

CONFERIMENTO DI SISMORESISTENZA A EDIFICI STORICI:

IL CASO DELLA PIEVE DI S.STEFANO DI SORANO



- Prof. Ing. Natale Gucci direttore del dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Pisa, ordinario di "sperimentazione, collaudo e controllo delle costruzioni", tel.: 050.553658 fax: 050.830206, e-mail: n.gucci@ing.unipi.it
- Dott. Ing. Fabrizio Simonelli cultore della materia per la disciplina "Tecnica delle costruzioni" presso il dipartimento di Ingegneria strutturale dell'Università di Pisa, libero professionista, La Spezia, tel.fax: 0187.524482, e-mail: ingsimonelli-f@libero.it

SOMMARIO

I sismi non hanno risparmiato in passato gli edifici storici; i successivi reintegri sono consistiti di solito in semplici ricostruzioni che non hanno influito sul funzionamento statico, esponendo così nuovamente le opere ai sismi. Il conferimento di sismoresistenza si basa invece su modifiche del comportamento della costruzione in fase di scuotimento, da ottenersi nel modo meno invasivo possibile e comunque con soluzioni invisibili, che non condizionano l'architettura e capaci di sfidare il tempo. Riteniamo che ciò si ottenga intervenendo sulle forme architettoniche storiche per modificarne la resistenza e i collegamenti, piuttosto che introdurre nuove membrature deputate a sostituirle.

La parziale ricostruzione della Pieve romanica di S.Stefano di Sorano ha costituito l'occasione per mettere in atto una soluzione che risponde al suddetto criterio.

La Pieve, costruita intorno all'XI secolo sulla via Francigena ai piedi della Cisa, mostrava, prima dell'inizio dei lavori, oggi ultimati, gli effetti distruttivi dei sismi e dell'incuria che nel corso dei secoli avevano lasciato in uso soltanto la parte absidale (trasformata in cappella cimiteriale) e le due navate laterali, modificate ad uso di cimitero in modo deturpante. La copertura della navata centrale e i suoi muri di sostegno e parte della facciata erano crollati, mentre le pareti longitudinali mostravano lesionamenti e vistose rotazioni.

Gli interventi di progetto, tutti inediti, consentono di realizzare, senza condizionamenti per la ricostruzione, un nuovo organismo statico che è stato oggetto di studio con modellazione della risposta strutturale al sisma sia in fase di comportamento elastico, sia post-elastico in presenza di degrado. Quest'ultima, del tutto originale, è rivolta a verificare l'efficacia dell'intervento attraverso una moderna previsione della sicurezza in caso di sisma, confrontando la duttilità disponibile con quella richiesta.

1. LA PIEVE DI S.STEFANO DI SORANO PRIMA DELL'INTERVENTO

La Pieve Romanica di S.Stefano di Sorano è sita nella piana alluvionale del fiume Magra ai piedi della collina su cui sorge l'attuale paese di Filattiera, in quello che fu in epoca preistorica prima e romano-bizantina poi il maggior centro civile e religioso dell'alta Lunigiana.



Figura 1. Vista aerea della pieve prima del restauro



Figura 2. Facciata principale prima del restauro



Figura 3. Colonna in muratura di pietrame

La grande importanza della Pieve di Sorano, si deve alla via Francigena che qui segnava una tappa fondamentale nel percorso dei pellegrini.

L'edificio, costruito con molta probabilità intorno al X-XI sec., mostrava ancora, nonostante i numerosi interventi che si sono succeduti nei secoli, un impianto a schema basilicale a tre navate con abside trilobato. La parte artisticamente più ricca è quella dell'abside; l'abside maggiore sulla quale si aprono tre monofore, presenta semicolonne addossate a lesene con archetti rientranti all'interno dei quali si aprono decorazioni a losanga. Alla sommità delle colonne sono presenti alcuni capitelli con forme di teste umane o animalesche di repertorio medioevale. Le absidi minori hanno invece una decorazione molto più semplice con monofora centrale e lesene che reggono archetti addossate alla parete. Il prospetto ovest che costituisce la facciata principale evidenzia ancora, nonostante il profilo ormai irregolare, la forma della navata centrale più alta. Al centro del prospetto si trova un portale di pietra serena sormontato da un rosone a forma di fiore a quattro petali. La struttura muraria, interamente realizzata con muratura di pietrame, è completata dai prospetti nord e sud che più degli altri rivelano i dissesti statici già manifestati a partire dal '500 e progrediti nel corso dei secoli.

Il declino dell'importanza della pieve di Sorano comincia a manifestarsi nel XV° secolo e si consolida nel XIX° secolo.

Nel 1810, nell'area che circonda la pieve, fu costruito il cimitero comunale di Filattiera e negli anni successivi l'edificio fu trasformato in cappella del cimitero. La zona dell'abside fu separata dal resto della pieve con una falsa facciata che inglobando le due ultime colonne delimitava uno spazio presbiteriale coperto adibito a cappella cimiteriale accessibile dall'interno della pieve attraverso una piccola porta localizzata sull'asse della navata centrale. Nelle arcate che separavano la navata centrale da quella sinistra furono inserite colonne ed archi in stile neoclassico, mentre le navate laterali furono trasformate in cappelle gentilizie.

Nel corso dei secoli l'edificio ha subito ricorrenti e intense sollecitazioni sismiche che hanno prodotto crolli di cui rimane testimonianza nella copertura e nella muratura superiore della navata centrale, oltre ai lesionamenti e alle rotazioni delle pareti murarie e dei prospetti laterali accentuati dallo stato di degrado dei paramenti murari.

Prima dell'inizio dei lavori di restauro, cominciati nella prima metà degli anni novanta, la pieve presentava l'aspetto mostrato nella figura 1. Nella foto aerea sono visibili, fra l'altro, gli effetti distruttivi dei sismi e alcuni degli interventi del XIX° secolo. In particolare, si può notare la presenza della cappella cimiteriale (consolidata e coperta a partire dagli anni '80) ricavata nello spazio presbiteriale e la copertura ottocentesca in laterizio delle navate laterali, demolita e sostituita nel 1992 da una struttura metallica provvisoria estesa anche alla navata centrale (figura 4).

Prima dell'intervento la pieve era, quindi, del tutto inagibile al di fuori dello spazio presbiteriale e versava in cattivo stato di conservazione in buona parte delle strutture murarie specie, in quelle localizzate nei prospetti nord, sud e principale.



Figura 4. Il prospetto laterale sud prima dell'inizio dei lavori



Figura 5. Carota estratta dalla parete lato monte

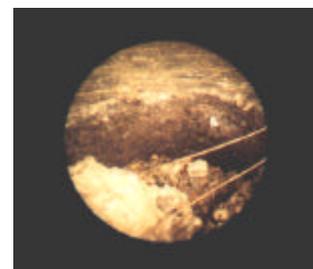


Figura 6. Endoscopia su colonna

2. LE INDAGINI DIAGNOSTICHE

La pieve è stata oggetto di estese indagini diagnostiche che hanno interessato le murature perimetrali e le colonne interne. Le diverse metodologie di indagine impiegate, hanno fornito un quadro dettagliato dello stato chimico-fisico-meccanico delle murature. In particolare, i parametri meccanici utilizzati nel calcolo strutturale, sono stati ottenuti, in situ, con due diverse tecniche sperimentali non distruttive (PNT-G e UTS).

L'attività diagnostica è iniziata con le indagini soniche e proseguita con le endoscopie ed il prelievo carote. Dalle carote estratte, sono stati ricavati meccanicamente provini di malte leganti sottoposti, successivamente, ad indagini chimico-fisiche. Infine, le misure penetrometriche in situ con la moderna tecnica del PNT-G e le rilevazioni microsismiche con ultrasuoni, tipiche delle tecniche geofisiche, hanno concluso le indagini.

Dai numerosi risultati ottenuti si sono potute trarre alcune indicazioni sullo stato fisico delle murature. In particolare, le prove endoscopiche hanno messo in luce le numerose discontinuità interne della compagine muraria ed hanno evidenziato una tipica muratura "a sacco" costituita da due paramenti esterni in muratura di pietrame interposti ad uno strato interno di riempimento. La presenza del sacco è stata confermata dall'analisi delle carote estratte e dai risultati delle prove soniche. Tuttavia, mentre nelle pareti esterne il "sacco" delle murature è costituito da materiale di diversa natura, nelle colonne interne sono presenti numerosi vuoti, in prevalenza localizzati nella parte centrale.

Le prove penetrometriche in situ (PNT-G) eseguite su un gran numero di commenti di malta hanno evidenziato una resistenza a compressione superficiale variabile da parete a parete con valore medio di 40 daN/cm² per le murature laterali e 45 daN/cm² per le colonne. Con l'applicazione del modello di Hendry (pile-model), in cui la muratura viene schematizzata come una successione di strati alternati di malta e blocchi senza commenti verticali, è stato possibile stimare un modulo elastico medio di 48000 daN/cm² riferibile ai soli paramenti esterni. Il dato ottenuto è stato, ragionevolmente, confermato dalle prove ultrasoniche (UTS).

3. IL PROGETTO DI RESTAURO

Il progetto di restauro ha per oggetto il recupero, con parziale ricostruzione, della pieve romanica ed è finalizzato al riuso della basilica, come chiesa principale del capoluogo in occasione dell'Anno Santo. Il principio ispiratore alla base del progetto, consiste nel modificare il funzionamento statico dell'organismo strutturale, dimostratosi inadeguato a resistere ai terremoti, senza condizionare in alcun modo la ricostruzione della basilica. Il progetto riveste carattere di originalità e contiene soluzioni e tecnologie assolutamente non visibili ad opera ultimata, durevoli e capaci di conferire alla struttura le doti di sismoresistenza necessarie per consentirne la sopravvivenza agli eventi sismici consueti nella zona. Le scelte tecniche appaiono, inoltre, estensibili ad altri casi di restauro statico.

I lavori, oggi conclusi, sono stati realizzati nel corso di circa nove mesi.

Si descrivono nel seguito gli interventi più significativi del progetto, riportando parte degli elaborati grafici e alcune fotografie scattate durante l'esecuzione dei lavori.

3.1. Intervento sulle fondazioni

L'intervento consiste nella sottofondazione delle pareti nord, ovest, sud e nel collegamento di tutte le fondazioni. La sottofondazione delle pareti avviene sostituendo il terreno rimaneggiato alla base delle attuali fondazioni con calcestruzzo semplice fino a raggiungere la nuova quota di imposta delle fondazioni. L'intervento si è realizzato a cantieri alterni agendo prevalentemente dall'esterno e, parzialmente, anche dall'interno.

Il collegamento delle fondazioni è ottenuto mediante un reticolo di cordoli di calcestruzzo armati con Inox. La connessione fra cordolo e colonna avviene per aderenza fra la barra metallica iniettata e la muratura mentre la connessione fra cordolo e pareti murarie è garantita dalla disposizione di una piastra di contrasto bullonata all'estremità della barra Inox.

3.2. Interventi sulle colonne e sulle arcate

L'intervento sulle colonne (il cui diametro è di 90 cm) consiste nell'inserimento all'interno delle stesse di un micropalo coassiale in acciaio inox $\phi 120$ mm dello spessore di 14 mm, reso solidale alla muratura con l'iniezione in pressione di malta cementizia. La foratura della colonna si esegue, operando dall'alto, mediante carotatrice e, dalla stessa posizione, si infigge il micropalo fino alla profondità di circa 7 metri al di sotto del piano di campagna. La presenza delle valvole lungo lo sviluppo del tubo e l'iniezione in pressione controllata della malta cementizia, consentono la formazione del bulbo di fondazione del palo, di sottofondazione delle colonne e, infine, l'iniezione della colonna con pressioni e malte via via adatte. Al termine dell'operazione le colonne risultano rinforzate e sottofondate. In particolare, la presenza del tubo consente un notevole miglioramento delle prestazioni statiche della colonna sia in termini di resistenza che di duttilità. Inoltre, i nuovi carichi provenienti dalla copertura fluiscono, prevalentemente, al terreno profondo attraverso il tubo senza impegnare la muratura della colonna.

L'intervento sulle arcate consiste nell'esecuzione di travi-lastre in c.a. disposte nel sacco della muratura da ricostruire e quindi non visibili dall'esterno. Le lastre vengono appoggiate ai micropali e armate opportunamente per consentire il funzionamento a trave nel piano verticale e a lastra nel piano orizzontale. Inoltre, le lastre sospendono le arcate con iniezioni armate diffuse eliminando così, in fase sismica, la spinta degli archi sulle colonne senza necessità di installare catene. Infine, la sommità delle lastre è collegata alle capriate in legno con vincoli in acciaio capaci di garantire la continuità strutturale fra questi due elementi. Ne consegue la formazione di una trave orizzontale di copertura costituita da briglie in c.a. e da montanti in legno. Nelle prime tre campate, le aperture che danno luce alla navata centrale sono ricavate con ribassamento dell'estradosso della lastra. Nell'ultima campata in corrispondenza dell'abside, invece, la necessità di limitare l'altezza della lastra per ridurre al massimo l'intervento su una zona già consolidata, ha imposto l'esecuzione di un foro nella trave con fasciatura in acciaio Inox.

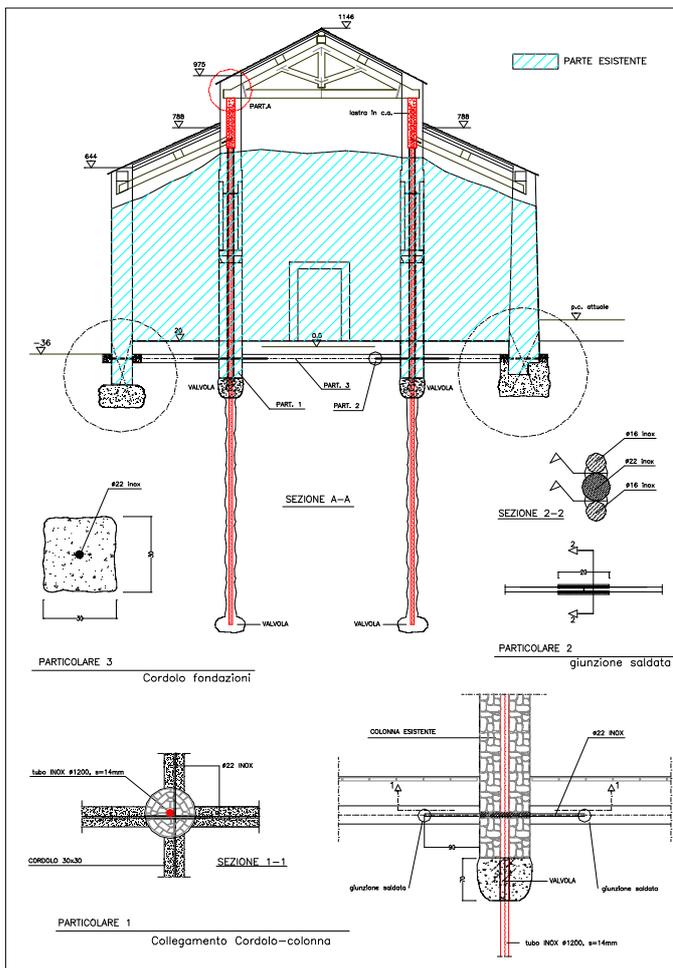


Figura 7. Interventi sulle colonne (sezine trasversale)



Figura 8. Interventi sulle colonne

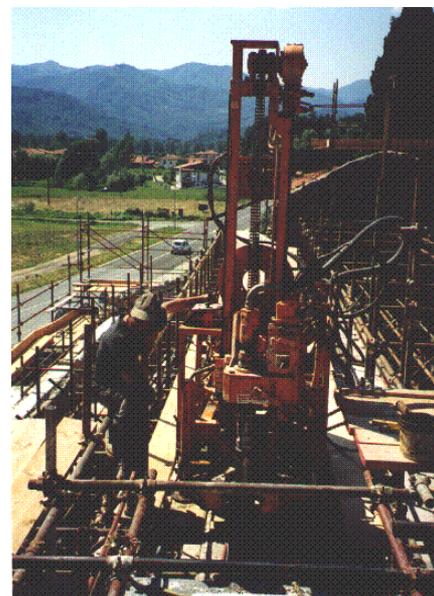


Figura 9. Interventi sulle colonne

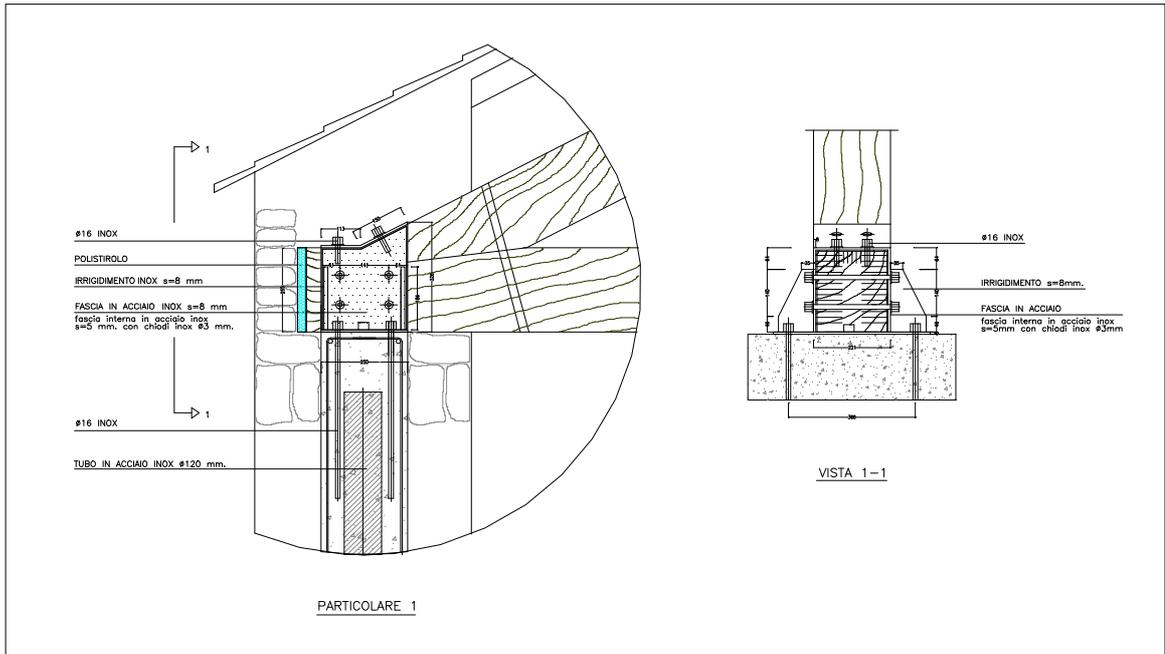


Figura 13. Collegamento capriata-lastra in c.a.

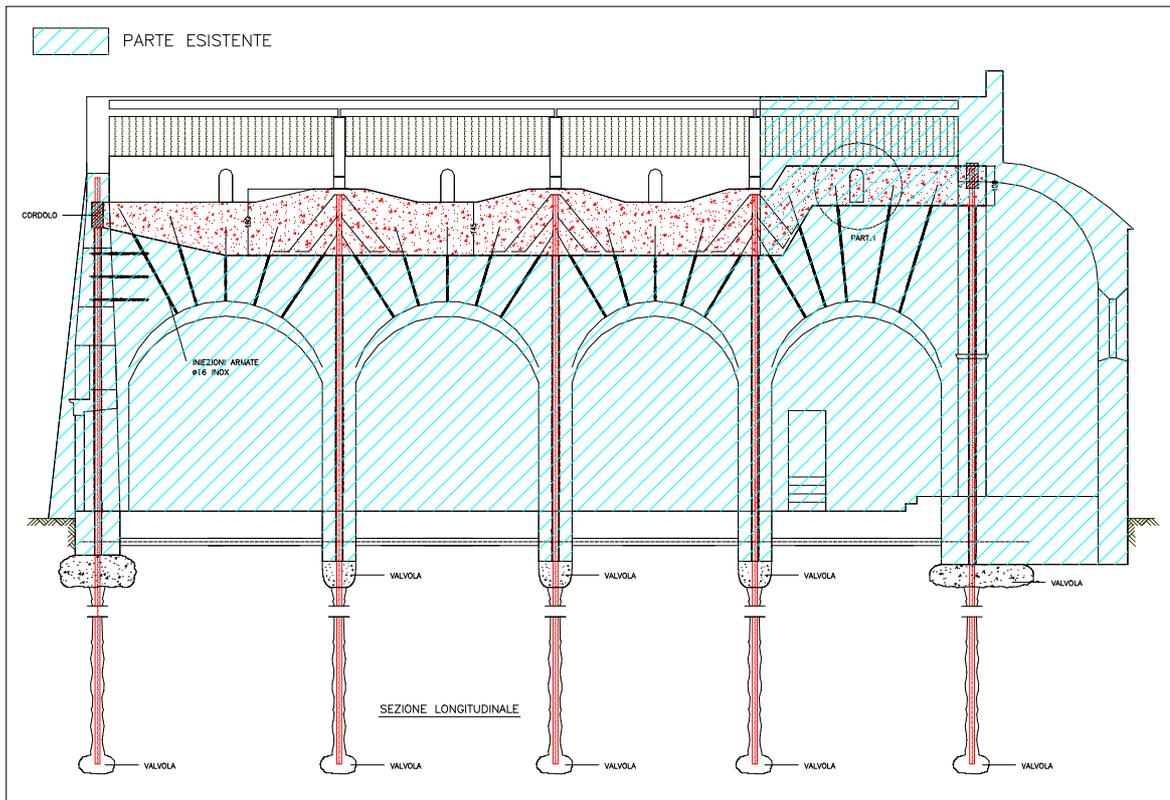


Figura 14. Intervento sulle arcate (sezione longitudinale)

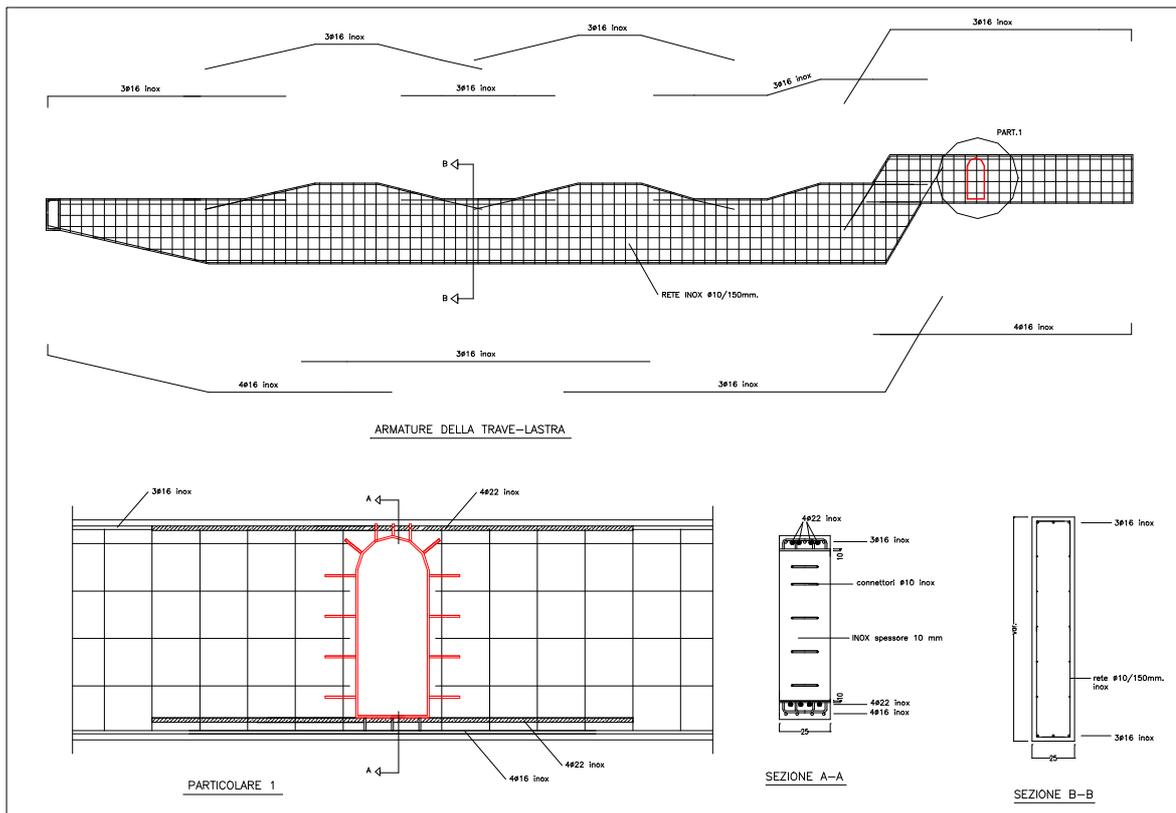


Figura 15. Armatura della lastra contenuta nel sacco della muratura delle arcate da ricostruire



Figura 16. Armatura della lastra in c.a.



Figura 17. Vista in direzione della lastra ad esecuzione ultimata



Figura 18. Particolare di una monofora

La pieve a lavori ultimati:



Navata sinistra



Navata destra

4. MODELLAZIONE DEL COMPORTAMENTO IN FASE SISMICA

Gli interventi descritti nei paragrafi precedenti realizzano un nuovo organismo statico che è stato oggetto di studio con la modellazione della risposta al sisma quando la costruzione si muove in modo elastico senza danneggiarsi, successivamente si è esteso lo studio al più complesso ma più importante funzionamento nella fase in cui gli scuotimenti sismici originano grandi deformazioni e danneggiamenti localizzati. Si sono così quantificate, con gli attuali mezzi scientifici a disposizione dell'ingegneria antisismica, le doti di sismoresistenza e di duttilità prodotte dall'intervento di restauro.

4.1 Analisi strutturali in campo elastico

Nella prima fase del calcolo, la pieve è stata modellata in campo elastico con elementi guscio (n. 1377) ed elementi trave (n. 175), al fine di simularne il comportamento spaziale di tutti gli elementi strutturali in occasione di scuotimenti sismici.

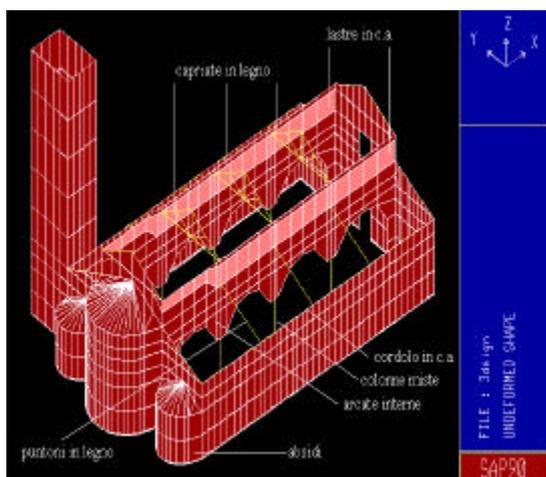


Figura 22. Il modello elastico

I parametri elastici della muratura sono stati assunti sulla base dei risultati ottenuti dalle prove in situ sulle malte e dalla successiva elaborazione dei dati col modello analitico "pile model". Così, il modulo elastico medio di riferimento della muratura è stato assunto uguale a 48000 daN/cm^2 , il modulo di Poisson uguale a 0.15.

Sul modello elastico tridimensionale sono state condotte, con il metodo degli elementi finiti, le analisi modale, dinamica con spettro di risposta e time history con accelerogrammi di terremoti italiani. I risultati ottenuti hanno costituito l'input delle successive verifiche degli elementi strutturali e dei collegamenti.

L'analisi modale mostra come primo modo fondamentale di vibrare quello caratterizzato da una traslazione fuori piano delle lastre e delle arcate con impegno flessionale delle pareti longitudinali.

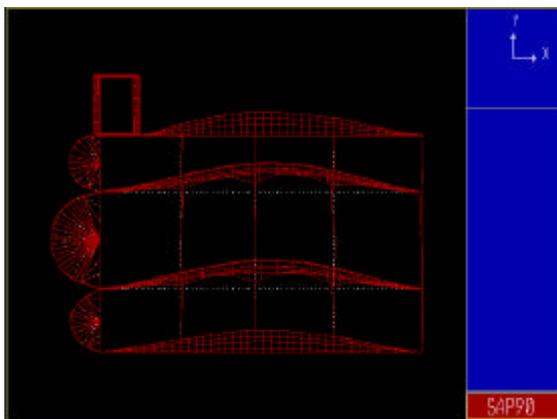


Figura 23. Primo modo di vibrare

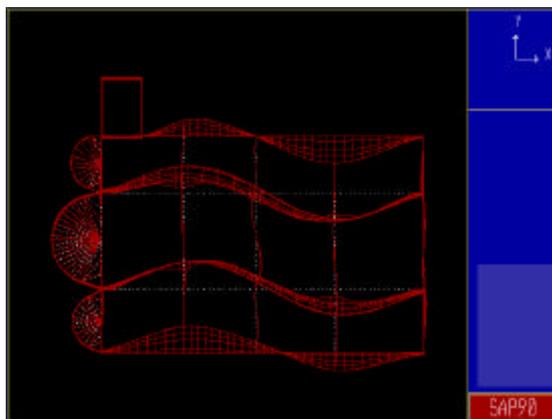


Figura 24. Quarto modo di vibrare

Analogo comportamento si riscontra nel quarto modo in cui emerge una deformata "sinusoidale completa". Il quinto modo di vibrare è caratterizzato da una traslazione della pieve in direzione longitudinale con impegno

flessionale della facciata principale e della zona absidale mentre, a partire dal sesto modo cominciano a manifestarsi componenti di deformazione a carattere torsionale.

L'analisi dinamica con spettro di risposta è stata condotta sul modello elastico considerando un fattore di smorzamento di 0.05 e risposte modali principali combinate dal codice di calcolo con la tecnica CQC (combinazione quadratica completa). L'azione sismica è stata modellata sulla base delle indicazioni dell'Eurocodice n.8 con spettri di risposta elastici su terreno roccioso o duro, normalizzati rispetto al picco di accelerazione a_g e riportati al terreno in questione con opportuni coefficienti. Il passaggio dallo spettro di risposta elastico a quello di progetto è stato fatto specificando il tipo di terreno, e precisando il fattore di struttura q che nel caso in questione è stato assunto uguale ad 1.5 secondo le indicazioni della suddetta normativa.

I risultati ottenuti dall'elaborazione numerica mostrano, fra l'altro, che la facciata principale e la zona absidale presentano rigidzze alla traslazione confrontabili in direzione trasversale e nettamente prevalenti rispetto ai ritegni elastici forniti dalle colonne, cosicché l'azione sismica orizzontale è quasi interamente trasferita alle due estremità dalla trave Vierendeel (piano delle catene delle capriate) in eguale misura. Tuttavia, mentre nella facciata principale siamo in presenza di una intera parete che si comporta come setto impegnandosi con sollecitazioni modeste, nella zona absidale la presenza delle arcate determina locali concentrazioni di sforzi peraltro ben sopportabili dopo gli interventi previsti nel progetto.

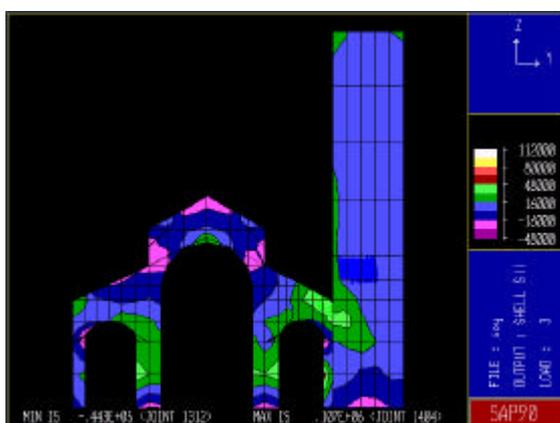


Figura 25. Sforzi membranali negli archi

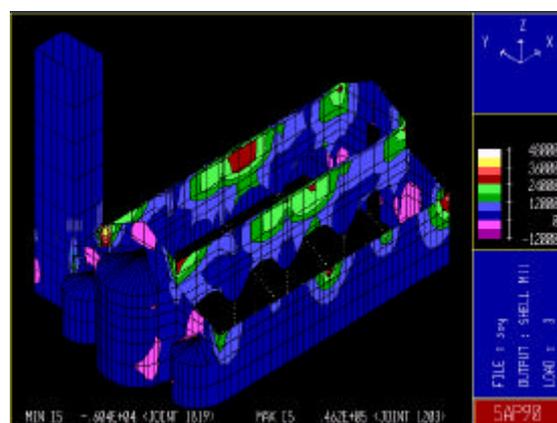


Figura 26. Sollecitazioni flessionali

L'analisi dinamica di tipo "time history" riferita a terremoti caratteristici dell'attività sismica italiana e forniti in input sotto forma di accelerogrammi, ha consentito di stimare i massimi valori delle sollecitazioni e degli spostamenti ed eseguire un successivo confronto con le analoghe caratteristiche ottenute nel calcolo post-elastico.

Ottenuti i risultati dall'analisi sismica, si è passati al calcolo di tutti gli elementi strutturali e dei collegamenti al fine di verificare le scelte adottate attraverso un processo di "vai e vieni" che ha consentito di ottimizzare gli interventi di progetto.

4.2 Analisi strutturali in campo post-elastico

Nella seconda parte del lavoro è stato analizzato il comportamento della pieve, in campo post-elastico ed in presenza di degrado strutturale, in occasione di terremoti di elevata intensità. Scopo dell'analisi è stato quello di valutare la duttilità richiesta alla struttura dai terremoti di progetto caratteristici dell'attività sismica italiana ed eseguire un confronto con la duttilità disponibile, cioè quella che la struttura è in grado di fornire con il nuovo organismo statico. Il modello di calcolo utilizzato è stato semplificato rispetto a quello elastico tridimensionale. In esso le colonne sono state schematizzate come elementi "frame" a legame costitutivo elasto-plastico (Hendry) con incrudimento cinematico mentre le lastre in c.a., ipotizzate a comportamento elastico, sono state vincolate alle estremità con incastri e cerniere.

Nella valutazione della storia deformativa della struttura sotto l'effetto del sisma, assume un ruolo essenziale il fenomeno del degrado cioè il decadimento della legge costitutiva degli elementi strutturali causata dal susseguirsi di storie deformative, in questo caso indotte dal sisma. Si osserva che il degrado è funzione della storia deformativa passata ed influenza la rigidezza e quindi la risposta deformativa degli elementi strutturali. Siamo, dunque, in presenza di un problema di interazione moto-degrado, che analiticamente è stato risolto con un algoritmo di integrazione al passo in grado di quantificare il danno in oscillatori discreti. Tale algoritmo, implementato numericamente su codice di calcolo, è relativo al cosiddetto

degrado parametrico in cui la legge costitutiva dell'oscillatore discreto si modifica in funzione di un solo parametro (D) senza mutare la forma. L'idea alla base del programma si ispira alla trattazione di Miner nei problemi di fatica e consiste nel ritenere significativi nella storia deformativa passata, che influenza il danno, i soli estremi deformativi e il numero di ripetizione di questi. Il parametro D, dunque, sulla base di una rigorosa trattazione fisico-matematica si ipotizza funzionale di tre variabili capaci di descrivere univocamente i picchi deformativi ed il numero di ripetizioni di questi. Nel caso specifico, è stato studiato un funzionale di danno in grado di tradurre analiticamente il comportamento tipico delle murature secondo il quale i primi cicli incidono percentualmente sul danno molto più degli ultimi.

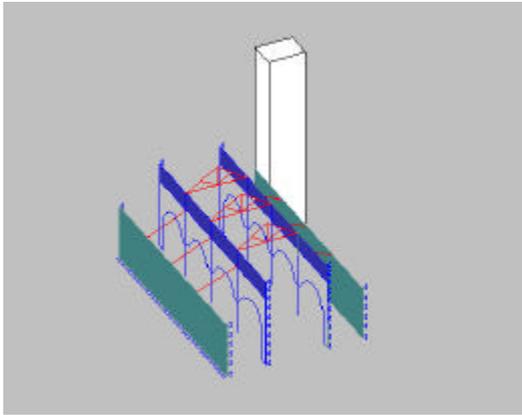


Figura 27. Il modello di calcolo in fase post-elastica

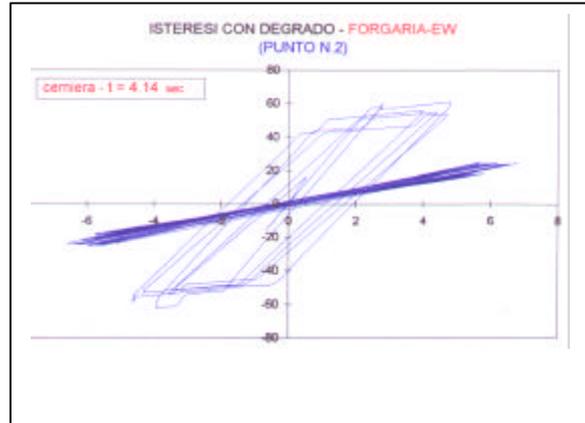


Figura 28. Isteresi con degrado nelle colonne

$$D = p \cdot \ln(1 + U^a \cdot X^b \cdot N^c), \quad U_k = \frac{u_k}{x_r}, \quad X_k = \frac{1 - R_k}{2}$$

dove:

- u_k = picco deformativo massimo in valore assoluto di una storia deformativa
- R_k = rapporto fra i due picchi deformativi in valore assoluto
- p, a, b, c = costanti numeriche definibili sperimentalmente

L'applicazione rigorosa al caso in questione dell'intero procedimento di calcolo è avvenuto mediante l'utilizzo di codici numerici appositamente implementati (shedeg-spri e Beamdeg). Inoltre, un altro algoritmo oggetto di studio è stato quello relativo al controllo di rotture sulla muratura nella sezione di base della colonna. In altri termini, si è voluto verificare se, per effetto di sollecitazioni di natura sismica, l'alternanza di trazioni e compressioni producano o meno rotture successive nelle sezioni più impegnate delle colonne. L'algoritmo è fondato sul criterio energetico di Griffith riguardante la meccanica della frattura ed in esso si ipotizza che la rottura avvenga per successive strisce di sezione a partire da quelle esterne. La fessura si propaga quando un aumento della sua lunghezza produce una diminuzione o, al limite, lascia inalterata l'energia totale del sistema costituita dall'energia potenziale immagazzinata in un volume possibile sede di fessure e dall'energia superficiale relativa alle due nuove superfici di frattura.

Dai numerosi risultati ottenuti è emerso che la massima duttilità richiesta alla struttura dai terremoti di progetto non supera il valore di 2.2, mentre la minima duttilità disponibile è stimabile intorno a 2.5. Tale valore è stato ottenuto simulando la rottura del modello di calcolo e confrontando il corrispondente spostamento con quello relativo al raggiungimento del limite elastico nell'anima metallica della sezione di base della colonna. Lo spostamento corrispondente alla rottura del modello è stato valutato, a favore di sicurezza, ipotizzando che la rottura si raggiungesse con la formazione di cerniera alla sommità della colonna dopo che si era formata la cerniera di base.

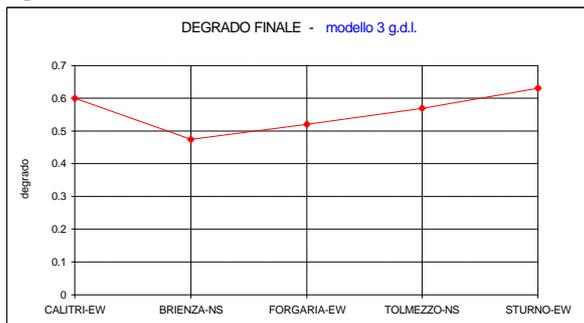


Figura 29. Diagramma del massimo degrado

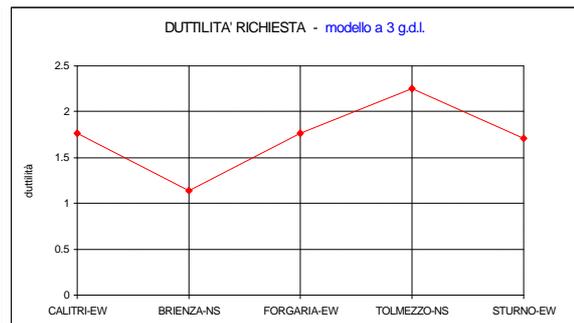


Figura 30. Diagramma della massima duttilità richiesta

La verifica in termini di duttilità deve, dunque, ritenersi ampiamente soddisfatta in quanto la minima duttilità disponibile è maggiore della massima duttilità richiesta al modello dai terremoti di progetto.

5. RICOSTRUZIONE

Gli aspetti prettamente architettonici del restauro sono stati curati, con la determinante supervisione dell'arch. Riccardo Lorenzi della Soprintendenza B.A.A.S. di Pisa, dagli architetti Stefano Milano e Mauro Lombardi che hanno effettuato anche la direzione lavori.

Particolare rilievo ha assunto l'esecutore, Impresa Baldini di Carrara, nella persona dell'ing. Antonio Baldini, a cui si deve la qualità tecnica del delicato intervento, il rispetto rigoroso delle prescrizioni della D.L. e la ricca, accurata e tecnicamente moderna campagna di saggi preliminari.