

Per valutare gli effetti di tali vibrazioni sulle murature del Colosseo, sono stati confrontati i valori riscontrati con quelli ammissibili riportati nelle norme, considerando sia la tedesca "DIN 4150 parte 3", sia la francese "SN 6940312 a" (entrambe riportate nell'Appendice D della UNI 9916:2004). La prima prende in considerazione la tipologia dell'edificio in esame e la *peak component particle velocity* (PCPV), ovvero il picco nel tempo della singola componente di velocità (lungo gli assi di misurazione x, y e z); la seconda riguarda vibrazioni provocate nelle costruzioni dallo scoppio di mine, dalle attività di cantiere e dal traffico su strada e ferroviario e assume come grandezza di riferimento la *peak particle velocity* (PPV), ovvero il picco nel tempo del modulo del vettore velocità.

Il monitoraggio strumentale, oltre a essere impiegato per verificare l'evoluzione di un quadro fessurativo, può essere utilizzato per testare l'efficacia di un intervento di consolidamento. Ad esempio, la chiesa cinquecentesca di S. Maria de Elexondo a Zeanuri (Paesi Baschi), costituita da un impianto a tre navate coperte da crociere e disposta in collina, su un piano inclinato, ha riportato seri danni (con lesioni verticali concentrate nelle navate laterali, perdita di verticalità dei pilastri e deformazione di archi e volte) a seguito di movimenti del terreno; quest'ultimo è stato in seguito contenuto con la costruzione di un muro parallelo alla facciata della fabbrica. Fra il 1997 e il 1998 è stato installato un monitoraggio statico per testare l'efficacia del rinforzo introdotto, attraverso la disposizione di inclinometri, in corrispondenza di ogni pilastro, estensimetri, sulle principali lesioni, sensori per rilevare variazioni di temperatura e umidità, velocimetri; tutti collegati a un computer in grado di configurare il sistema e registrare *in situ* le misure, peraltro leggibili per via telematica. I dati acquisiti dopo un anno hanno evidenziato movimenti minimi e poco significativi (Palacio, Hernández, Aldasoro, 2001).

5.2

Interventi di restauro statico nella fabbrica storica

5.2.1. Introduzione

Le ragioni di un restauro statico di una fabbrica antica sono spesso strettamente legate alla storia stessa dell'edificio: la complessa vicenda costruttiva, infatti, quasi sempre costituita da trasformazioni e addizioni con materiali e fattura diversi, condiziona significativamente il comportamento delle strutture. L'insorgenza di fenomeni naturali, soprattutto terremoti, può determinare dissesti di varia entità, in grado di modificare nel tempo lo schema strutturale dell'organismo architettonico; spesso l'incuria e la mancanza di manutenzione compromettono sensibilmente le residue capacità resistenti delle membrature, già sottoposte a stress.

Diversamente, l'esigenza di un consolidamento può derivare dalla necessità di aumentare il livello di sicurezza della costruzione, come accade con alcune rifunzionalizzazioni che, a volte, richiedono capacità strutturali non previste in origine.

In ogni caso, un intervento sulle membrature portanti introduce sempre un mutamento irreversibile del comportamento statico e dinamico della struttura; tale mutamento, se non sufficientemente verificato, può condurre a danni maggiori di quelli a cui la medesima struttura sarebbe andata incontro senza subire modifiche. Ogni scelta d'intervento deve quindi fondarsi su un'approfondita indagine della fabbrica mirata alla lettura e all'interpretazione della logica statica dell'edificio, alla comprensione delle cause di dissesto e all'individuazione dei cinematismi potenzialmente attivabili dalle sollecitazioni attese. Come già accennato, particolarmente utile è la conoscenza delle fasi costruttive; che evidenzia le disomogeneità della fabbrica (negli apparecchi murari, nelle caratteristiche meccaniche delle strutture, in ammorsamenti e connessioni, nella modifica delle sollecitazioni nel tempo), le quali concorrono a definire il comportamento strutturale d'insieme. La lettura del quadro fessurativo rivela, nelle sconessioni prodotte negli elementi resistenti, le debolezze del sistema statico, ma anche i meccanismi di resistenza, ovvero le risorse che la fabbrica mette in campo per resistere alle azioni cui è soggetta. Questi semplici ma validi strumenti si affiancano alla verifica numerica, più o meno complessa, dello stato tensionale delle strutture ed, eventualmente, alla realizzazione di saggi d'indagine.

Lo scopo prioritario del restauro statico è la rimozione delle cause all'origine dei dissesti tramite la definizione dei presidi utili a impedire l'attivazione dei cinematismi esistenti. Una buona consapevolezza del comportamento e delle problematiche strutturali consente al progettista di raggiungere questo scopo con un intervento il meno invasivo possibile, nel rispetto della logica statica dell'organismo architettonico, anche attraverso la riabilitazione, quando possibile, dei sistemi resistenti già presenti ma compromessi nel tempo da eventi traumatici o resi inefficienti dal degrado. In alcuni casi, però, la conservazione della fabbrica necessita di interventi più invasivi, quali l'inserimento di elementi eterogenei e l'alterazione del sistema statico originario; anche in questo caso, una solida preparazione del progettista costituisce la migliore garanzia di evitare compromissioni serie della qualità finale dell'intervento e dell'efficacia strutturale dell'opera.

Dall'inizio del Novecento sono stati introdotti nel consolidamento delle costruzioni storiche materiali che non appartengono alla tradizione costruttiva storica, caratterizzati da resistenze decisamente più alte (TAB. 5.2).

L'impiego del cemento armato, in particolare, ha registrato una crescente diffusione a partire dagli anni sessanta e settanta; tuttavia il "collaudo" nel tempo degli edifici così restaurati ha mostrato come alcune tecniche di consolidamento si siano rivelate dannose. L'applicazione di strati in calcestruzzo

TABELLA 5.2

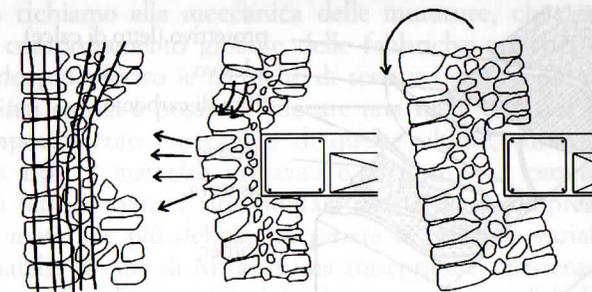
Confronto fra le caratteristiche meccaniche dell'acciaio e di alcuni materiali compositi

Materiale	Modulo elasticità	Resistenza max a trazione
acciaio	210 GPa	540 MPa
fibra di carbonio	200-600 GPa	2.000-3.000 MPa
fibra di aramide	140 GPa	3.600 MPa
fibra di vetro	70-85 GPa	3.000-4.500 MPa

collaboranti con le strutture originarie, eseguiti per incrementarne significativamente la resistenza, soprattutto a trazione, ha spesso favorito, invece, la trasformazione dei meccanismi locali di collasso in meccanismi globali, coinvolgendo porzioni più ampie della fabbrica. Gli interventi di restauro statico, infatti, anche se limitati a una parte di edificio, non possono prescindere da un'indagine estesa a tutto l'organismo murario, che verifichi se le membrature possiedono margini di resistenza adeguati a supportare gli aggravi tensionali generati dal maggior peso delle strutture consolidate o dalla redistribuzione degli sforzi. Il terremoto che nel 1997 ha colpito l'Umbria e le Marche ha mostrato le gravi conseguenze provocate da interventi errati di restauro, perlopiù risalenti alla riparazione dei danni dovuti al terremoto della Valnerina, del 1979; questa si basò sull'impiego consistente di cemento armato, seguendo logiche derivanti dall'ambito degli edifici a struttura intelaiata (Borri, 2003a). L'introduzione nella fabbrica di materiali con comportamento meccanico decisamente diverso da quello della muratura (alte resistenza, elasticità, capacità di lavorare a trazione) può comportare, infatti, l'alterazione della logica strutturale delle fabbriche storiche verso modelli di comportamento non sempre prevedibili. La consistente introduzione di cordoli e di strutture in cemento armato e la sistematica sostituzione degli orizzontamenti lignei con solai latero-cementizi, finalizzate a garantire alla fabbrica un miglior comportamento d'insieme, hanno nella realtà offerto risposte al sisma diverse da quelle attese, divenendo in alcuni casi motivo e innesco degli stessi dissesti riscontrati (Brovelli *et al.*, 1998; FIG. 5.29). Questi sistemi, infatti, non hanno garantito un comportamento scatolare delle fabbriche (che avrebbero dovuto manifestare, sotto l'azione sismica, eventuali cedimenti per rottura a taglio); i collassi più frequenti sono derivati invece soprattutto dal ribaltamento dei fronti (determinato da sollecitazioni sensibilmente più basse di quelle che provocano la rottura a taglio delle murature) e hanno evidenziato l'inefficacia dei vincoli ottenuti dalla disposizione di cordoli e solai latero-cementizi; queste esperienze hanno pertanto orientato la scelta di materiali compositi (Borri, 2003a) o di elementi metallici (Doglioni, Mazzotti, 2007) per la realizzazione di cordoli. L'incremento localizzato della rigidità può comportare una redistribuzione degli sforzi nel sistema portante e una conseguente pericolosa concentrazione delle tensioni, in quanto i carichi agenti non si distribuiscono uniformemente, bensì in maniera

FIGURA 5.29

Effetti dannosi legati all'inserimento di cordoli cementizi



La realizzazione di un cordolo cementizio può indebolire il maschio murario riducendo la sezione su cui si verifica la migrazione permanente dei carichi. Al verificarsi di un sisma, poi, la spinta esercitata da solai rigidi può dare origine al punzonamento del muro. Se il cordolo non è ben ancorato alla parete, il collasso può verificarsi per ribaltamento del setto.

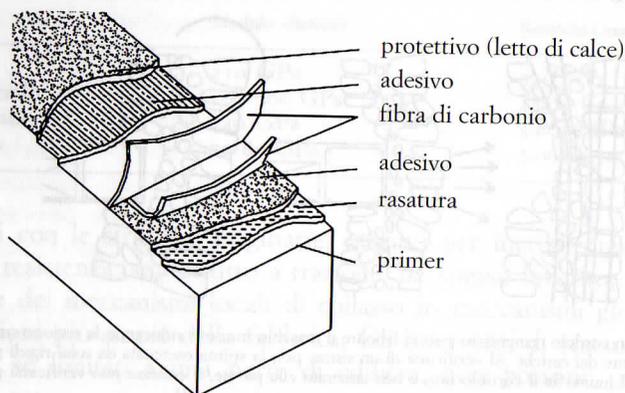
Fonte: rielaborazione da Borri (2003a).

proporzionale alla rigidità delle strutture. La variazione delle rigidità può determinare poi lo spostamento del loro baricentro (coincidente con il punto in cui è applicata la resistenza esercitata dalla struttura) rispetto al baricentro delle masse (ossia il punto in cui viene applicata la sollecitazione sismica): l'eccentricità che si viene così a creare fra le due risultanti può innescare precisi effetti torsionali, in genere molto pericolosi per le murature.

La drammatica quanto istruttiva esperienza del terremoto umbro-marchigiano ha favorito, nell'ultimo decennio, la maturazione di una maggiore sensibilità verso soluzioni più "leggere" di restauro statico, contrassegnate da un più ampio margine di reversibilità (Borri, Corradi, Vignoli, 2000; Marchetti, 2007).

Negli ultimi anni, gli interventi basati sull'impiego di materiali compositi che, per molti aspetti, rispondono alle istanze di compatibilità e leggerezza hanno avuto una sempre maggiore diffusione. Essi sono disponibili commercialmente in tessuti, applicati su un aggrappante di resina o sotto forma di profilati ottenuti per poltrusione (Di Tommaso, Russo, 1999). Il dibattito sull'uso di queste tecnologie nell'ambito delle costruzioni storiche è molto acceso; le perplessità manifestate dagli addetti ai lavori riguardano, in particolare, la scarsa conoscenza del comportamento meccanico e a lungo termine di strutture rinforzate con FRP. Dal punto di vista statico, i materiali compositi sono caratterizzati da un'elevata resistenza a trazione (nella direzione delle fibre), che si confronta, però, con una scarsa capacità di risposta alle sollecitazioni di compressione (almeno per i tessuti) e taglianti. Analisi e applicazioni sperimentali condotte hanno dimostrato, ad esempio, che è sempre necessario applicare un doppio strato di fibre, anche se il primo riesce già da solo a soddisfare ampiamente le verifiche a trazione: il secondo strato consente infatti di

FIGURA 5.30
Allettamento dei tessuti in fibra di carbonio



Nelle strutture murarie, la necessità di creare una superficie di posa priva di asperità impone la stesura di uno strato di malta di livellamento, la quale può rappresentare l'anello debole nella trasmissione degli sforzi dalla struttura alle fasce di rinforzo.

ottenere una maggiore ripartizione di eventuali forze "parassite" ed evitare gli eventuali effetti di tranciamento delle fibre, che possono essere innescati dalla presenza di irregolarità sulla superficie di posa (Borri, 2003a; FIG. 5.30).

Il pericolo connesso all'impiego degli FRP riguarda pertanto il comportamento, spiccatamente anisotropo, del materiale, che potrebbe non assorbire tensioni imprevedute in sede di progetto. La vicenda sopra ricordata del sisma umbro-marchigiano costituisce, d'altra parte, una significativa testimonianza di come il comportamento reale delle fabbriche storiche possa disattendere i modelli di comportamento avanzati dai progettisti. I rinforzi in materiali compositi necessitano anche di opportuni accorgimenti di protezione a diversi regimi termici; basse temperature, cicli di gelo-disgelo, alte temperature possono innescare fenomeni di *microcracking* (degrado del legame fibra-matrice) o di *debonding* (netto decremento delle proprietà meccaniche del rinforzo; Bonati, Quaglia, 2004).

Rimangono comunque altrettanto palesi i vantaggi dei materiali fibrorinforzati, relativi soprattutto alla leggerezza (che non modifica sensibilmente le masse sismiche e non determina aggravati sollecitazioni) e una relativamente maggiore reversibilità rispetto ad altre soluzioni. I fautori dei materiali compositi richiamano l'attenzione sulla diversa filosofia progettuale connessa al loro impiego; questi materiali, infatti, vengono applicati puntualmente per sopperire carenze strutturali e incrementare le capacità di resistenza a trazione nei punti in cui i possibili cinematismi di collasso porterebbero alla formazione di lesioni, senza trasformare il comportamento d'insieme come avviene con l'impiego del cemento armato (Borri, 2003a; Faccio, Foraboschi, Siviero, 1999).

5.2.2. Cenni sul comportamento statico delle fabbriche antiche

Un sintetico richiamo alla meccanica delle murature, che incide in maniera decisiva sul comportamento globale delle fabbriche antiche, è utile a inquadrare in modo più preciso le tecniche di restauro statico più diffuse.

Negli edifici storici è possibile rilevare una vasta casistica di tipologie murarie; il comportamento meccanico di queste ultime, tuttavia, pur variando con i diversi tipi di materiali utilizzati e di fattura, è caratterizzato da due fondamentali fattori comuni: una limitata resistenza a compressione (prossima a quella del materiale più debole, in genere la malta, e variabile fra qualche decimo e qualche decina di MPa) e una trascurabile resistenza a trazione (legata all'aderenza fra elementi lapidei e legante e alla qualità di quest'ultimo).

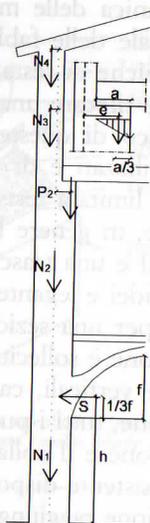
Lo stato tensionale migliore per una sezione muraria è dunque quello di compressione uniforme (una sezione è sollecitata solo a compressione se la risultante dei carichi, orizzontali e verticali, cade perfettamente nel baricentro della sezione). In questa condizione, tutti i punti raggiungono contemporaneamente il valore massimo di tensione e il collasso avverrà quando la muratura avrà reagito con tutta la forza resistente disponibile. I carichi possono pertanto crescere fino a quando la tensione raggiunge il valore limite oltre al quale si determina una crisi per schiacciamento; quest'ultima si manifesta con la formazione di lesioni verticali e un collasso di tipo fragile, improvviso e quindi particolarmente pericoloso (nelle strutture più duttili il collasso può però essere preceduto anche da deformazioni più o meno evidenti).

I maschi murari rivestono il ruolo strutturale più importante in un edificio; a essi è affidato il compito di sostenere sia i carichi verticali trasmessi dalla copertura e dagli orizzontamenti, sia le sollecitazioni orizzontali di natura statica (spinte trasmesse da volte e archi) e dinamica (forze d'inerzia sismiche). Pur in assenza di spinte, i carichi d'esercizio presentano generalmente un'applicazione eccentrica rispetto al baricentro del muro e il solido murario non risulta pertanto sollecitato a compressione uniforme ma a presso-flessione (FIG. 5.31).

L'eccentricità in una sezione (pari al rapporto fra momento e sforzo normale agenti su di essa $e = M/N$) può variare da 0 a $s/2$ (valore oltre il quale la risultante cade al di fuori della sezione e non è possibile ottenere un equilibrio delle forze): per valori di e superiori ad $s/6$, però, la sezione inizia a parzializzarsi e nella parte della zona tesa si verificano lesioni, segnali evidenti del superamento della tensione limite di trazione. Con la progressiva parzializzazione della sezione, l'area reagente diminuisce e, conseguentemente, si verifica anche un netto decremento della forza resistente ultima esplicita ($F =$ area sottesa dal diagramma delle tensioni); la fase successiva alla formazione di lesioni in zona tesa è, dunque, lo schiacciamento della zona compressa, nella quale si concentrano i carichi prima distribuiti su un'area più ampia (Giuffrè, 1991; FIG. 5.32).

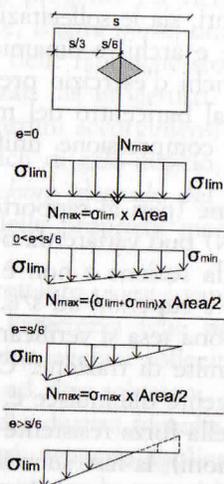
Le forze orizzontali incrementano significativamente la componente flessio-

FIGURA 5.31
Regime statico di un maschio murario



I carichi gravanti su un maschio murario presentano in genere un'applicazione eccentrica rispetto al baricentro della sezione di base e determinano pertanto sollecitazioni flessionali che si aggiungono ai momenti esercitati dalle forze orizzontali presenti (momento della volta rispetto alla base = $S \times h$).

FIGURA 5.32
Forza resistente ultima e parzializzazione delle sezioni



La forza resistente ultima esplicita è massima nella sezione uniformemente compressa e diminuisce sensibilmente con la parzializzazione della sezione.

nale della sollecitazione; queste forze esercitano un momento ribaltante che risulta tanto maggiore quanto più aumenta la distanza della spinta dalla sezione di verifica (generalmente quella di base). La formula che esprime il valore dell'eccentricità evidenzia chiaramente come questa diminuisca, a parità di momento agente, con l'incremento dello sforzo normale: archi e volte sono per tale ragione collocati soprattutto nei piani bassi degli edifici, dove il braccio della forza è minore, e l'organismo resiste meglio alle spinte trasmesse grazie al peso stabilizzante degli elevati soprastanti. Il momento ribaltante esercitato dalla spinta può produrre nei setti dissesti di vario tipo, che si manifestano con rotazioni rigide dei solidi murari o spancamenti localizzati a seconda delle caratteristiche degli apparecchi murari e dei vincoli esercitati da incatenamenti e solai e in fondazione.

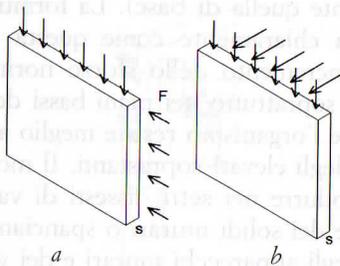
I fenomeni sismici danno origine alle sollecitazioni più pericolose, generando negli edifici forze d'inerzia proporzionali alle masse; tali azioni, piuttosto rilevanti, sollecitano strutture generalmente poco predisposte a una resistenza specifica, anche perché in genere caratterizzate da grandi luci libere e scarsamente vincolate. L'organismo edilizio è poi soggetto a spinte localizzate, ad esempio trasmesse da archi, volte e cupole, ma anche dagli archi di scarico "naturali" che si creano in una struttura muraria quando le linee di flusso delle forze non possono seguire il loro spontaneo percorso verticale, ad esempio per la presenza di bucaure.

Nei riguardi delle azioni orizzontali, il comportamento del setto viene definito "a lastra" o "a piastra", a seconda che la forza sia parallela o normale al piano murario. In entrambi i casi le modalità di collasso possibili sono per taglio o per presso-flessione, a seconda di quale delle due sollecitazioni incontri la resistenza minore (FIG. 5.33).

Generalmente, quando la forza è contenuta nel piano stesso del muro, la resistenza a flessione è abbastanza elevata e il collasso avviene più facilmente per taglio, con la formazione di diverse lesioni diagonali inclinate a 45° . La resistenza a flessione con sollecitazioni nel piano è, quindi, molto elevata, mentre con azioni ortogonali al piano essa è funzione dello spessore murario e risulta decisamente inferiore. I setti presentano pertanto una resistenza significativamente più bassa nei confronti delle azioni fuori dal piano: forze relativamente piccole possono infatti portare facilmente al collasso della struttura.

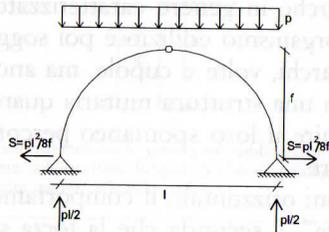
Il comportamento d'insieme delle fabbriche in muratura è determinato, oltre che dalle caratteristiche meccaniche delle murature, dalla presenza e dall'efficacia dei collegamenti fra le membrature portanti. Le significative carenze di connessioni che si riscontrano negli edifici storici favoriscono collassi strutturali dovuti a perdita d'equilibrio dei setti murari piuttosto che al raggiungimento delle tensioni ultime. Il comportamento di una facciata, ad esempio, può essere prossimo a quello di una mensola, a meno che la presenza di collegamenti efficaci ai muri ortogonali consenta alla parete di sviluppare un comportamento bidimensionale, determinando un significativo incremento di resistenza nei confronti delle spinte ortogonali al piano. Segnali di un incipiente

FIGURA 5.33
Comportamento a lastra e a piastra di un setto murario



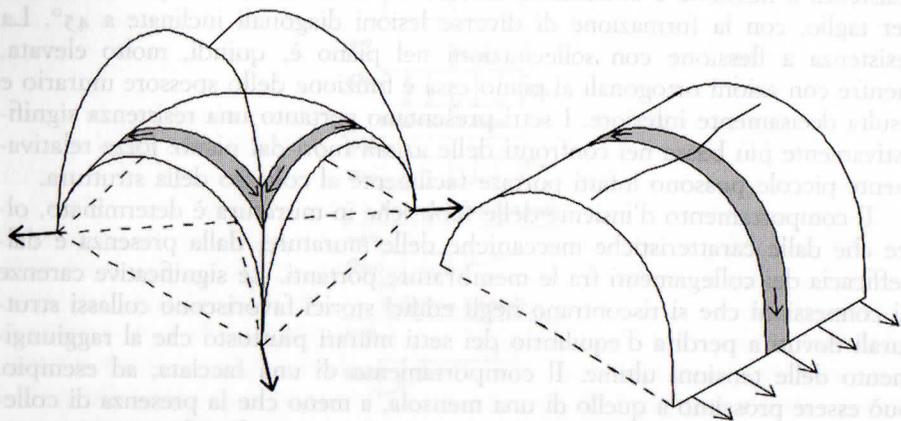
Il comportamento di un setto murario è definito "a lastra" se soggetto a forze lungo il piano del muro (a), "a piastra" quando le sollecitazioni sono ortogonali ad esso (b).

FIGURA 5.34
Regime statico dell'arco



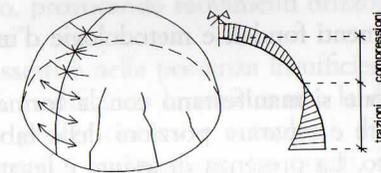
Gli archi esercitano una spinta orizzontale presso le imposte (posizionata a circa 1/3 dell'altezza), tanto maggiore quanto più grande è la luce (l) e minore la freccia (f).

FIGURA 5.35
Sollecitazioni trasmesse dalle volte alle murature



Nelle volte a crociera le sollecitazioni vengono trasmesse agli archi diagonali, i quali, a loro volta, esercitano una spinta orizzontale presso le imposte; le volte a botte trasmettono invece una spinta omogenea sui maschi murari d'imposta.

FIGURA 5.36
Tensioni nelle cupole in muratura



Le volte a botte possono essere studiate come una serie di archi affiancati; nelle volte a crociera gli archi delle unghie esercitano spinte sugli archi diagonali.

Fonte: rielaborazione da Gallo Curcio (2007).

ribaltamento dei fronti si rilevano spesso negli edifici storici, in quanto, come s'è già osservato, la perdita di equilibrio della struttura interviene prima che le sezioni murarie abbiano esplicitato tutta la resistenza possibile; il grado di sicurezza del setto deve essere pertanto verificato non solo in riferimento alle tensioni agenti, ma anche guardando alla stabilità dell'elemento (Beolchini, Milano, Antonacci, 2007).

Gli archi e le volte presentano un'elevata capacità portante, lavorando prevalentemente a compressione. Il loro funzionamento è basato sul mutuo contrasto dei componenti strutturali, che può aver luogo solo in presenza di un'adeguata spinta all'imposta; in assenza di tale spinta, la struttura ad arco assume un comportamento di tipo flessionale, come fosse una trave, riducendo drasticamente il proprio livello di sicurezza (Gallo Curcio, 2007; FIG. 5.34).

Ad ogni arco è associata una curva delle pressioni, che costituisce il luogo dei punti di applicazione della risultante dei carichi per ogni sezione: questa curva è funzione dei carichi agenti, alla cui modifica (o al mutare puntuale della struttura) può variare forma, per assecondare la nuova condizione d'equilibrio. La curva delle pressioni, quindi, non ha nulla a che vedere con la curvatura geometrica dell'arco, tuttavia la prima, per garantire una condizione d'equilibrio, deve seguire un andamento contenuto all'interno della seconda, mantenendosi sufficientemente lontana dai bordi. La risultante dei carichi dovrebbe cadere all'interno del nocciolo centrale d'inerzia, così che la sezione sia tutta reagente (Gallo Curcio, 2007).

L'equilibrio di volte a botte e a crociera, la cui logica strutturale si fonda nell'interazione fra più archi resistenti, ribadisce gli stessi principi (FIG. 5.35).

La statica delle volte a padiglione, invece, per la presenza di settori piani, è caratterizzata da un comportamento basato sul reciproco contrapporsi di archi rampanti e puntoni murari. Nelle cupole la capacità resistente risiede nella doppia curvatura di ogni sezione e, più che nelle volte a padiglione, il comportamento è di tipo "membranale", non riconducibile alla statica di elementi monodimensionali; le sollecitazioni a trazione attive nella fascia inferiore possono determinare, se non opportunamente contrastate, la formazione di lesioni

radiali che si aprono dalla base e proseguono verso il cervello della cupola (FIG. 5.36).

5.2.3. Cedimenti fondali e metodologie d'intervento

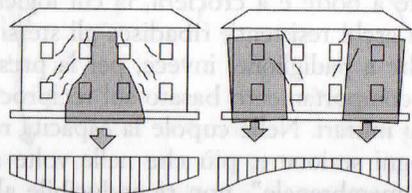
Le patologie in fondazione si manifestano con la formazione di lesioni sugli elevati, tali da individuare e separare porzioni della fabbrica coinvolte in un meccanismo di cedimento. La presenza di lesioni è legata alla presenza di cedimenti disomogenei; se l'entità degli abbassamenti fosse uniforme in tutto l'edificio, si registrerebbero semplicemente traslazioni o rotazioni estese a tutta la fabbrica, senza che si verificassero nelle strutture incrementi tensionali (viceversa presenti nelle porzioni di terreno coinvolte) e, di conseguenza, fratture (FIG. 5.37).

I cedimenti presentano invece raramente una distribuzione omogenea: le eterogeneità delle costruzioni storiche e l'irregolarità stratigrafica del terreno (con caratteristiche meccaniche e quantità d'acqua variabili con la profondità) concorrono a determinarne il carattere disuniforme. Le costruzioni antiche, sorte per accrescimenti successivi, possiedono generalmente fondazioni diverse, per quota d'imposta, fattura e dimensioni, a volte inadeguate a sopraelevazioni e modifiche posteriori. Le eterogeneità costruttive rappresentano un fattore di vulnerabilità e possono innescare dissesti o amplificare gli effetti di cedimenti fondali derivanti da cause diverse.

I dissesti in fondazione possono dunque avere origine da movimenti del terreno o da mancanze strutturali; queste ultime consistono soprattutto in un'adeguata capacità portante, ad esempio dovuta a sopraelevazioni, aumento dei carichi d'esercizio, eliminazione o costruzione di muri, ma possono essere anche legate a fenomeni di degrado che coinvolgono le strutture ipogee e ne riducono la capacità portante.

I cedimenti del terreno (fatta eccezione per quelli che si verificano istantaneamente all'applicazione del carico) sono causati principalmente da fenomeni viscosi, plastici (possono durare svariati decenni e produrre deformazioni permanenti), da variazioni del regime idrologico (per costruzioni di dighe, perdite

FIGURA 5.37
Cedimenti fondali e dissesti



La distribuzione delle lesioni sugli edifici dipende dalla curvatura del diagramma dei cedimenti.

fognarie, emungimenti improvvisi ecc.) o da modifiche delle pressioni trasmesse dall'edificio; la realizzazione di scavi in profondità può inoltre ridurre gli effetti di confinamento, provocando movimenti orizzontali e perdita di portanza nel terreno fondale.

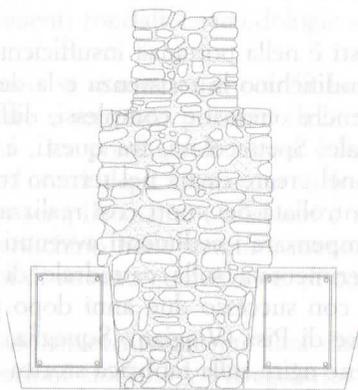
Se l'origine dei dissesti è nella portanza insufficiente, è possibile intervenire con operazioni che modifichino la resistenza e la deformabilità del terreno; tali interventi sono in genere onerosi e complessi, difficilmente applicabili all'architettura monumentale. Spettacolare, fra questi, è la tecnica della sottoscavazione, che consiste nel creare cavità nel terreno tramite il prelievo mirato di carote; la chiusura controllata dei vuoti così realizzati produce assestamenti artificiali in grado di compensare i cedimenti avvenuti in altre zone dell'edificio. Questa tecnica, sperimentata sulla cattedrale di Città del Messico nel 1995, è stata riproposta con successo due anni dopo per il parziale recupero della verticalità nella torre di Pisa (Viggiani, Squeglia, 2006).

Generalmente conviene agire sulla fabbrica storica con strategie atte a modificare la distribuzione delle pressioni in fondazione, ad esempio incrementando la rigidità del sistema, rendendolo capace di sopportare l'incremento di tensioni derivante dai cedimenti (se lievi) oppure aumentando la superficie d'appoggio, così da limitare le pressioni trasmesse al terreno. In alcuni casi si sono isolate le porzioni di edificio soggette a cedimenti creando appositi giunti, in modo da consentire movimenti indipendenti fra di esse e da evitare la trasmissione di stress aggiuntivi agli elevati. Questi interventi, oltre a essere tecnicamente piuttosto complessi, comportano una sostanziale alterazione della logica statica dell'edificio. Le motivazioni di ordine pratico e il necessario rispetto per la materia storicizzata favoriscono pertanto la scelta di interventi di sottofondazione (FIG. 5.38) o l'inserimento di micropali (FIG. 5.39). I primi consentono di ridurre le pressioni trasferite al terreno aumentando la superficie d'appoggio; il secondo permette di trasferire i carichi a strati più profondi di terreno ed è quindi indicato in presenza di strati superficiali del suolo poco resistenti (Mariani, 2006a).

In occasione dei restauri condotti sull'antico seminario vescovile di Ascoli Piceno, la soluzione di un problema di cedimenti fondali che aveva dato origine a vistose lesioni in facciata ha richiesto lo studio di fattibilità di entrambe le metodologie d'intervento. L'edificazione della fabbrica, ora denominata palazzo Andolfi, si conclude alla fine del XVII secolo; il progressivo accorpamento di alcune preesistenze medievali e l'attuazione di consistenti lavori allo scorcio del Cinque e Seicento ha dato origine a una fabbrica complessa, composta da corpi disomogenei volumetricamente e per fattura costruttiva. Agli inizi del 2000, l'edificio presentava un preoccupante quadro di dissesti, dovuti anche a cattivi interventi pregressi, come le sistematiche rimozioni dei muri di spina che avevano indebolito la struttura nei riguardi del sisma, favorendo spanciamenti e rotazioni all'esterno dei fronti meridionali relativi all'ampliamento seicentesco (FIG. 5.40).

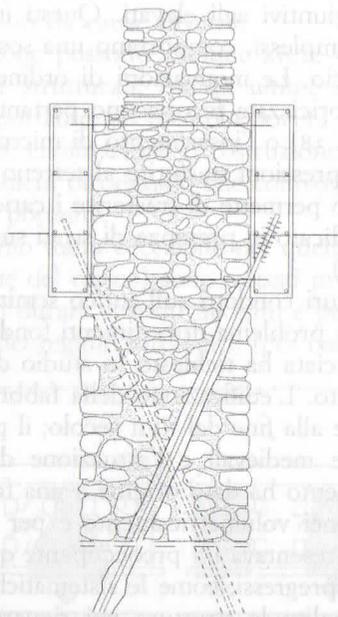
Proprio questo corpo presentava una particolare vulnerabilità, a causa del-

FIGURA 5.38
Consolidamento fondale con cordoli in cemento armato



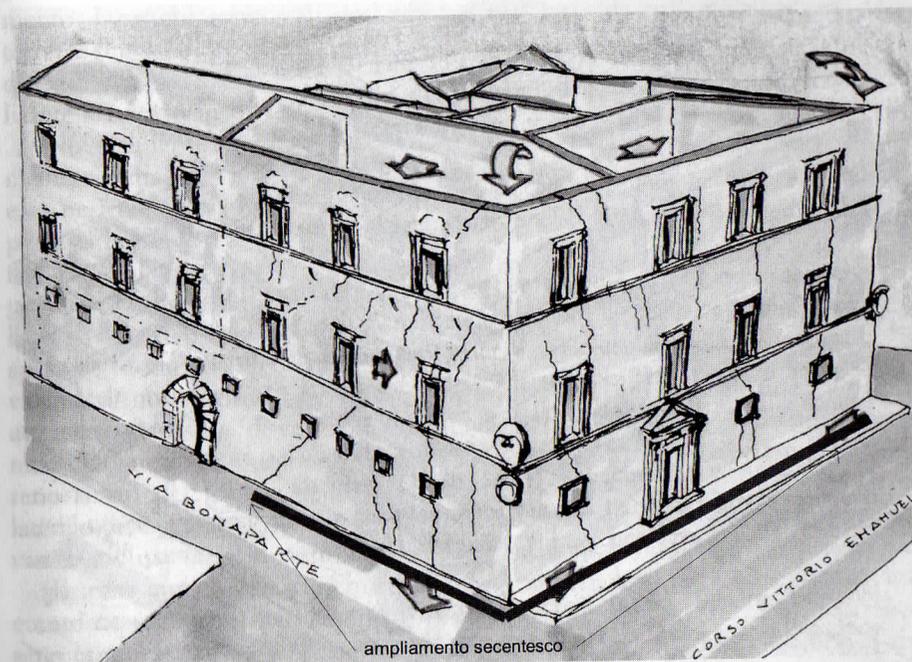
La struttura in cemento armato incrementa la rigidezza del sistema fondale e, ampliando la superficie di appoggio, riduce le pressioni trasmesse al terreno.

FIGURA 5.39
Consolidamento fondale con micropali



I micropali vengono alloggiati con una inclinazione variabile e permettono di trasferire le azioni a strati più profondi e resistenti di terreno.

FIGURA 5.40
Ascoli Piceno, seminario vescovile. Quadro dei dissesti e dei cinematismi riscontrati

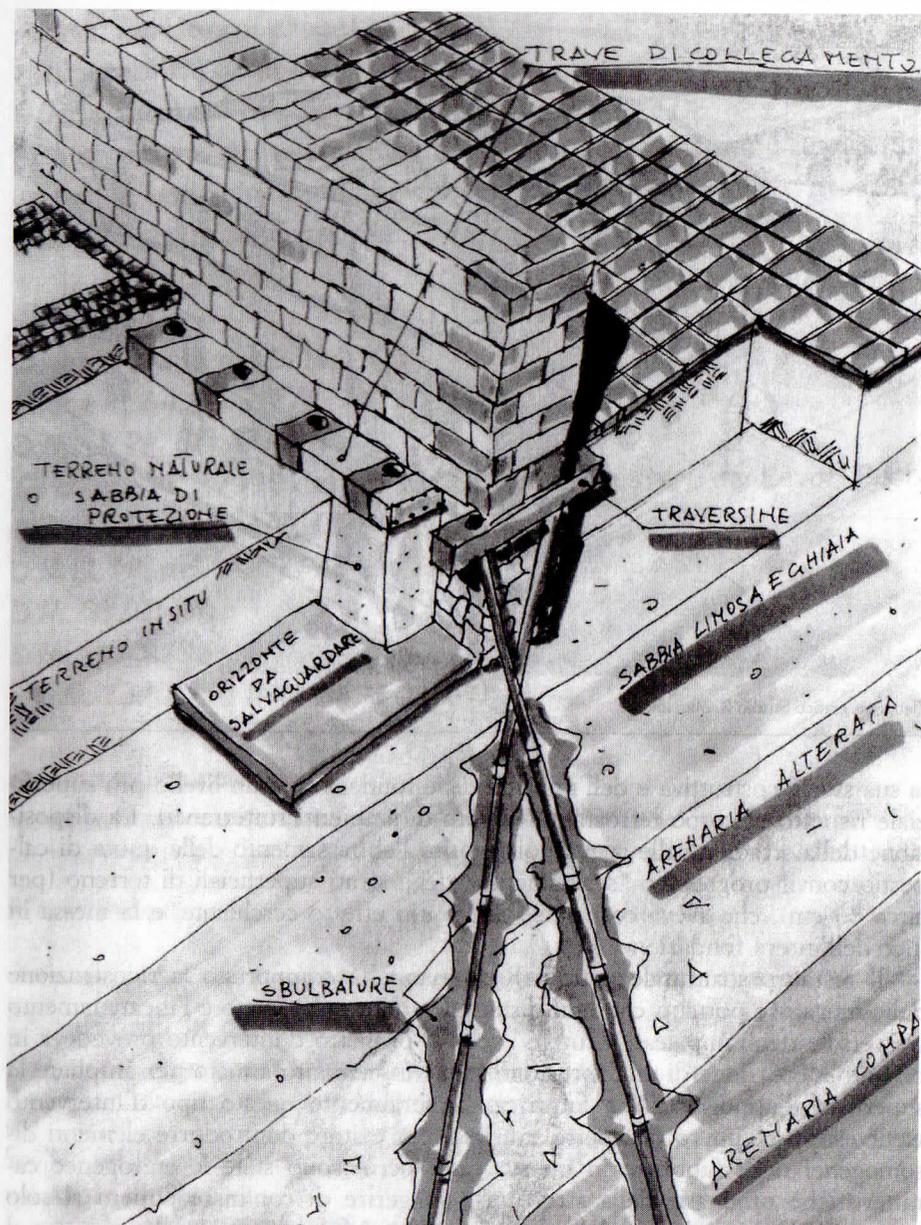


Elaborato grafico Studio R. Mariani.

la sua storia costruttiva e dell'imposta delle fondazioni a un livello più superficiale rispetto al corpo retrostante (dotato di ambienti sotterranei). La disposizione della strada a valle aveva poi favorito l'abbassamento della quota di calpestio con il progressivo "scalzamento" degli strati superficiali di terreno (per circa 80 cm), che aveva così perso il proprio effetto cerchiante, e la messa in luce dell'intera fondazione.

Il restauro strutturale (studio R. Mariani) ha comportato la ricostruzione delle murature portanti che erano state demolite nel passato e l'incatenamento trasversale degli impalcati a tutti i livelli. Il progetto d'intervento prevedeva in origine la creazione di una sottofondazione in cemento armato per ampliare la superficie d'appoggio della fabbrica. Generalmente questo tipo d'intervento viene esteso all'intero perimetro murario, per evitare d'introdurre elementi disomogenei nella fabbrica; in questo caso, però, sono state le eterogenee caratteristiche originarie della struttura a suggerire di confinare l'opera al solo tratto angolare interessato dalla rotazione, che si fondava più in alto rispetto al resto del fronte occidentale. Al momento dello scavo è però emerso, a circa 80 cm di profondità, un interessante strato archeologico, che sarebbe stato tagliato per intero dalla nuova base fondale; il progetto è stato pertanto rivisto

FIGURA 5.41
Ascoli Piceno, seminario vescovile. Restauro statico in fondazione



L'impiego dei micropali ha consentito la salvaguardia dello strato archeologico. Essi sono stati alloggiati con un'inclinazione di 16°-18° in fori trivellati fino a raggiungere il livello dell'argilla compatta.

Elaborato grafico Studio R. Mariani.

radicalmente e, al posto della struttura continua in cemento armato, si è deciso di ricorrere all'inserimento di micropali in punti ben localizzati del basamento. I carichi sono stati così affidati a coppie di pali metallici infissi nel terreno fino agli strati più resistenti, poi iniettati con malta cementizia. I micropali sono intestati per oltre 3,5 m sullo strato di arenarie compatte localizzate a circa 6 m di profondità (FIG. 5.41).

Generalmente l'impiego di micropali è sconsigliato in terreni archeologicamente significativi per la difficoltà di controllare il percorso del fluido iniettato e il pericolo di danneggiare eventuali presistenze sepolte. In questo caso, però, la scelta ha consentito di effettuare sullo strato archeologico noto solo fori puntuali del diametro di 100 mm e ha consentito di superare i livelli di possibile interesse archeologico, arrivando a strati profondi e inerti. I pali utilizzati (diametro 100 mm) sono realizzati con spezzoni di tubolari a grande spessore, dotati di filettatura e collegati a "manicotti" lunghi 3 m, muniti di valvole di non ritorno ogni metro. Sul micropalo, per aumentarne l'efficacia, attraverso una serie di valvole, sono state realizzate diverse "sbulbature", ottenute dall'iniezione a grande pressione di materiale in grado di fratturare il terreno ai lati del tubo e di generare protuberanze utili ad aumentare l'attrito laterale della fondazione. Ovviamente tale accorgimento ha riguardato esclusivamente gli strati al di sotto del livello archeologico.

Il trasferimento dei carichi delle masse murarie sui micropali è stato assicurato da un dispositivo composto da traversine in calcestruzzo che attraversano la muratura e si collegano fra loro con un cordolo; esse svolgono il duplice compito di congiungere trasversalmente le coppie di pali e di sorreggere il muro, accogliendo la maggior parte delle pressioni derivanti dalla muratura.

Il getto a contatto con le masse murarie di traversine e cordolo fa sì che le nuove strutture entrino in carico immediatamente, senza aspettare cedimenti ulteriori, inaccettabili per le gravi condizioni di dissesto. Con pali di maggior diametro, la messa in carico dei pali può essere garantita da operazioni diverse, quali ad esempio la precompressione tramite martinetti piatti, realizzata nel consolidamento fondale del Palazzo di Giustizia di Roma (Croci, 2001).

5.2.4. I terremoti e la riduzione della vulnerabilità alle sollecitazioni dinamiche

I terremoti sono prodotti da improvvise rotture della crosta terrestre che si verificano a grandi profondità. I lenti movimenti delle placche sismogenetiche generano concentrazioni di tensioni; quando i valori di resistenza limite vengono superati, le placche si rompono e l'energia di deformazione accumulata si propaga in tutte le direzioni sotto forma di onde sismiche.

Le caratteristiche del sisma registrate sulla superficie terrestre sono diverse da quelle del punto di origine (ipocentro) e variano in funzione della profondità ipocentrale (la stessa energia per terremoti che avvengono a profondità

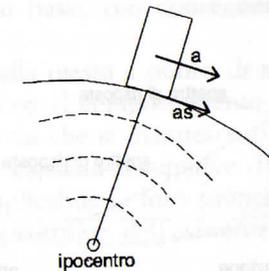
maggiori viene distribuita su una superficie più ampia) e della stratigrafia del terreno attraversato (FIG. 5.42): i terreni molto compatti, come quelli rocciosi, non dissipano energia allo stesso modo dei terreni incoerenti, in grado di abbattere sensibilmente il contenuto in frequenze del sisma. L'intensità di un terremoto è definita dall'accelerazione massima registrata al suolo, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità.

Le sollecitazioni sismiche presentano ulteriori caratteristiche significative, definite dalla loro ampiezza, intensità, contenuto in frequenze e durata. Un terremoto che investe un edificio produce dunque accelerazioni sempre associate alla presenza di forze orizzontali d'inerzia, in genere di rilevante entità, data la loro proporzionalità diretta con le pesanti masse murarie di una fabbrica storica (FIGG. 5.43-5.44); per tale ragione gli interventi che comportano accrescimenti murari sulle preesistenze devono essere attentamente verificati perché implicano l'aumento delle forze agenti in caso di sisma.

La struttura in elevato non è sottoposta alle stesse accelerazioni che si registrano al suolo e sulle fondazioni, perché queste vengono "filtrate" dalla costruzione; la risposta strutturale (in termini di accelerazioni e spostamenti) dipende quindi, oltre che dalla natura della forzante, anche dal comportamento dinamico della fabbrica. Se supponiamo di sollecitare un edificio con una forza orizzontale, poi immediatamente rimossa, questo inizierà a oscillare con un moto che non dipende dalla forzante esterna (assente), ma solo dalle caratteristiche geometriche e dinamiche della fabbrica. Il tempo impiegato a compiere un'oscillazione completa è detto "periodo proprio di vibrazione" ed è tanto minore quanto più piccola è la massa e più grande la rigidezza ($T = \sqrt{\text{massa}/\text{rigidezza}}$). Le costruzioni murarie sono strutture rigide e, quindi, caratterizzate da bassi periodi propri ($T = 0,1-0,3$ sec.; Croci, 2001) e da alte frequenze di vibrazione (la frequenza rappresenta il numero di cicli nell'unità di tempo, $f = 1/T$); le strutture snelle e alte sono invece caratterizzate da periodi maggiori, perché il tempo necessario a un'oscillazione completa è evidentemente superiore ($T = 0,5-2$ secondi, per torri campanili e minareti; Croci, 2001). La risposta dell'edificio a un determinato terremoto aumenta quanto più la frequenza principale della struttura è vicina alla frequenza d'oscillazione della spinta (in realtà un fenomeno sismico è caratterizzato non da una singola frequenza, ma da una banda di valori); semplificando molto i termini della questione, si potrebbe affermare che, quanto più la forzante sismica impone alla fabbrica un movimento che asseconda il modo di vibrare stesso dell'edificio, tanto più l'effetto viene amplificato; al contrario, se immaginiamo di sollecitare un struttura rigida con un terremoto lento (basse frequenze), si verifica un abbattimento delle risposte sia in termini di spostamenti che di accelerazioni massime (FIG. 5.45). Il fattore che nelle elaborazioni numeriche dà conto di questo fenomeno è il coefficiente di risposta.

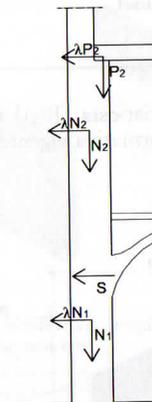
I terremoti che si registrano in Italia sono caratterizzati da alte frequenze e bassi periodi propri, compresi tra 0,1 e 0,8 secondi, in un range di valori che raccoglie i periodi propri della maggioranza delle fabbriche in muratura; ciò

FIGURA 5.42
Trasmissione delle onde sismiche



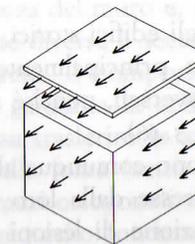
Le caratteristiche del sisma in superficie dipendono anche dagli strati attraversati e dalla profondità ipocentrale; la risposta dell'edificio varia in funzione delle caratteristiche dinamiche della struttura.

FIGURA 5.43
Analisi dell'azione sismica sui setti murari



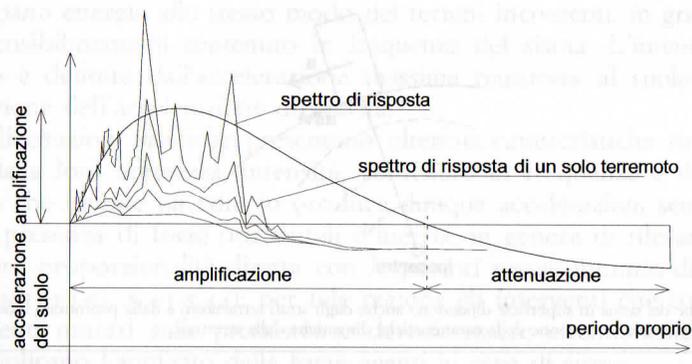
Le forze d'inerzia prodotte sulla struttura sono proporzionali alle masse secondo un coefficiente che dipende dalla sismicità del sito, dalla tipologia di struttura e dal terreno di fondazione.

FIGURA 5.44
Sollecitazioni sismiche distribuite su una scatola muraria



Le forze d'inerzia si sviluppano nella stessa direzione dell'azione sismica, alcuni setti sono così sollecitati nel piano, altri da forze fuori dal piano. I solai, soprattutto se irrigiditi, possono creare effetti di punzonamento sui muri.

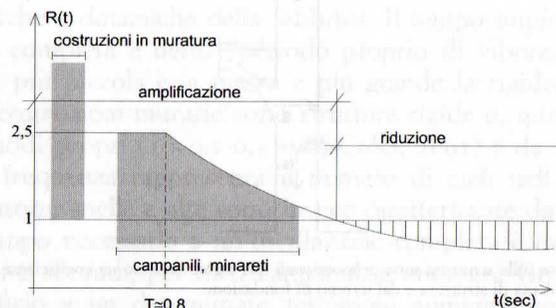
FIGURA 5.45
Spettri di risposta sismica



Lo spettro di risposta di un singolo terremoto fornisce l'accelerazione massima (in ordinate) che subisce la costruzione in funzione del periodo proprio di questa (in ascisse).

Fonte: rielaborazione da Croci (2001).

FIGURA 5.46
Grafico che illustra il coefficiente di risposta $R(t)$ in funzione del periodo proprio di oscillazione di un edificio, secondo la normativa vigente



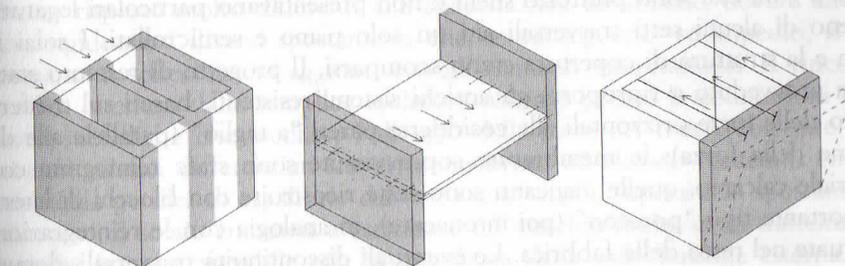
spiega la grande vulnerabilità degli edifici storici, che, in più, presentano spesso elementi ulteriori di debolezza, principalmente legati alla scarsità di presidi antisismici e di ammortature trasversali, nonché all'elevata snellezza di diversi maschi murari (Pasta, 2006; FIG. 5.46).

Le fabbriche antiche possiedono comunque altre risorse per resistere ai fenomeni tellurici, soprattutto espresse dalla loro capacità di dissipare energia (che avviene attraverso la formazione di lesioni o per la deformazione delle strutture). Gli effetti prodotti dal terremoto, infatti, diminuiscono all'aumentare dello smorzamento, parametro che esprime la suddetta capacità dissipativa, all'aumento del quale si ha un più rapido esaurimento delle vibrazioni una

volta cessata la forzante. Va inoltre osservato che la struttura lesionata risulta più flessibile, il suo periodo proprio di vibrazione aumenta e tende a valori di coefficienti di risposta più bassi, con conseguenti effetti sismici leggermente minori.

Si sta oggi lavorando alla messa a punto di tecniche innovative d'intervento in grado d'interferire con il comportamento dinamico della fabbrica, così da limitare le forze d'inerzia che si manifestano sull'edificio oppure da incrementare artificialmente le capacità dissipative della struttura. Queste tecniche non sono però sempre applicabili: la loro praticabilità e l'efficacia sono vincolate alle caratteristiche costitutive dell'esistente (Martelli, Sonino, Parducci, 2008).

FIGURA 5.47
Presidi costruttivi antisismici



La realizzazione di collegamenti efficaci fra le membrature, la rigidità dei solai, la disposizione di sistemi di ritegno assicurano alla fabbrica un buon comportamento scatolare.

La strategia più diffusa negli interventi di adeguamento sismico consiste pertanto nel migliorare la resistenza della fabbrica con l'inserimento di adeguati presidi nei confronti delle azioni orizzontali, in grado di conferire una sufficiente inerzia sismica o di contrastare eventuali meccanismi di ribaltamento. Come già osservato, la resistenza del muro e, quindi, la pericolosità dell'azione sismica sono significativamente diverse a seconda che la forza agisca nel piano od ortogonalmente della parete. Il comportamento dinamico dell'edificio è tanto migliore quanto più è garantita la collaborazione fra le strutture, così che l'organismo murario possa trasferire le azioni orizzontali ai muri posizionati nella stessa direzione della forza (setti di controvento). La presenza di ammortature adeguate fra i muri ortogonali e fra le diverse componenti strutturali costituisce quindi un requisito fondamentale; il compito di ripartire le azioni è generalmente affidato ai solai, che devono possedere una buona rigidità nel piano ma anche efficaci ancoraggi con i muri perimetrali. In alternativa, sistemi d'incatenamento possono esercitare il richiamo delle membrature

tendenti al ribaltamento (FIG. 5.47). La vigente normativa raccomanda inoltre in zona sismica l'eliminazione di ogni spinta attiva tramite la predisposizione di sistemi d'assorbimento delle forze orizzontali.

Il restauro statico dell'abbazia di S. Salvatore Maggiore presso Concerviano (Rieti) illustra come nell'ambito di uno stesso organismo la riduzione della vulnerabilità sismica sia ottenuta ricorrendo a tecniche di adeguamento diverse (studio S. Simoni), di volta in volta calibrate sulla base delle diverse caratteristiche geometriche, costruttive e di degrado delle strutture superstiti. L'abbazia è il prodotto di una complessa storia costruttiva, le cui origini risalgono all'alto Medioevo; si tralasciano, per ragioni di sintesi, le vicende architettoniche e i problemi conservativi dell'intero complesso benedettino e ci si limita a considerare il solo corpo occidentale, edificato su quattro livelli nel XVIII secolo e ridotto all'epoca dell'intervento (2006-08) alle sole pareti perimetrali, parzialmente crollate in sommità. I muri superstiti, in pietrame calcareo irregolare allettato con malta di calce, delimitano un corpo rettangolare ampio all'interno 26×7 m; essi sono piuttosto snelli e non presentavano particolari legature, a meno di alcuni setti trasversali alti un solo piano e semicrollati. I solai in legno e la struttura di copertura erano scomparsi. Il progetto di restauro statico ha provveduto a riproporre gli antichi sistemi resistenti, basati sul trasferimento delle forze orizzontali alle cosiddette pareti "a taglio" (parallele alla direzione della forza): le membrature sopravvissute sono state reintegrate con materiale calcareo, quelle mancanti sono state ricostruite con blocchi di laterizio portante tipo "poroton" (poi intonacate), in analogia con le reintegrazioni effettuate nel resto della fabbrica. Le eventuali discontinuità trasversali, dovute alla presenza di vani di passaggio, sono state suturate con la disposizione di travi in calcestruzzo (con il filo arretrato rispetto a quello delle murature per far cogliere la sua natura moderna), così da garantire la presenza di diaframmi rigidi fra le pareti d'ambito. La collaborazione fra setti mutuamente ortogonali è certamente il modo più efficace di conferire inerzia sismica al manufatto: l'azione resistente esplicata da setti che hanno la stessa direzione della sollecitazione è relativamente elevata e consente di raggiungere sufficienti valori di sicurezza nei riguardi dei terremoti. L'introduzione di vincoli addizionali alle pareti d'ambito, inoltre, ne riduce la snellezza e ne modifica in senso favorevole lo schema statico.

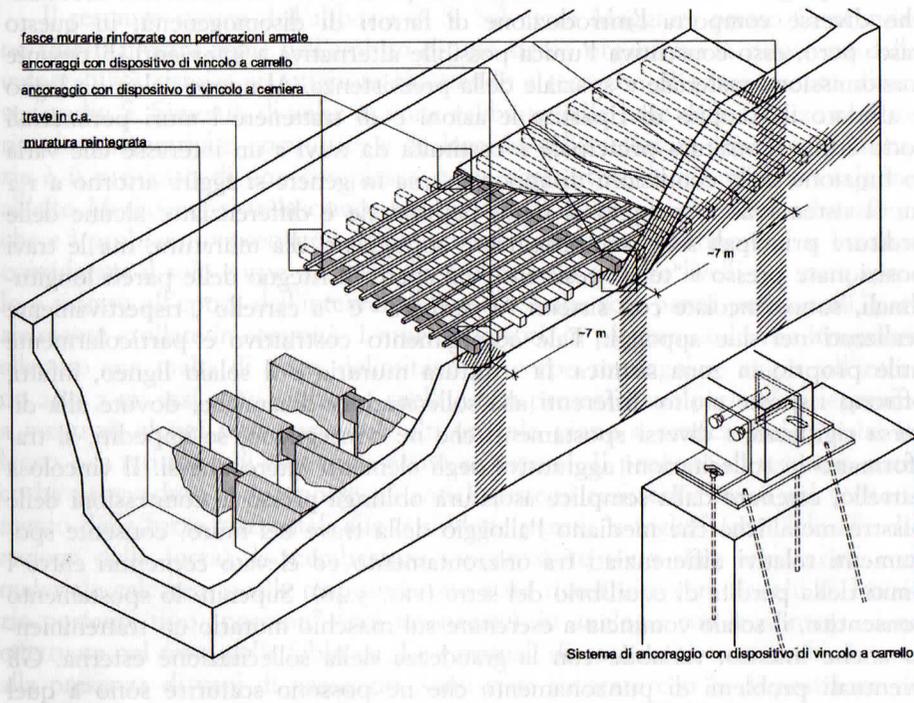
Ai livelli superiori, però, l'assenza di setti murari trasversali ha costretto a modificare la strategia progettuale: la luce libera delle pareti, molto lontana dai canonici 7 metri previsti dalla normativa per edifici in muratura, ha spinto a inserire nei maschi perimetrali opportuni sistemi d'irrigidimento, in grado di limitarne la deformabilità. Sono stati creati "telai" resistenti intervallati di circa 7 m, con gli elementi verticali costituiti da fasce murarie irrigidite (con perforazioni a quinconce armate da barre in acciaio inox inclinate a 45° sia in verticale che in orizzontale) e le strutture orizzontali consistenti nelle travi dei solai; i "telai" sono stati interconnessi orizzontalmente tramite particolari cordoli murari, realizzati disponendo analoghe armature metalliche nella parete;

nei tratti riedificati in "poroton", l'irrigidimento è stato ottenuto con la costruzione di un tradizionale cordolo in cemento armato.

L'impiego di materiali e tecnologie che presentano caratteristiche meccaniche diverse comporta l'introduzione di fattori di disomogeneità; in questo caso, però, esso consentiva l'unica possibile alternativa a interventi di pesante manomissione materiale e spaziale della preesistenza. Al nuovo solaio in legno è affidato il compito di ripartire le azioni e di trattenere i muri perimetrali sotto sisma; l'orditura principale è costituita da travi a un interasse che varia in funzione delle condizioni di appoggio, ma in genere si aggira attorno a 1,2 m. Il sistema di ancoraggio al muro perimetrale è differenziato: alcune delle orditure principali sono semplicemente appoggiate alla muratura, ma le travi posizionate presso i "telai" resistenti, cui spetta il ritegno delle pareti longitudinali, sono vincolate con sistemi "a cerniera" e "a carrello", rispettivamente realizzati nei due appoggi. Tale accorgimento costruttivo è particolarmente utile proprio in zona sismica: la struttura muraria e il solaio ligneo, infatti, offrono risposte molto differenti alle sollecitazioni dinamiche, dovute alla diversa rigidità; i diversi spostamenti che ne conseguono, se impediti, si trasformano in sollecitazioni aggiuntive negli elementi interconnessi. Il vincolo a carrello, ottenuto dalla semplice asolatura oblunga presso le connessioni delle piastre metalliche che mediano l'alloggio della trave nel muro, consente spostamenti relativi differenziati fra orizzontamento ed elevato contenuti entro i limiti della perdita di equilibrio del setto (FIG. 5.48). Superato lo spostamento consentito, il solaio comincia a esercitare sul maschio murario un trattenimento anche intenso, variabile con la grandezza della sollecitazione esterna. Gli eventuali problemi di punzonamento che ne possono scaturire sono a quel punto assorbiti dalla parete, puntualmente irrigidita, per una fascia alta circa 70 cm, con le perforazioni armate orizzontali già descritte. Nel tratto meridionale d'ingresso del fabbricato, la configurazione degli elevati ha impedito di realizzare il solaio intermedio fra il piano terreno e il primo piano: l'interasse originario, più basso di due metri, non era infatti riproponibile e si è così scelto di lasciare in vista uno spazio a due livelli. La disposizione di un anello ottenuto dalla congiunzione di travi metalliche (profilo UPN180) connesse al prospetto murario interno, con perforazioni armate inclinate a 45° nel piano verticale e orizzontale, ha in questo caso consentito il cerchiaggio del vano in sostituzione del solaio in legno.

La vulnerabilità sismica di un edificio non va osservata solo alla scala globale dell'intero organismo, ma può interessare anche solo alcune parti della fabbrica, con manifestazioni di danno indipendenti. In occasione del terremoto umbro-marchigiano del 1997 si è osservata un'ampia casistica di danneggiamenti su edifici storici dovuti alle azioni sismiche. La tipizzazione di alcuni meccanismi di danno ricorrenti ha consentito di individuare per alcuni impianti tipologicamente semplici i "macroelementi" specifici, ovvero le porzioni omogenee di fabbrica caratterizzate da comportamenti unitari e indipendenti dal resto della struttura. L'attivazione di meccanismi parziali può favorire col-

FIGURA 5.48
 Concerviano (Rieti), abbazia di S. Salvatore Maggiore. Schema del restauro statico effettuato sul corpo occidentale



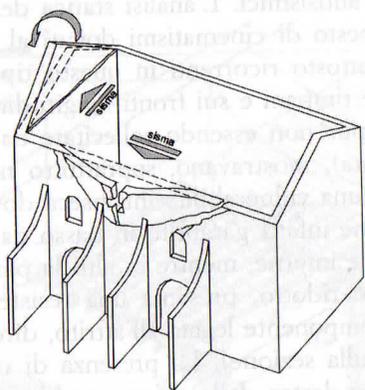
lassi strutturali anche in presenza di forze orizzontali sensibilmente inferiori a quelle necessarie a produrre il ribaltamento di strutture più grandi; questo fenomeno è imputabile principalmente all'assenza di vincoli efficaci fra membrature portanti e alla scarsa capacità di ripartizione delle sollecitazioni nella muratura (Brovelli *et al.*, 1998; Beolchini, Milano, Antonacci, 2007).

La lettura dei dissesti "per macroelementi" aiuta a evidenziare fattori di debolezza localizzati, come è avvenuto per la chiesa di S. Serafino a Montegrano (Ascoli Piceno). Il santuario, poco lontano dall'abitato, costituito da una chiesa ad aula unica e da un adiacente monastero in mattoni, è stato edificato su una preesistenza monastica crollata nel 1431, negli anni immediatamente successivi alla morte del santo, che aveva vissuto nella zona (1603). All'inizio del 2003 un vasto crollo ha interessato il tratto centrale della copertura ecclesiale, dovuto a infiltrazioni di acque meteoriche e, in parte, anche a un intervento improprio condotto negli anni settanta, che aveva comportato la stesura sul tavolato ligneo di uno spesso strato di conglomerato cementizio alleggerito; tale massetto aveva sovraccaricato le capriate lignee, già sottodimensionate e indebolite per l'attacco di funghi xilofagi. Nello stesso anno, la

Soprintendenza per i Beni Architettonici e per il Paesaggio delle Marche ha intrapreso i restauri in copertura, curando nel contempo di dotare la struttura degli opportuni presidi antisismici. L'analisi statica dell'edificio aveva evidenziato la possibilità d'innesto di cinematismi dovuti al sisma e l'insorgenza di modalità di collasso piuttosto ricorrenti in questo tipo di strutture, concentrate soprattutto sui due timpani e sui fronti longitudinali della chiesa. Le pareti d'ambito dell'aula, pur non essendo sollecitate da spinte (la volta di copertura è a incannucciata), mostravano, soprattutto nel tratto superiore per un'altezza di circa 3 m, una vulnerabilità intrinseca dovuta alla loro snellezza. Un parziale presidio viene infatti garantito in basso dai setti trasversali per la separazione delle cappelle interne, mentre in alto la parete è libera e la muratura, anche per il carico ridotto, presenta una resistenza al taglio piuttosto scarsa (diminuendo la componente legata all'attrito, direttamente proporzionale allo sforzo normale sulla sezione). La presenza di una piccola apertura in corrispondenza del fianco destro della chiesa avrebbe favorito la creazione di tre cerniere, una verticale e due oblique, che individuavano una porzione muraria parabolica (contenuta in basso da contrafforti) a rischio di crollo (FIG. 5.49). Per limitare la deformabilità delle pareti d'ambito è stato inserito un cordolo perimetrale in acciaio, così da ottenere un effetto cerchiante e limitare la formazione della cerniera plastica descritta. Le pareti laterali sono trattenute da tre controventature disposte nei piani di falda (due nelle campate alle estremità e una nella centrale); i tiranti in acciaio, provvisti di manicotto tenditore e saldati al cordolo, sono stati dimensionati in base alla spinta sismica trasmessa dalla capriata e dalla porzione muraria soggetta al cinematismo di crollo descritto.

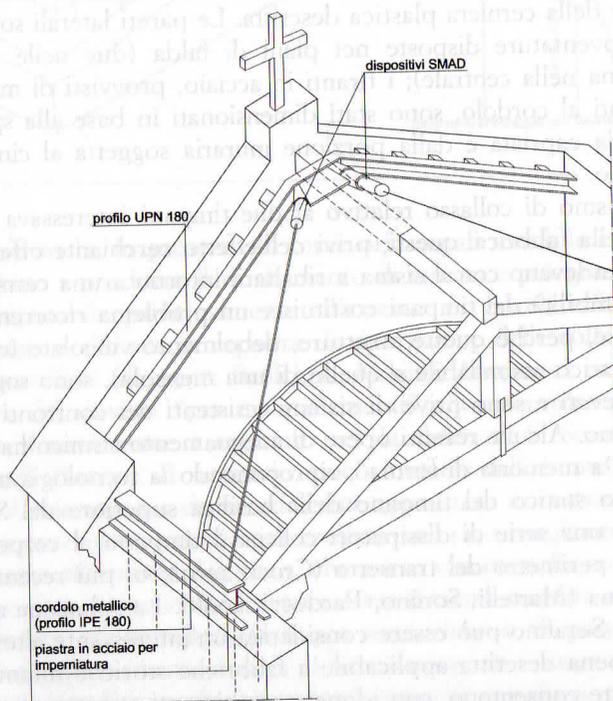
Il meccanismo di collasso relativo ai due timpani interessava la parte più vulnerabile della fabbrica: questi, privi dell'effetto cerchiante offerto dalle pareti laterali, tendevano con il sisma a ribaltare intorno a una cerniera orizzontale. La vulnerabilità dei timpani costituisce un problema ricorrente nelle fabbriche religiose, perché queste strutture, debolmente vincolate (con un comportamento statico assimilabile a quello di una mensola), sono soggette a stati di tensione elevati e sono prive di sistemi resistenti nei confronti delle azioni normali al piano. Alcune recenti opere di adeguamento sismico hanno utilizzato dispositivi "a memoria di forma", riproponendo la tecnologia messa a punto nel restauro statico del timpano della basilica superiore del S. Francesco d'Assisi, dove una serie di dissipatori collega il timpano al corpo retrostante lungo l'intero perimetro del transetto (Crocì, 2001), o, più recentemente, nel Duomo di Siena (Martelli, Sonino, Parducci, 2008). La soluzione adottata nella chiesa di S. Serafino può essere considerata un'interessante alternativa della tecnologia appena descritta applicabile a fabbriche storiche minori, le cui dimensioni ridotte consentono, con idonei accorgimenti progettuali, di ridurre il numero dei dispositivi utilizzati e di contenere in tal modo la spesa dell'intervento (si pensi che il costo dei 4 dispositivi rappresenta circa il 30% del bud-

FIGURA 5.49
Montegranaro (Ascoli Piceno), chiesa di S. Serafino. Meccanismi di danno attivabili



Rielaborazione da disegni dello Studio R. Mariani.

FIGURA 5.50
Montegranaro (Ascoli Piceno), chiesa di S. Serafino. Dettagli del restauro statico



Elaborato grafico Studio R. Mariani.

get complessivo del restauro). Nella chiesa di S. Serafino si è cercato di rendere il comportamento dei timpani il più possibile monolitico, sistemando profili metallici UPN180 d'irrigidimento lungo i lati obliqui dei triangoli; la stabilità della struttura è stata poi assicurata creando sulla sommità un unico vincolo, in grado d'impedire lo spostamento orizzontale del muro. Questo ancoraggio è realizzato posizionando per ogni timpano due tiranti connessi al cordolo metallico perimetrale. Data però la scarsa capacità muraria di ripartire gli sforzi, è possibile che un vincolo puntuale, sollecitato a trazione, favorisca lo strappo in sommità della struttura; per tale ragione, ogni tirante è stato munito di un dispositivo a memoria di forma che funge da "ammortizzatore", ovvero consente di ottenere spostamenti controllati e contenuti entro i 2 cm, riducendo sensibilmente la rigidezza del tirante con l'arrivo della scossa sismica (FIG. 5.50).

I dispositivi in lega a memoria di forma sono identificati dalla sigla SMAD (*Shape Memory Alloy Devices*), seguita da due gruppi di cifre rispettivamente relativi alla forza più elevata di progetto, in KN/10, e allo spostamento massimo possibile, in mm; essi sono dispositivi assiali di vincolo, il cui funzionamento sfrutta le proprietà di recuperare la forma originaria da parte di speciali leghe metalliche, con le quali sono confezionati i sottili cavi disposti all'interno di particolari elementi in acciaio. Tali dispositivi sono caratterizzati da un diagramma forza-spostamento con due *plateaux* (pianerottoli) in cui la forza rimane pressoché costante all'aumentare dello spostamento; questa proprietà consente di limitare sensibilmente il carico massimo trasmesso alla struttura con la quale sono collegati. La curva forza-spostamento è inoltre caratterizzata da un ramo "di scarico" inferiore a quello "di carico", ovvero da un ciclo isteretico. A fronte di un'azione sismica, i dispositivi sono quindi anche in grado di dissipare parte dell'energia ad essi trasmessa.

Si è già visto che, in zone mediamente o fortemente sismiche, l'accoppiamento di strutture che possono manifestare modi di vibrazione diversi può risultare pericoloso, oltre che controproducente. Il sistema di ancoraggio cerniera-carrello adottato per le travi di solaio nel S. Salvatore Maggiore, consentendo spostamenti entro determinati limiti, permette di evitare l'insorgere di tensioni addizionali all'azione sismica; un analogo apparato a scorrimento è stato messo a punto per il restauro strutturale dell'abbazia di S. Maria a Val diponte (Perugia; Mariani, 2005). Altre soluzioni possibili cercano nel contempo di garantire la possibilità di movimenti disaccoppiati e la dissipazione di parte dell'energia trasmessa dal terremoto, in modo da limitare l'entità dell'azione che si manifesta sulla fabbrica.

I sistemi di controllo basati sulla dissipazione di energia sfruttano l'effetto favorevole di riduzione della risposta sismica ottenuto da un artificiale incremento delle capacità dissipative della struttura, senza giungere al danneggiamento della costruzione. I dissipatori sono dispositivi che permettono di disperdere energia in presenza di un moto relativo fra le due parti a cui

sono collegati; si distinguono in sistemi “isteretici” (il funzionamento dipende dagli spostamenti relativi) e sistemi “viscosi” (il funzionamento dipende dalle velocità relative). Alcuni dispositivi sono costituiti da un cilindro che si muove all'interno di un fluido viscoso, altri utilizzano polimeri o elastomeri ad alto smorzamento (comportamento visco-elastico). Fra questi ultimi, si distinguono gli apparecchi metallici (in acciaio a basso contenuto di carbonio), in cui la dissipazione è legata alle deformazioni plastiche del materiale; la geometria degli elementi è studiata in modo tale che, in base alle sollecitazioni agenti, la deformazione sia sempre ben distribuita su tutto l'elemento e non si creino pericolosi picchi di tensione (Martelli, Sonino, Parducci, 2008). Dispositivi di questo tipo sono stati installati nella controventatura alloggiata nei piani di falda della copertura nella chiesa aquilana di S. Maria di Collemaggio. Dagli studi condotti sul comportamento della basilica emergeva una significativa vulnerabilità alle azioni sismiche, imputabile alla snellezza delle pareti laterali. Le analisi numeriche avevano evidenziato la possibilità di vibrazioni “in controfase” delle pareti della navata centrale, con conseguenti danneggiamenti dovuti al punzonamento esercitato dalla copertura. Con il sisma umbro-marchigiano del 1997, le testate delle travi alloggiate sulla muratura delle pareti avevano effettivamente prodotto un martellamento, confermando sostanzialmente il meccanismo di deformazione previsto. Si sono pertanto installati due controventi che possiedono al centro un sistema di dissipazione, la cui geometria è studiata in modo tale che, qualunque sia la direzione della sollecitazione, il dispositivo è in grado di danneggiarsi uniformemente, evitando la concentrazione di tensioni e le conseguenti fessurazioni dei muri (Cartapati, 2004).

Una strategia di protezione sismica consiste nel limitare le forze d'inerzia che si manifestano sulla fabbrica, piuttosto che affidarsi alla sua resistenza meccanica. Una tecnica, già vista, si basa sull'impiego di sistemi dissipativi, l'altra è quella dell'isolamento sismico; quest'ultima è più adatta a strutture rigide, mentre la dissipazione di energia funziona meglio per strutture alte e flessibili.

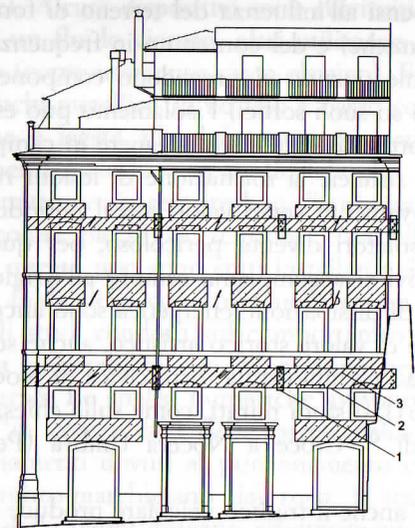
I dispositivi d'isolamento sismico sono caratterizzati da alti parametri di smorzamento, bassa deformabilità verticale (necessaria a supportare i carichi della costruzione) e alta deformabilità orizzontale; sono costituiti da strati alternati di neoprene e lamine d'acciaio che, scorrendo reciprocamente, dissipano energia e limitano le forze trasmesse all'edificio entro livelli accettabili. I dispositivi di isolamento agiscono sostanzialmente sulla possibilità di disaccoppiare il moto fra due parti della fabbrica oppure fra terreno ed edificio. Gli isolatori vengono posti generalmente alla base della costruzione (isolamento alla base), in giunti creati appositamente fra l'elevato e le fondazioni. La struttura complessiva, costituita dall'edificio e dagli isolatori, presenta una rigidità inferiore rispetto alla condizione precedente all'intervento; il periodo proprio dell'insieme risulterà dunque più elevato e spostato verso la banda di va-

lori in cui il terremoto è meno dannoso. La corretta applicazione dell'isolamento è perciò possibile solo quando si abbia una buona conoscenza del sito della costruzione (si pensi all'influenza del terreno di fondazione sulla propagazione delle onde sismiche) e del contenuto in frequenza del terremoto atteso; in alcuni casi, come quando si prevedono componenti ampie alle basse frequenze (ad esempio su suoli soffici) l'isolamento può essere addirittura controproducente. La struttura isolata deve rimanere in campo elastico anche durante la sollecitazione sismica: la formazione di lesioni rende la struttura più flessibile e sposta nuovamente verso valori alti il periodo proprio, dove il sisma “filtrato” dagli isolatori diventa pericoloso; per questo motivo, l'inserimento di tali dispositivi si accompagna sempre all'irrigidimento degli elevati (Pasta, 2006). Sistemi di dissipazione energetica sono ancora rari su edifici esistenti, in particolare se di valore storico artistico, anche se non mancano sperimentazioni, condotte ad esempio sulla torre civica di Nocera Umbra (Perugia; Ambrosi, Tataseo, 2003), o studi mirati, come sulla chiesa di S. Giovanni Battista ad Appiano e di S. Croce a Nocera Umbra (Perugia; Indirli *et al.*, 2004).

Oltre ai terremoti, anche il traffico veicolare produce sollecitazioni dinamiche che possono rivelarsi pericolose: le vibrazioni da traffico si diffondono attraverso il manto e il sottofondo stradale, trasmettendosi da qui alle fondazioni e a tutto l'edificio. Queste sollecitazioni sono pericolose soprattutto per gli aggetti architettonici, specie se non ben ancorati alle strutture retrostanti (la norma UNI 9916, recentemente emanata, fornisce una guida alla scelta delle metodologie appropriate per la misurazione, il trattamento dei dati e la valutazione degli effetti delle vibrazioni). La vulnerabilità a questo tipo di sollecitazioni può essere però estesa anche all'intera fabbrica, specialmente con strutture molto snelle come quelle di palazzo Cappelli a Roma. L'edificio, d'impianto pressoché rettangolare, è disposto all'angolo di un isolato; la sua edificazione, condotta fra il XVIII e il XIX secolo a partire da una probabile rifusione di fabbricati preesistenti, ha determinato una sensibile disomogeneità di fattura muraria. Al piano interrato gli ambienti sono coperti con volte in pietra, mentre i solai superiori sono in voltine e profili metallici. Il rilievo del quadro fessurativo aveva evidenziato una spiccata sofferenza dei muri esterni della fabbrica e una vulnerabilità nei confronti delle vibrazioni prodotte dal traffico sulla strada attigua, dovuta soprattutto alla presenza di ampi vani in facciata e all'esilità delle fasce sottofinestra. La differente deformabilità che caratterizzava i maschi murari pieni e i tratti aperti, regolarmente allineati, aveva determinato la formazione di lesioni verticali che correvano in facciata lateralmente alle bucatore; queste avevano isolato il fronte in una serie di setti murari compresi tra le fasce con le finestre. Alcune di queste lesioni avevano dato origine a distacchi anche piuttosto ampi o erano passanti, diverse erano antiche, come testimoniano le rapprezature osservate in fase di cantiere. Sem-

FIGURA 5.51

Roma, palazzo Cappelli. Indicazione del cerchiaggio in FRP su un prospetto



1. Chiodi Ø20 in acciaio, filettato e bloccato con bullone su piastra, sp.=8mm
2. Chiodi Ø20 in fibra di vetro, filettato e bloccato con bullone
3. Rete bidirezionale in fibra di carbonio

Il restauro statico prevede il cerchiaggio su due livelli con fasce in FRP ancorate ai setti con perforazioni inclinate a 45° (verticali e orizzontali) armate con barre in fibre di carbonio (ϕ 18; l = 110 cm).

Elaborato grafico Studio Pr.As – Roma.

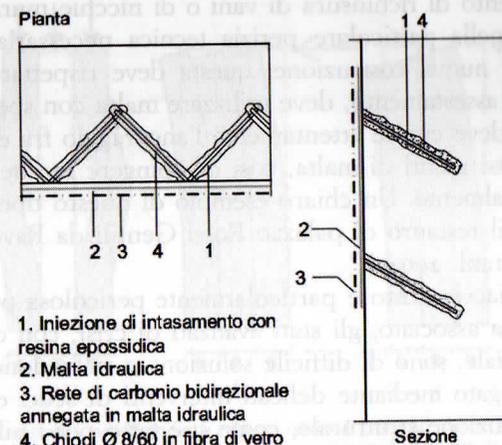
pre al passato risale la disposizione delle catene su più livelli, chiara testimonianza della prolungata tendenza al ribaltamento dei fronti. In aggiunta, le murature dei muri perimetrali presentavano vuoti e cavità interne, osservati in fase di cantiere.

L'esecuzione di iniezioni con malta di calce, che avrebbe consentito di migliorare la risposta strutturale della compagine muraria, era impossibilitata dalla presenza di affreschi e di pregevoli finiture sui paramenti interni. Per moderare la disomogeneità di comportamento fra le due diverse porzioni murarie si è dunque optato, in alternativa, per la realizzazione di un cerchiaggio esterno su due livelli, con l'impiego di fasce FRP (ai livelli inferiori e presso le zone sottofinestra; FIG. 5.51).

L'impiego di fasce in fibra di carbonio comporta la rimozione dell'intonaco antico, così da creare un alloggiamento sufficientemente liscio al materiale: qualsiasi asperità superficiale potrebbe infatti favorire la rottura per tranciamento delle fasce, a causa della loro ridotta resistenza a taglio. In palazzo Cappelli l'intonaco disposto nelle zone in cui è stato localizzato l'intervento era il frutto di una sostituzione della metà del XX secolo. Un incremento d'inerzia dei muri perimetrali nei confronti delle sollecitazioni oriz-

FIGURA 5.52

Dettaglio del sistema di ancoraggio dei tessuti in FRP alla struttura muraria



1. Iniezione di intasamento con resina epossidica
2. Malta idraulica
3. Rete di carbonio bidirezionale annegata in malta idraulica
4. Chiodi Ø 8/60 in fibra di vetro

Elaborato grafico Studio Pr.As – Roma.

zontali è stato infine ottenuto con il loro ancoraggio puntuale ai setti interni mediante piastre in acciaio, necessarie alla ripartizione degli sforzi, connesse con perforazioni inclinate e armate con barre di acciaio (Studio Pr.As – Roma; FIG. 5.52).

5.2.5. Criteri e tecniche d'intervento nelle strutture in elevazione

Le fabbriche storiche sono generalmente provviste di poderosi maschi murari che consentono loro di adattarsi a variazioni dei carichi agenti mantenendo sufficienti livelli di sicurezza nei confronti delle azioni verticali; esse appaiono invece più vulnerabili all'incremento delle spinte, dovuto, ad esempio, alla rimozione degli iniziali presidi, al rilassamento delle catene, alla crescita delle masse sismiche. Il progressivo impoverimento degli apparecchi murari, perlopiù dovuto al degrado della malta, può ridurre significativamente la resistenza meccanica degli elevati; le riduzioni delle sezioni resistenti o l'apertura di nuovi vani possono determinare concentrazioni eccessive di tensioni nelle sezioni residue e il possibile raggiungimento delle resistenze massime, con la conseguente apertura di lesioni da schiacciamento. Quando l'origine dei dissesti è nella riduzione delle membrature resistenti, il ripristino delle sezioni originarie risulta l'operazione più immediata ed efficace, a condizione che si adottino gli opportuni accorgimenti tecnici in grado di garantire la collaborazione fra le due porzioni murarie. In un setto murario, le linee di compressione seguono un percorso verticale che, in caso di demolizioni parziali, viene deviato verso

le zone resistenti più prossime; il nuovo assetto statico tende a rimanere invariato anche dopo la reintegrazione muraria, che, in tal modo, rimane non collaborante. L'intervento di richiusura di vani o di nicchie murarie si deve pertanto concentrare nella particolare perizia tecnica necessaria alla procedura d'ingranaggio della nuova costruzione; questa deve rispettare strettamente i tempi di presa e di assestamento, deve utilizzare malta con speciali caratteristiche tixotropiche e deve curare attentamente l'ancoraggio fra elemento lapideo o laterizio e gli stessi giunti di malta, così da spingere le due parti murarie a collaborare strutturalmente. Un chiaro esempio di questo tipo di procedura è stato illustrato per il restauro di palazzo Rossi Gentili da Ravellone a San Severino Marche (Fiorani, 2004a).

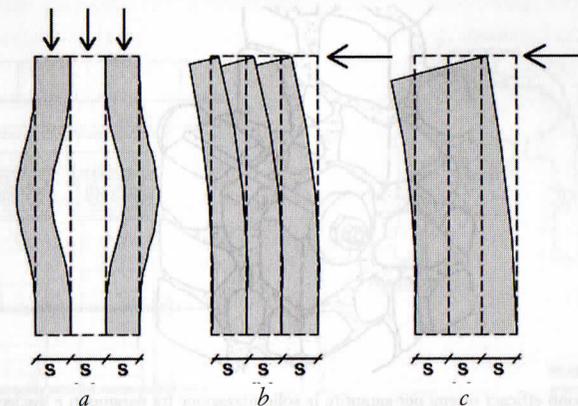
La crisi per schiacciamento è particolarmente pericolosa per la natura fragile del crollo a essa associato; gli stati avanzati di crisi, con disgregazione ed espulsione di materiale, sono di difficile soluzione e richiedono la sostituzione del materiale disgregato mediante delicati interventi di scuci e cucii localizzati o la completa sostituzione strutturale, come si è fatto per i piloni dell'abbazia di S. Pietro a Perugia (Tosti, 2003). Anche i rinforzi con pareti armate sono giustificabili solo con dissesti particolarmente gravi, come ultimo rimedio prima della demolizione totale (operazione che, fra l'altro, genera stress rilevanti alle membrature più prossime); esse, infatti, snaturano l'autenticità spaziale, costruttiva e materiale della fabbrica, alterandone inoltre l'originaria distribuzione delle rigidità, con conseguenze negative sul suo comportamento statico e, soprattutto, dinamico.

Le tecniche d'incremento della resistenza a compressione di una parete dipendono strettamente dalla tipologia muraria con cui essa è costruita. Nelle murature irregolari e con molto legante, le iniezioni di malta consentono d'incrementare la capacità portante riempiendo i vuoti fra le pietre, sostituendo la malta pulverulenta e garantendo così una migliore adesione fra gli elementi lapidei. La composizione della malta d'iniezione dovrebbe essere studiata caso per caso in modo da garantire la massima diffusione della miscela d'iniezione all'interno della muratura. Le iniezioni di malta consentono incrementi di resistenza a compressione fino a un limite massimo pari al 20% rispetto al valore iniziale, se la distribuzione della miscela è buona; in caso contrario, come verificato da alcuni studi, la presenza di aree deboli all'interno del setto può favorire l'innesco localizzato dei dissesti (Borri, Corradi, Vignoli, 2000; Binda, Saisi, 2000, 2002).

Nelle murature con paramenti e nucleo, la capacità portante è influenzata dal loro grado di connessione; un ingranamento debole, infatti, espone i paramenti, generalmente più rigidi e snelli, a crisi per carico di punta e riduce drasticamente la resistenza alle forze orizzontali (FIG. 5.53). Diviene in questo caso essenziale l'efficace distribuzione e connessione dei diatoni, inseriti trasversalmente nella parete; se questi sono insufficienti o mancano del tutto, diverse tecnologie consentono di provvedere all'inserimento di "diatoni artificia-

FIGURA 5.53

Danni connessi alla tripartizione dei setti murari



La tripartizione del setto espone i maschi murari a crisi per carico di punta (a) mentre la resistenza nei confronti delle azioni orizzontali si riduce drasticamente. L'inerzia alle forze orizzontali, funzione dello spessore murario, nel caso (b) è pari a $3b(s^3/12)$, mentre nei paramenti solidarizzati (c) è tre volte maggiore, pari a $b(3s)^3/12$.

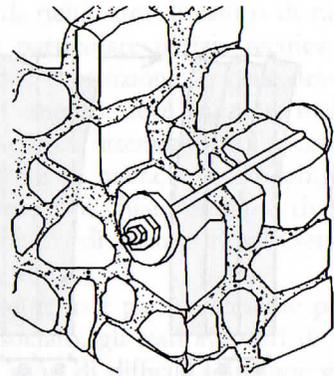
li", ad esempio con l'impiego di sistemi tradizionali (inserendo elementi lapidei perpendicolari al paramento), con elementi in acciaio (FIG. 5.54), in pultroso, come nelle mura di Fano (FIG. 5.55) o in cemento armato (Fiorani, 2004a).

Il conferimento di un'azione cerchiante determina nelle strutture sollecitate a compressione una redistribuzione degli sforzi e migliora significativamente la capacità portante finale. L'azione di confinamento ottenuta dal cerchiaggio può essere realizzata con vari materiali (acciaio, fasce in fibra di carbonio), con elementi di rinforzo generalmente pretesati, in modo da entrare in azione prima di ulteriori cedimenti.

Cerchiaggi con fasce in FRP e in fibre di carbonio sono stati effettuati di recente, soprattutto su colonne successivamente intonacate: si ricordano, fra gli altri, gli interventi nella corte maggiore del convento di S. Maria del Lavello presso Calolziocorte (Lecco; Cruciani Fabozzi, 2004) o in uno dei tre chiostri del convento di S. Domenico a L'Aquila (2007).

Come già si è illustrato nel paragrafo precedente, i piloni angolari che sorreggono la cupola della basilica di S. Biagio a Montepulciano presentavano segnali inequivocabili di uno schiacciamento incipiente, attribuiti da una puntuale campagna diagnostica alla mancata connessione fra cortina e nucleo interno. Il consolidamento ha cercato quindi d'incrementare la resistenza muraria a compressione, con iniezioni di malta, e di migliorare la distribuzione delle forze, applicando controllate sollecitazioni orizzontali alla sezione dei pilastri. Al posto degli impraticabili cerchiaggi esterni sono state pertanto inserite diverse barre in fibra aramidica accuratamente pretese con martinetti e succes-

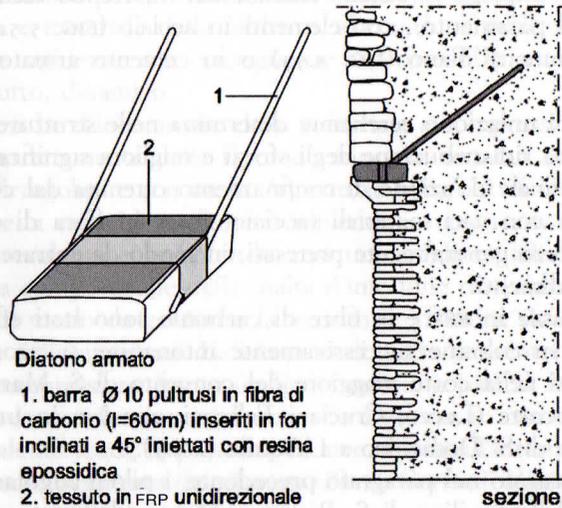
FIGURA 5.54
Tirantini antiespulsivi



I tirantini antiespulsivi sono efficaci sistemi per garantire la solidarizzazione fra paramenti e nucleo murario.

Fonte: rielaborazione da Fiorani (2004a).

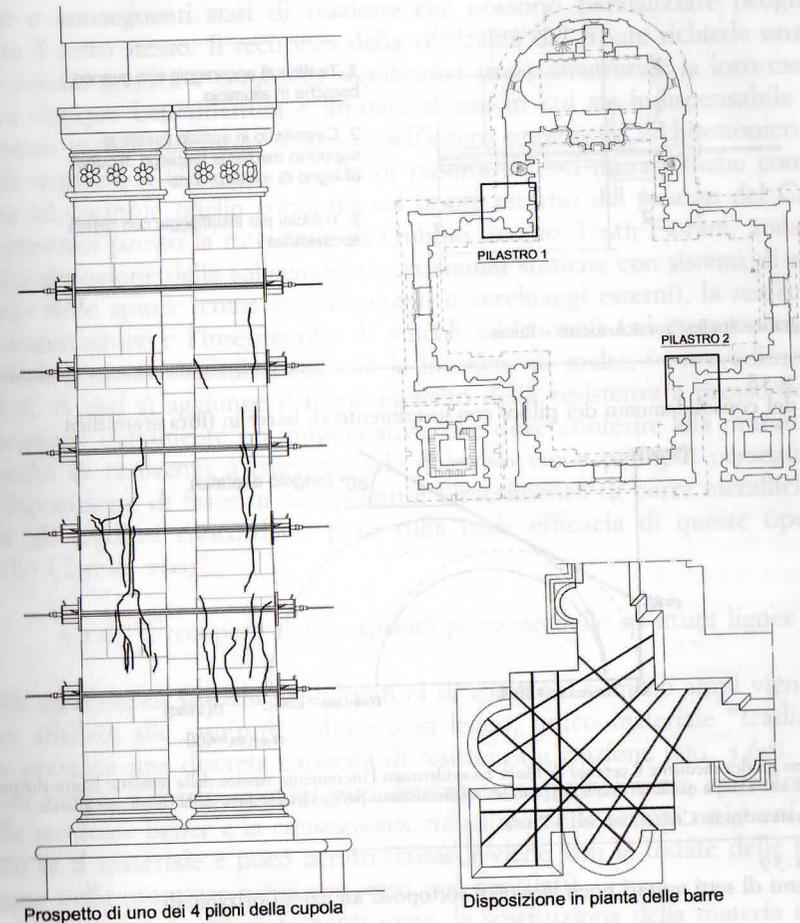
FIGURA 5.55
Mura di Fano (Ancona). Restauro del paramento rinforzato con fasciature in FRP e impermeantiature con barre pultruse



Fonte: rielaborazione da Fiorani (2004a).

sivamente iniettate. Dopo 24 ore, a legante indurito, è stata annullata l'azione dei martinetti, le barre sono state tagliate a filo con la muratura e i fori sono stati stuccati; al momento del rilascio, l'accorciamento elastico delle barre è stato in questo modo impedito e si è trasformato in un'azione di compressione

FIGURA 5.56
Montepulciano (Siena), chiesa di S. Biagio. Restauro statico dei piloni



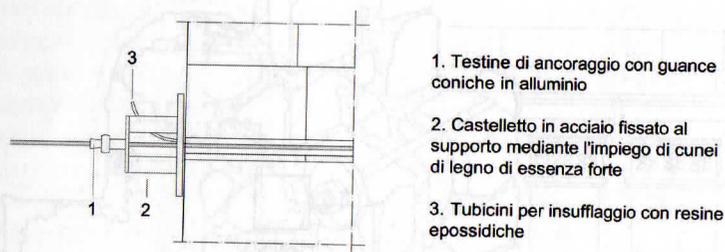
Il consolidamento del pilastro ha comportato l'inserimento di barre in fibra di aramide (Ø 7,5; foro Ø 20) pretensionate e ha prodotto un'azione orizzontale sui piloni di 38,4 t/mq.

Elaborato grafico Studio Croci&Associati - Roma.

sul pilone, con direzione normale all'asse (FIGG. 5.56-5.58; Studio Croci&Associati).

Le azioni orizzontali, come s'è visto, generano stati di tensione poco contrastabili da parte dei setti murari; tali forze, trasmesse da volte o tetti spingenti, sono all'origine dell'attivazione di cinematici di ribaltamento riscontrabili in molte fabbriche storiche (FIG. 5.59). Gli stessi meccanismi di danno

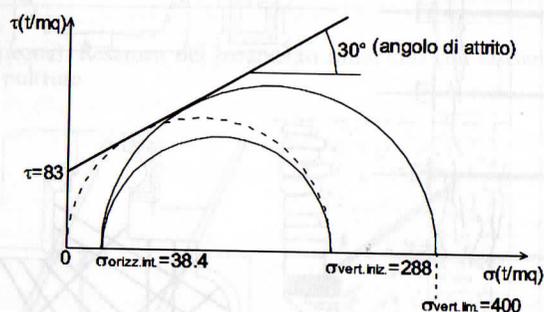
FIGURA 5.57
 Dettaglio del sistema di tesatura delle barre tramite martinetto forato, castelletto in acciaio e testine di ancoraggio munite di guance coniche in alluminio



1. Testine di ancoraggio con guance coniche in alluminio
2. Castelletto in acciaio fissato al supporto mediante l'impiego di cunei di legno di essenza forte
3. Tubicini per insufflaggio con resine epossidiche

Elaborato grafico Studio Croci&Associati - Roma.

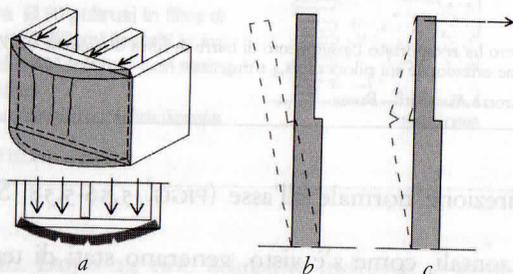
FIGURA 5.58
 Verifica del consolidamento dei piloni con inserimento di barre in fibra aramidica



La trattazione grafica mediante il cerchio di Mohr ha evidenziato l'incremento teorico della tensione limite che passa dal valore di 288 t/mq a quello di 400 t/mq, con un miglioramento pari a circa il 40% della resistenza iniziale.

Elaborato grafico Studio Croci&Associati - Roma.

FIGURA 5.59
 Cinematismi di setti murari poco vincolati sottoposti ad azioni orizzontali



Nei setti debolmente vincolati e soggetti a forze orizzontali possono verificarsi spanciamenti (a) e ribaltamenti dell'intero setto (b). In presenza di un vincolo in sommità, la rottura può avvenire in posizione intermedia (c).

generano poi ulteriori dissesti che coinvolgono coperture e volte, con conseguenti spostamenti delle imposte. L'eccentricità del peso proprio della porzione muraria fuori piombo determina sollecitazioni flessionali nelle sezioni sottostanti e conseguenti stati di trazione che possono parzializzare progressivamente il setto stesso. Il recupero della verticalità del fronte richiede una notevole perizia tecnica e comporta significativi stress strutturali; la loro esecuzione va dunque ben riflettuta e limitata ai casi in cui sia indispensabile per la sicurezza statica del muro stesso e dell'intero organismo architettonico. Si ricorda comunque la buona riuscita di raddrizzamenti murari anche complessi, come ad esempio quello condotto sul fronte esterno del palazzo del Capitolo dei canonici presso la cattedrale di Gubbio (studio Tosti; Fiorani, 2004a).

La rimozione delle sollecitazioni orizzontali statiche con sistemi di assorbimento delle spinte (come incatenamenti o cerchiaggi esterni), la realizzazione di ammorsature e l'inserimento di vincoli aggiuntivi (ad esempio mediante cuciture armate) costituiscono, con le iniezioni di malta, i provvedimenti più diffusi. A essi si aggiunge il miglioramento della resistenza a presso-flessione, operazione nettamente più impegnativa, che deve conferire alla muratura una capacità di resistenza a trazione; tale obiettivo viene perlopiù perseguito con la disposizione di fasce in composito e l'inserimento di barre metalliche; non tutti gli studiosi concordano però sulla reale efficacia di queste operazioni (Gallo Curcio, 2007).

5.2.6. Il recupero della capacità portante delle strutture lignee

Nelle costruzioni storiche, la copertura di spazi più o meno ampi viene in genere affidata alle strutture voltate o in legno, unico materiale "tradizionale" che presenta una discreta capacità di resistenza a trazione (FIG. 5.60). L'attacco di funghi e insetti xilofagi può determinare, però, il serio ammaloramento delle strutture lignee e la conseguente riduzione delle sezioni resistenti, soprattutto se il materiale è poco aerato (come avviene con le testate delle travi anegate nella muratura o nei sottotetti non ventilati).

In presenza di deterioramenti gravi, la sostituzione della materia originale diventa inevitabile qualora non si voglia ricorrere a protesi sostitutive di affiancamento; tale riduzione può essere però confinata alla sola porzione ammalorata, che viene sostituita con opportuni elementi in legno, acciaio o resina in grado di sostituire i tratti originari di appoggio (Tampone, 1996). Protesi contrassegnate da una elevata rigidità (come quelle in betoncino epossidico utilizzate in passato) trasformano il vincolo catena-puntone da "cerniera" a "incastro" alterando gli schemi di collasso originari (Munafò, Grilli, 2005). Decisamente più compatibile è la disposizione di protesi di legno massello congiunte a tassello con le parti preesistenti, alle quali vengono ulteriormente assicurate con fasciature o barre in vetroresina o acciaio, come nel restauro della copertura della chiesa dei SS. Sebastiano e Rocco in San Vito Romano

FIGURA 5.60
Tensioni presenti nelle sezioni degli elementi lignei di solai e capriate

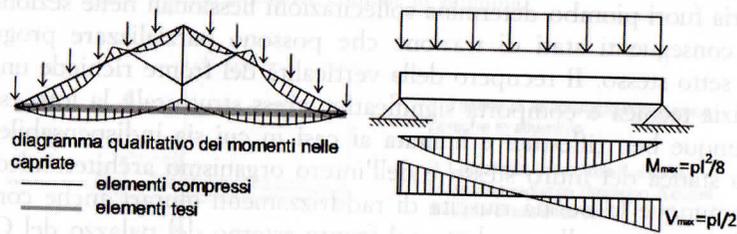


FIGURA 5.61
Boboli, Scuderie Reali della Pace. Dettaglio della protesi in legno lamellare disposta nelle capriate

1. protesi in legno lamellare
2. tassello di quercia inserito 'a forza'
3. barre in fibra aramidica

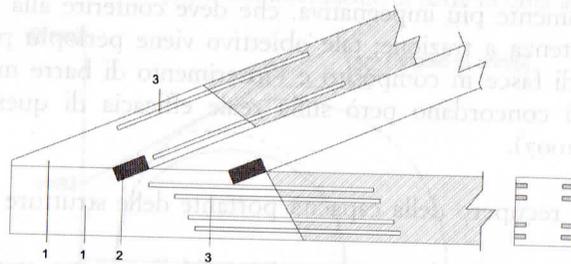
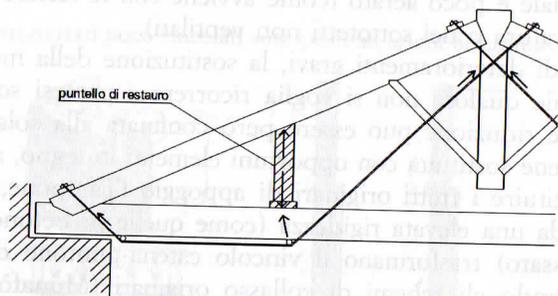


FIGURA 5.62
Milano, chiesa di S. Carpoforo. Restauro delle capriate in legno



L'introduzione di un puntello ligneo nella capriata riduce la snellezza del puntone.

Fonte: rielaborazione da Jurina (2002).

(Roma; cfr. Fiorani, 2003b); protesi in legno lamellare sono state collegate con barre in acciaio e tasselli di quercia nelle capriate delle Scuderie Reali della Pace in Boboli (Firenze; cfr. FIG. 5.61; Caselli, Mannucci, 2005).

Le capriate del monastero di S. Clara a Pavia presentavano catene parzialmente rovinate e connesse a un pregevole cassettonato su cui era impossibile operare direttamente: si sono dovuti pertanto creare appositi elementi sostitutivi per l'appoggio dell'orditura primaria; questi intercettano i puntoni a una quota più alta e si collegano reciprocamente con un tirante metallico che supplisce le carenze statiche dell'antica struttura. Un sistema di bilancini e cavi post-tesati impedisce al nuovo sistema di appoggio di esercitare un momento sulle murature d'ambito (Jurina, 2003b). Si tratta di una soluzione progettuale interessante, che mostra come sia possibile aumentare le capacità prestazionali delle strutture lignee antiche tramite l'inserimento di elementi metallici ausiliari; questi ultimi possono risolvere i problemi del sottodimensionamento delle strutture originarie, della riduzione della sezione resistente dovuta al degrado del materiale e, in generale, tutte le questioni legate all'incremento dei livelli di sicurezza statica. La logica di questi interventi consiste nel modificare lo stato tensionale delle sezioni lignee con l'inserimento di vincoli aggiuntivi e sistemi metallici, leggeri e reversibili, che convogliano le forze negli elementi più resistenti. Nella chiesa di S. Carpoforo, a Milano, l'eccessiva snellezza dei puntoni è stata ridotta con l'introduzione di due ulteriori puntelli lignei appoggiati alla catena; le sollecitazioni trasmesse a quest'ultima sono rimandate, con un sistema di cavi metallici, alla posizione più favorevole, al colmo della capriata, mentre un sistema di tesatura, opportunamente registrabile nel tempo, permette la messa in tensione dei cavi (FIG. 5.62, Jurina, 2002).

Le strutture in legno presentano spesso deformazioni significative dovute al comportamento viscoso del materiale; il recupero della forma è però raramente opportuno, in quanto costringe a un mutamento brusco e improvviso delle sollecitazioni agenti sulle sezioni (Tampone, 1996). Nelle travi di solaio, queste deformazioni rendono però difficoltosa la connessione con le strutture di rinforzo, che deve ad ogni modo essere garantita, eventualmente anche con mirati accorgimenti ausiliari, mentre nelle capriate i rilassamenti viscosi possono comportare un abbassamento del monaco che, oltre a inficiare il ruolo dei saettoni, può determinare il punzonamento della catena; una semplice soluzione, in quest'ultimo caso, può essere costituita dal taglio della porzione inferiore del monaco, verificando preventivamente che la sezione così ridotta sia sufficiente ad assorbire le sollecitazioni trasmesse dai saettoni (*ibid.*).

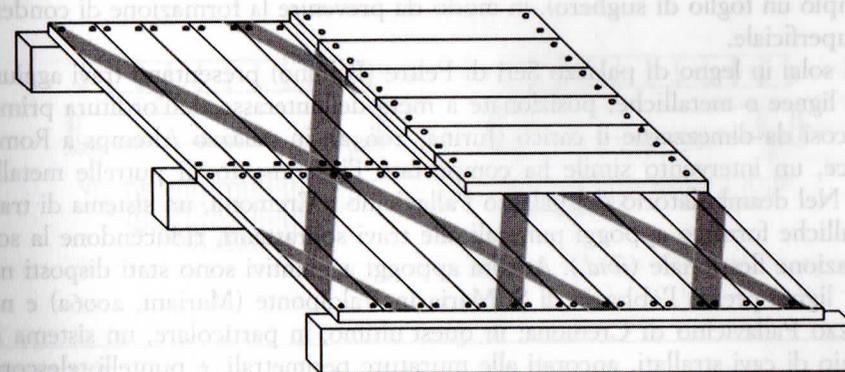
L'esigenza di aumentare le capacità portanti dei solai è spesso legata alla necessità di soddisfare nuove richieste prestazionali connesse a cambi di destinazione d'uso e agli standard proposti dalla normativa vigente. Gli orizzontamenti devono sostenere i carichi verticali e garantire una sufficiente rigidità nel piano, così da consentire la trasmissione delle azioni orizzontali derivanti dai sismi ai muri d'ambito. Nei decenni passati, l'eccessiva deformabilità delle strutture lignee e la scarsa fiducia nelle loro capacità di ripartizione avevano

portato alla rimozione sistematica dei solai antichi o al loro affiancamento con nuove strutture a cui veniva demandata l'intera funzione statica. L'esperienza del sisma umbro-marchigiano ha però definitivamente mostrato come l'inserimento di solai in latero-cemento all'interno di fabbriche in muratura non determini un comportamento "sicuro" e abbia al contrario costituito esso stesso una concausa dei dissesti (Borri, 2003a). Per questo motivo, in presenza di strutture ben conservate e dimensionate, interventi di miglioramento e di rinforzo del solaio originario sono preferibili alla pratica radicalmente sostitutiva, anche sotto l'aspetto strettamente strutturale. La realizzazione di un massetto armato collaborante conferisce all'orizzontamento un significativo irrigidimento nel piano e ne incrementa anche l'inerzia flessionale perché rialza la posizione dell'asse neutro; se, nel contempo, si cura il vincolo fra piano e travi lignee portanti, si riesce a incrementare anche la resistenza flessionale di queste ultime. Solai in legno ben dimensionati e conservati possono essere dotati di un doppio tavolato ligneo perpendicolare al preesistente, posto in sostituzione del massetto cementizio sopra descritto (Modena, Tempesta, Tempesta, 1998); questo può essere ulteriormente irrigidito con fasce resistenti in fibra di carbonio, disposte a croce fra i due tavolati (FIG. 5.63, CNR, DT 201:2005). Nel restauro di palazzo Alberoni a Roma, un solaio in legno è stato consolidato con un doppio strato di tavole in lamellare, mutuamente incollate con resina epossidica e collegato alla struttura originaria con barre metalliche e piastre zincate; esso è stato ancorato alle pareti perimetrali con piastre metalliche zincate dotate di barre filettate imperniate con resina epossidica alle membrature perimetrali (Pierdominici, 2004).

Le lesioni più diffuse nelle travi staticamente insufficienti sono di taglio (ad andamento subverticale), in corrispondenza degli appoggi, e di flessione, perlopiù in mezzzeria; quest'ultime possono seguire le fibre e determinare la divisione della trave in due elementi resistenti distinti, con una riduzione della capacità portante e un aumento della deformabilità. Interventi di risarcimento delle lesioni, anche da fessurazione, con malte o elementi lignei, possono comportare però l'insorgenza di tensioni parassite dovute ai fenomeni di dilatazione termica differenziale (Munafò, Grilli, 2005). Un nuovo incremento della capacità portante delle travi può essere ottenuto tramite strategie differenti; la scelta dell'una o dell'altra soluzione dipende, oltre che da considerazioni di natura statica, anche dalla fattibilità pratica e dai risvolti sul piano figurativo. I rinforzi applicati all'estradosso richiedono la rimozione dei pavimenti e di tutti gli strati superiori per aumentare la sezione resistente; si impiegano in genere profili metallici o il legno, naturale o lamellare, come in palazzo Alberoni (FIG. 5.64).

Se le travi antiche non sono decorate, i nuovi elementi possono essere anche affiancati all'orditura primaria, preservando così solaio e pavimentazione soprastante; in funzione delle esigenze statiche, gli elementi di rinforzo possono essere costituiti da semplici piatti in acciaio, come in alcune sale dell'ospizio annesso alla chiesa di S. Luigi dei Francesi a Roma, oppure da profili

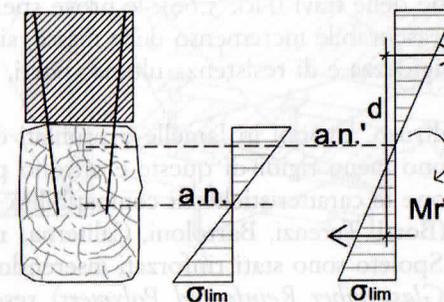
FIGURA 5.63
Irrigidimento di un solaio in legno



Il conferimento di una maggiore rigidità nel piano può essere ottenuto attraverso la disposizione di un secondo tavolato eventualmente rinforzato con fasce in CFRP.

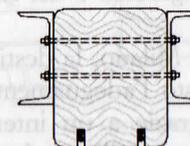
Fonte: rielaborazione da CNR, DT 201:2005.

FIGURA 5.64
Roma, palazzo Alberoni. Ingrandimento di una sezione resistente di una trave in legno



La disposizione di profili resistenti aggiuntivi nell'estradosso di una trave crea un sistema composto, caratterizzato da una maggiore resistenza per l'incremento del braccio delle forze interne.

FIGURA 5.65
Roma, palazzo Mattei. Disposizione di profili metallici all'intradosso delle travi lignee nei solai associata a un rinforzo in zona compressa con l'inserimento di trecce in fibra aramidica



Elaborato grafico Studio SPG - Roma.

metallici di tipo UPN, come in palazzo Mattei (FIG. 5.65). Al contatto fra la superficie metallica e quella lignea è opportuno inserire uno strato isolante (ad esempio un foglio di sughero), in modo da prevenire la formazione di condensa superficiale.

I solai in legno di palazzo Seri di Feltre (Belluno) presentano travi aggiuntive, lignee o metalliche, posizionate a metà dell'interasse dell'orditura primaria, così da dimezzarne il carico (Jurina, 2003a); in palazzo Altemps a Roma, invece, un intervento simile ha comportato l'inserimento di putrelle metalliche. Nel deambulatorio del palazzo Pallavicino a Cremona, un sistema di travi metalliche fornisce appoggi puntuali alle travi soprastanti, riducendone la sollecitazione flessionale (*ibid.*). Ancora appoggi aggiuntivi sono stati disposti nei solai lignei presso l'abbazia di S. Maria in Valdiiponte (Mariani, 2006a) e nel palazzo Pallavicino di Cremona; in quest'ultimo, in particolare, un sistema in acciaio di cavi strallati, ancorati alle murature perimetrali, e puntelli telescopici, che realizzano due appoggi intermedi a ciascuna trave, riduce significativamente le sollecitazioni flessionali (Jurina, 2003b; FIGG. 5.66-5.68).

L'uso di materiali compositi nel restauro di strutture lignee presenta alcuni vantaggi dal punto di vista della compatibilità fisico-chimica (Borri, Corradi, Tampone, Triboldi, 2002), della leggerezza e della lavorabilità in cantiere. L'apposizione di strisce resistenti all'intradosso consente di sopperire le carenze statiche a trazione delle travi (FIG. 5.69); le prove sperimentali mostrano come, a fronte di un trascurabile incremento delle masse, si registri un significativo incremento di rigidità e di resistenza ultima (Borri, Corradi, Speranzini, 2001).

Gli elementi in pultruso, lavorati in lamelle o profilati e utilizzati come le strutture metalliche, sono meno rigidi di queste e offrono prestazioni migliori dei nastri, conservandone le caratteristiche di compatibilità fisico-chimica, leggerezza e lavorabilità (Borri, Terenzi, Bartoloni, Caliterna, 1999). I solai lignei di palazzo Callicola a Spoleto sono stati rinforzati inserendo all'estradosso travi pultruse in GFRP (*Glass Fiber Reinforced Polymers*) rese collaboranti con l'orditura lignea tramite connettori in composito; un'attenta sagomatura in opera della struttura in FRP ha evitato la demolizione delle testate dei travetti (FIG. 5.70). Un'armatura di ripartizione con rete in fibra di vetro nel massetto di calce evita la concentrazione di carico in corrispondenza della trave in pultruso; le prove condotte al termine dell'intervento hanno confermato un significativo miglioramento della rigidità e del carico ultimo (Borri, Giacomini, Giannantoni, 2005).

Nella seicentesca villa Litta a Milano, la destinazione a biblioteca di alcune sale al secondo piano ha richiesto l'adeguamento statico dei solai lignei con intradosso dipinto conservato grazie a un intervento "ibrido", che prevede l'inserimento di elementi in carbonio all'intradosso e profili metallici a sezione quadrata come rinforzo a compressione (FIG. 5.71, Chiaradia, Giacomini, Quaglia, 2005).

FIGURA 5.66

Riduzione dello stato tensionale delle travi a seguito della disposizione di appoggi aggiuntivi

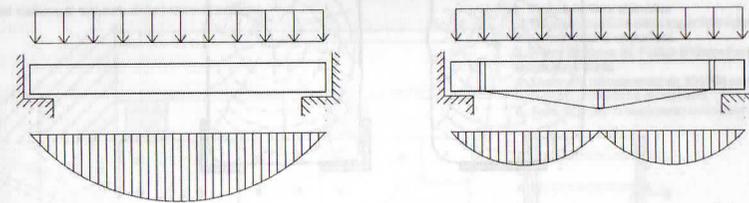
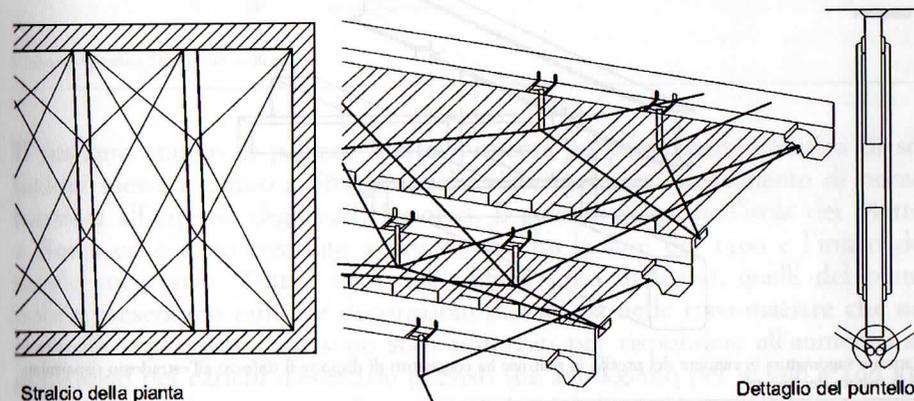


FIGURA 5.67

Cremona, palazzo Pallavicino. Restauro strutturale con disposizione di appoggi puntuali nelle travi



Fonte: rielaborazione da Jurina (2003b).

FIGURA 5.68

Roma, palazzo Altemps. Intervento di restauro strutturale sul solaio del salone nobile

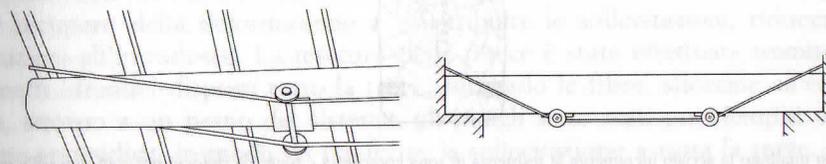
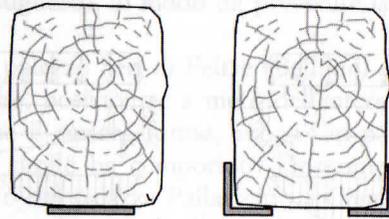


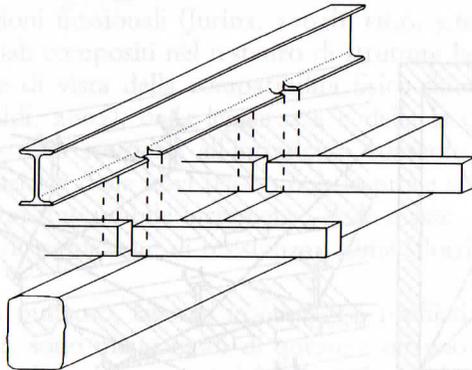
FIGURA 5.69
Consolidamento di travi in legno con fasce in FRP



L'incremento della resistenza a trazione delle travi in opera può essere ottenuto disponendo fasce in FRP all'intradosso.

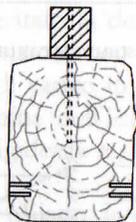
Fonte: rielaborazione da CNR, DT 201:2005.

FIGURA 5.70
Spoleto (Perugia), palazzo Callicola. Incremento della capacità portante dei solai



L'attenta sagomatura in cantiere del profilo in pultruso ha consentito di disporre il rinforzo all'estradosso risparmiando le testate dei travetti.

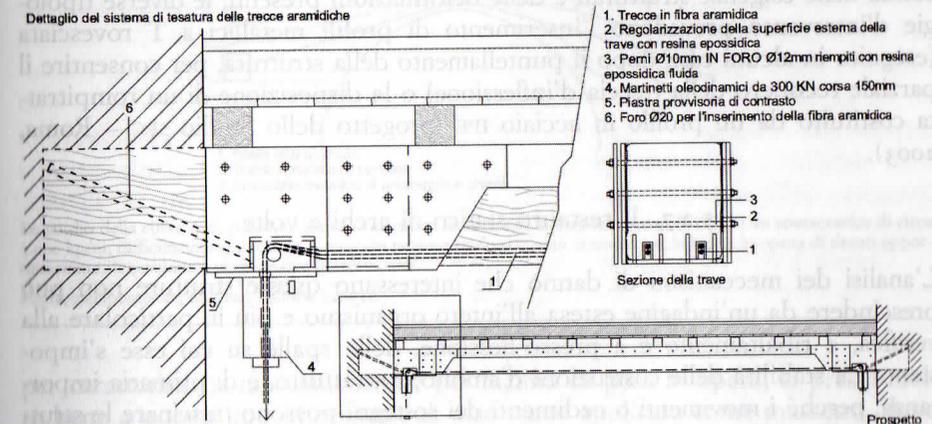
FIGURA 5.71
Milano, villa Litta. Restauro strutturale di un solaio



Un profilo quadrato in acciaio incrementa la resistenza in zona compressa e funge da rinforzo nei confronti delle sollecitazioni taglianti, responsabili di alcune lesioni agli appoggi delle travi. La disposizione di lamelle in fibra di carbonio incollate con adesivo epossidico all'interno di opportuni intagli laterali incrementa la resistenza a trazione e garantisce la conservazione dei solai affrescati.

Fonte: rielaborazione da Chiaradia, Giacomini, Quaglia (2005).

FIGURA 5.72
Roma, palazzo Mattei. Dettaglio del sistema di inserimento e messa in tensione delle trecce in fibra aramidica nelle travi del solaio



Elaborato grafico Studio SPC - Roma.

Il restauro statico di palazzo Mattei presenta un'interessante casistica di soluzioni messe a punto a problematiche ricorrenti con l'inserimento di nuove funzioni all'interno degli edifici storici. Il palazzo sorge nell'isola dei Mattei a Roma ed è stato costruito a più riprese fra la fine del 1500 e l'inizio del secolo successivo. Tutti i solai dell'edificio sono in legno, quelli del piano nobile presentano raffinate decorazioni floreali sia nelle travi maestre che nei travicelli soprastanti; essi sono stati rinforzati per rispondere all'aumento significativo dei carichi d'esercizio previsti (da 200 kg/mq per le sale a 400 kg/mq per la biblioteca), tenendo conto anche del diverso stato di conservazione delle strutture e attraverso un'adeguata varietà di soluzioni progettuali. Nelle sale di maggior pregio, l'orditura principale è stata consolidata disponendo lungo le facce laterali due piatti in acciaio imperniati e collegati con due trecce in fibra aramidica; queste ultime sono state inserite dentro intagli ricavati nell'intradosso della trave e pretensionate, così da ottenere il parziale recupero della deformazione e ridistribuire le sollecitazioni, riducendo le trazioni all'intradosso. La tesatura delle trecce è stata effettuata tramite martinetti idraulici disposti sotto la trave, ruotando le fibre, sfioccate all'estremità, attorno a un perno del sistema; gli intagli sono stati poi riempiti con resina epossidica, in modo da trasferire la sollecitazione a tutta la trave. All'indurimento della resina, scaricati i martinetti, le estremità delle trecce sono state ancorate al perno metallico, con la parte sfioccata inserita in un foro diagonale praticato presso l'appoggio della trave, a costituire una barra rigida (FIG. 5.72). Sui solai di minor pregio, a cui spetta anche un maggiore im-

pegno statico, si è operato affiancando le travi lignee con due profili metallici di tipo UPN.

Anche i travetti dei solai sono stati rinforzati con soluzioni diverse a seconda delle esigenze strutturali e delle deformazioni presenti; le diverse tipologie d'intervento prevedono l'inserimento di profili metallici a T rovesciata (eseguito in alcuni casi, dopo il puntellamento della struttura, per consentire il parziale recupero della freccia d'inflessione) o la disposizione di un rompitratta costituito da un profilo in acciaio IPE (progetto dello Studio SPC - Roma, 2003).

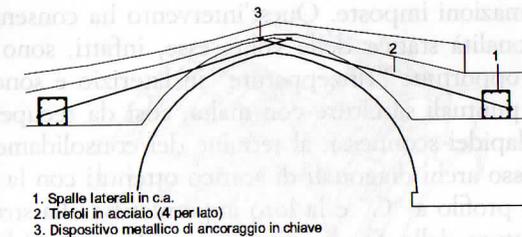
5.2.7. Il restauro statico di archi e volte

L'analisi dei meccanismi di danno che interessano queste strutture non può prescindere da un'indagine estesa all'intero organismo e più in particolare alla verifica, a ribaltamento e a presso-flessione, delle spalle su cui esse s'impongono. La stabilità delle costruzioni d'ambito, soprattutto, è di primaria importanza, perché i movimenti o cedimenti dei sostegni possono trascinare le strutture soprastanti e, in ogni caso, influiscono negativamente sul valore della controspinta offerta a volte e archi; la sicurezza statica delle costruzioni spingenti è, dunque, prioritariamente assicurata da un consolidamento delle strutture d'imposta e dall'eventuale disposizione di sistemi per l'assorbimento delle spinte (tiranti, cerchiaggi, speroni). La seconda condizione per l'equilibrio è che la curva delle pressioni cada, in ogni sezione, all'interno del nocciolo d'inerzia, così da evitare la progressiva parzializzazione della struttura e la formazione di fessurazioni. La funicolare dei carichi è funzione della forma del carico agente; le volte, ad esempio, sono vulnerabili all'azione di forze concentrate, mentre i carichi distribuiti (meglio se maggiori presso i rinfianchi) determinano una curva funicolare pressoché semicircolare, che ben si adatta agli archi a tutto sesto e alle volte a botte (Gallo Curcio, 2007).

Una logica d'intervento basata sulla modifica del carico agente (e in particolare della sua "forma": diffuso, concentrato o irregolarmente distribuito) trova pertanto interessanti applicazioni nella predeterminazione di funicolari dei carichi congeniali alle curvatures geometriche di archi o volte. Il restauro strutturale del ponte di Apecchio, a Pesaro, risalente all'inizio del XIII secolo, si basa proprio sulla redistribuzione degli sforzi agenti, in modo da ricentrare la curva delle pressioni entro la geometria a sesto acuto dell'arco (FIG. 5.73; Beer, Pallotta, 2003).

In genere la modifica dei carichi agenti su strutture ad arco o a volte è difficilmente realizzabile e si cerca piuttosto di ampliare la sezione resistente, così da offrire alla curva delle pressioni un margine più ampio di applicazione. L'incremento della sezione è teoricamente ottenibile con un qualsiasi materiale, a condizione che questo sia più rigido rispetto alla muratura della volta da consolidare (o almeno rigido come quest'ultima), in modo che l'eventuale incremento di carichi venga assorbito dalla nuova struttura. Il calcestruzzo, sia

FIGURA 5.73
Ponte di Apecchio (Pesaro). Restauro strutturale



Lo studio della curva delle pressioni aveva evidenziato la necessità di disporre presso la chiave un sovraccarico di circa 3.000 kg/m, difficilmente applicabile. Una sollecitazione analoga è stata ottenuta con la messa in opera di tiranti opportunamente dimensionati, posizionati e pretensionati.

Fonte: rielaborazione da Beer, Pallotta (2003).

per caratteristiche meccaniche che per facilità di posa in opera, si presta molto bene a questo tipo di operazioni: esso viene applicato come massetto, dopo un'accurata pulizia della superficie estradossale e un'eventuale scarnitura dei giunti (utile a favorire l'aderenza fra le due strutture). Il letto di malta può essere o meno armato: la struttura, infatti, lavora a compressione e l'eventuale presenza di armatura, non indispensabile, le conferisce un'inedita capacità di resistenza a trazione, così che la curva delle pressioni può anche uscire dal nocciolo; l'efficacia dell'intervento è affidata alla collaborazione esistente fra muratura antica e parte soprastante, spesso assicurata con l'inserimento di perni metallici, sebbene alcuni autori mostrino perplessità sulla loro reale efficacia e necessità (Gallo Curcio, 2007). L'applicazione di una cappa all'estradosso altera certamente il funzionamento statico della volta in muratura, la rigidità del calcestruzzo, infatti, impedisce alla volta di microfessurarsi e di trovare così nuovi assestamenti nel caso in cui le strutture portanti si muovano; i meccanismi di collasso, di conseguenza, ne risultano fortemente modificati. Il peso del massetto, inoltre, oltre a determinare un aggravio del carico sulle strutture verticali, incrementa le masse sismiche. Si conferma ancora una volta la necessità di effettuare la verifica statica sull'intera fabbrica anche in presenza di soli consolidamenti localizzati.

Il regime idrometrico della fabbrica risulterà infine modificato irreversibilmente con la disposizione di un letto impermeabile sull'estradosso della volta, problema rilevante soprattutto in presenza di intradossi affrescati, che possono essere inoltre soggetti a incontrollabili percolazioni di malta.

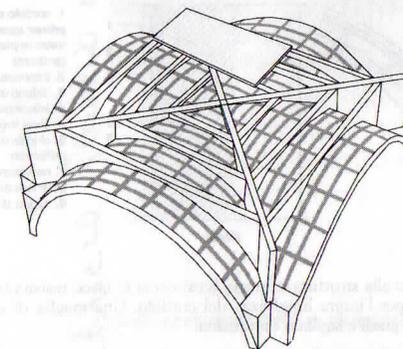
Come si è già visto, una problematica ricorrente in volte e archi è la perdita della curvatura originaria, che, nell'alterare la logica statica delle strutture, può giungere a minacciarne seriamente la stabilità. Nel monastero di S. Salvatore Maggiore sul Letenano, le volte a botte lunettate superstiti dell'aula ecclesiale si presentavano fortemente depresse a causa della rotazione delle pareti perimetrali; il recupero della curvatura originaria è stato ottenuto con l'impie-

go di martinetti a vite azionati manualmente, imprimendo settimanalmente modeste sollecitazioni per consentire alla struttura di trovare un graduale assestamento alle deformazioni imposte. Quest'intervento ha consentito di recuperare la piena funzionalità statica delle volte; esse, infatti, sono state risarcite nell'intradosso con opportune "rinzeppature" in laterizio e sono state trattate nell'estradosso con puntuali sarciture con malta, così da recuperare la coesione fra gli elementi lapidei sconnessi; al termine del consolidamento sono stati disposti sull'estradosso archi diagonali di scarico ottenuti con la sagomatura di travi metalliche con profilo a "C" e la loro impernatura alla struttura muraria (progetto delle strutture dello Studio Tosti, 1990; Fiorani, Palmerio, Riccini, 1998).

Questa logica di rinforzo puntuale è simile a quella utilizzata più di recente da diversi interventi con nastri di materiale fibrorinforzato; nel Palazzo dei Priori ad Assisi, ad esempio, l'impiego degli FRP ha risolto i problemi legati alla presenza di affreschi lungo l'intradosso delle volte. La volta a crociera al di sotto della cosiddetta "Sala dei passi perduti" è stata consolidata con nastri di fibre di carbonio allettati su una matrice di resina epossidica lungo i due archi diagonali e i quattro perimetrali; la volta a padiglione lunettata che copre la stessa sala, sensibilmente depressa e lesionata a seguito del terremoto umbro-marchigiano, ha richiesto un intervento più complesso. Le scosse sismiche avevano in realtà riaperto fessure già esistenti e significative dell'originaria vulnerabilità della struttura, realizzata in mattoni a una testa secondo un profilo molto ribassato e sormontata da una guscio spesso 5 cm apparecchiato in foglio. Il recupero della curvatura della volta è stato condotto sempre tramite martinetti a vite agenti su una complessa centinatura lignea ovale appoggiata alla volta mediante speciali accorgimenti, per evitare danni agli affreschi. Sono seguite la reinzeppatura delle maggiori lesioni dovute al recupero della deformazione estradosale con cunei in legno (in quercia quelle permanenti e in abete quelle provvisorie), la rimozione per piccoli cantieri della malta originaria e la sua sostituzione con malta tixotropica. L'intervento sulle volte è stato accompagnato dal consolidamento degli elevati e dall'inserimento di tiranti per l'assorbimento delle spinte, ancorati alla pareti e alloggiati nello spessore del piano di calpestio montato su frenelli. La costruzione dei frenelli, elementi in muratura appoggiati sull'estradosso delle volte, è funzionale alla creazione del piano orizzontare, evita la disposizione di riempimenti e migliora il comportamento strutturale della volta, opponendosi alle eventuali deformazioni (FIG. 5.74; Borri, 2003b).

I frenelli possono essere associati alla disposizione di fasce in fibra di carbonio sull'estradosso della volta, come si è fatto nel restauro del palazzo Elmi-Pandolfi di Foligno (Perugia), dove anche il tratto superiore del muro è stato fasciato con lo stesso materiale. La struttura così ottenuta trattiene le pareti contrapposte e garantisce un irrigidimento ancor più efficace; le verifiche numeriche hanno dimostrato quasi il dimezzamento degli spostamenti attesi in

FIGURA 5.74
Disposizione di fasce resistenti in FRP su una volta a crociera



I frenelli seguono la giacitura degli archi resistenti delle unghie e si oppongono alla loro deformazione.

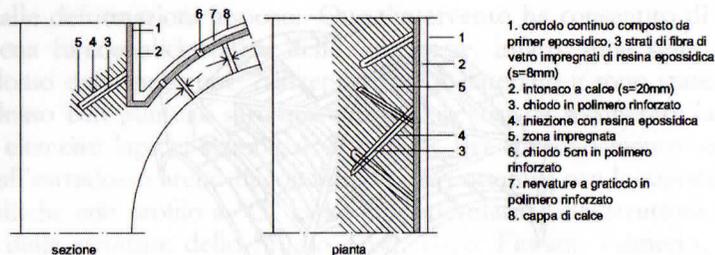
chiave e presso le imposte della volta a botte a padiglione che copre la sala consiliare del palazzo (Borri, Giannantoni, 2003).

L'impiego di materiali polimerici nel consolidamento delle volte è sempre più diffuso proprio in virtù della loro leggerezza, i nastri in FRP sono applicati nelle zone sottoposte a trazione per impedire la formazione di lesioni e i conseguenti cinematismi di collasso; in tal modo, però, la statica dell'arco risulta modificata, poiché la funicolare dei carichi può indirizzarsi al di fuori del nocciolo d'inerzia. I nastri in FRP possono essere applicati a cavallo delle lesioni o in corrispondenza delle zone dove queste sono attese (ad esempio all'intradosso presso la chiave e all'estradosso presso le reni) oppure a formare reticoli resistenti a trazione che interessano tutta la struttura. Alcuni studi condotti su modelli in scala hanno dimostrato che l'effetto ottenibile dai rinforzi in materiale composito non è strettamente dipendente dal numero di nastri applicati, ma piuttosto dal loro posizionamento; tale risultato può essere motivato dal fatto che le tensioni agenti vengono quasi completamente assorbite dal primo strato di fibre (Faccio, Foraboschi, Siviero, 1999; Borri 2003a).

I tessuti in composito, infatti, lavorano esclusivamente a trazione e risultano del tutto inefficaci presso le aree compresse; nelle strutture voltate, che lavorano prevalentemente a compressione, può accadere che le tensioni reali nelle sezioni siano diverse da quelle previste dalle elaborazioni numeriche (ciò accade soprattutto in strutture depresse). L'impiego di materiali compositi in volte che presentino già una deformazione è pertanto sconsigliabile, a meno che non si ripristini preliminarmente la curvatura originaria.

Il ponte Nomentano a Roma, come s'è già visto nel paragrafo precedente, è stato oggetto di un'accurata diagnostica e di un restauro statico; nel 1998, il Comune di Roma aveva infatti commissionato una verifica strutturale per accertare il livello di sicurezza del ponte in vista di una possibile riapertura al traffico

FIGURA 5.75
Roma, ponte Nomentano. Restauro strutturale



1. cordolo continuo composto da primer epossidico, 3 strati di fibra di vetro impregnati di resina epossidica ($s=8\text{mm}$)
2. intonaco a calce ($s=20\text{mm}$)
3. chiodo in polimero rinforzato
4. iniezione con resina epossidica
5. zona impregnata
6. chiodo 5cm in polimero rinforzato
7. nervature a graticcio in polimero rinforzato
8. cappa di calce

Il cordolo perimetrale è solidarizzato alla struttura muraria (così come le fasce resistenti delle volte al cordolo stesso) da incollaggi chimico e meccanico per l'intera lunghezza del cordolo. Una maglia di chiodi in composito, lunghi 5 cm, è alloggiata in fori inclinati a 45 gradi e sigillata con resina.

Fonte: rielaborazione da Fantone, Ferrini (2002).

veicolare; tale verifica ha dimostrato l'insufficiente resistenza della volta centrale e ha promosso la progettazione di un intervento migliorativo, soprattutto per minimizzare gli effetti delle vibrazioni da traffico (Studio Pr.As. - Roma). Saggi ed elaborazioni numeriche hanno fra l'altro dimostrato che alcune lesioni presenti lungo la curvatura dell'arco non erano imputabili a fenomeni di dissesto, bensì all'impatto con i remi dei natanti. La volontà di non inserire elementi caratterizzati da resistenza e modulo elastico troppo elevati ha portato alla scelta dei materiali compositi (fibre di vetro e resina epossidica), applicati all'estradosso della volta a botte dell'impalcato; le strisce di tessuto sono state disposte nelle direzioni parallele e ortogonali alla generatrice, così da creare un sistema resistente bidimensionale e un sostanziale aumento della capacità portante d'insieme. Per il trattenimento delle murature perimetrali è stato realizzato un cordolo in fibra di vetro, alto circa 30 cm, alloggiato all'altezza dello spiccato delle vele e aderente alla muratura tramite un letto in resina epossidica.

La stesura delle fibre in composito sulle superfici murarie si serve di un letto di malta ben livellata; questa, per la sua scarsa resistenza a trazione, costituisce il punto debole nel trasferimento delle tensioni fra la struttura muraria e le fibre e può essere soggetta a distacchi. L'inserimento di ancoraggi aggiuntivi che fungano da presidio in caso si verificano scollamenti costituisce uno dei possibili sistemi per ovviare a questo inconveniente (Borri, 2003a). Le fasce del cordolo nel ponte Nomentano sono fissate con resina epossidica e con chiodi in fibra di vetro, che evitano fenomeni di erosione e di aratura del foro nella muratura (FIG. 5.75). I chiodi sono stati dimensionati in modo tale da costituire l'anello debole del sistema di ancoraggio; essi, sollecitati dalle eventuali vibrazioni prodotte dal traffico, raggiungono la rottura prima dell'apparecchiatura muraria, proteggendo in tal modo, com'è auspicabile in ogni intervento di restauro, la materia originale dell'opera (Fantone, Ferrini, 2002).

Tecnologie per la conservazione delle superfici materiche

di Carla Bartolomucci e Lorenzo Cantalini

6.1

Superfici dell'architettura e diagnostica

6.1.1. Il concetto di "degrado"

Le superfici architettoniche sono il luogo in cui si manifestano principalmente il degrado degli edifici e l'invecchiamento dei materiali; esse costituiscono, perciò, una preziosissima fonte di informazioni sui materiali e sullo stato di conservazione, ma anche sulle tecniche di lavorazione, le modalità costruttive e le vicende conservative degli edifici stessi.

Appare fondamentale, quindi, conservare il più possibile l'autenticità delle superfici e delle finiture; a questo proposito è essenziale poter distinguere i naturali e "fisiologici" fenomeni di invecchiamento della materia, che possono solo essere rallentati ma mai annullati del tutto, dai fenomeni "patologici" di degrado, che in relazione alla loro effettiva pericolosità (se il meccanismo di degrado è ancora in atto o meno) possono essere riparati negli effetti e prevenuti nelle cause, per evitare interventi inadeguati, talora inutili e spesso dannosi.

A questo proposito, anche nel documento di riferimento per la descrizione delle forme di alterazione dei materiali lapidei (lessico UNI 11182:2006, già NORMAL 1/88) vengono distinti *a priori* i concetti di "degradazione" e di "alterazione", definendo "alterazione" la «modificazione di un materiale che non implica necessariamente un peggioramento delle sue caratteristiche sotto il profilo conservativo», mentre "degradazione" è la «modificazione di un materiale che comporta un peggioramento».

Tale distinzione dovrebbe rappresentare un costante riferimento per valutare l'effettiva necessità d'intervenire o meno, evitando atteggiamenti guidati da logiche "prestazionali" che portano a rinnovare periodicamente l'aspetto delle superfici mediante interventi che alterano l'autenticità e cancellano i segni del tempo (come puliture eccessive e dannose, rimozioni e sostituzioni di finiture e intonaci, applicazione di prodotti inadeguati ecc.).