



*Centro Internazionale di
Aggiornamento Sperimentale – Scientifico*

SEMINARIO SUL TEMA
“EVOLUZIONE NELLA SPERIMENTAZIONE
PER LE COSTRUZIONI”

Prof. Lorenzo Jurina – Politecnico di Milano
*“Alcune proposte innovative per il consolidamento strutturale di edifici storici in
muratura. Il caso del Duomo di Cremona, del Duomo di Colorno (PR) e della
Chiesa di Santa Caterina a Lucca”*



**ALCUNE PROPOSTE INNOVATIVE PER IL CONSOLIDAMENTO
STRUTTURALE DI EDIFICI STORICI IN MURATURA.
IL CASO DEL DUOMO DI CREMONA,
DEL DUOMO DI COLORNO (PR) E DELLA CHIESA DI SANTA
CATERINA A LUCCA.**

Prof. Ing. Lorenzo Jurina

Politecnico di Milano
Dipartimento di Architettura, Ingegneria delle Costruzioni e Ambiente Costruito (ABC)
Via G. Ponzio n.31, 20133 Milano - Italia

Sommario

Negli ultimi anni si è assistito ad un interessante fenomeno di “riscoperta” delle tecniche e dei materiali che appartengono all’edilizia storica e monumentale. Professionisti e ricercatori sono stati sollecitati a compiere nuovi sforzi per la comprensione dei meccanismi resistenti degli edifici in muratura, al fine di valutarne la sicurezza nei confronti dei carichi verticali, ma soprattutto di quelli orizzontali di origine sismica. Questa attività di miglioramento delle proprie conoscenze è stata agevolata da numerose ed importanti innovazioni nel campo della diagnostica, con l’introduzione di nuove tecniche non-invasive per la valutazione delle proprietà meccaniche delle murature, propedeutiche alla scelta dell’intervento. A ciò va aggiunto anche l’attuale quadro normativo che pone sempre più attenzione al costruito, in particolar modo al patrimonio monumentale, offrendo criteri oggettivi per la valutazione dello stato di conservazione dell’edificio e linee guida per la scelta di interventi di miglioramento e/o adeguamento sismico.

Infine, lo sviluppo di software di calcolo numerico e di modellazione ad elementi finiti, con programmi sempre più precisi e potenti, ha permesso di approfondire lo studio del comportamento degli edifici in caso di sisma. Il supporto dei programmi di

calcolo si rivela utile sia in fase di progetto che in fase di verifica degli interventi di consolidamento; come si osserverà nei casi descritti dalla presente memoria gli strumenti informatici permettono di effettuare anche un primo controllo dell'efficacia delle soluzioni di consolidamento che vengono via via proposte.

Determinata una adeguata accuratezza il comportamento “ad oggi” del singolo caso, è possibile la simulazione numerica e la messa a punto di tecniche di consolidamento tra loro diverse, ma caratterizzate dal fatto di essere mirate ed efficaci, agendo sui principali parametri meccanici, ossia “geometria, materiali e carichi.

Rispetto alla vulnerabilità sismica degli edifici in muratura va sottolineata l'importanza di un efficace collegamento mutuo di tutte le murature in elevazione mediante diaframmi rigidi che permettono di migliorare la risposta globale alle sollecitazioni orizzontali, creando uno schema statico di tipo “scatolare”.

In quest'ottica possono essere predisposti interventi di consolidamento strutturale a diversi livelli, dalle fondazioni agli orizzontamenti, fino alla copertura.

Anche la scelta dei materiali da impiegare nell'intervento riveste un ruolo fondamentale per ottenere una soluzione che sia efficace, compatibile e rispettosa dell'esistente, reversibile, elegante e, se possibile, attiva. L'acciaio, per esempio, costituisce un buon compromesso tra efficacia, leggerezza, reversibilità e costo.

Materiali innovativi di recente introduzione (quali fibrorinforzati a matrice polimerica e resine epossidiche) garantiscono incrementi di resistenza rilevanti, ma talora presentano incognite che richiedono prudenza nella applicazione.

Infine, verrà mostrato come, al posto di modificare la geometria per adeguarla ai carichi, è possibile modificare i carichi per renderli adeguati alla geometria esistente, nel rispetto della autenticità geometrica e materica della struttura originaria. Tale schema concettuale trova applicazioni in tecniche di consolidamento innovative per archi e volte (tra cui la tecnica dell' “arco armato”) e nella cerchiatura attiva di colonne in muratura.

Nel presente articolo verranno trattate, a titolo di esempio, alcune delle principali tecniche di consolidamento messe a punto per tre importanti edifici monumentali in muratura, ossia il Duomo di Cremona, il Duomo di Colorno (Parma) e la Chiesa di Santa Caterina a Lucca.

PREMESSA

Prima di procedere alla trattazione dei tre casi studio si vuole sottolineare come la *tutela* e la *valorizzazione* del *bene culturale* su cui si deve operare siano gli obiettivi principali per qualsiasi tipo di intervento.

In particolare, l'edificio di *valenza artistica-storico-architettonica-tecnologica* deve essere considerato dal progettista come un *unicum* e il suo studio preliminare deve condurre verso un intervento mirato e altamente specifico, al fine di garantirne il massimo rispetto e la conservazione. Pertanto è importante prefiggersi alcuni principi guida generali.

I principali criteri progettuali che hanno influenzato le proposte di seguito illustrate sono la *durabilità*, la *compatibilità*, la *potenziale reversibilità*, con particolare attenzione agli aspetti della *manutenzione programmata*.

Un ulteriore criterio progettuale adottato è quello dell' "*intervento minimo*": le scelte progettuali sono "misurate" sulla scorta del principio di intervenire per sola necessità, valutando tutte le soluzioni possibili e dando preferenza a quelle meno invasive, maggiormente rispettose dell'autenticità dell'edificio al suo stato di fatto.

Si aggiunge poi una modalità di *accostamento "attivo"* tra le nuove strutture e le strutture esistenti. In primo luogo un sistema "attivo" consente alle strutture esistenti un vantaggio in termini di carico limite sopportabile a tempi lunghi, ma comporta anche un immediato miglioramento del regime statico legato all'istantaneo trasferimento di una parte dei carichi alle strutture ausiliarie.

Anche il principio della *salvaguardia economica* non deve essere perso di vista, optando per consolidamenti locali e mirati, basati su una buona diagnostica conoscitiva, che portano alla risoluzione delle cause scatenanti il degrado.

Accogliendo i criteri codificati dalla normativa vigente NTC2008 e dalle "*Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del Patrimonio Culturale*", si sono previsti poi alcuni *interventi di tipo "globale"*, in grado di coinvolgere tutto l'edificio, sia le parti "antiche", sia quelle più recenti, rendendole un corpo continuo; le varie componenti si aiutano mutuamente, senza soluzioni di continuità o punti di particolare debolezza.

Il risultato mira ad ottenere una sorta di "*comportamento scatolare*" di tutto l'edificio, migliorando la risposta globale alle sollecitazioni imposte dai carichi agenti, siano essi normali che eccezionali (quali sismici).

Da un punto di vista formale e compositivo non devono poi mancare l'*eleganza*, la *sensibilità* e il *buon gusto*. Ciò deve indurre a ragionare sulla *qualità* dell'intervento di consolidamento e non soltanto sui suoi parametri quantitativi. La *reversibilità* può fornire lo stimolo ed il principio ispiratore per una progettazione creativa, capace di novità, legata in modo mirato al singolo oggetto di cui ci si occupa.

Infine si ritiene che le soluzioni di intervento debbano rappresentare una aggiunta dichiarata e non mimetica. Il nuovo deve essere *a vista* ma non deve prevaricare l'antico, deve lasciare leggibili le preesistenze con cui si confronta e si integra, senza contrapporsi. Insomma, deve essere visibile ma non ostentato. [1][6]

1 IL DUOMO DI CREMONA

Il primo caso che vogliamo analizzare riguarda gli interventi di analisi e consolidamento sviluppati per il Duomo di Cremona, uno dei più insigni esempi di architettura religiosa lombarda, le cui origini risalgono agli inizi del XII secolo.

1.1 La diagnostica

La fase iniziale è stata caratterizzata da uno studio approfondito dell'edificio. La ricerca storica è stata accompagnata da un dettagliato *rilievo geometrico* ottenuto con l'ausilio del "laser scanner" (Figura 1), strumento in grado di rilevare e restituire la posizione di milioni di punti dello spazio. L'accurata ricostruzione geometrica 3D ha permesso di formulare alcune ipotesi sull'evoluzione storica dell'edificio e sui relativi sistemi costruttivi.



Figura 1: Restituzione di alcune viste tridimensionali con rilievo laser-scanner.

Tali conoscenze geometriche sono state ulteriormente affiancate da un'importante *campagna diagnostica* che ha permesso di ottenere risultati utili circa le caratteristiche del terreno di fondazione, dello stato tensionale dell'edificio, del suo schema statico, nonché informazioni sulla resistenza e durabilità dei materiali impiegati. Tra le prove eseguite, quelle con i martinetti piatti hanno permesso di ricavare i valori caratteristici di resistenza a compressione delle murature (martinetti piatti doppi) e sul loro stato di sollecitazione (martinetti piatti singoli) [9]. (Figura 2)

La conoscenza dello stato tensionale è stata ulteriormente integrata da un rilievo e da un monitoraggio delle fessurazioni principali, con i quali è stato possibile risalire alla conoscenza dei cinematismi in atto e controllare i movimenti del Duomo in relazione al tempo e alle temperature.

Raggiunto dunque un approfondito livello di conoscenza del manufatto, sono state formulate alcune possibili ipotesi di degrado.



Figura 2: Esecuzione della prova con martinetto piatto singolo nei matronei.

Una causa prima, importante, del degrado statico del Duomo è stata individuata nel *forte carico esercitato dai coppi* di copertura (che in alcuni casi arrivavano addirittura a sei strati sovrapposti) e dal degrado di una parte del legname dell'orditura principale, interessata da percolazioni ormai secolari.

La causa seconda, anch'essa rilevante, del degrado statico del Duomo è stata identificata nella *spinta laterale* indotta dalle volte a botte unghiate della navata centrale, non sufficientemente contrastate dalle strutture laterali esistenti.

La causa terza di degrado del Duomo, grave e preoccupante ancorché solo potenziale, è data dalle *sollecitazioni di tipo sismico*, rispetto alle quali la struttura non si presentava adeguata.

1.2 Gli interventi di consolidamento

Gli interventi di consolidamento progettati e successivamente realizzati hanno inteso riportare il Duomo al rispetto di quei criteri di sicurezza che la normativa e il buon senso impongono.

Rispetto alla vulnerabilità del Duomo nei confronti delle azioni sismiche, l'insieme degli interventi di consolidamento adottati garantisce il mutuo ed efficace *collegamento di tutte le murature* di elevazione mediante diaframmi rigidi che permettono di migliorare la risposta alle sollecitazioni orizzontali, creando uno schema statico di tipo "*scatolare*" (Figura 3).

Per questo sono stati individuati interventi di consolidamento strutturale a diversi livelli.

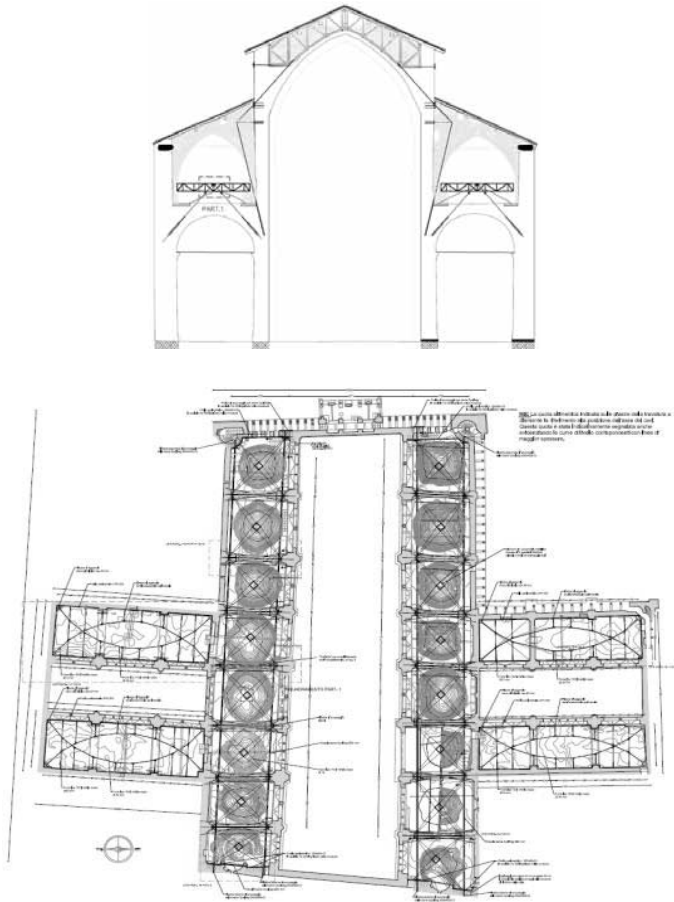


Figura 3: Sezione trasversale e planimetria d'intervento.

Nella parte alta del Duomo, sette *travi reticolari metalliche* binate, denominate “travi a boomerang” per la loro forma, sono state ubicate nella zona del sottotetto della navata centrale per offrire un parziale contrasto alle spinte laterali indotte dalle volte stesse. Tali “travi a boomerang”, accoppiate sui due lati degli arconi in muratura presenti nel sottotetto, hanno anche la funzione di collaborare con le strutture portanti lignee del tetto parzialmente degradate. Le travi metalliche presentano i correnti estradossali paralleli alle falde del tetto ed i correnti intradossali paralleli al profilo curvo delle volte, adattandosi alle geometrie esistenti. Le travi “boomerang” sono poi state collegate tra loro da robuste barre post-tesate, sia longitudinali che incrociate, così da realizzare una struttura reticolare, con funzione di controvento in direzione dell’asse della navata, capace di resistere ai carichi orizzontali.

È stato individuato un secondo intervento per garantire, con ancora maggiore efficienza, il contrasto laterale alle spinte della navata centrale. Si è introdotto un

sistema innovativo che consente di sostituire le tradizionali catene di contrasto (elementi che usualmente vengono aggiunti “a vista” all’interno della navata) mediante un sistema di cavi posti *esternamente* alla navata, e quindi non particolarmente visibili.

Si tratta di una estensione del metodo dell’*“arco armato”* (Jurina 1999-2009) che consente di consolidare le volte incrementando, mediante cavi estradossali tesi, la compressione tra concio e concio degli archi o delle volte [5] [8] [13].

Ciascuna trave boomerang è pertanto collegata, in corrispondenza degli appoggi di estremità, ad un sistema di contenimento posto nel matroneo, costituito da due barre tonde in acciaio sagomate a forma di V e da un “puntone telescopico” che, appoggiandosi al vertice della V, può offrire un contrasto orizzontale concentrato all’imposta della volta, esercitando una spinta di circa 30 t sulla muratura (Figura 4).

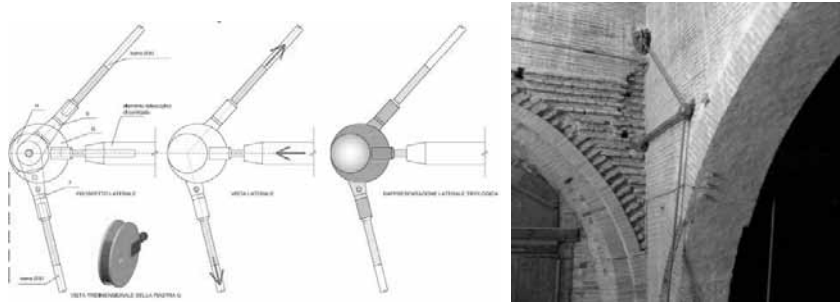


Figura 4: Dettagli e realizzazione del nodo sferico a cui converge il puntone telescopico.

Sopra alla navata centrale è stato inoltre previsto in modo diffuso l’utilizzo dell’*“arco armato”*, ossia di tiranti estradossali curvi disposti in corrispondenza delle nervature principali delle volte a crociera. Tali tiranti sono fissati con lunghe barre in acciaio inghisate nelle murature di appoggio delle volte ed esercitano un’azione confinante sulle volte stesse, migliorandone la risposta meccanica e contrastando le fessurazioni che portano alla formazione di cerniere plastiche ed al conseguente cinematismo di collasso. Tale sistema di rinforzo rende possibile un notevole incremento della portanza delle volte e non comporta alcun aumento sostanziale di massa che, sotto carichi sismici, sarebbe oltremodo dannosa in una zona tanto delicata per la fabbrica del Duomo quale è la sommità della navata centrale.

La pressione radiale di confinamento esercitata dal cavo teso sull’arco sottostante ricentra la curva delle pressioni all’interno dell’arco ed incrementa il coefficiente di sicurezza geometrico (Heyman, 1982) (Figura 5).

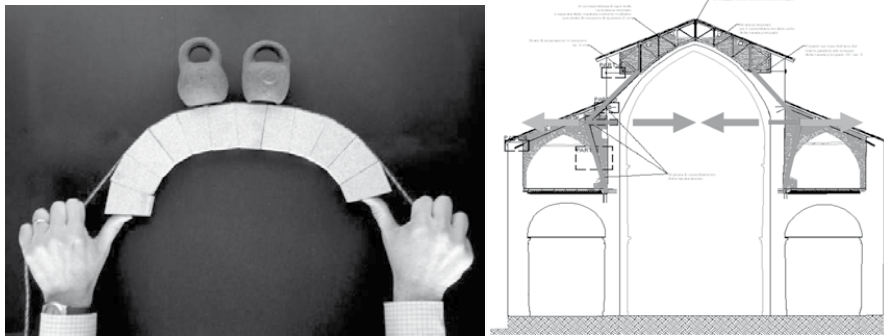


Figura 5: Arco armato estradossale: schema concettuale e applicazione specifica sulla navata centrale del Duomo di Cremona.

Nelle zone dei matronei, sopra alle cupole delle navate laterali, è stato realizzato un *diaframma di irrigidimento*. Inizialmente si è proposta l'applicazione di cavi incrociati disposti al di sopra delle volte, a formare una trave orizzontale costituita da moduli "a stella" che comportasse un irrigidimento delle volte affiancandosi ai meccanismi resistenti propri della struttura muraria del Duomo.

In seguito alla realizzazione di un nuovo sistema di impianti a livello estradossale delle cupole si è reso impossibile attuare tale previsione, a causa delle eccessive interferenze geometriche.

E' stata quindi realizzata una nuova soluzione ad una quota più alta rispetto all'estradosso delle cupole, che ha permesso di recuperare la quota dell'antico solaio di calpestio dei matronei (di cui rimanevano solo tracce degli alloggiamenti delle travi lignee nel muro), e ha consentito nuovamente l'affaccio sulla navata centrale con la vista frontale del prezioso ciclo di affreschi. Si tratta di una robusta, ma leggera *trave reticolare spaziale*, lunga tanto quanto l'intero sviluppo della navata, in grado di distribuire i carichi orizzontali e migliorare la risposta alle sollecitazioni sismiche sulla struttura. La trave è stata realizzata utilizzando grandi elementi modulari parzialmente pre-assemblati (uno per campata).

Il diaframma rigido di piano riesce a collegare le murature di elevazione e a garantire la reciproca collaborazione, portando la fabbrica verso il desiderato *comportamento scatolare* (Figura 6-7-8).



Figura 6: Modello di calcolo del Duomo e delle travi reticolari di consolidamento.

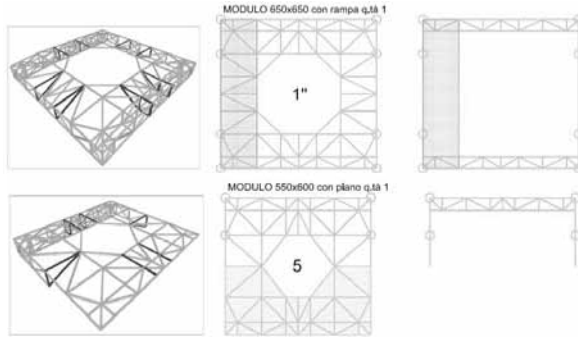


Figura 7: Esempi dello studio delle reticolari con misure specifiche per ogni campata.



Figura 8: Realizzazione delle travi reticolari e successiva copertura con tavolato ligneo.

Le nuove “travature reticolari” sono collegate in modo continuo alle pareti d’ambito dei matronei mediante elementi a biella, di lunghezza regolabile grazie a golfari filettati Sx e Dx, che mettono in relazione la parte superiore dei moduli con un profilo UPN corrente, solidarizzato alla muratura (Figura 9). Un sistema analogo, in grado di gestire le inevitabili irregolarità geometriche in pianta, consente di collegare tra loro, sia a flessione che a taglio, i vari moduli della grande trave.

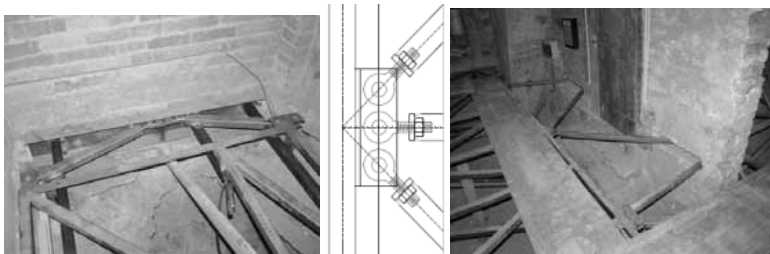


Figura 9: Dettagli dell’ancoraggio al muro delle reticolari mediante elementi a biella regolabili.

L’efficacia delle diverse soluzioni di consolidamento proposte ed adottate è stata valutata attraverso una modellazione ad elementi finiti tridimensionale dell’intero corpo di fabbrica.

Si riportano in seguito i risultati ottenuti dalla modellazione, dai quali si evince che il sistema della reticolare apporta un notevole miglioramento al comportamento dell'edificio, in termini di azione assiale, momento flettente, eccentricità e spostamenti.

MODELLO A TELAIO 3-D STATO DI FATTO

POSIZIONE	N(t)	M(t x m)	e=M/N (m)	spessore elem. (m)	larghezza elem. (m)	eccentric. amm (m)	σ_{max_elem} (daN/cm ²)	Umax (cm)
imposta arcone	-175	63,0	0,36	1,20	1,00	0,20	24,31	8,00
Arcone	-130	110,0	0,85	1,20	1,00	0,20	ribaltamento	
imposta arco laterale	-490	194,0	0,40	1,60	1,60	0,27	30,56	
base colonna	-571	46,0	0,08	2,00	2,00	0,33	17,73	
base muro laterale	-507	161,0	0,32	1,60	8,00	0,27	6,09	

MODELLO A TELAIO 3-D: CONSOLIDAMENTO CON TRAVATURE RETICOLARI

POSIZIONE	N(t)	M(t x m)	e=M/N (m)	spessore elem. (m)	larghezza elem. (m)	eccentric. amm (m)	σ_{max_elem} (daN/cm ²)	Umax (cm)
imposta arcone	-197	7,3	0,04	1,2	1,0	0,20	20,42	1,76
Arcone	-167	35,9	0,21	1,2	1,0	0,20	29,29	
imposta arco laterale	-545	41,3	0,08	1,6	1,6	0,27	27,73	
base colonna	-600	3,2	0,01	2,0	2,0	0,33	15,48	
base muro laterale	-515	23,3	0,05	1,6	8,0	0,27	4,70	

CONFRONTO

POSIZIONE	$\Delta N(\%)$	$\Delta M(\%)$	$\Delta e(\%)$	$\Delta U(\%)$
imposta arcone	6,86%	-65,08%	-67,32%	- 78%
Arcone	23,08%	-67,27%	-73,41%	
imposta arco laterale	6,12%	-72,68%	-74,26%	
base colonna	4,03%	-84,78%	-85,37%	
base muro laterale	0,20%	-47,83%	-47,93%	

Tabella 1. Confronto tra le sollecitazioni calcolate allo stato di fatto e allo stato di progetto con travi reticolari e miglioramento ottenuto in termini di eccentricità e di spostamento massimo

Nei transetti è stato messo in opera il consolidamento delle cupolette delle navate centrali mediante *cavi incrociati "a stella"* al di sopra delle cupole medesime.

Si tratta di una ulteriore applicazione dell'arco armato, in cui si riesce ad incrementare l'area di influenza dei cavi (Figura 10).

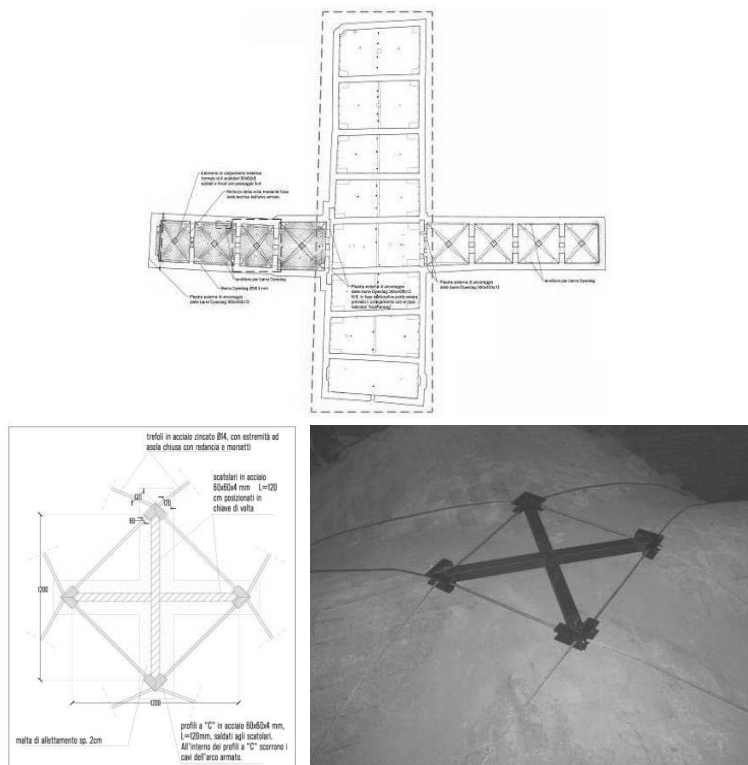


Figura 10: Arco armato realizzato con cavi incrociati “a stella” al di sopra delle cupole dei transetti.

Nella zona dei transetti, al posto delle reticolari tridimensionali, si è prevista la realizzazione di un consolidamento di piano costituito da una *trave a giacitura orizzontale* con una sagoma “*a pesce*”, formata da due cavi continui, contrapposti, con una sagoma curva, ai quali sono collegati vari tiranti inghisati nella muratura laterale, con l’obiettivo di impedirne il collasso sotto carichi sismici.

Ulteriori interventi di consolidamento hanno interessato in modo particolare le *falde di copertura*. Nella navata centrale le falde sono state consolidate con un doppio strato in tavole di legno, in modo da fungere da diaframma resistente alle azioni orizzontali. Esse sono adeguatamente connesse alle sottostanti strutture metalliche di consolidamento della navata centrale (travi a boomerang).

Un intervento particolarmente interessante è stato realizzato per rinforzare il piano di falda delle navate laterali, al di sopra dei matronei. In questa zona è stato realizzato un “*doppio assito armato*”, ossia un consolidamento di falda con lo scopo di irrigidire la struttura, per meglio rispondere ai carichi verticali e contribuire a resistere alle sollecitazioni orizzontali (Figura 11). Questo assito armato, inclinato, è in grado di

collegare mutuamente le murature della zona alta con le muratura della zona bassa, all'appoggio delle falde.

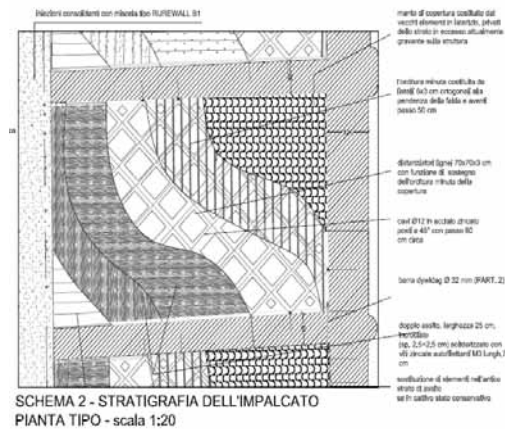


Figura 11: Immagini e dettaglio costruttivo planimetrico del doppio assito ligneo armato in copertura.

Il sistema è composto da un doppio assito ligneo collegato all'assito esistente, integrato da numerose barre diagonali incrociate con funzione di controventatura. Le barre diagonali sono collegate a profili "a U" perimetrali che "incorniciano" tutti i vari campi della copertura (delimitati dagli originali muretti tagliafuoco). Le cornici, a loro volta,

sono ben solidarizzate alle murature con barre di inghisaggio, andando a definire così un modulo di copertura. Ogni modulo è collegato al precedente e al successivo mediante robusti spezzoni di barra Dywidag, garantendo la collaborazione reciproca per ottenere un sistema unico di “*falda strutturale*”, che interessa tutta la copertura. [10]

Il manto di copertura in coppi è stato riposizionato, utilizzando coppi nuovi inferiori e coppi antichi superiori, riducendo così il numero di strati che si erano sovrapposti nel tempo e, di conseguenza, il sovraccarico presente sulle coperture. Si è ulteriormente garantita la tenuta all’acqua mediante l’introduzione di una membrana ondulata di sicurezza posta come sottocoppo.

Uno degli aspetti valutati nella posa dei coppi, per far fronte alle problematiche di caduta delle tegole, è l’uso sistematico di *ganci fermacoppo*, sia di tipo tradizionale sia di tipo speciale, per l’ancoraggio all’assito: i coppi sono stati tutti collegati l’uno con l’altro mediante i consueti ganci a “S” e, ad intervalli di circa un metro lungo la falda, sono stati introdotti dei ganci speciali, più lunghi, che vincolano puntualmente il coppo all’assito ligneo sottostante. In tal modo viene assicurata la tenuta di tutta la copertura anche sotto forti azioni del vento. [2] [4]

2 IL DUOMO DI COLORNO

Il 25 e 27 gennaio 2012 due importanti *eventi sismici* hanno interessato la provincia di Parma con un’intensità massima di magnitudo 5.4. Il Duomo di Colorno (Figura 12), edificio di origine cinquecentesca situato a pochi chilometri dall’epicentro del sisma, ha riportato considerevoli danni che lo hanno reso inagibile.



Figura 12: Vista aerea e facciata del Duomo di Colorno (PR).

I danni maggiori sono stati rilevati sulle volte della navata centrale, con fessure anche passanti e con aperture nell’ordine del centimetro. Le fessure hanno interessato tutti i cinque campi di volta della navata centrale, e si sono sviluppate principalmente in direzione ortogonale alle diagonali delle volte stesse. L’esiguo spessore della muratura della volta, di 8cm circa, e la mancanza di controventi sono tra le più probabili cause a cui imputare l’attuale quadro fessurativo.

Le volte delle navate laterali, invece, hanno sviluppato *fratture* prevalentemente *trasversali agli archi* (Figura 13) e con aperture di ordine inferiore decisamente. A

garantire una buona resistenza ai carichi sismici della parte inferiore della chiesa hanno certamente contribuito le cappelle e i muri a taglio addossati alle navate laterali.

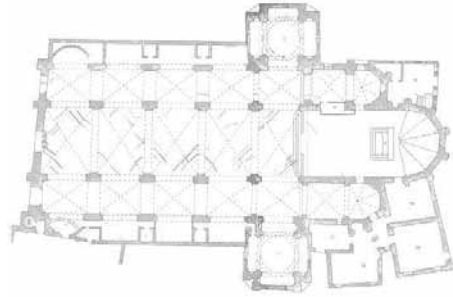
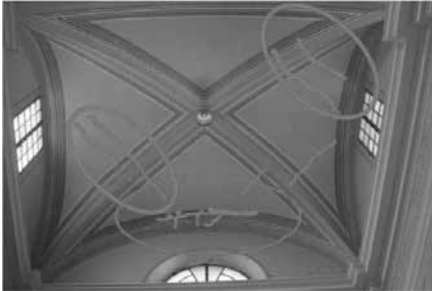


Figura 13: Quadro fessurativo delle volte e dettaglio delle fessure sulle diagonali.

Le murature portanti verticali non hanno riportato danni rilevanti, mentre fenomeni localizzati di fessurazione sono osservabili nel punto di ammorsamento tra la facciata e il cleristorio, e sul campanile.

2.1 La diagnostica

Per determinare le caratteristiche meccaniche residue dei materiali sono state effettuate *accurate indagini diagnostiche* sui principali elementi strutturali. In primo luogo sono stati eseguiti carotaggi ed endoscopie sui pilastri e martinetti piatti, sia singoli che doppi. Indagini soniche, prove penetrometriche sui giunti di malta, analisi chimiche delle malte, sono state ulteriormente condotte per ottenere utili informazioni sulla composizione del tessuto murario.

Le *prove soniche* condotte sui pilastri e sulle murature del cleristorio hanno restituito velocità superiori ai 1500 m/s, indice di un buon comportamento della muratura.

I carotaggi eseguiti su alcuni pilastri della navata centrale hanno confermato una delle ipotesi formulate in fase di analisi storica, secondo la quale nel 1800 gli originali pilastri tondi in muratura furono foderati e resi regolari con l'apporto di nuova muratura. Tale soluzione presentava una buona continuità.

Infine la prova con *martinetti piatti* è stata eseguita per la determinazione della resistenza a compressione della muratura e del legame sforzo-deformazione (martinetti doppi), e per la determinazione del carico portato dalla porzione di muratura nella quale si è effettuata la prova (martinetto singolo). I martinetti sono stati posizionati in tre diversi punti: nell'abside, nella facciata e nel cleristorio. I risultati in termini di sforzo sollecitante nelle murature hanno riportato valori di 0.46 e 0.64 MPa, in linea con quanto ci si attendeva.

Oltre a queste prove, che miravano prevalentemente alla caratterizzazione della muratura, sono stati effettuati altri due test per studiare il comportamento dinamico dell'intero edificio: *indagini con microtremori* e *indagine sismica di tipo MASW*.

La rilevazione dei microtremiti indotti da rumore ambientale ha portato ai risultati contenuti nella Tabella 2, da cui si evince una minor rigidezza del campanile, delle volte e della facciata, ossia di quegli elementi che hanno effettivamente riportato i maggiori danni da sisma.

	Nord-Sud Hz	Periodo (T) s	Est-Ovest Hz	Periodo (T) s
Suolo	0,8*	1,25	0,8*	1,25
Campanile	3	0,33	2,5	0,4
Facciata	4	0,25	-	-
Corpo della chiesa	6	0,17	5	0,2
Volte	4,5-5	0,22	4-5	0,22

* media tra i due assi

Tabella 2: Risultati delle prove con microtremiti.

L'indagine sismica tipo MASW (*Multi-channel Analysis of Surface Waves*) consiste invece nell'analisi della dispersione e del ritorno di onde di taglio (V_s) nel suolo.

I dati restituiti dalla prova MASW sono stati elaborati ricostruendo il profilo verticale della velocità delle onde di taglio (V_s) nel terreno limitrofo al duomo; dalle elaborazioni eseguite è stata ricavata una velocità V_s 30, pari a circa 209.6 m/s, che corrisponde ad un suolo di categoria C, ossia depositi di sabbie o ghiaie mediamente addensate o argille di media consistenza, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri. (Figura 14) [9]



Figura 14: Schema di funzionamento della prova MASW e curva di dispersione delle velocità di propagazione ottenute.

2.2 Gli interventi di consolidamento sulla chiesa

La conoscenza esaustiva dei principali parametri geometrici e materici del corpo di fabbrica ha consentito la definizione di alcuni possibili interventi di consolidamento statico e sismico. L'efficacia di ciascun intervento e di più interventi introdotti contemporaneamente è stata valutata con l'ausilio di un accurato modello ad elementi finiti (FEM).

In questo modo si sono individuati gli interventi più efficaci in termini di aumento di resistenza della struttura, riduzione degli spostamenti e riduzione del regime tensionale in presenza di carichi sismici.

In fase di modellazione sono stati seguiti due *approcci numerici* differenti per la valutazione degli interventi, l'uno riguardante l'intero corpo della chiesa, l'altro il solo campanile. Nel primo modello, ossia quello esteso all'intero Duomo, l'efficacia degli

interventi è stata valutata in termini di incremento della resistenza di prima fessurazione mediante un'analisi push-over di tipo non lineare. Nel secondo modello sono state condotte analisi di tipo elastico-lineare e lo studio della risposta del consolidamento ha interessato le frequenze proprie, la riduzione degli spostamenti e degli sforzi interni alla struttura della torre campanaria. (Figura 15).

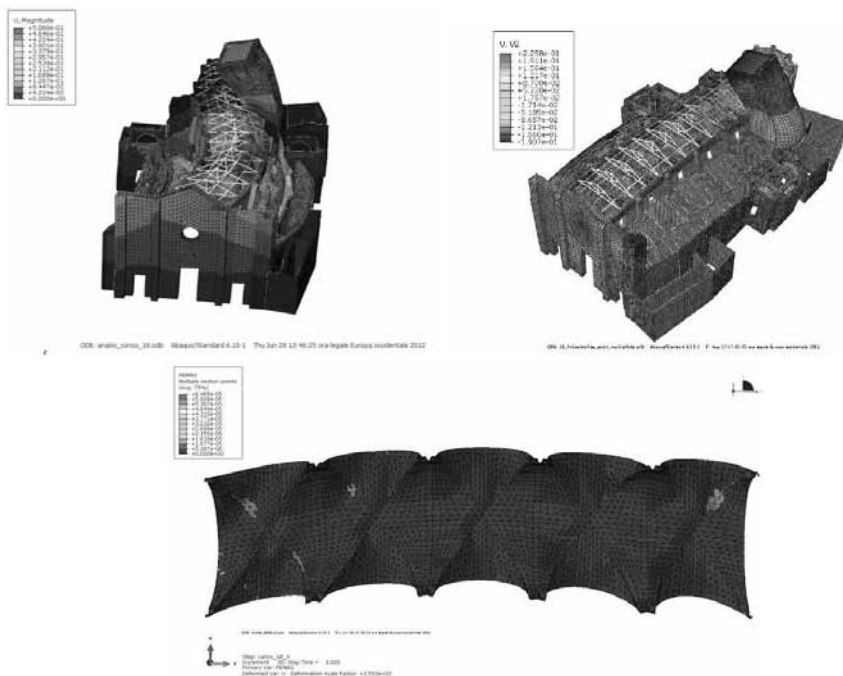


Figura 15: Esempi di differenti modi di vibrare applicati al modello FEM e approfondimento sulle volte della navata centrale.

L'analisi push-over è stata condotta tenendo in conto la non linearità meccanica della muratura grazie all'uso di un particolare legame costitutivo denominato "Concrete Smeared Cracking". Tale legame costitutivo, la cui applicabilità alla muratura è stata recentemente dimostrata, permette di tenere in considerazione la presenza di fessurazioni nel materiale muratura.

Una prima analisi allo stato di fatto ha restituito la formazione delle prime cerniere plastiche sulle volte della navata centrale già per accelerazioni di $1,6 \text{ m/s}^2$. Tale accelerazione è risultata inferiore a $3,1 \text{ m/s}^2$, vale a dire l'accelerazione massima di progetto prevista da normativa per il sito in oggetto, allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Va osservato che le zone plastiche ottenute numericamente sono localizzate in porzioni della volta che corrispondono alle fessure realmente riscontrate.

E' risultato pertanto necessario un intervento di consolidamento della struttura tale da garantire un incremento di resistenza ai carichi sismici, secondo quanto richiesto dalle vigenti normative sismiche (NTC 2008).

Sulla base delle osservazioni effettuate in fase di campagna diagnostica e di analisi numerica sono stati individuati mirati interventi di consolidamento agenti a livello "globale", in grado quindi di coinvolgere tutto l'edificio rendendolo un corpo continuo, in cui le varie parti si possono aiutare mutuamente, senza che porzioni particolarmente deboli possano diventare sedi di potenziali meccanismi di collasso locale.

Tra gli interventi è stato innanzitutto proposto un sistema di consolidamento nei confronti delle spinte delle volte a crociera della navata centrale, attuato tramite una *cerchiatura* attiva con barre Dywidag posizionate al di sopra del cornicione, lungo i due lati della navata centrale. Tale intervento si completa nell'abside con l'inserimento di una piastra in acciaio perimetrale, così da confinare l'intera struttura in direzione longitudinale (Figura 16).

I risultati ottenuti dall'analisi push-over con questa soluzione di consolidamento hanno mostrato un incremento del carico a cui si presenta la prima fessurazione nelle volte pari al 6% rispetto allo stato di fatto, che corrisponde ad una accelerazione di $1,7 \text{ m/s}^2$. [7]

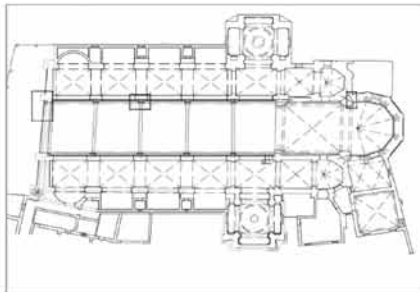


Figura 16: Cerchiatura attiva longitudinale della navata.

La particolare situazione critica delle volte della navata centrale ha richiesto la valutazione e l'inserimento di diverse possibili soluzioni di consolidamento.

Una prima proposta consiste in un sistema "passivo" di consolidamento realizzato attraverso l'applicazione di *fibre in carbonio* sull'estradosso delle volte. Le fibre sono in grado di incrementare la resistenza delle volte in muratura agli sforzi di trazione indotti da carichi orizzontali, sforzi che causano l'apertura di lesioni (Figura 17). I risultati di calcolo hanno rivelato la possibilità di incrementare fino al 25% il carico orizzontale di prima fessurazione delle volte rispetto allo stato di fatto.

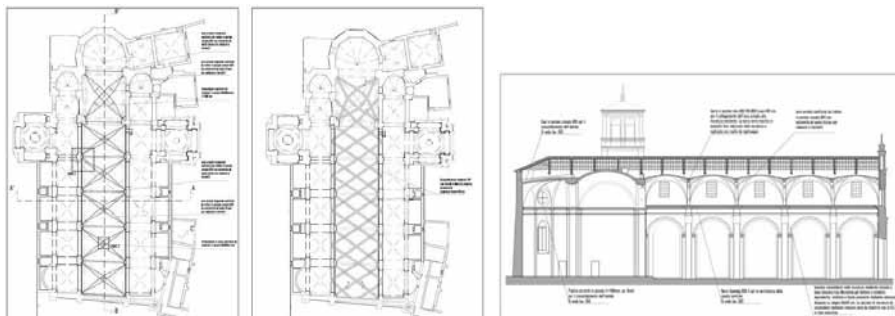


Figura 17. Fasciatura estradossale delle volte e “arco armato”.

Accanto alle fibre di carbonio è stata proposta la tecnica dell’“arco armato” estradossale, ampiamente sperimentata ed adottata in numerosi interventi di consolidamento di archi e volte. [5] [8] [13]

Nel caso del Duomo di Colorno l’incremento di carico di prima fessurazione utilizzando il sistema combinato FRP+ arco armato è pari al 69%. Ciò significa che l’accelerazione a cui le volte sono in grado di resistere prima di fessurarsi passa da 1,6 m/s² dello stato di fatto a 2,7 m/s² dopo l’intervento di consolidamento.

L’accelerazione raggiunta, pari a 2,7 m/s², è ancora inferiore a quella di picco prevista dallo spettro di progetto (3,1 m/s²), ma si può affermare che già con questi interventi è possibile ottenere un buon livello di miglioramento sismico.

Negli interventi di consolidamento antisismico è buona norma inserire elementi di *controvento* in copertura, capaci di apportare miglioramenti, o addirittura adeguamenti, nei confronti delle azioni orizzontali, al fine di garantire alla struttura un “tappo rigido” in sommità ed un comportamento scatolare. Per il Duomo di Colorno è stata proposta una soluzione alternativa ai classici cavi di controventamento di falda, che prevede l’impiego di un doppio assito ligneo incrociato e chiodato e di bandelle in acciaio zincato a caldo, disposte a croce e chiodate al sottostante assito ligneo (Figura 18).

Si crea in questo modo un diaframma rigido su ciascuna falda che incrementa la resistenza ai carichi orizzontali nell’ordine del 12,5%. [10]

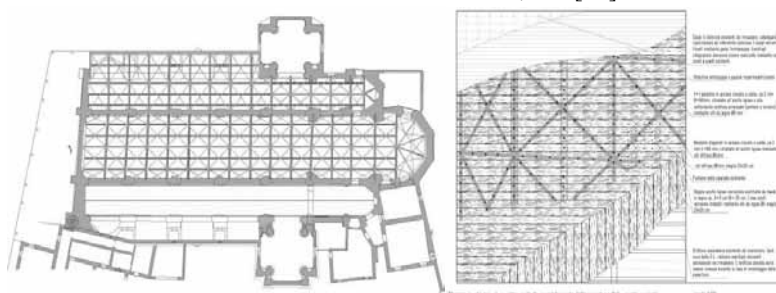


Figura 18. Disposizione delle bandelle sulla copertura della navata centrale e dettaglio stratigrafico d’intervento.

L'intervento di consolidamento sulle coperture del Duomo non si è limitato alla sola navata centrale, ma sono state proposte soluzioni anche per la copertura delle navate laterali. Per la navata laterale destra, attualmente realizzata in travetti in c.a. e laterocemento, è stata introdotta una *cappa collaborante in c.a.* dello spessore di 4 cm. Per la navata laterale sinistra è stato introdotto un *doppio assito ligneo incrociato* e collegato alla sottostante orditura lignea e alle pareti perimetrali.

La modellazione di tali interventi comporta un incremento notevole del carico di prima fessurazione nelle volte, pari al 63% rispetto allo stato di fatto, ossia porta ad una accelerazione di prima fessurazione pari a $2,6 \text{ m/s}^2$, che corrisponde al raggiungimento di un miglioramento sismico.

Particolarmente interessante la combinazione di tutti gli interventi di consolidamento appena descritti. In questa ipotesi, agendo contemporaneamente sulle volte e sulle coperture, si raggiunge un livello di "*adeguamento sismico*" della struttura la quale, vede il formarsi delle prime fessure ad un accelerazione di $3.7\text{-}3.8 \text{ m/s}^2$, valori entrambi maggiori del picco indicato dallo spettro di progetto di 3.1 m/s^2 .

2.3 Gli interventi di consolidamento sulla torre campanaria

Sulla torre campanaria, che costituisce uno degli elementi più vulnerabili al sisma, è stata prevista l'esecuzione di una *cerchiatura sui cinque livelli*, realizzata con profili UPN perimetrali opportunamente collegati alla muratura mediante barre inghisate. Per i due attuali solai lignei è stato previsto l'inserimento di un nuovo *doppio assito ligneo incrociato* e chiodato al sottostante e all'orditura principale.

Per garantire un adeguato controventamento ai carichi orizzontali sulle pareti perimetrali è stato previsto inoltre l'inserimento di *controventi ad "X"* in barre di acciaio inox. (Figura 19)

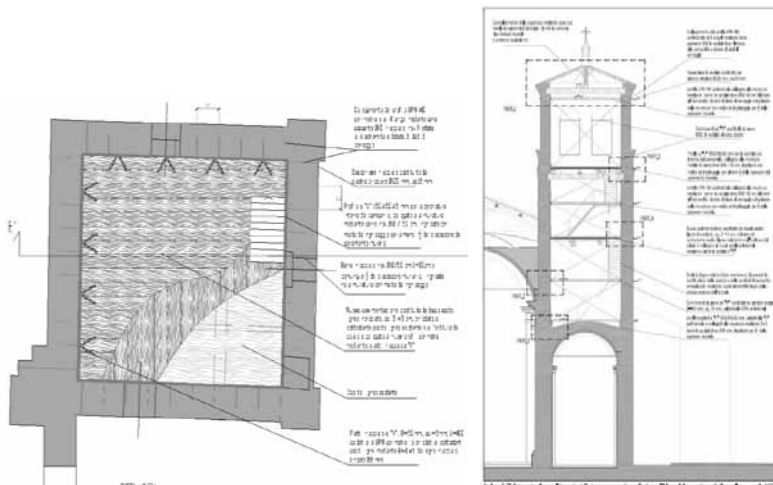


Figura 19: Planimetria dei solai e sezione dell'intervento sul campanile.

3 LA CHIESA DI SANTA CATERINA A LUCCA

Il terzo caso che verrà descritto riguarda la chiesa di Santa Caterina a Lucca (Figura 20), una delle più originali realizzazioni di edilizia religiosa barocca a Lucca, un *unicum* per la soluzione della facciata, posta angolarmente, e della struttura, impostata su una pianta ovale. L'attuale configurazione della chiesa risale al 1738, anno in cui furono intraprese ampie operazioni di riorganizzazione del complesso monastico a cui è affiliata.

La chiesa è opera dell'architetto Francesco Pini, assistente del più famoso Filippo Juvarra.



Figura 20. Vista della facciata e della cupola della Chiesa di Santa Caterina.

3.1 La geometria dell'edificio

La *geometria* dell'edificio risulta piuttosto *articolata*. Soprattutto nella parte alta della chiesa si osservano rimaneggiamenti e tracce di interventi provvisori susseguitisi nel tempo, i quali hanno contribuito a darne un carattere di singolarità, ma hanno anche modificato le condizioni statiche e di conservazione. In questa zona della chiesa la campagna diagnostica ha infatti rilevato i principali punti di debolezza.

A partire dalla quota d'imposta della cupola (+9,30 m), salendo verso l'alto, ai lati della cupola si incontra un primo solaio ligneo "ad anello", posto a quota +13,20 m. Tale solaio è costituito da una orditura principale di 14 travi lignee disposte a raggiera, in semplice appoggio sulla muratura perimetrale e sulla cupola. Al di sopra di esse si trovano un'orditura secondaria di travicelli, un assito ligneo ed una pavimentazione in mattonelle. (Figura 21)



Figura 21. Viste della cupola in muratura, del solaio "ad anello" e delle capriate lignee di copertura puntellate.

Salendo ulteriormente si incontra il complesso sistema di copertura. L'orditura principale è costituita da 2 capriate lignee e da 5 falsi puntoni, sui quali poggiano gli arcarecci e l'orditura minuta. L'avanzato stato di degrado e la precarietà statica di alcuni elementi lignei hanno indotto, negli anni passati, all'introduzione di alcuni puntelli ed opere provvisorie, alcuni dei quali hanno addirittura arrecato danno alle strutture su cui poggiavano.

Infine, la stratigrafia del tetto si compone di pianelle in cotto e copertura in coppi.

Un'interessante vela in cannicciato, affrescata con la raffigurazione di Santa Caterina, occupa la parte centrale del sottotetto ed è visibile dall'interno dell'aula, attraverso un oculo praticato nella cupola (Figura 22).



Figura 22. Oculo della cupola in muratura con la vela in cannicciato e il supporto in avanzato stato di degrado.

Un'attenta *campagna diagnostica* ha riscontrato che i principali fenomeni di degrado e dissesto si concentrano nella muratura in affaccio sulla strada, maggiormente esposta agli agenti atmosferici e con problemi di umidità, e nella parte alta della chiesa dove permangono problemi di allontanamento dell'acqua, accanto a situazioni di dissesto delle murature e degli elementi lignei.

In particolare, molte lesioni murarie si osservano in prossimità degli appoggi delle orditure lignee; tale situazione suggerisce che travi e capriate, già modificate nella loro geometria e in pessime condizioni di conservazione legate all'umidità, applichino carichi laterali eccessivi che la muratura non è in grado di sopportare. (Figura 23).

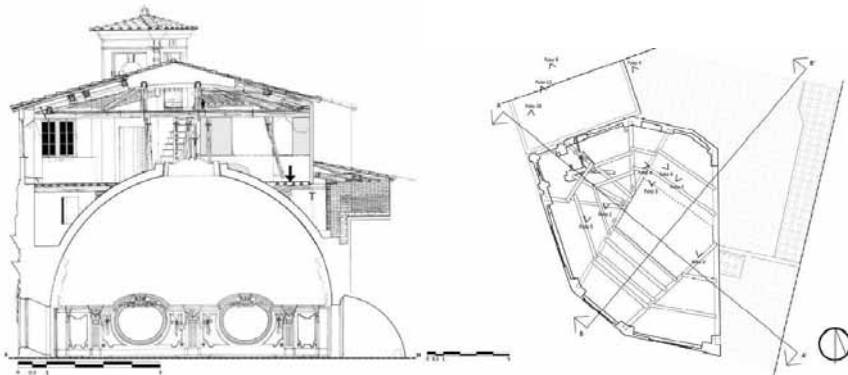


Figura 23. Rilievo dei dissesti della parte superiore della chiesa.

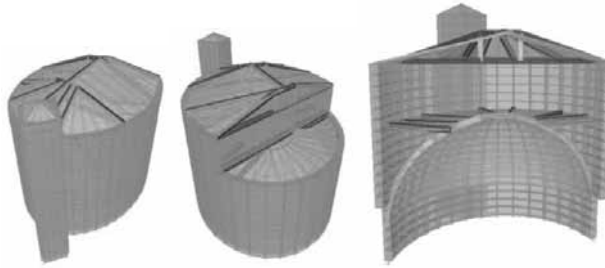


Figura 24. Modellazione ad elementi finiti della Chiesa di Santa Caterina a Lucca.

3.2 I criteri per gli interventi di consolidamento

Sulla base delle indagini diagnostiche e dei sopralluoghi effettuati è emersa la necessità di effettuare interventi di consolidamento capaci di agire su due scale: su *scala locale*, andando a risolvere i singoli problemi di dissesto individuati, e su *scala globale*, cercando di conferire all'edificio il comportamento scatolare perduto, indispensabile per la sua sopravvivenza soprattutto in occasione di eventi sismici.

Gli interventi di consolidamento strutturale previsti per la chiesa di Santa Caterina, ancora in attesa di realizzazione, sono stati progettati focalizzandosi sull'unicità dell'oggetto architettonico, nelle sue forme e materiali, volendo conservare la materia costruttiva quale principale testimonianza storica.

Un primo passo ha previsto l'esecuzione di operazioni di *cerchiatura* a diversi livelli, con lo scopo di migliorare il comportamento di insieme della costruzione e l'ammorsamento tra le pareti, contenere le spinte orizzontali prodotte dalla cupola ellittica e dalle strutture lignee di copertura. (Figura 25)

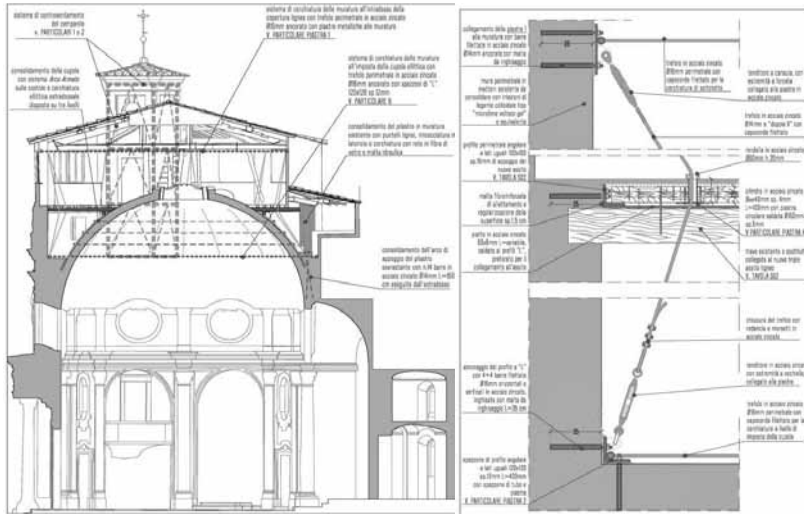


Figura 25. Sezione e dettagli degli interventi di cerchiatura con cavi in acciaio zincato.

La prima cerchiatura interna è stata posizionata a quota +11.40 m, in corrispondenza dell'imposta della cupola. Tale catena viene realizzata mediante un trefolo in acciaio zincato, corrente lungo la modanatura decorata, collegato diffusamente alla muratura mediante spezzoni di profili a "L" opportunamente tassellati ad essa. Questo intervento, seppur a vista, non risulta particolarmente impattante in quanto è "mascherato" dall'ingombro stesso della cornice esistente.

Gli ancoraggi sono utilizzati anche per agganciare i controventi a "V", che attraversano il solaio ligneo e vanno a vincolarsi alla muratura in prossimità dell'imposta della copertura lignea. I controventi a V, opportunamente tesati, cioè con un pre-tiro tale da non farli lavorare in compressione, svolgono la funzione di vincolare la muratura durante un evento sismico, agendo come un controvento.

3.3 La modellazione FEM della cupola

La cupola della chiesa è stata oggetto di un approfondito calcolo agli elementi finiti rivolto allo studio della distribuzione degli sforzi allo stato di fatto e alla scelta della soluzione di consolidamento più efficace. Nel modello, che ha tenuto in conto la geometria ellittica della cupola, la muratura di appoggio, per un'altezza di 2 m, e la struttura di copertura, sono state introdotte 8 diverse combinazioni sismiche previste dalla normativa.

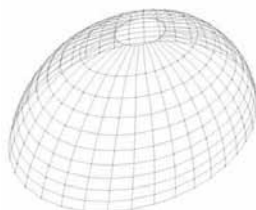
La situazione di calcolo più gravosa allo stato di fatto è stata individuata nella zona di imposta della cupola, sul lato intradossale: lo sforzo massimo di trazione raggiunge 0,28 MPa, mentre l'area tesa occupa il 69% del totale.

Sul modello dello stato di fatto della cupola sono state inserite 4 diverse soluzioni di consolidamento, denominate J1-J4, che potremmo chiamare interventi di "cupola armata".

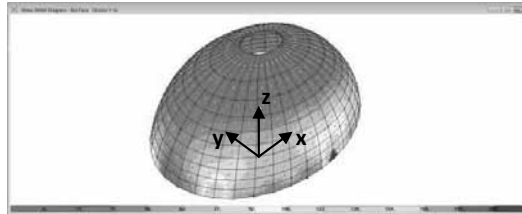
Nel modello J1 è stata prevista una rete estradossale in cavi d'acciaio Φ 10mm incrociati, resa aderente alla muratura mediante connettori metallici e soggetta ad uno stato di coazione che trasmette una trazione iniziale a ciascun cavo pari a 10 KN.

In questo primo caso lo sforzo massimo di trazione si riduce a 0,16 MPa, mentre l'area tesa intradossale si limita al 33% della superficie totale.

Maglia di cavi

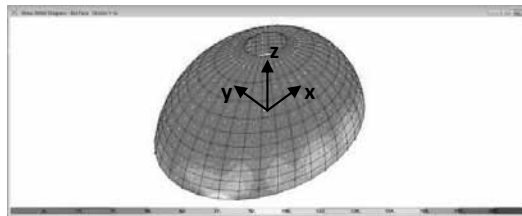


SdF



[kPa]

SdP



[kPa]

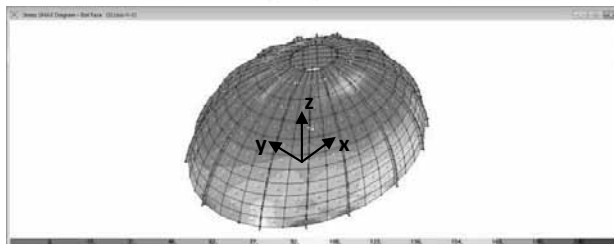
Modello J1: Tensioni massime (in 10^{-2} kg/cm^2) all'intradosso della cupola per sisma $(-Y - 0,3X)$
 Confronto tra SdF e SdP con rete aderente. In viola le zone soggette a compressione.

In una seconda ipotesi (*modello J2*) si è scelto di inserire singoli cavi meridiani disposti sull'estradosso delle costole della cupola. Si tratta di una cerchiatura estradossole con cavi in acciaio $\Phi 12\text{mm}$, facile da realizzare, alla quale vengono imposte tensioni di 20 e di 40 kN. Adottando questa seconda soluzione lo sforzo massimo di trazione si riduce a 0,19 MPa (contro i 28 MPa dello stato di fatto), ma la superficie intradossole tesa non si riduce e rimane del 69%. Oltre ai risultati poco vantaggiosi in termini di area tesa, tale soluzione presenta lo svantaggio di concentrare la trazione nelle porzioni di volta incluse tra le costole.

Cavi



SdP



[kPa]

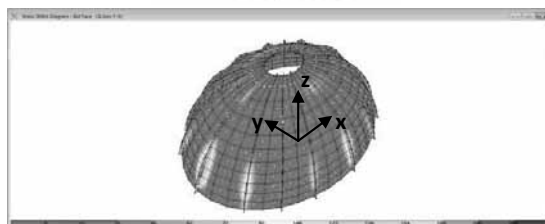
Modello J2: Tensioni massime (in 10^{-2} kg/cm^2) all'intradosso della cupola per sisma $(-Y - 0,3X)$ – cavi metallici al di sopra delle costole. In viola le zone soggette a compressione.

Per tale motivo si è analizzato un ulteriore modello J3 in cui è stata valutata la combinazione di cavi meridiani sulle costole (J2) con una cerchiatura lungo i paralleli. Tale cerchiatura è ottenuta con 6 cavi (Φ 14 mm) posizionati tra l'imposta e la mezzeria della cupola (zona più sollecitata a trazione), ancorati alle costole e pretesi. Nel caso di tensionamento pari a 20 KN si raggiunge lo sforzo massimo di trazione intradossale pari a 0,22 MPa, mentre l'area tesa si riduce al 34%; con 40 KN di tensionamento si otterrebbero risultati peggiori: 0,34 MPa di sforzo e un'area tesa del 30%. Ancora una volta i valori massimi di trazione si osservano alle imposte della superficie della cupola, nei campi privi di costolature.

Cavi



SdP



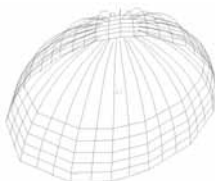
[kPa]

Modello J3: Tensioni massime (in 10^{-2} kg/cm²) all'intradosso della cupola per sisma (-Y - 0,3X) - 6 livelli di cerchiatura dei paralleli con stato di coazione applicato che provoca una trazione sul cavo di 40 KN e cavi metallici al di sopra delle costole. In viola le zone soggette a compressione.

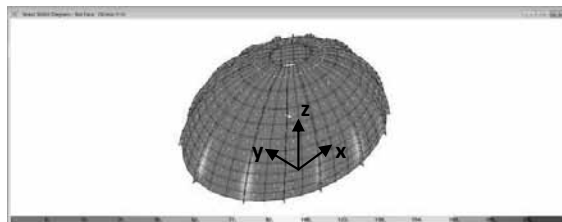
Da ultimo, nel modello J4 sono stati inseriti 16 cavi meridiani sulle costole, 24 cavi meridiani nei campi interposti tra esse e 6 cavi di cerchiatura lungo i paralleli, di diametro 12 mm con forza di coazione iniziale di 20 KN.

In questa ipotesi si ottiene uno sforzo massimo intradossale di 0,18 MPa, mentre l'area tesa si riduce ad interessare il 24% della superficie.

Cavi



SdP



[kPa]

Modello J4: Tensioni massime (in 10^{-2} kg/cm²) all'intradosso della cupola per sisma (-Y - 0,3X) - 6 livelli di cerchiatura dei paralleli e 40 cavi metallici meridiani. In viola le zone soggette a compressione.

A seguito delle modellazioni condotte si può osservare come la soluzione migliore preveda il posizionamento di una rete composta da cavi, aderente all'estradosso della cupola e messa in uno stato di coazione (modello J1). Purtroppo questa soluzione non è praticabile in quanto la presenza delle costole impone un vincolo geometrico da tenere in conto in fase di scelta dell'intervento di consolidamento. Quest'ultimo infatti dovrà essere efficace in termini di riduzione dello sforzo di trazione e, al contempo, dovrà essere posizionabile senza eccessive complicazioni e con una spesa ragionevole.

		<i>area a trazione</i>	<i>sforzo massimo di trazione</i>	<i>sforzo medio di trazione</i>	<i>risultante</i>	<i>differenza risultante rispetto SdF</i>
		[%]	[MPa]	[MPa]	[KN]	
STATO DI FATTO		69%	0,28	0,05	34,5	
J1	SdP - rete aderente 10KN	33%	0,16	0,029	9,4	-73%
J2	SdP - cavi meridiani costole 20KN	69%	0,19	0,034	23,4	-32%
J3	SdP - cavi meridiani e 6 livelli cerchiatura 20KN	34%	0,22	0,039	13,4	-61%
J3	SdP - cavi meridiani e 6 livelli cerchiatura 40KN	30%	0,34	0,061	18,2	-47%
J4	SdP - cavi meridiani su costole ed estradosso cupola, più 6 livelli cerchiatura 20KN	24%	0,18	0,032	7,7	-78%

Tabella 3. Tabella di sintesi dei risultati ottenuti.

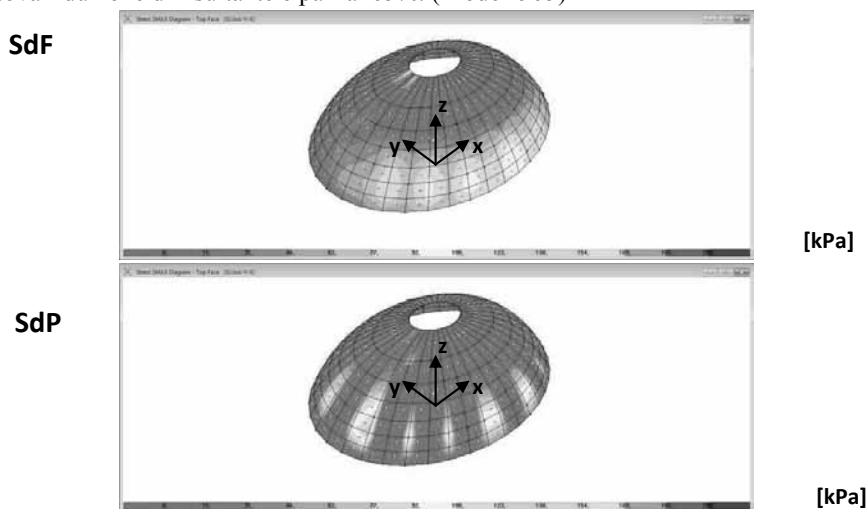
Si osserva come la soluzione J3 (cerchiatura su 6 livelli dei paralleli e archi armati meridiani sulle costole, entrambi con una trazione iniziale pari a 20 KN) sia quella che

permette la riduzione migliore degli sforzi nella cupola a fronte di una semplicità di posizionamento delle varie componenti che costituiscono l'intervento.

Scelto quest'ultimo come intervento di consolidamento definitivo per la cupola della Chiesa di Santa Caterina, sono state effettuate delle ulteriori modifiche sul modello per garantire una corrispondenza ottimale con la scelta progettuale adottata effettivamente. A tal proposito si è optato per modellare anche il riempimento nella parte bassa della cupola, con l'apporto del quale è possibile eliminare i primi tre livelli di cerchiatura estradosali della cupola.

In conclusione sono stati mantenuti quindi *tre livelli di cerchiatura dei paralleli e i cavi radiali sulle costole*, che si estendono dal livello del riempimento fino alla quota di appoggio del solaio superiore, all'estradosso della cupola.

I risultati ottenuti in questa ipotesi sono vicini a quelli ottenuti nel modello J3 e infatti la nuova riduzione di risultante è pari al 65%. (Modello J5)



Modello J5. Tensioni massime (in 10⁻² kg/cm²) all'estradosso della cupola per sisma (-Y - 0,3X) – confronto tra SdF e SdP con cavi metallici al di sopra delle costole e tre livelli di cerchiatura.. In viola le zone soggette a compressione.

Il sistema scelto ripropone quindi la tecnica dell'“Arco armato” precedentemente descritta, la quale consente di ottenere una benefica azione di confinamento della cupola, contribuendo a ricentrare la curva delle pressioni sull'asse baricentrico e portando quindi tutta la muratura a lavorare in sola compressione, ciò che è nei principi di buon funzionamento di ogni arco e di ogni volta in muratura.

Il consolidamento viene realizzato con la posa in opera di cavi in acciaio zincato adiacenti alla superficie voltata ed ancorati efficacemente alla muratura verticale, prima di essere sottoposti a trazione mediante tenditori posti agli estremi.

Applicare una trazione ai cavi comporta, infatti, una contemporanea e “duale” compressione cerchiante sulla volta, che migliora il suo comportamento statico.

Uno dei principali vantaggi offerti da questa tecnica risiede proprio nella possibilità di tesare facilmente i cavi: ciò consente di ottenere un intervento “attivo”, ovvero immediatamente efficace e benefico, oltre alla possibilità di modificare nel corso del tempo il tiro degli stessi, per adeguare il comportamento della volta a eventuali nuove esigenze. Tra gli altri pregi di questa tecnica si possono menzionare la leggerezza e la reversibilità. (Figura 26).

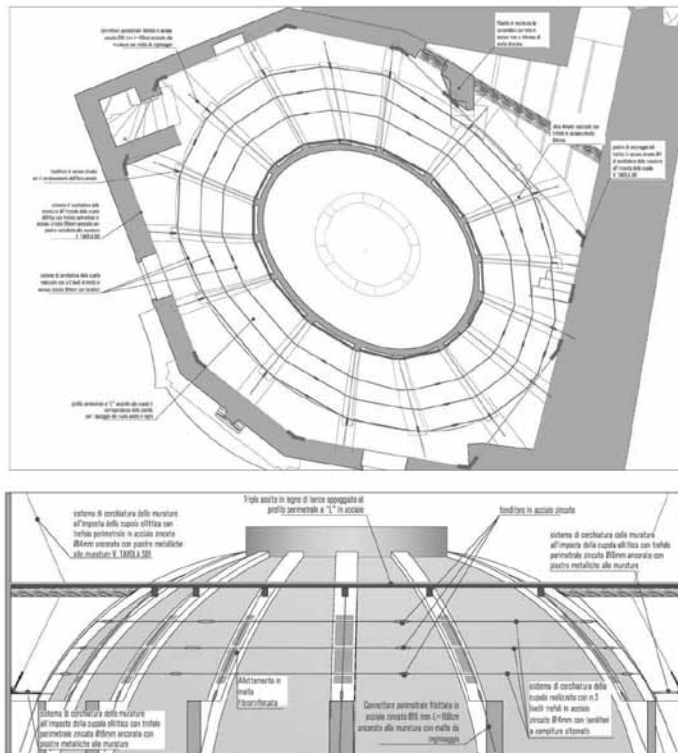


Figura 26. Schema di realizzazione della cerchiatura della cupola con cavi disposti lungo i meridiani e lungo i paralleli.

Per completare le operazioni sulla cupola è stata infine prevista un’ulteriore cerchiatura mediante un trefolo $\phi 16$ mm in acciaio zincato, posizionata a una quota di circa +16,00 m, in corrispondenza dell’imposta della copertura.

3.4 Altri interventi di consolidamento

Passando alle *strutture di impalcato*, dall’analisi diagnostica del legno è emersa la necessità di intervenire sulle travi lignee che costituiscono l’orditura principale del solaio di sottotetto a quota 13,20 m. Alcuni elementi risultavano in avanzato stato di degrado e quindi non sufficienti a garantire i carichi di progetto; inoltre gli elementi erano indipendenti tra loro, e non costituivano alcun diaframma rigido di piano.

Si è optato per un intervento di consolidamento volto alla maggiore conservazione possibile sia dell'apparato decorativo di pavimentazione, sia strutturale. Il consolidamento ha previsto una integrazione delle travi lignee esistenti, operando sostituzioni localizzate solo laddove lo stato di conservazione lo rendeva necessario.

Accanto alle travi esistenti sono state progettate *nuove travi lignee* in legno di larice con sezione 12x16 cm. Le nuove travi costituiscono inoltre l'appoggio per il triplice strato di assito ligneo incrociato; questo è ben collegato alle nuove travi, alle travi esistenti e al perimetro attraverso dei profili angolari a L 100x100x15mm. I profili vengono inghisati alle costole (lato interno) e al muro (lato esterno). Le pannelle precedentemente smontate e pulite saranno poi riposizionate sopra il nuovo assito.

Al fine di creare un diaframma rigido di piano, si è prevista una *struttura reticolare orizzontale* con funzione di controvento, passiva, in piatti di acciaio zincato 60x8mm, di collegamento tra il profilo corrente esterno e le costolature (Figura 27). [12]

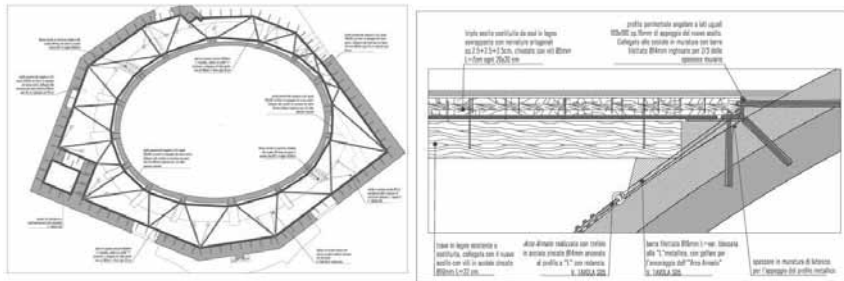


Figura 27. Nuove travi a raggiera e tensostruttura post tesata a livello di solaio.

Si è previsto poi di rinforzare globalmente le due *capriate lignee*. La prima presenta un'evidente inflessione della catena, indotta dai carichi puntuali trasferiti dai due monaci. Il sistema di consolidamento scelto per questa capriata si basa sulla introduzione di *nuovi appoggi intermedi*, posti al di sotto della catena inflessa. I nuovi appoggi sono costituiti, nella parte estrema, da due puntelli lignei inclinati e, in quella interna prossima ai monaci, da un trefolo di acciaio zincato post tesato, costituente un unico anello che avvolge la capriata (Figura 28).

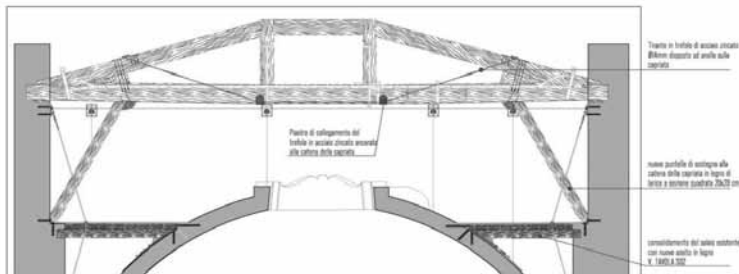


Figura 28: Rinforzo della capriata lignea libera mediante nuovi appoggi intermedi ottenuti dall'utilizzo di cavi in acciaio inox e di puntelli.

La seconda capriata presenta una muratura di tamponamento tra gli elementi lignei e tra la catena e il pavimento, e soffre localmente fenomeni di degrado causati dalle infiltrazioni di acqua dal tetto. Per tale elemento si è optato per una soluzione duale di “*appensione*”, mediante 4 coppie di trefoli in acciaio.

Il tamponamento in muratura presenta scarsa compattezza e presenza di vuoti. In primo luogo si è pensato al consolidamento con iniezioni colloidali e, successivamente, al posizionamento di due profili correnti a “L” affiancati al muro, ben collegati tra loro, dai quali partono gli 8 cavi inclinati (Figura 29).

Alcuni elementi degradati dell’orditura principale e secondaria vengono sostituiti da travi di identica specie e dimensione. [11]

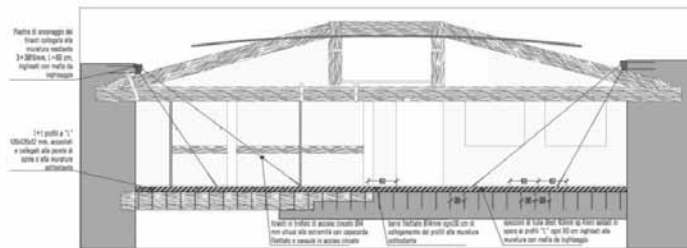


Figura 29: Rinforzo della capriata lignea murata mediante nuovi appoggi intermedi ottenuti dall’utilizzo di cavi in acciaio inox e profili a “L”.

Il *manto di copertura* originale è costituito da piastrelle in cotto, al di sopra delle quali sono posizionati i coppi; la struttura, allo stato di fatto, seppur in grado di resistere ai carichi verticali non offre nessun contributo resistente alle azioni orizzontali, non comportandosi da diaframma rigido.

Per ottenere un effetto a “*diaframma*”, e dunque consentire alla struttura scatolare di essere “chiusa” da un tappo rigido, si è previsto di rimuovere il manto in coppi e di stendere, all’estradosso delle piastrelle in cotto, un sottile strato di rete in fibra di carbonio e malta idraulica, opportunamente collegato alla sottostante orditura mediante fiocchi in fibra di carbonio.

Questo intervento permette all’orditura esistente e ai nuovi presidi di collaborare in un’unica struttura, ispirata alle strutture reticolari, in grado di fornire un ottimo comportamento sia a trazione sia a compressione: i fiocchi in fibra lavorano egregiamente a trazione e la compressione è garantita dall’introduzione di blocchi in legno, a riempimento tra i puntoni esistenti e il manto di copertura (Figura 30).

Al termine dell’intervento di rinforzo si prevede il riposizionamento e il fissaggio dei coppi con un sistema di ganci ferma coppo.

Si è previsto l'utilizzo di tecniche di iniezione a pressione controllata, con riscontro costante delle quantità iniettate, e con l'uso di miscele compatibili, inorganiche, a base di legante idraulico, di consistenza tale da evitare eccessive dispersioni, di tipo "gel". Vengono inoltre risarcite ed iniettate le fessure più aperte, e ripristinato l'intonaco al termine dell'intervento.

Il piano sottotetto presenta una situazione di solai particolarmente degradati a causa delle infiltrazioni che hanno provocato la marcescenza degli elementi lignei. Il soffitto voltato, realizzato con la tecnica del *cannucciato*, risulta particolarmente degradato e caratterizzato da crolli locali.

E' stato previsto il consolidamento mediante *cavetto d'acciaio* ancorato all'orizzontamento con piccoli tasselli in acciaio inox di diametro ridotto. Il trefolo metallico viene fatto passare all'interno dell'asola dei tasselli e al di sopra dei travetti esistenti. Per tendere il cavo, realizzando quindi un'*appendione "attiva"*, si sfruttano delle zeppe opportunamente inserite tra l'orizzontamento e il trefolo. (Figura 32)

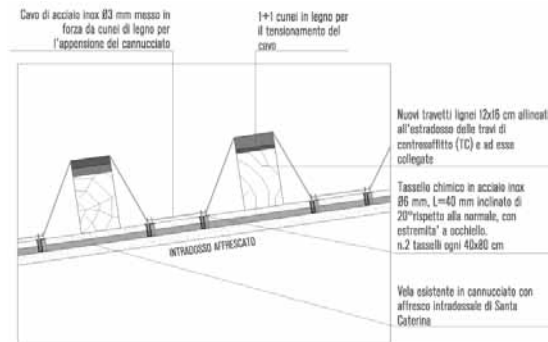


Figura 32. Cucitura del cannucciato affrescato alle strutture lignee di sostegno mediante cavi sottili in acciaio inox.

Sono stati previsti infine interventi di *cerchiatura* e di *controventatura del campanile*, tali da conferire un incremento di resistenza ai carichi orizzontali.

La cerchiatura è stata predisposta con l'inserimento di profili perimetrali a "L", chiodati alla muratura mediante barre inghisate, e disposti su 3 livelli. I controventi sono invece costituiti da profili a "L", disposti in diagonale e posizionati in modo da non intercettare, se non limitatamente, le aperture esistenti (Figura 33).

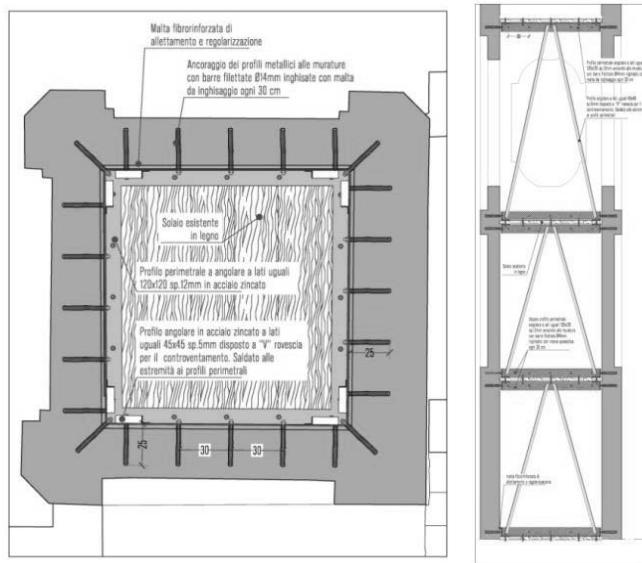


Figura 33. Interventi di cerchiatura del campanile.

4 CONCLUSIONI

I tre casi descritti permettono di comprendere come ogni edificio, con le relative situazioni di dissesto, costituisca un caso specifico interpretabile attraverso un'attenta osservazione e che richiede lo sviluppo di peculiari soluzioni di consolidamento.

Le indagini diagnostiche, i modelli di calcolo, il confronto tra essi e l'esperienza professionale permettono però di ricavare dei criteri generali a cui ricondursi nel momento della scelta dell'intervento.

Gli studi scientifici e le sperimentazioni realizzate, tra cui quelle descritte nel presente articolo, suggeriscono come si possa agire sulla terna "geometria, materiale e carichi" per ottenere il consolidamento di un manufatto.

Tra le soluzioni più valide vanno annoverate la *cerchiatura* di elementi in muratura, il *miglioramento delle connessioni* tra elementi strutturali, l'utilizzo di *diaframmi rigidi* di piano e di *controventi*; queste tecniche consentono di raggiungere il tanto ambito "comportamento scatolare", migliorando il comportamento dell'edificio anche in caso di sisma.

Le sperimentazioni compiute hanno portato inoltre a prediligere più frequentemente l'acciaio come materiale-tecnologia più adatta all'esecuzione di interventi di consolidamento. Questo materiale, apparentemente il più diverso dai materiali tradizionali, risulta invece assolutamente compatibile con la muratura e permette di realizzare interventi reversibili, molto efficaci e, in taluni casi, attivi.

RINGRAZIAMENTI

Un ringraziamento sincero ai collaboratori, ingegneri e architetti, Alice Filaretti, Valentina Mogenicato, Andrea Bassoli, Edoardo Radaelli, Daniele Rampoldi, Davide Tilatti, Massimo Mazzoleni, Filippo Zorloni, che a vario titolo hanno contribuito alla progettazione degli interventi descritti in questa memoria.

BIBLIOGRAFIA

[1] L. Jurina – *Tecniche di consolidamento dei monumenti: una panoramica attuale* – Atti di IF-CRASC '12, V Convegno su Crolli, Affidabilità Strutturale, Consolidamento, Pisa, 15/17 Novembre 2012.

[2] L. Jurina – *Il consolidamento del Duomo di Cremona* – INGENIO n.6, 2012.

[3] L. Jurina – *Struttura in elevazione* – Almanacco dell'Architetto (da un'idea di Renzo Piano), Proctor Edizioni, Bologna, 2012, pp. 84-249.

[4] L. Jurina, M. Fasser, E. Rizzi, M. Mazzoleni, F. Zorloni, A. Bassoli – *Interventi di consolidamento statico e sismico del Duomo di Cremona* – Cattedrale di Cremona: i restauri degli ultimi vent'anni (1992-2011), Skira, 2012, pag. 119.

[5] L. Jurina – *Arco armato come soluzione adeguata al consolidamento sismico* – Convegno “Wonder masonry 2011”, Firenze, 10/11 Novembre 2011.

[6] L. Jurina – *Possibili approcci negli interventi di consolidamento sugli edifici storici*, Focus/II restauro degli edifici storici, Il Giornale dell'Ingegnere, n.13-14, Luglio 2011, pp.7-11.

[7] L. Jurina, A. Bassoli – *Cerchiature: tecniche tradizionali e innovative*, Ingegneri, n.5, anno II, Maggioli Editore, 2010, pp. 6-7.

[8] L. Jurina – *Prove a collasso su archi in muratura consolidati con la tecnica dell'arco armato: risultati di una sperimentazione* – Atti di IF-CRASC '09, IV Convegno su Crolli, Affidabilità Strutturale, Consolidamento, Napoli, 2/4 Dicembre 2009.

[9] L. Jurina - *La caratterizzazione meccanica delle murature. Parte prima: prove penetrometriche, Parte seconda: martinetti piatti, Parte terza: prove dinamiche*, Atti del seminario internazionale C.I.A.S., Cipro, 2007.

[10] L. Jurina – *I controventi nelle coperture lignee antiche: evoluzione storica e sviluppi recenti* – Atti del Convegno “Architettura e Tecnica delle Coperture”, Ancona, 10/11 Marzo 2006.

[11] L. Jurina – *Interventi di consolidamento delle capriate lignee mediante funi in acciaio* – Atti del Convegno “Architettura e Tecnica delle Coperture”, Giornate di studio DACS – Università delle Marche, Ancona, 10/11 Marzo 2006.

[12] L. Jurina – *Strutture in legno: soluzioni leggere per il consolidamento* – Recupero e conservazione, n. 50, 2003, pp. 67-75.

[13] L. Jurina – *Una tecnica di consolidamento attivo per archi e volte in muratura* – Int. Symp. On Seismic Performance of Built Heritage in Small Historic Centers, Assisi, Italia, 1999.

[14] J. Heyman – *The stone skeleton. Structural Engineering of Masonry Architecture*, – Cambridge University Press, Cambridge, 1982.