale che ha innescato la rotazione della fondazione. E' evidente che tale situazione si è manifestata con un terreno fortemente imbibito d'acqua a causa delle percolazioni dalla copertura senza canali. Durante la fase di espulsione dell'acqua la pressione si trasferiva al corpo

solido che quindi subiva la consolidazione primaria e quindi il cedimento. Da quel momento tale processo si è autoalimentato perché la rotazione della base ha fatto aumentare l'eccentricità e quindi lo spostamento verso l'esterno della risultante dei carichi.

Tale interpretazione è applicabile anche alla facciata principale della chiesa in particolar modo sulle zone d'angolo che comunque presentano dei fuori piombo verso l'esterno più modesti che hanno risentito maggiormente del fenomeno appena descritto imputato alle pareti longitudinali e causate dalla componente di spinta proveniente dalla volta.

Tale valore di spinta orizzontale calcolato è risultato di circa 38,00 KN e 78,00 KN rispettivamente dove concorrono una ovvero due volte. Il fenomeno è stato sicuramente esaltato dalla pesante struttura realizzata in copertura e dalle variazioni stagionali del contenuto di acqua della stratificazione.

5 INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO E MIGLIORAMENTO STRUTTURALE

5.1 Aspetti procedurali

5.1.1 Copertura

La struttura di copertura è stata studiata con un modello FEM, con il codice SAP 2000, con elementi frame soggetti ai carichi verticali e ad un carico distribuito orizzontale uniforme, applicato all'imposta, equivalente alla metà della massa della pareti e quelle delle volte moltiplicato per il coefficiente S_a - accelerazione letto sullo spettro in corrispondenza del primo modo. Con questo modello si è quindi progettato il sistema di capriate ed arcarecci complanari capaci di tenere i carichi verticali e trasferire i carichi orizzontali sulle pareti trasversali di facciata e posteriore. Per altro questo aspetto della capacità di trasferimento del carico orizzontale è ancora più utile per la forte eccentricità nel senso trasversale dell'edificio in quanto sulla zona absidale vi sono blocchi più bassi- transetti ed abside stesso- che spostano il baricentro delle rigidezze rispetto a quello delle masse.

5.1.2 Pareti

Le pareti sono state sottoposte alle azioni orizzontali nel piano e fuori del piano. Per la

valutazione della sicurezza fuori dal piano è stata analizzato il modello con formazione di cinematismo trattenuto dai tiranti sommitali.

Il meccanismo più pericoloso è quello del ribaltamento dell'intera parete. Tale valore del moltiplicatore critico è peraltro inferiore a quello minimo da assumere che è pari a $\lambda = 4 \times 0,07 = 0,28$. per zone sismiche di II cat D.M. 16/01/1996 - Circ. LL.PP. del 04/07/1986 n° 156 AA.GG./STC

Si è trovato dopo il consolidamento con iniezioni un moltiplicatore, per formazione di meccanismo, dei carichi orizzontali di circa 0,25.

Pertanto visto che si partiva da un moltiplicatore di circa 0,15, il rapporto dei valori ottenuti prima e dopo l'intervento, per questo meccanismo, è passato da 0,53 a 0,90 di quanto richiesto dalla norma per l'adeguamento.

Visto quindi il raggiungimento di un livello di sicurezza vicino all'unità non sono stati previsti altri interventi.

5.2 Aspetti Esecutivi

5.2.1 Copertura

In copertura è stata demolita la pesante struttura in cemento armato (solaio + travi) il cui peso era di circa 6,20 KPa e sostituita con una in acciaio del peso complessivo di circa 0,6 KPa. Si è lasciato invece in opera il cordolo perimetrale in c.a. esistente rinforzandolo con un ancoraggio a mezzo di cuciture alla sottostante muratura in pietra.



Figura 6.



Figura 7.

La copertura in acciaio (Fig 6/7) a mezzo di opportuni sistemi di ancoraggio e di controventamento, necessari per conferirle rigidità nel piano di falda, sarà in grado di ripartire e trasferire le azioni sismiche sulle murature perimetrali ortogonali, oltre che di fornire un vincolo elastico orizzontale capace di attenuare le sollecitazioni sismiche (zona sismica di II cat.) agenti sulle pareti.

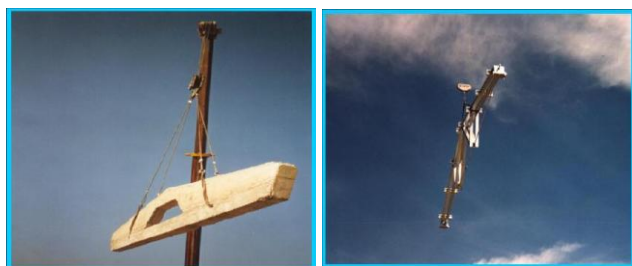


Figura 8.

Per le sottostanti volte in mattoni si è operato un intervento di cucitura perimetrale ed un aumento della capacità resistente con l'utilizzo di un nuovo sistema di rinforzo strutturale - FRCC-compatibile con la muratura in quanto costituito da una rete in carbonio annegata in un legante inorganico pozzolanico, con funzione di trasferire le sollecitazioni della struttura alla fibra di carbonio (sistema Ruredil X Mesh C10).

Per gli archi si è proseguito con la fasciatura con fibre di carbonio. Per quella con deformazione maggiore si è prevista la realizzazione di un rafforzamento estradosale in calcestruzzo adeguatamente cucito con quello in muratura. Per gli archi si è inoltre effettuato il reinserimento dei tiranti a livello delle imposte.

5.2.2 Pareti

Sulle pareti perimetrali, a cassetta, si è operato un intervento di cucì e scucì sulle zone lesionate e un successivo intervento di consolidamento e legatura a mezzo di iniezioni a bassa pressione di legante Rurewall B1 di natura pozzolanica.

L'obiettivo principale è quello di ottenere una maggior legatura degli elementi di pietra e quindi aumento della resistenza meccanica oltre che del modulo elastico.



Figura 9.

5.2.3 Fondazioni

Per le fondazioni, dopo una riduzione delle pressioni di contatto grazie all'eliminazione dei pesanti carichi di copertura, e il modesto riequilibrio dei diagrammi per effetto della eccentricità dei nuovi carichi, non si prevede un intervento di miglioramento del suolo di fondazione. Un controllo del livello del contenuto di acqua, avendo risolto i problemi di infiltrazione, potrà confermare la validità della scelta del non intervento..

Infatti la eliminazione del continuo alternarsi di carico e scarico del corpo solido del terreno, per le variazioni di umidità, potrebbe essere sufficiente per evitare ulteriori rotazioni della fondazione. La garanzia maggiore della seconda ipotesi si ha solo nel caso in cui si riuscisse a riequilibrare quasi totalmente il diagramma delle pressioni di contatto. Infatti in questo caso ulteriori cedimenti, beninteso con uniformità di caratteristiche del terreno sotto la fondazione, potrebbero essere solo uniformi e non più differenziali.

6 MODALITA' ESECUTIVA DEGLI INTERVENTI

Il primo intervento previsto è quello della messa in ulteriore sicurezza della struttura delle volte con un rafforzamento del sistema di puntelli in tubo - giunto per poter procedere alla realizzazione di una adeguata centinatura di sostegno. Successivamente si introducono, a livello delle imposte, i tiranti definitivi e provvisori (fig. 26). Questa precauzione si rende necessaria perché le travi in cemento armato sopportano attualmente una sollecitazione di trazione che tiene i due muri longitudinali contrapposti. Dall'andamento della curvatura, evidenziatesi nelle pareti, non si è comunque riscontrato un punto di flesso con cambiamento del segno della concavità che potesse far supporre una forte sollecitazione di trazione o comunque delle forti rotazioni dopo la realizzazione delle travi in c.a..

Dal punto di vista operativo si interviene partendo dalla copertura.

Si inseriscono i tiranti orizzontali opportunamente pretesi al di sotto della quota del cordolo esistente e all'imposta degli archi.

Dopo il taglio e l'asportazione delle travi in c.a. si monta la struttura in acciaio fino al manto di copertura in lamiera di acciaio. Sistemata la nuova copertura in acciaio si provvede ad eseguire gli interventi per la realizzazione della soletta estradossale delle volte armata con fasce di carbonio e malte traspiranti compatibili con le murature. Dopo questa fase è prevista la ritaratura dei tiranti definitivi lasciando in opera quelli esistenti. Nel caso la struttura richiedesse un ulteriore aiuto nell'assorbimento delle tensioni in sommità delle pareti la conformazione della struttura di copertura in acciaio sarebbe in grado di intervenire. Successivo è invece l'intervento sulle pareti con il cucì e scuci e le iniezioni di consolidamento.

7 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Normativa di riferimento al momento della progettazione :

- Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi:
- D.M. 16/01/1996 - Circ. LL.PP. del 04/07/1986 n° 156 AA.GG./STC
- Norme tecniche per l'impiego delle strutture in conglomerato cementizio armato:

- Legge 05/11/1971 n° 1086 - D.M. 09/01/1996 - Circ. 15/10/1996 n° 252
- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche:
- Legge 02/02/1974 - D.M. 10/01/1996 - Circ. 65/AA.GG. del 10/04/1997
- Istruzioni alla normativa tecnica per riparazioni ed il rafforzamento edifici in muratura Circ. LL.PP. 30/07/1981 n° 21745
- Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce:
- D.M. LL.PP. 11/03/1988 - Circ. LL.PP. 24/09/1988 n° 30483-
- D.M. 20/11/1987 costruzioni in muratura
- Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione il collaudo e la manutenzione CNR 10011/'97
- Apparecchi di appoggio in gomma e PTFE nelle costruzioni CNR 10018/'85
- Eurocodice 2 UNI ENV 1992 progettazione delle strutture in calcestruzzo - parte 1 - 1 - regole generali e regole per gli edifici.
- Progettazione delle strutture in acciaio UNI-ENV 1993-1-1 Eurocodice 3/1992

8 CONCLUSIONI E CONSIDERAZIONI SUL PROGETTO DEL 2001

L'aspetto più particolare per gli interventi realizzati è sicuramente quello relativo alla progettazione e alle strategie attuate per il consolidamento.

Si è infatti osservato che dal punto di vista dinamico la modifica delle masse della copertura, sicuramente rilevanti, e l'incremento di rigidità delle pareti riducono il periodo proprio della struttura, con tutti e due i termini sopradescritti. Questo aspetto non modifica in modo sostanziale, con le normative prese a riferimento, la forza sismica agente in quanto il tratto dello spettro ad accelerazione nulla si porta fino a 0,8 sec.

Dal punto di vista globale l'intervento proposto garantisce un efficace trasferimento delle azioni orizzontali trasversali alla chiesa pur lasciando la eccentricità tra baricentro delle masse e delle rigidità.

9 GLI EFFETTI DEL SISMA DEL 6 APRILE 2009

Gli effetti del sisma sull'edificio sono evidenziati nelle immagini che seguono.

Le accelerazioni di taglio hanno avuto un angolo di ingresso di circa 30° rispetto all'asse longitudinale della chiesa. Pertanto con questo orientamento l'impegno maggiore lo hanno avuto le alte pareti longitudinali. Il buon funzionamento delle volte con l'estradosso dotato di armature in fasce di fibre di carbonio, i collegamenti alle pareti laterali con tondi in acciaio e la copertura con reticolari in acciaio, organizzati per il trasferimento delle azioni nel piano di falda, hanno fornito la adeguata rigidezza. Pertanto le azioni orizzontali si sono spostate sulla parete di ingresso e sul blocco rigido posteriore- insieme transetti abside.

Le sollecitazioni maggiori di taglio flessione si sono avuti sulla parete di testata dove per la presenza delle armature di connessione non si è avuto scollamento. Queste sollecitazioni hanno aperto invece delle fessure sulla parete interna e prodotto delle espulsioni di materiale sul paramento esterno. La parete di facciata è costituita da un paramento esterno di 25-30 cm di spessore in pietra squadrata e da una parete interna dello spessore di 60 cm.



Figura 10.

Non si sono avuti problemi sulle volte a dimostrazione che gli interventi di rafforzamento estradosale con Ruredil X Mesh C10 e l'inserimento di nuove catene in acciaio alle imposte hanno apportato un adeguata rigidezza e resistenza a tutto il sistema. I tiranti occupandosi

dello sforzo normale di trazione e la soletta di estradosso, armata con le fasce di carbonio, occupandosi della trazione prodotta dalla flessione. Infatti che vi sono state trazioni importanti lo si deduce dalla rottura di una delle catene esistenti che non erano state rimosse al momento del consolidamento (Fig 11).



Figura 11.

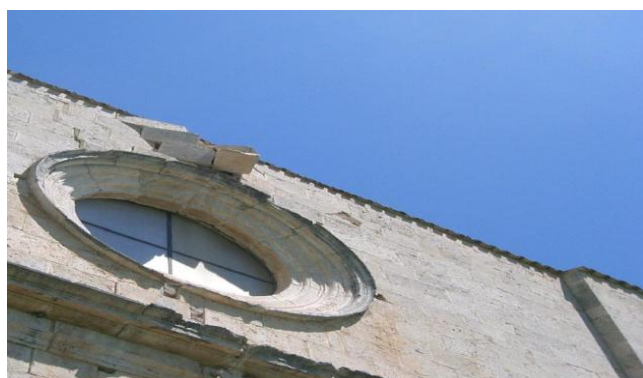


Figura 12.

L'effetto del taglio nella direzione trasversale lo si può osservare anche su una delle due vele del piccolo campanile della chiesa (Fig 13). La mancanza di cuciture armate, previste ma non realizzate, hanno lasciato un segno inequivocabile di quanto l'effetto del sisma sappia cercare i punti di debolezza.



Figura 13.

10 PROGETTO PRELIMINARE PER LA RIPARAZIONE E IL MIGLIORAMENTO ALLA LUCE DEI DANNI RILEVATI

Si sta studiando un progetto per la riparazione dei pochi danni subiti dall'edificio. Si sta quindi analizzando l'edificio con un modello numerico spaziale in modo da evidenziare tutti gli aspetti dinamici. Prima lo studio dei modi naturali che ha messo alla luce che quelli torsionali attivano masse rilevanti; questo è confermato dal fatto che i modi longitudinali e trasversali non sono assolutamente indipendenti. Quindi si ha conferma, come del resto era stato evidenziato nel primo progetto, che vi è forte eccentricità tra baricentro di masse e rigidezze nel senso trasversale dell'edificio.

Dal punto di vista progettuale non possono introdursi ulteriori elementi trasversali che riportano in fondazione i tagli e tantomeno è pensabile di irrobustire ulteriormente la parete di ingresso per aumentarne rigidezza e resistenza.

La progettazione è stata quindi orientata verso una soluzione in cui si prevede di introdurre un sistema dissipativo con elementi ad instabilità impedita posti all'interno della parete di ingresso.

Per realizzare questo intervento è stata studiata una struttura a telaio all'interno della parete. Questa è costituita da cuciture armate molto raffittite iniettate con resina epossidica e consolidate nell'intorno con malta di pozzolana. Attraverso questo articolato sistema di irrobustimento della parete (Fig 14) si riesce a far migrare le sollecitazioni di taglio e flessione, trasformate soprattutto in sforzi normali accompagnati sempre da flessioni e tagli, fino alle

fondazioni. Lungo questo percorso, in uno scasso della muratura interna, si inseriscono i due dissipatori ad instabilità impedita sottoposti alla sforzo normale di segno alternato. In questo modo i tagli vengono attenuati, e pur permanendo la eccentricità e quindi i momenti torcenti di piano, gli effetti diretti sulla parete vengono ridotti. La forte snellezza in elevazione della parete di ingresso non viene sicuramente modificata con questo intervento ma la introduzione di questo telaio interno lo rende sicuramente meno vulnerabile alle azioni orizzontali nel piano e soprattutto fuori del piano. Per questa seconda funzione infatti a nulla possono i dissipatori e pertanto i collegamenti armati vanno ad interessare anche il paramento esterno costituito da blocchi di pietra squadrata.

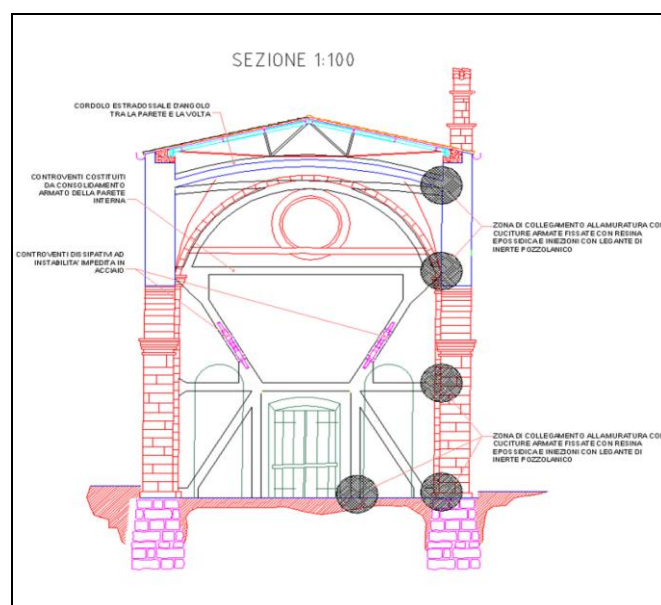


Figura 14.

11 BIBLIOGRAFIA ESSENZIALE

- Pozzati P. *“Teoria e Tecnica delle Strutture”* (Vol II)
 Giangreco E. *“Ingegneria delle Strutture”* (Vol II; Vol III)
 Del Piero G. *“Il Consolidamento delle Costruzioni”*
 AA. VV. *“Atti del XXI e XXII Congresso CTA”*
 AA.VV. *“L’Acciaio nel Recupero Edilizio e nel Restauro”*
 Mastrodicasa S. *“Dissesti Statici delle Strutture Edilizie”*
 Sacchi G. *“Comportamento Statico e Sismico delle Strutture Murarie”*