Capitolo quarto

La diagnosi del sistema strutturale

Lorenzo Jurina

APPROCCIO METODOLOGICO: GENERALITÀ

Nell'organismo edilizio, la struttura rappresenta l'insieme delle componenti destinate a sostenere, ripartire e trasferire le sollecitazioni da un punto ad un altro dello spazio. In generale essa rappresenta il mezzo attraverso cui migrano i carichi dal punto di applicazione al sistema di riferimento costituito dal suolo.

L'esistenza e il corretto funzionamento di questo tramite sono condizione indispensabile per tutte le funzioni cui l'organismo edilizio deve adempiere.

Valutare le condizioni della struttura significa pertanto giudicare su uno stato di fatto: ossia la capacità attuale di trasferire sollecitazioni con adeguati margini di sicurezza.

In questa accezione, valutare il degrado e il dissesto strutturale significa quindi analizzare le diminuzioni nel tempo dei margini di sicurezza globali o locali dovute a fenomeni fisiologici o patologici.

Da un punto di vista molto generale, la valutazione delle condizioni di una struttura deve comprendere tre passaggi principali:

a) una prima fase di anamnesi;

b) una fase di esame obiettivo e di descrizione sintomatologica;

c) una fase di giudizio sullo stato attuale e sulle cause che l'hanno provocato (diagnosi).

Fase 1ª: ANAMNESI

Un aiuto sostanziale per valutare le condizioni attuali di una struttura viene dalla ricostruzione delle sue vicissitudini storiche.

Estremamente utili risultano pertanto il reperimento della documentazione di progetto, l'acquisizione di notizie relative alla costruzione e agli eventi occorsi negli anni (modifiche, integrazioni, sostituzioni), le sollecitazioni eccezionali cui è stata soggetta (terremoti, inondazioni, bombardamenti, esplosioni).

Questa ricerca storica va accompagnata dall'acquisizione di informazioni sui metodi costruttivi e le tecniche in uso all'epoca delle eventuali aggiunte e sottrazioni.

Tranne rari e fortunati casi, però, l'acquisizione di dati storici e di documentazione risulta difficile ed estremamente lacunosa.

Fase 2ª: ESAME OBIETTIVO

Per definire lo stato di fatto di un edificio è necessario estendere l'indagine agli:

— aspetti geometrici e cinematici (dimensioni e spostamenti delle varie parti);
— aspetti costitutivi (natura e proprietà dei materiali);
— aspetti statici (natura ed entità delle sollecitazioni).

Esaminiamo più in dettaglio questi aspetti.

Geometria

Supporto essenziale per la diagnosi è il *rilievo geometrico* dell'edificio.

Accanto a misure di insieme relative alle dimensioni e alla distribuzione degli elementi strutturali e non strutturali, è necessario fornire indicazioni più mirate quali:

— lesioni passanti o non passanti (estensione, ampiezza, progressione);
— strapiombi verticali, avvallamenti dei solai, cedimenti delle fondazioni;
— tracce di interventi o sostituzioni passate;
— aspetto esterno delle componenti strutturali;
— identificazione delle zone di materiale omogeneo e delle inclusioni;
— aspetto degli ammorsamenti e delle giunzioni tra i vari componenti strutturali.

Materiali

È necessario fornire per ogni zona di materiale omogeneo, una caratterizzazione meccanica in termini di *resistenza* e *rigidezza*.

Per queste analisi sono disponibili:

— prove di tipo distruttivo;
— prove di tipo non distruttivo.

Carichi

La valutazione dell'attuale sicurezza delle strutture richiede che i carichi vengano determinati con precisione.

Servono pertanto i pesi specifici dei materiali per definire il carico permanente della struttura, una indagine sulle effettive condizioni di uso (per definire i carichi accidentali) ed ancora una ricostruzione delle vicende storiche per risalire alle modifiche di uso e di schema strutturale nonché ai fenomeni endogeni (frane, sismi, ecc.) cui l'edificio è stato assoggettato.

Fase 3ª: DIAGNOSI

In questa fase si inquadrano in modo unitario le osservazioni e i dati acquisiti in precedenza sulla struttura.

Noto lo schema strutturale originario, i materiali ed i carichi, è possibile ipotizzare le zone più sollecitate.

Note le lesioni, se ne interpreta la natura e si individuano le cause.

Si formula quindi un modello per la *valutazione di sicurezza attuale*.

Il confronto con la nota o presunta situazione iniziale fornisce un indice del *degrado* o del dissesto della struttura.

È possibile (con più osservazioni scandite nel tempo), formulare un *modello temporale* di degrado e quindi ottenere una prognosi.

OBIETTIVI

Obiettivo della diagnosi è la valutazione del livello di sicurezza della struttura nei confronti di una situazione di esercizio attuale oppure ipotetica (modifica di uso).

Operativamente la diagnosi deve condurre a decisioni del tipo:

— si interviene?	sì/no;
— dove si interviene?	rinforzo locale / rinforzo globale;
— come si interviene?	adeguamento alle norme / rinforzo / demolizione;
— quando si interviene?	subito, parzialmente; subito, globalmente; in fasi successive; in una fase unica, posticipata.

Quando la struttura è soggetta a un sistema di carichi *invariante* il problema si presenta relativamente semplice: la struttura ha già dimostrato le sue possibilità e qualche intervento mirato può aumentare il margine di sicurezza che separa la situazione di esercizio da quella di possibile collasso.

In questi casi la struttura, che è un modello di se stessa, guida il tecnico verso l'intervento ottimale cui la diagnosi deve condurre.

Più complessa è la situazione quando si voglia *riqualificare* l'edificio rispetto alla normativa vigente (sia per carichi verticali che, più frequentemente, per carichi orizzontali sismici) oppure quando si voglia effettuare una *ridestinazione d'uso*, più gravosa strutturalmente di quella attuale.

Lo schema statico, la geometria e i materiali vanno individuati con maggior precisione in quanto si va verso una situazione strutturalmente nuova e potenzialmente pericolosa. L'obiettivo si presenta, in questo caso, più difficile da raggiungere.

Prima di affrontare nel dettaglio le varie fasi tra loro concatenate della diagnosi, premetteremo alcune osservazioni, relative alla patologia generale e specifica degli elementi strutturali, che ci permetterà di chiarire l'oggetto e i limiti della «diagnosi strutturale».

Nei paragrafi successivi ci occuperemo con un certo dettaglio delle operazioni di rilievo dello stato di fatto, che sono il supporto insostituibile di ogni operazione tesa a valutare le condizioni attuali dell'insieme. Ci occuperemo del modello strutturale e i suoi vincoli, dell'indagine sui materiali e dell'accertamento dello stato di sforzo e di deformazione.

Tutto ciò per giungere ad una valutazione diagnostica complessiva e affidabile della componente strutturale dell'edificio.

ASPETTI PATOLOGICI

Patologia generale della struttura

Abbiamo accennato precedentemente che in ogni problema strutturale compaiono tre ingredienti fondamentali che contribuiscono a definirne il funzionamento di insieme:

— la geometria della struttura;
— i materiali di cui è composta;
— i carichi (o in generale le sollecitazioni) cui è soggetta.

Le condizioni della struttura dovranno pertanto essere valutate con riferimento a questi tre ingredienti, strettamente correlati. Modifiche di uno di questi ingredienti rispetto ad una situazione preesistente, possono indurre, come effetto, una diminuzione di sicurezza della struttura.

Tutti gli *effetti* sono evidentemente legati a delle *cause*, ma purtroppo la relazione tra cause ed effetti non è biunivoca. Note le cause si possono prevedere gli effetti, ma noti gli effetti esistono più cause che possono averli provocati.

Il tecnico che deve giudicare le condizioni delle strutture ha sott'occhio (tranne casi eccezionali) solo gli effetti ed il suo compito pertanto risulta sovente difficile.

Nella tabella 1, a cui si rimanda, riassumiamo sinteticamente alcune tra le più tipiche sequenze «causa - ef-

TABELLA 1. — *Cause di dissesto e relativi effetti.*

A - CAUSE DI DISSESTO legate al terreno di fondazione		EFFETTI
terreno inadeguato	*molto cedevole*: argilla non consolidata, torba, terreno di riporto	cedimenti globali e/o locali delle fondazioni
	poco resistente	cedimenti localizzati con rifluimento del terreno
	non uniforme: con fessure e/o caverne	cedimenti differenziali tra le varie zone
		sprofondamenti di blocchi di terreno, scivolamenti e/o rotazioni di blocchi di terreno
	superfici inclinate del piano fondale	frane e smottamenti dell'insieme terreno/struttura
variazioni della falda acquifera	*abbassamento* (emungimento, siccità)	consolidamento del terreno e cedimento delle fondazioni
	innalzamento	rigonfiamento del terreno, spinte sulle pareti interrate, umidità
spostamenti di terreno in prossimità dell'edificio	*scavi* (nuove fondazioni, gallerie, trincee) oppure demolizioni di edifici esistenti	smottamenti con cedimenti globali e/o locali sollevamento delle zone prossime allo scavo
	riporti (argini, rilevati ecc.) oppure costruzione di nuovi edifici in adiacenza	cedimento delle zone prossime al riporto.
B - CAUSE DI DISSESTO derivanti dall'interazione terreno/struttura		**EFFETTI**
fondazioni inadeguate	area di base troppo limitata sotto i carichi di esercizio	cedimenti e/o rifluimenti del terreno
	diverse quote di imposta	cedimenti non uniformi
	fondazioni miste	cedimenti non uniformi
	fondazioni non collegate	cedimenti non uniformi
	carichi non uniformi sulle fondazioni (edifici irregolari)	cedimenti non uniformi
azioni dinamiche	fenomeni sismici, pali battuti, magli, macchine vibranti, traffico viario	lesioni da taglio e flessione, crolli, liquefazione del terreno e cedimenti globali, cedimenti differenziali
C - CAUSE DI DISSESTO legate alle strutture in elevazione		**EFFETTI**
originario modello strutturale inadeguato	deficienze dimensionali e geometriche: sezioni ridotte	rottura per trazione, compressione, flessione, taglio
	deficienze dimensionali e geometriche: archi ribassati	lesioni in chiave e alle reni
	deficienze dimensionali e geometriche: strutture snelle	fenomeni di instabilità dell'equilibrio (spanciamenti repentini)
	mancanza di monoliticità	cedimenti differenziali, fenomeni di collasso progressivo, lesioni nelle zone di giunto
cause costruttive	geometriche: muri in falso	flessioni nelle volte e nei solai
	geometriche: fuori piombo di pareti	rottura per pressoflessione
	geometriche: aree ridotte	rottura per trazione e compressione
	legate ai materiali: poco resistenti	rotture fragili
	legate ai materiali: molto deformabili	cedimenti globali e/o differenziali
	legate ai carichi: non omogenei	rottura per concentrazione di sforzi negli elementi più rigidi
	legate ai carichi: mancanza di apparecchi di ripartizione	rottura per concentrazione di sforzi
	mancanza di vincoli: pareti non ammorsate	
	mancanza di vincoli: muri a secco non collegati in spessore	crolli e instabilità locali
	mancanza di vincoli: solai poco incastrati	
modifiche nel tempo del modello statico	modifiche geometriche: *riduzione di sezione:* apertura di vani, allargamento di vani esistenti	ridistribuzione di sforzi e cedimenti localizzati
	modifiche geometriche: *eliminazione di strutture verticali e orizzontali:*	cedimenti localizzati
	modifiche geometriche: eliminazione di pilastri e pareti	mancanza di monoliticità
	modifiche geometriche: eliminazione di solai o coperture	
	modifiche geometriche: *eliminazione o aggiunta archi e volte*	lesioni dovute a carichi orizzontali localizzati
	modifiche geometriche: *puntellazioni inadeguate o rinforzi spingenti*	rotture localizzate
	modifiche dei materiali: *invecchiamento e degrado materiali*	riduzione dei carichi ammissibili, cedimenti differenziali e/o globali
	modifiche dei materiali: *abrasione, sgretolamento*	
	modifiche dei materiali: *umidità*	
	modifiche dei materiali: *sostituzione con materiali diversi*	disomogeneità nelle resistenze e rigidezze
	modifiche dei carichi: *carichi verticali*: uso non corretto, sopraelevazioni, eccentricità	cedimenti e rotture diffuse
	modifiche dei carichi: *carichi orizzontali*	
	modifiche dei carichi: *carichi dinamici*: sisma, vibrazioni, scoppi	

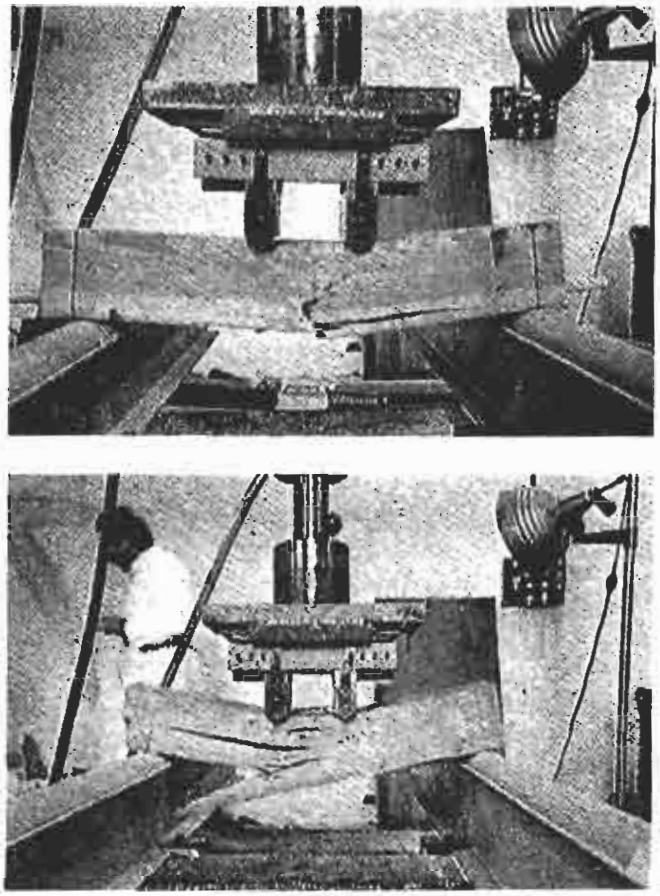


Figura 1. — Travi in legno lesionate per taglio e flessione, a causa di carichi concentrati (per gentile concessione della S.I.R.C.E., Società Italiana Restauri e Consolidamenti Edili s.r.l., Borgo del Gallo, n. 2, 43100 Parma).

fetto» che si riscontrano nelle strutture murarie di tipo tradizionale, ben consapevole che la loro lettura in senso inverso (effetto - causa) non è né facile né immediata.

Per semplicità di lettura le cause di dissesto sono state divise in tre gruppi principali:

— quelle legate al terreno di fondazione (A);
— quelle derivanti da interazione terreno-struttura (B);
— quelle relative alla struttura in elevazione (C).

Patologia dei principali elementi strutturali

Esaminiamo ora, per i principali elementi strutturali che compongono un edificio, le patologie che più frequentemente si manifestano (cfr. [1, 14]).

Travi e solai

Normalmente negli edifici in muratura con solai in legno gli elementi orizzontali risultano interessati da fenomeni di viscosità.

Avvallandosi il piano di calpestio, questo veniva ripetutamente rimesso in piano con l'aggiunta di nuovo materiale che aggravava così il fenomeno.

Assieme ad evidenti deformazioni elastiche e/o viscose, si presentano così, frequentemente, lesioni da flessione e da taglio provocate da eccesso di carico permanente.

Accanto al peso proprio, altra causa di lesioni sono le pareti divisorie in falso, le cui bretelle di sostegno in ferro (regge metalliche) si sono corrose o sono state tagliate per praticare nuove aperture nelle pareti. Più raramente si osservano fenomeni dovuti a carichi accidentali eccessivi indotti da librerie, traslochi maldestri, casseforti ecc.

Le fratture si presentano del tipo illustrato in figura 1 e comportano una diagnosi negativa per la struttura, limitatamente però a zone ben circoscritte.

Travi e solai vengono invece poco danneggiati dai carichi orizzontali (sismi, archi spingenti) che li sollecitano prevalentemente nel loro piano.

Figura 2. — Capriata con appoggio degradato e perdita di funzionalità della catena di contrasto (per gentile concessione della S.I.R.C.E., Società Italiana Restauri e Consolidamenti Edili s.r.l., Borgo del Gallo, n. 2, 43100 Parma).

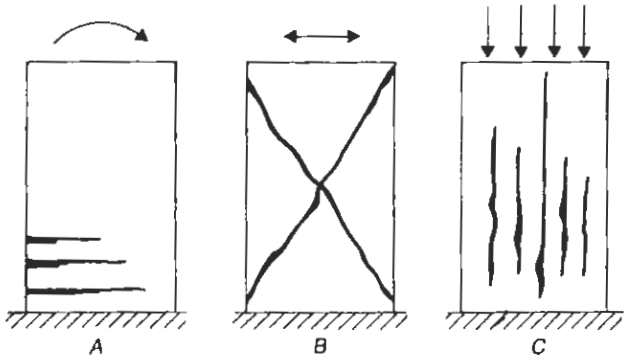


Figura 3. — Lesioni in elementi murari, causate da: *A*, flessione; *B*, taglio; *C*, compressione.

La presenza di controsoffittature o di pavimenti preziosi rende talora difficile il rilievo delle eventuali lesioni e malgrado le possibilità notevoli offerti da nuovi strumenti di indagine (tipo l'endoscopio) spesso ci si deve accontentare di indicazioni del tipo «non rilevato per inaccessibilità».

La patologia di questo tipo di elementi può essere aggravata dalla presenza di umidità o di discontinuità strutturali nel legno, talora mascherate da fodere o cassonetti di epoche successive.

Coperture

Nei tetti composti da elementi lignei il fenomeno prevalente è quello della marcescenza del materiale a causa di umidità, scarsa aerazione oppure presenza di tarli o bachi di vario genere. Tra le cause remote di degrado e di dissesto va evidenziata la mancanza di ordinaria manutenzione della copertura.

In tale situazione i nodi delle capriate, perdono consistenza soprattutto nei punti di appoggio sulle pareti perimetrali, e pertanto la catena non elimina più le spinte dei due puntoni e la copertura diventa spingente (fig. 2).

Le stesse cause provocano collasso per flessione delle terzere quando la distanza fra le capriate è eccessiva. Come è stato posto in evidenza dalle abbondanti nevicate invernali degli ultimi anni.

Murature in elevazione e pilastri

In questi elementi si manifestano usualmente le lesioni più appariscenti dal punto di vista strutturale: possono presentarsi lesioni diffuse o concentrate, con giacitura orizzontale, diagonale o verticale.

Le lesioni diffuse (tipicamente lesioni da taglio o lesioni da schiacciamento) sono di norma più preoccupanti di quelle concentrate e sono indice di uno stato di crisi relativo ad una zona ampia di muratura, seguito talora da crollo, con periodi di transizione privi di ulteriori preavvisi.

Meno pericolose, perché di solito denunciano solo una transizione verso schemi strutturali a minor numero di vincoli, sono le lesioni concentrate. Queste lesioni sono provocate per lo più da cedimenti o rotazioni delle strutture di supporto, vale a dire i muri sottostanti oppure le fondazioni. La direzione lungo cui la fessura si sviluppa è legata alla direzione delle tensioni massime di trazione, cui risulta sostanzialmente perpendicolare.

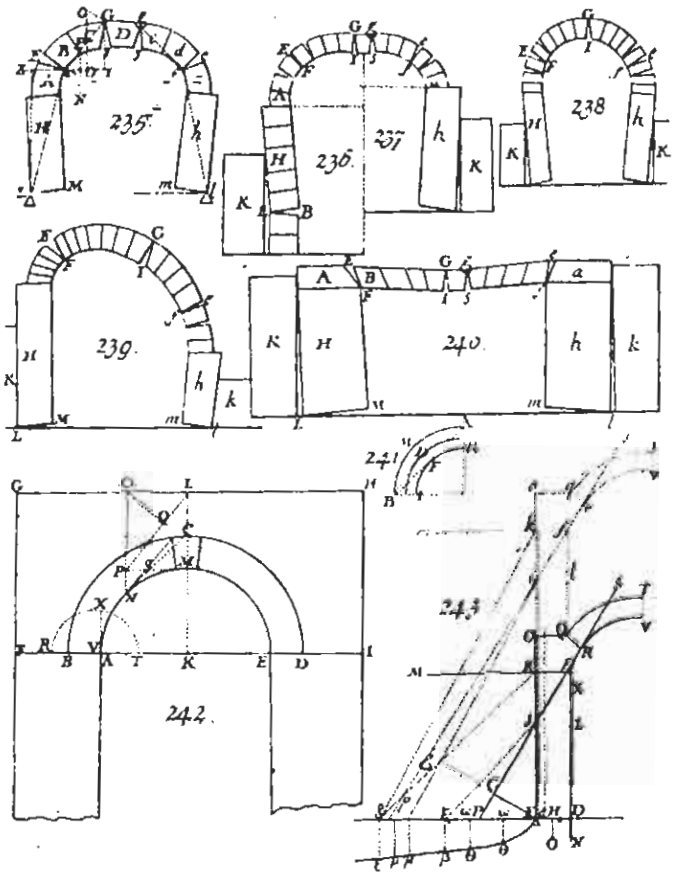
Molto critiche risultano le forze indotte da eventi sismici, soprattutto quando la dissimetria in pianta delle pareti verticali induce dei sensibili effetti torsionali.

Come noto, questi ultimi si producono a causa di elevate eccentricità tra il centro di massa della struttura ed il centro di rigidezza degli elementi di controvento.

Trattandosi di elementi prevalentemente tozzi, nelle pareti sono poco frequenti le lesioni da flessione.

Queste ultime si possono presentare invece nei pilastri o nei maschi murari sufficientemente snelli. Nella figura 3 sono illustrate alcune tipiche lesioni da flessione, taglio e compressione.

Figura 4. — Formazione di cinematismi di collasso in archi e volte (Frézier A. F., *La théorie et la pratique de la coupe des pierres et des bois pour la construction des voûtes et autres parties des batimens civils et militaires, ou traité de stéréotomie à l'usage de l'architecture*, 3 vols., Strasbourg and Paris, 1737-9).



Benché gli elementi verticali siano i più facilmente ispezionabili crediamo utile sottolineare che l'attenzione del tecnico non deve focalizzarsi solo su di essi: la complessità della diagnosi dei fenomeni patologici sulle murature (dovuta frequentemente alla sovrapposizione di eventi diversi), può essere superata solo considerando *il quadro generale dei dissesti* che interessano *tutti* gli elementi strutturali.

Archi e volte

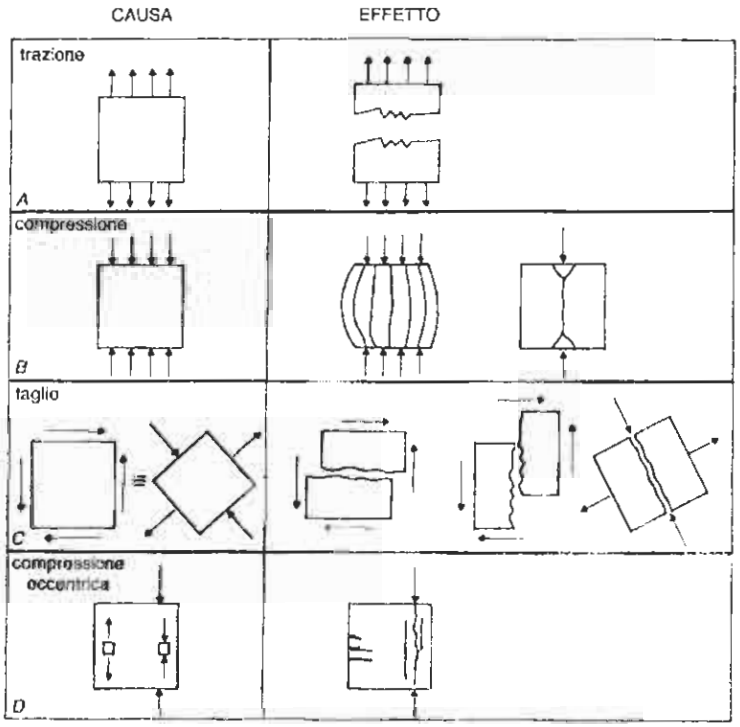
Le strutture di questo tipo sono particolarmente vulnerabili ai cedimenti dei vincoli, soprattutto in assenza di catene di contrasto.

Va detto comunque che l'entità dei cedimenti tollerabili prima del crollo è notevole e che il fenomeno viene chiaramente denunciato dalla struttura con sintomi evidenti costituiti dalla formazione di un cinematismo di collasso (fig. 4) ([3]).

In presenza di geometrie complesse, con sovrapposizioni di unghie, lunette o spicchi raccordati, la lettura diviene difficile e non immediata e richiede una particolare cura.

Occorre individuare quindi la geometria in direzione longitudinale e trasversale, lo spessore ed il materiale, il tipo di rinfianco, la regolarità dei conci di chiave e quelli delle reni e, su un rilievo tridimensionale, occorre riprodurre il quadro del dissesto da valutare poi con la massima cura.

Figura 5. — Lesioni puntuali negli elementi murari: relazioni tra causa-effetto: *A*, rottura per trazione; *B*, rottura per compressione; *C*, rottura per taglio; *D*, rottura per compressione eccentrica.



Scale

I danni strutturali sono usualmente locali per scale con gradini incastrati nella parete e dipendono dalle condizioni della parete di supporto.

Diverso il discorso per scale a voltine concatenate dove i cedimenti delle pareti che delimitano il vano scale, possono ingenerare crolli.

Fondazioni

L'evidenza sperimentale di danni in fondazione è abbastanza limitata perché spesso si evita di mettere a nudo questa zona col rischio di provocare danni più gravi di quelli esistenti.

È credibile tuttavia che i dissesti murari che interessano le pareti in elevazione si ripropongano anche a livello fondale dando così luogo a strutture la cui monoliticità viene fortemente ridotta.

Come già detto la patologia delle fondazioni è legata ai cedimenti del terreno, dovuti a loro volta alla natura deformabile del suolo di fondazione o talora alla disomogenea distribuzione dei carichi applicati o delle aree resistenti.

Le lesioni possono essere verticali, diagonali o talora paraboliche a seconda della direzione ed entità dei cedimenti.

Le osservazioni ricavabili da un numero anche limitato di pozzetti esplorativi risultano spesso estremamente importanti per la comprensione della struttura e la valutazione della gravità della patologia.

Patologia degli elementi murari: le lesioni e le loro cause

Esaminiamo ora più da vicino un particolare elemento strutturale: una parete in muratura interessata da un quadro fessurativo.

Ancora una volta, nel particolare come nel generale, il tecnico che esamina la struttura si trova ad osservare un effetto dal quale deve risalire alle cause.

Come già osservato, la sequenza causa-effetto è univoca mentre non univoca è la sequenza effetto-causa.

Ci limiteremo, pertanto ad una esemplificazione necessariamente sintetica delle possibili cause di rottura e dei loro effetti.

In quanto segue occorre tenere presente anzitutto che la muratura in mattoni è composta da materiale *poco resistente a trazione e a taglio* e quindi che le rotture si

ubicheranno lungo i piani interessati maggiormente da tali sforzi.

Facendo riferimento alla figura 5 dapprima esemplifichiamo *il comportamento puntuale della muratura* sottoposta a vari stati tensionali; relativamente a elementi strutturali *snelli* quali pilastri o maschi murari.

Nella figura 5*A* viene illustrata una tipica rottura per *trazione* lungo un piano di stacco perpendicolare alla direzione dei carichi.

Nella figura 5*B* si illustrano rotture *per compressione* che si possono presentare in due modi:

5*B*1, lungo molti piani paralleli al carico quando il materiale, a causa di microfessurazioni interne, si comporta come un insieme di minuscole colonne snelle, soggette quindi a fenomeni di instabilità. (È un tipo di lesione molto subdola per la velocità con cui si passa dallo stato integro a quello collassato senza sensibili segnali premonitori; spesso è accompagnata da rigonfiamenti, formazione di microfessure e scaglie superficiali).

5*B*2, lungo un solo piano parallelo al carico quando detto carico sia concentrato e pertanto crei dei *cunei* di materiale che tendono a far divaricare le parti sottostanti.

Nella figura 5*C* si illustrano lesioni per *taglio*. La rottura si può presentare:

5*C*1: lungo i piani sollecitati dal massimo sforzo di taglio;

5*C*2: lungo piani interessati dalla massima trazione. (Osserviamo infatti che i due stati di sforzo *taglio puro* e *trazione più compressione* su facce tra loro ortogonali sono rappresentazioni analoghe della stessa situazione fisica).

Nella figura 5*D* viene illustrato un caso di compressione eccentrica che (per valori superiori ad una quantità dipendente dalla forma della sezione), provoca compressione nelle fibre vicino al carico e trazione nelle fibre più lontane.

In elementi rettangolari, questo si verifica quando il carico è esterno al cosiddetto «terzo medio».

Si ottengono pertanto lesioni che rappresentano una combinazione delle possibilità di rottura di tipo *A* ossia *per trazione*, e di tipo *B*, *per compressione*.

Continuiamo la nostra esemplificazione nelle patologie delle murature osservandone il comportamento negli elementi bidimensionali, dove il rapporto causa-effetto è usualmente più difficile da cogliere.

Senza alcuna pretesa di esaurire la casistica, alcune situazioni tipiche sono quelle illustrate nella figura 6.

Nella figura 6*A* vengono illustrati gli effetti di cedimenti differenziali del terreno in due diverse zone di fondazione; in 6*B* vengono illustrati gli effetti di carichi orizzontali indotti da eventi sismici oppure scoppi o comunque carichi orizzontali di notevole entità.

Per i vari esempi vengono evidenziati (qualitativamente) lo stato di tensione locale indotto dalle sollecitazioni applicate e il conseguente andamento delle lesioni nel materiale.

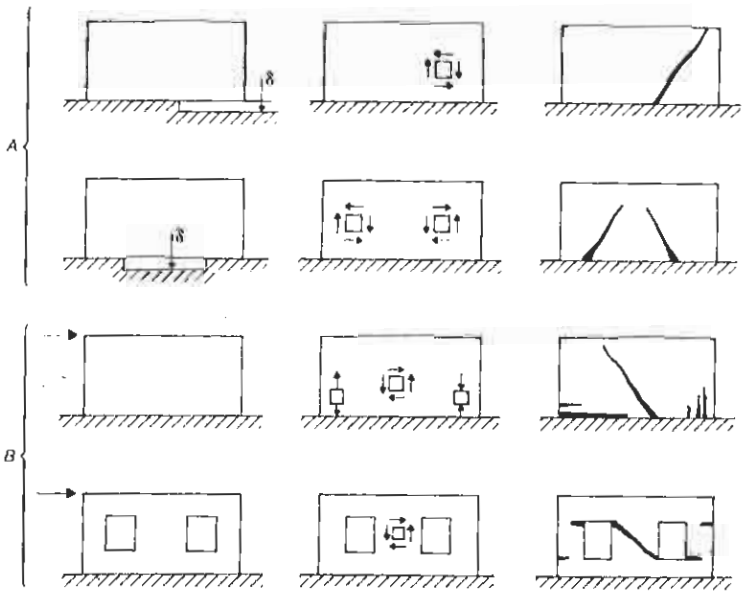


Figura 6. — Lesioni su pareti in muratura dovute a: *A*, cedimento delle fondazioni; *B*, effetto di carichi orizzontali.

È opportuno qui sottolineare che la presenza di un quadro fessurativo non è automaticamente indice di pericolo strutturale. Ad esempio, le prime lesioni che appaiono a causa dell'assestamento delle fondazioni rappresentano l'adattamento della struttura a uno schema statico di equilibrio meno vincolato del precedente, ma ancora, nella maggior parte dei casi, accettabile e funzionale.

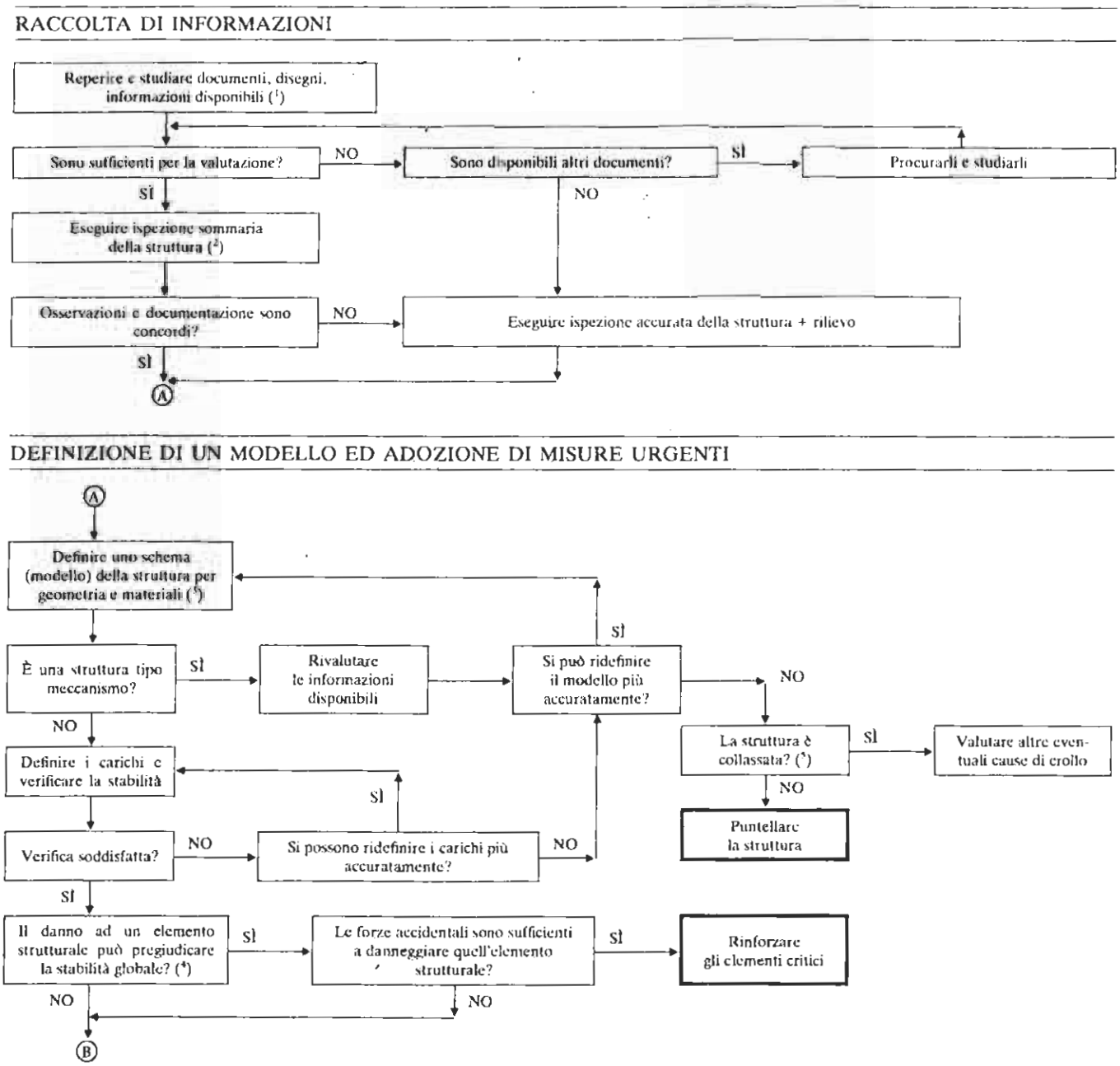
Solo quando le lesioni si estendono, *concatenandosi in modo da formare un cinematismo* si è in una situazione di pericolo, prossima al crollo.

Per questo motivo un'unica lesione molto evidente può essere di fatto meno pericolosa di molte piccole lesioni concatenate dall'aspetto meno appariscente.

Va ricordato che le strutture murarie, composte in prevalenza da elementi bidimensionali ammorsati tra loro, presentano un elevato grado di iperstaticità, ossia di vincoli sovrabbondanti rispetto a quelli strettamente necessari per garantire l'equilibrio e che la modifica dello schema strutturale conseguente alla formazione delle fessure comporta il passaggio da uno schema iperstatico ad uno sempre più isostatico.

La continua evoluzione dello schema strutturale rende spesso difficile l'interpretazione del quadro fessurativo. Il propagarsi delle fessure, infatti, ossia il collasso locale del materiale, implica la chiamata a collaborare delle zone adiacenti con una ridistribuzione degli sforzi. In materiali non resistenti a trazione, come le strutture murarie, la lesione in fase iniziale è perpendicolare alla direzione delle trazioni massime, ma la formazione della lesione modifica la struttura, i carichi così inducono una diversa distribuzione di sforzi nei vari punti (compresi le

TABELLA 2.



[1] Si sottolinea l'importanza di raccogliere più documentazione possibile; questo può far risparmiare molto tempo, sforzi e denaro nel seguito.

[2] Scopo dell'ispezione sommaria alla struttura è:
— verificare la coerenza tra i documenti disponibili e la realtà;
— avere una visione sintetica del problema globale.

[3] La scelta del *modello* di struttura è fondamentale. Deve essere semplice ma realistico. È necessario introdurre anche quei contributi che usualmente si trascurerebbero (ad es. le pareti di tamponamento).

La complessità del modello deve essere commisurata alle informazioni a disposizione. Il processo che qui inizia va avviato solo in previsione di interventi significativi, altrimenti l'indagine verrà a costare più dei lavori di rafforzamento.

[4] Si studia qui la possibilità che la struttura venga coinvolta in un collasso progressivo a causa di danni di poco conto.

[5] Non bisogna accontentarsi di rilevare che la struttura sta in piedi (e quindi è stabile!), né accontentarsi di una prima spiegazione sulle cause di collasso.

[6] Le prove sui materiali vanno eventualmente realizzate dopo una prima verifica di stabilità.

[7] Le ipotesi di resistenza / schema geometrico/carichi devono passare progressivamente da quanto previsto dalle norme alla situazione reale.

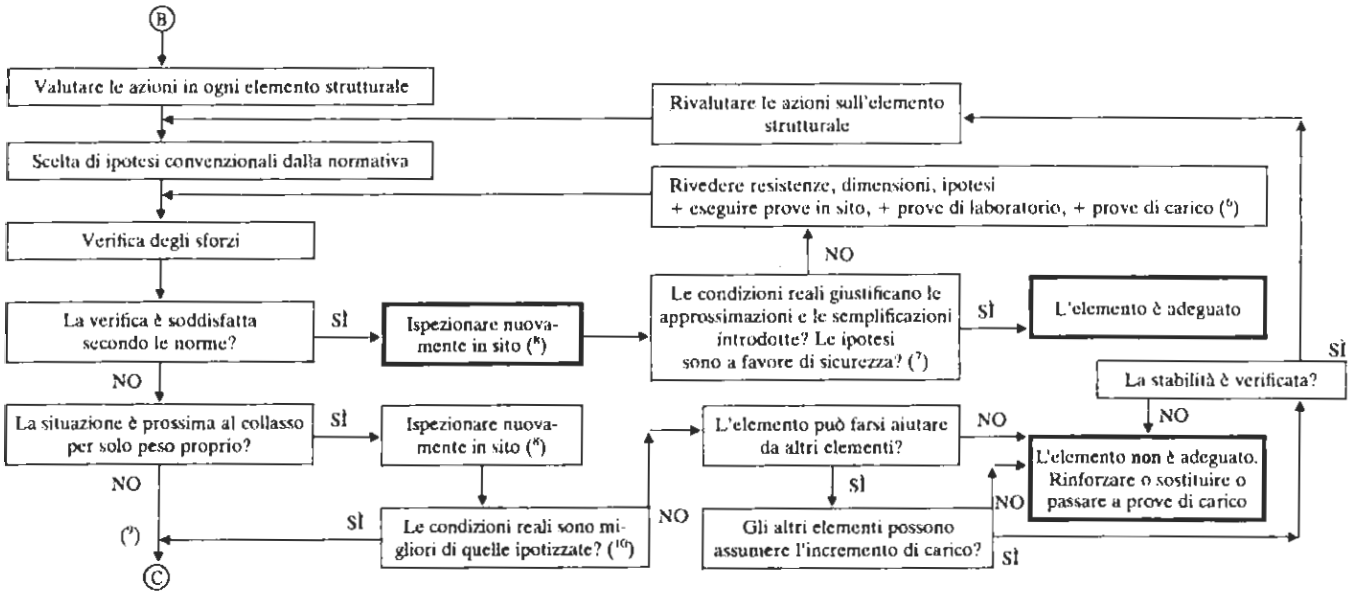
[8] L'ispezione ripetuta della struttura è una fase estremamente importante per il controllo dell'intero procedimento di verifica. (La struttura è una prova di carico di se stessa).

[9] Si passa alla fase successiva di verifica solo se l'elemento strutturale ha un fattore di sicurezza compreso tra quello di collasso per solo peso proprio e il fattore di sicurezza previsto dalle norme, altrimenti ci si ferma dopo aver ripetuto la verifica per ogni elemento.

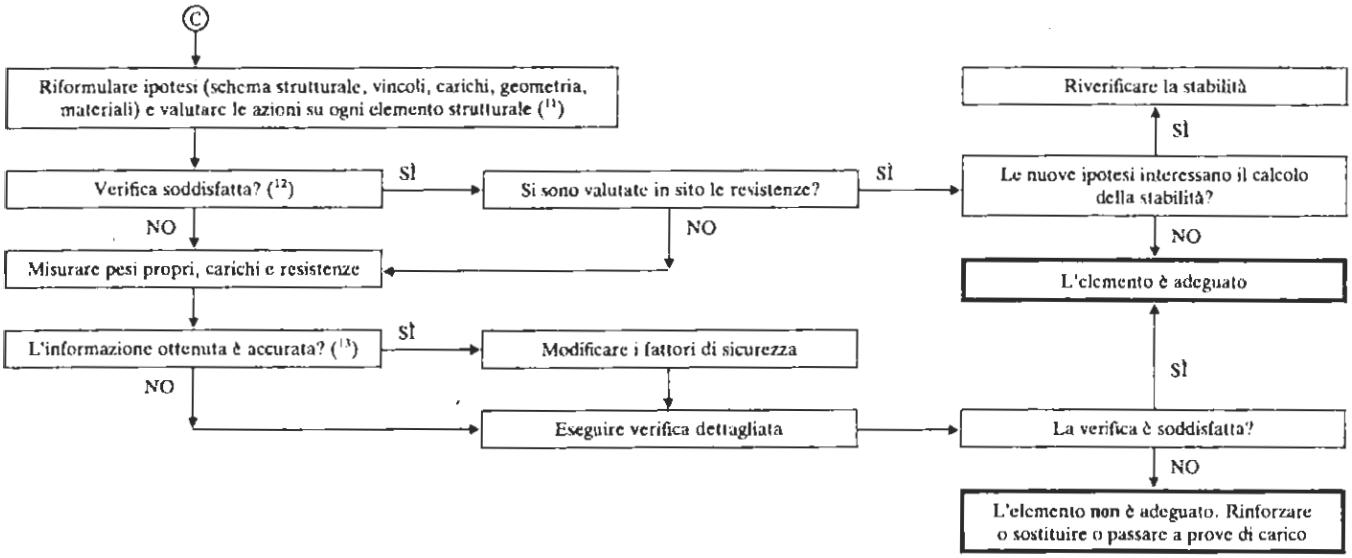
[10] In questa fase si esamina se *le ipotesi convenzionali* introdotte nella verifica possono aver portato a una stima *troppo conservativa* della capacità di resistere ai carichi applicati.

Le ipotesi convenzionali da rivedere criticamente riguardano, come sempre:
— caratteristiche geometriche;

PRIMA DEFINIZIONE DI SICUREZZA



SECONDA DEFINIZIONE DI SICUREZZA



— caratteristiche dei materiali;
— caratteristiche dei carichi.

[11] L'inadempienza di un vecchio edificio alle norme moderne non può essere una ragione sufficiente per condannarlo alla demolizione o a pesanti restauri.

[12] Come è facile comprendere, una verifica è soddisfatta se

$$\gamma_s \cdot (\text{effetti indotti dai carichi}) < \frac{(\text{resistenza della struttura})}{\gamma_m \cdot \gamma_c}$$

dove:

γ_s è un fattore che tiene conto delle incertezze sui carichi derivanti da:
— possibilità di carichi eccezionali;
— non simultaneità dei carichi massimi;
— difetti di progetto o esecuzione che esaltano l'effetto dei carichi.

γ_m è un fattore che tiene conto delle incertezze sulle resistenze del materiale derivanti da:
— discrepanza tra i valori medi reali e quelli desunti dalle prove;
— difetti locali ed entità delle tolleranze ammesse in fase di produzione dei materiali.

γ_c è un fattore che tiene conto delle conseguenze di una rottura locale derivanti da:
— la possibilità di innescare fenomeni di collasso progressivo;
— l'entità delle conseguenze economiche e legate alla sicurezza di un eventuale crollo.

[13] Diminuire le incertezze con prove *in situ* e/o con una maggior accuratezza dello schema adottato e dello strumento di calcolo consente di effettuare *verifiche accurate* sulla validità residua di una struttura attuale.

cuspidi della fessura), cambia in generale la direzione delle tensioni principali di trazione e in conseguenza può cambiare direzione la propagazione della fessura.

Difficilmente pertanto, una fessura può essere interpretata come conseguenza di stati di sforzo non ammissibili per il materiale apparsi contemporaneamente su tutto il suo sviluppo ma piuttosto va interpretata come un *processo evolutivo* della struttura che localmente *tende a sottrarsi* a sforzi puntualmente troppo elevati, ripartendoli su zone adiacenti.

Più fessurata è una struttura, meno possibilità ha di fessurarsi ulteriormente dissipando energia e quindi la fessura, anche se strutturalmente non preoccupante, *non è mai* un fenomeno auspicabile; inoltre più fessurata è una struttura, meno monolitica e meno vincolata risulta e quindi *più è deformabile* sotto carico.

Sottolineiamo, a conclusione di questo paragrafo, che la lettura del quadro fessurativo in elementi murari fornisce solo una indicazione *sulla direzione* degli sforzi massimi di trazione, che progressivamente evolvono.

Per valutare *l'entità* degli *sforzi interni* che hanno causato la rottura e quindi per risalire all'entità e all'ubicazione delle *forze esterne* che li hanno indotti (ossia alle *cause*) è necessario disporre di informazioni ulteriori sul *dominio di rottura* del materiale, vale a dire sulle combinazioni di sforzo locale tollerabili e non, da parte del materiale.

Patologia dei materiali

L'argomento, molto ampio ed importante, è comune a tutti gli elementi (strutturali e non), che compongono l'edificio.

Per tale motivo viene trattato in modo autonomo e diffuso al capitolo settimo, parte seconda, con riferimento particolare ai materiali lapidei, a quelli metallici ed al legno.

LE FASI DEL PROCESSO DIAGNOSTICO

Chiarito l'oggetto delle indagini (la struttura e le sue patologie) esamineremo schematicamente le operazioni da compiere per giungere alla diagnosi strutturale.

Per valutare le condizioni statiche di un edificio è necessario un *processo ciclico* di successive operazioni e controlli, apparentemente complesso da descrivere, ma che si limita a riproporre, per schemi, quanto il tecnico usualmente fa per giungere alla conclusione diagnostica. Fondamentale di questo approccio è la necessità di valutare le informazioni man mano che si raccolgono per decidere *quando interrompere* le ricerche, in quanto si è in grado di prendere una decisione.

Illustriamo, con alcune integrazioni e adattamenti, l'approccio proposto dall'Institute of Structural Engineers (Inghilterra) ([4]) che comprende vari passaggi:
— la raccolta di informazioni;
— l'esame d'insieme dello stato di fatto;
— l'esame dettagliato dello stato di fatto;
— il giudizio diagnostico.

La sequenza è illustrata negli schemi a blocchi della tabella 2 e relative note a fondo pagina, cui si rimanda per un'accurata lettura.

A tali schemi a blocchi faremo riferimento concettualmente nei paragrafi seguenti nel tentativo di meglio chiarire le operazioni indicate nella tabella 2.

LA FASE DI ANAMNESI

Il processo diagnostico inizia dal momento in cui al tecnico pervengono le *prime informazioni* sull'edificio da valutare. Talora queste informazioni sono corredate da fotografie o vecchie mappe catastali, più raramente da documenti di interventi precedenti e da rilievi eseguiti nel passato.

Cercare, reperire e studiare queste documentazioni rappresenta un lavoro non breve e difficile da improvvisare; le ricerche di archivio o di biblioteca inoltre, sono sovente lavoro da specialisti.

Escludendo il caso degli edifici monumentali, molto più frequentemente il problema si riduce all'esame della documentazione in possesso del proprietario dell'edificio e alla registrazione e valutazione delle informazioni giunte per tradizione orale agli occupanti.

La raccolta di informazioni direttamente in loco costituisce solitamente un utile punto di partenza da cui articolare in modo più specifico le ricerche successive.

È comunque buona norma verificare sempre la corrispondenza tra queste informazioni e la realtà oggettiva attuale, a cominciare non solo dai resoconti orali, più o meno esattamente tramandati, ma anche dal controllo delle misure e delle scale dei «disegni» posseduti.

L'edificio con i segni degli interventi che su di esso si sono succeduti è un archivio di se stesso e consente la ricerca e la ricostruzione dei restauri precedenti.

L'obiettivo finale non è solo quello di ricostruire le vicissitudini storiche, ma anche quello di *inserirsi* coscientemente in un filone di interventi sull'edificio su cui si concorda, oppure di *dissociarsene*, ancora coscientemente, dopo aver ripercorso le approssimazioni e talora gli errori degli interventi precedenti.

Come per le lesioni, anche i segni delle manutenzioni o delle modifiche apportate vanno «cercati», nascosti come spesso sono da intonaci, mobili, tappezzerie, polvere, ecc.

Richiamiamo alcuni tra i più normali interventi che un tipico edificio a struttura muraria può aver subito nel tempo, dividendoli in base alle componenti strutturali interessate.

Pareti in muratura

Usualmente questi elementi hanno subito diverse modifiche. Le più frequenti sono rappresentate da aperture o chiusure di finestre o da cambiamenti della loro forma a seconda dei periodi storici attraversati.

Da monofore e bifore a finestre rettangolari più o meno grandi e talora di nuovo a bifore, le finestre marcano pesantemente la composizione e il tessuto delle pareti.

Analogo destino si presenta alle *aperture dei piani terreni* frequentemente modificate ad ogni cambiamento di proprietario o di funzione d'uso. Molto spesso si rinvengono profilati metallici in sostituzione di architravi in legno oppure in muratura.

La tecnica del cuci-scuci in prossimità di pluviali o di archi lesionati, ha condotto a pareti talora estremamente eterogenee con mattoni di varie dimensioni, provenienza e proprietà.

Anche le pareti interne non sfuggono ad analogo destino. Una semplice stonacatura consente in moltissimi casi di leggere spostamenti di canne fumarie e di aperture nei vari locali. Ancora, negli edifici più recenti, la presenza di regge metalliche annegate nelle pareti divisorie denuncia nuove partizioni interne dei locali in cui, correttamente, le pareti non dovevano poggiare sui precedenti solai, bensì appendersi alle pareti perimetrali. Scendendo poi a una verifica più puntuale, la composizione delle malte e degli intonaci, consente una datazione approssimata degli interventi.

Coperture

Le coperture recano spesso la traccia di interventi passati ed è naturale che sia così, rappresentando esse, assieme agli intonaci, un elemento «sacrificale» destinato a preservare la restante parte di struttura.

Non sempre è facile leggere le tracce dei lavori effettuati in quanto l'evoluzione delle tecniche di lavorazione ed il cambiamento dei materiali usati è stato modesto. Non vale la pena di soffermarsi sulle tegole e la piccola orditura che certamente sono state sostituite una o più volte negli anni.

Per quanto riguarda la grossa orditura invece, la presenza di legname piallato o in cui sia riconoscibile una lavorazione meccanica (segatura a quattro fili) denuncia un intervento recente.

Analogamente l'uso di essenze non tradizionali in certe zone indica una possibile sostituzione.

Gli elementi metallici (chiodi, staffe, graffe e piattine) consentono una datazione approssimata dei lavori e delle successive integrazioni.

L'aggiunta di catene sottotetto in ferro o legno, indica interventi rivolti ad eliminare la spinta dei puntoni delle capriate, quando questi siano ammalorati.

Solai

La sostituzione dei solai dovuta ad eccessiva inflessione, a rottura, a incendi, viene evidenziata talora dallo spostamento dei fori di originaria intestatura delle travi.

Gli stessi segni possono essere testimonianza di un cambiamento di tipologia strutturale quando si sia verificato il passaggio da solai piani in legno a solai voltati in mattoni, più resistenti e più rigidi. In tali casi si hanno archi in muratura, su cui si intestano le volte, giustapposti e non monolitici con le pareti perimetrali.

Più frequentemente si osservano interventi integrativi di *rinforzo* quali ad esempio l'aggiunta di profilati in ferro o le puntellazioni dei solai con saette in legno mascherate inferiormente da controsoffittature.

Nelle travi lesionate sono frequenti le staffature con regge metalliche; nelle travi in cui gli appoggi si sono deteriorati è frequente incontrare mensole integrative in legno.

Archi e volte

Gli interventi più comuni riguardano la rinzeppatura dei conci di archi lesionati con cunei in grado di ripristinare la continuità dell'arco e la sua capacità di lavorare a compressione.

Molto frequente ancora è l'aggiunta di catene di contrasto posizionate spesso in posizioni non ottimali e talora addirittura in posizione estradossale.

Le tecniche adottate per la lavorazione del ferro e la foggia dei capichiave e degli occhielli di amarraggio possono fornire utili indicazioni sulla data dell'intervento.

Nei capichiave si notano spesso aggiunte di cunei per successive forzature della catena.

In presenza di archi a volte si notano frequentemente errori negli interventi eseguiti nel passato che, per mancanza di diagnosi, non si sono opposti ai dissesti ma anzi ne hanno aggravato la situazione strutturale. Questi interventi rendono frequentemente ardua l'interpretazione dell'attuale comportamento delle strutture.

Elementi verticali

I pilastri e le colonne risultano frequentemente ripresi o sostituiti, soprattutto quelli esterni soggetti a deterio-

ramento atmosferico. A fianco di pareti strapiombanti, si notano talora aggiunte di contrafforti o speroni a forma trapezia più o meno profondamente immorsati nel muro originario.

IL SOPRALLUOGO

Funzione del sopralluogo è quella di disporre di un quadro di insieme della situazione statica dell'edificio, delle sue condizioni di uso, del suo degrado fisiologico.

Durante il sopralluogo è opportuno rivolgere la propria attenzione alla *globalità del problema* strutturale senza focalizzarsi solo sulle specifiche parti lesionate. Conviene, in linea di massima, seguire un procedimento di osservazione metodico di tutto l'edificio, partendo dalla cantina e risalendo alla copertura. Risulta particolarmente utile in questa fase disporre di rilievi, anche schematici, già disponibili per non perdere visione d'insieme e per riportare direttamente sul disegno le proprie osservazioni e commenti man mano che il sopralluogo procede. Un atteggiamento pericoloso che chi effettua il sopralluogo deve evitare, è quello di accontentarsi di verificare semplici analogie con casi già esaminati in precedenza. Il tecnico deve bensì assumere l'atteggiamento critico di chi osserva per la prima volta un fenomeno valutandone tutte le singolarità e le anomalie. Le conclusioni, talora affrettate, tratte durante il primo sopralluogo raramente si modificano e spesso le indagini di dettaglio vengono indirizzate a «dimostrare» quella prima ipotesi.

Il sopralluogo va accompagnato da una relazione o rapporto su quanto visto, da stendere quanto prima.

Una documentazione fotografica, anche ridotta, realizzata durante il sopralluogo risulta molto utile per fissare velocemente le idee da tradurre in seguito nella relazione di visita.

Metodi di osservazione di insieme

L'osservazione di insieme di una struttura, che spesso coincide con la prima ricognizione in loco, rappresenta il punto di partenza di una buona diagnosi strutturale. Senza dubbio questa fase è legata alle capacità di osservazione soggettiva del tecnico e alla sua esperienza di casi analoghi che lo portano ad una individuazione sintetica degli aspetti geometrici più appariscenti in quanto anomali rispetto a quanto ci si può aspettare in una struttura «eseguita a regola d'arte».

Il tecnico esprime implicitamente un giudizio sintetico sulla struttura secondo un processo mentale difficilmente esplicitabile; malgrado ciò può essere utile razionalizzare questo momento mediante l'uso sistematico di

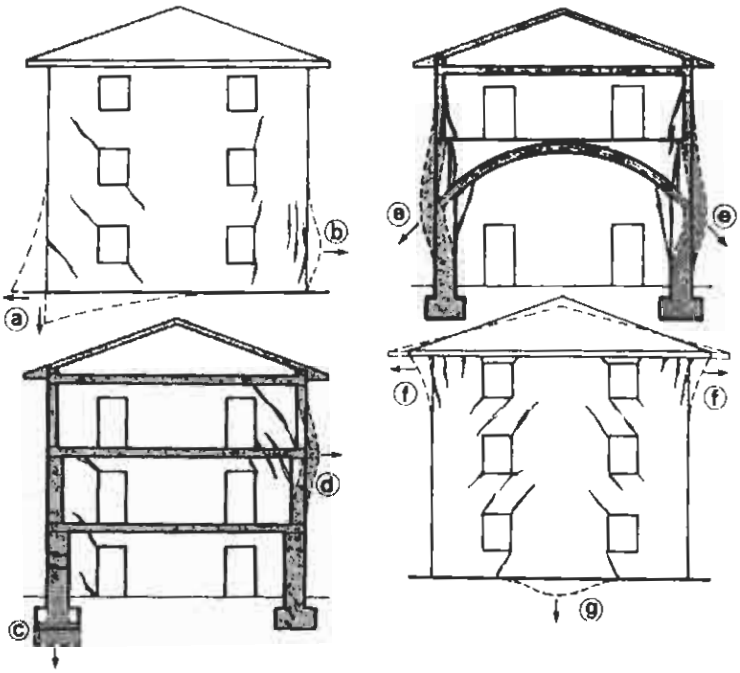


Figura 7. — Lesioni tipiche dovute a: *A*, cedimento laterale dello spigolo dell'edificio; *B*, schiacciamento della struttura muraria; *C*, cedimento fondale della parete di facciata; *D*, spinta verso l'esterno delle strutture di solaio; *E*, effetto di spinta della struttura a volta; *F*, presenza di copertura spingente; *G*, cedimento fondale nella zona intermedia di facciata (da Furiozzi B., Messina C. e Paolini L., a cura di, *Prontuario per il calcolo di elementi strutturali*, Le Monnier, Firenze, 1988).

«indicatori di danno», con metodologie mediate dall'ingegneria sismica ([5, 6, 7]).

Si tratta in definitiva di *assegnare un punteggio* alla struttura, o meglio ai suoi componenti principali. A titolo di esempio, divisa la struttura in quattro componenti principali (*fondazioni, coperture, elementi orizzontali, elementi verticali*) a ciascuno di essi vengono assegnati:

punti 0 per nessun danno visibile;
punti 1 per danni leggeri per gravità ed estensione;
punti 2 per danni gravi ma limitati per estensione;
punti 3 per danni leggeri ma estesi;
punti 4 per danni medi ed estesi;
punti 5 per danni gravi ed estesi.

Il punteggio globale (compreso nel caso illustrato tra 0 e 20) consente una prima valutazione complessiva delle condizioni strutturali, soprattutto quando l'osservazione riguardi contemporaneamente più edifici paragonabili per tipologia, utilizzo ed ubicazione.

Le valutazioni proposte possono naturalmente essere arricchite e rese più dettagliate per specifiche tipologie strutturali.

L'osservazione di insieme benché sommaria, deve soffermarsi sui seguenti fenomeni, la cui assenza è indice di buona salute strutturale:

— cedimenti delle fondazioni;
— spanciamenti o fuori piombo delle pareti;
— lesioni passanti su pareti, archi e volte;
— avvallamento dei solai;
— rottura di travi e capriate;
— rottura o deformazioni di elementi in ferro;
— disomogeneità dei materiali;
— tracce di interventi effettuati nel passato.

Nella figura 7 sono illustrati invece alcuni fenomeni di degrado strutturale particolarmente evidenti, che devono rinviare ad una osservazione più «di dettaglio» dell'edificio.

In questa fase l'errore da evitare con maggior cura è quello di fermarsi ad una osservazione superficiale della struttura che spesso può risultare fuorviante.

I sintomi del degrado strutturale vanno cercati nelle posizioni in cui più plausibilmente si manifestano.

La presenza di edifici vicini, che mascherano la visuale dall'esterno, oppure quelle di intonaci e vernici o talora di tramezzi o di mobili che impediscono l'osservazione interna, sono difficoltà oggettive superabili solo se si sa, *a priori*, «dove» i sintomi dell'eventuale degrado si possono manifestare con maggiori probabilità.

Questo rimanda naturalmente ad una conoscenza del *modo di funzionare* delle principali tipologie strutturali, ossia, in definitiva ad una conoscenza delle zone più sollecitate, e quindi più critiche, delle strutture.

Senza voler esaurire questo argomento che rimanderebbe a testi specialistici di analisi strutturale, ci limitiamo ad osservare che nelle strutture murarie, composte per lo più di materiali poco resistenti a trazione, le lesioni si concentrano in zone:
— vicine a cambiamenti di spessore o di materiale;
— vicine ad aperture e vani;
— vicine a punti di applicazione di carichi concentrati.

Le strutture murarie, in quanto bidimensionali, sono certamente più complesse da analizzare rispetto a quelle composte da elementi monodimensionali tipo «telaio».

Ancora più complessi sono gli orizzontamenti in cui predominano archi e volte perché il loro comportamento va analizzato nelle tre dimensioni.

Tutto questo sottolinea le oggettive difficoltà di una diagnosi strutturale quando non si possieda un maturo bagaglio di conoscenza di tipo statico-dinamico sul comportamento delle strutture e sul modo di trasferire a terra i carichi che le sollecitano.

La ricerca del danno deve essere naturalmente tanto più accurata quanto *più vulnerabile* appare la struttura.

Vanno considerati pertanto degli indicatori di vulnerabilità che possono fornire dei suggerimenti *a priori* sul livello di sicurezza globale dell'edificio e quindi sulla *probabilità* più o meno alta di *esistenza di danni* (tab. 3).

Tra questi indicatori ricordiamo:

Gli indicatori di vulnerabilità sono stati utilizzati frequentemente nella valutazione del rischio sismico ([5, 6]).

TABELLA 3. — *Indicatori di vulnerabilità.*

per il *suolo di fondazione*	— la presenza di argilla e torba — la presenza di falde acquifere superficiali
per le *fondazioni*	— l'utilizzo di una tipologia a fondazioni discontinua — lo scarso approfondimento
per le *pareti verticali*	— l'eccessiva altezza dell'edificio — la snellezza delle pareti (altezza di interpiano) — l'uso di pareti a secco — l'alta percentuale di nicchie e aperture — l'irregolarità in elevazione — il basso rapporto tra superficie delle pareti e la superficie totale — la mancanza di ammorsamenti tra le pareti — la distribuzione asimmetrica o non regolare delle pareti in pianta — l'assenza di intonaco
per gli *orizzontamenti*	— l'uso di solai flessibili — la mancanza di ammorsamenti — l'uso di volte senza catene
per le *coperture*	— l'assenza di catene — una scarsa manutenzione delle tegole e delle gronde
per le *tipologie*	— l'irregolarità geometrica — la presenza di sbalzi — la presenza di elementi spingenti (muri di sostegno, archi senza catene, volte)
per l'*uso*	— l'uso di materiali poveri — l'evidenza di rimaneggiamenti successivi — la presenza di edifici adiacenti più recenti — l'evidenza di cambi di uso — la presenza di macchine vibranti

La sensibilità del tecnico incaricato delle diagnosi deve acuirsi in presenza di indicazioni di vulnerabilità e conseguentemente deve aumentare il tempo e l'attenzione dedicata alla ricerca dei danni e alla valutazione delle condizioni strutturali.

In conclusione, l'atteggiamento che il tecnico deve assumere al primo impatto con l'edificio è quello di enucleare la struttura, riconoscendone le principali componenti e chiedendosi implicitamente quale sia il percorso seguito dai carichi nella discesa dall'alto al basso.

Si tratta in definitiva di riconoscere che cosa sia essenziale e cosa non lo sia e di valutarne l'efficacia attuale. Il livello di *vulnerabilità* indicherà con che intensità guardare e con quanta ostinazione andare a cercare i sintomi di danneggiamento.

Gli *indicatori di danno* consentiranno di catalogare in modo molto sintetico la situazione.

Il risultato ottenuto orienterà la scelta operativa (da verificare più accuratamente), tra queste varie opzioni:
— non fare niente;
— non riparare ma monitorare;
— intraprendere un'indagine strutturale;
— riparare, con struttura in servizio;
— riparare, con struttura fuori servizio;
— investigare l'alternativa di demolire, con strutture fuori servizio e messa in sicurezza con puntellazioni.

Le scelte più difficili sono naturalmente quelle estreme, ossia *non fare niente* oppure *demolire*, date le conseguenze economiche e relative alla sicurezza che esse comportano.

In queste situazioni estreme l'esame preliminare non è sufficiente e deve essere seguito da un'indagine più approfondita sul modello strutturale come viene illustrato nei paragrafi seguenti ([8, 9, 10]).

DEFINIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE. IL RILIEVO GEOMETRICO

Gli obiettivi

Obiettivo primario del rilievo geometrico è quello di fornire al tecnico uno strumento per ragionare in termini di struttura, presa nella sua globalità. Avere a disposizione piante a varie quote dell'edificio e sezioni caratteristiche consente infatti di formulare con più facilità un *modello strutturale d'insieme per la valutazione delle condizioni statiche*.

È possibile mediante un rilievo osservare e valutare le *corrispondenze* tra i vari piani, le anomalie strutturali dovute a manipolazioni successive, le pareti in falso, gli allineamenti rispettati e le difformità nelle direzioni, l'apparecchiatura muraria, le zone di maggiore o minore addensamento dei carichi, la presenza di elementi di contrasto ad archi e volte e tutte quelle caratteristiche della struttura che osservate singolarmente, senza visione globale, dall'interno dei singoli locali, non risulterebbero significative.

Il rilievo geometrico deve naturalmente essere *finalizzato all'interpretazione* del modello strutturale e pertanto deve permettere una rilettura rapida, sintetica e globale dell'edificio. È essenziale pertanto che chi sovraintende al rilievo sia lo stesso tecnico che dovrà poi effettuarne l'interpretazione.

Il rilievo è un'occasione per cercare di *vedere* a fondo cose che altrimenti potrebbero sfuggire.

In poche circostanze fortunate il rilievo già esiste ed il tecnico dovrà solo verificarne la correttezza e aggiungere a margine tutte quelle osservazioni che verranno fatte durante i sopralluoghi e che a posteriori si cercheranno di interpretare nel loro complesso.

Un secondo obiettivo del rilievo geometrico è quello di valutare eventuali movimenti della struttura ossia variazioni di geometria nel tempo.

Questo secondo rilievo deve essere condotto con livelli di precisione notevolmente superiori al primo.

Nel primo caso un errore di qualche centimetro nella misura non è fuorviante: la geometria di insieme non ne risulta influenzata.

Nel secondo caso invece gli spostamenti della struttura si leggono in millimetri o loro frazioni ed è evidente che il tipo di misura e di strumento deve essere differente.

Metodi e strumenti: generalità

Si è affermato nel paragrafo precedente che i problemi da affrontare nel rilievo sono di due tipi:
1) una *restituzione della struttura attuale* per valutare anzitutto lo schema statico e per evidenziare eventuali anomalie geometriche rispetto a una presumibile configurazione originaria (fuori piombo, mancanza di livelli, cedimenti differenziali);
2) un *monitoraggio dei movimenti della struttura* per seguire l'evoluzione della risposta nel tempo.

Nel primo caso (restituzione) bisogna *definire il livello di dettaglio* a cui si desidera arrivare.

Il rilievo si sviluppa sulla base di piante, sezioni e prospetti in scala adeguata (usualmente 1:100 e 1:50) che indichino inequivocabilmente le dimensioni dei lati, gli spessori, le sovrapposizioni degli elementi costruttivi, le quote e gli strapiombi.

Queste informazioni vanno integrate via via con le indicazioni relative al quadro fessurativo, alla natura e consistenza dei materiali, con la mappa dell'umidità, la mappa degli interventi pregressi, l'indicazione delle finiture. Gli strumenti utilizzati varieranno a seconda della precisione desiderata ([11]).

L'uso di una *opportuna simbologia* della restituzione rende più agevole l'uso delle tavole di rilievo che comunque conviene vengano ampiamente commentate a lato. Alcuni esempi di rilievo, a vari gradi di dettaglio, vengono illustrati nella figura 8.

Nel secondo caso (monitoraggio), occorre *fare un piano di misurazione* definendo a priori:

1) dove misurare;
2) quando misurare;
3) con cosa misurare.

1) *Dove misurare.*

Gli strumenti oggi disponibili consentono misurazioni di spostamenti assoluti e relativi in punti discreti delle strutture. Vanno pertanto scelti in numero e posizione tale da poter risalire alla forma e al cinematismo dell'*intero edificio* o comunque della parte che si intende controllare.

È preferibile una conoscenza previa, anche sommaria, dei punti in cui siano previsti i maggiori spostamenti e un'indicazione sugli spostamenti più pericolosi per la struttura.

Le tecniche di restituzione fotogrammetrica consentono un rilievo diffuso di tutto l'edificio, ma non sono ancora entrate nella pratica corrente.

2) *Quando misurare.*

Le strutture presentano spesso movimenti ciclici legati a variazioni giornaliere o stagionali (temperatura, livello della falda freatica, ecc.).

I movimenti registrati con strumenti di uso corrente comprendono naturalmente questi movimenti ciclici che possono mascherare la vera natura dei fenomeni.

Per depurare le misure degli spostamenti ciclici, si devono ripetere le indagini a intervalli di tempo che siano più brevi della durata del ciclo perturbante.

Indipendentemente da quanto detto è buona norma che all'inizio delle misurazioni le operazioni si susseguano a intervalli brevi di tempo, rarefacendoli solo una volta che la conoscenza della struttura abbia fornito garanzie di variazioni non brusche.

È difficile stabilire a priori un calendario di misure; è opportuno però ancorarlo in anticipo all'andamento dei fenomeni che si vogliono evidenziare.

Operazioni più mirate nei tempi si possono prevedere invece in occasione di eventi particolari, quali modifiche dei carichi, spostamenti o rimozioni di elementi resistenti, applicazioni di tiranti attivi, ecc.

3) *Con cosa misurare.*

Gli strumenti a disposizione sono estremamente vari e vanno da modelli rozzi a modelli estremamente sofisticati, passando dal doppiometro, al teodolite, al distanziometro laser.

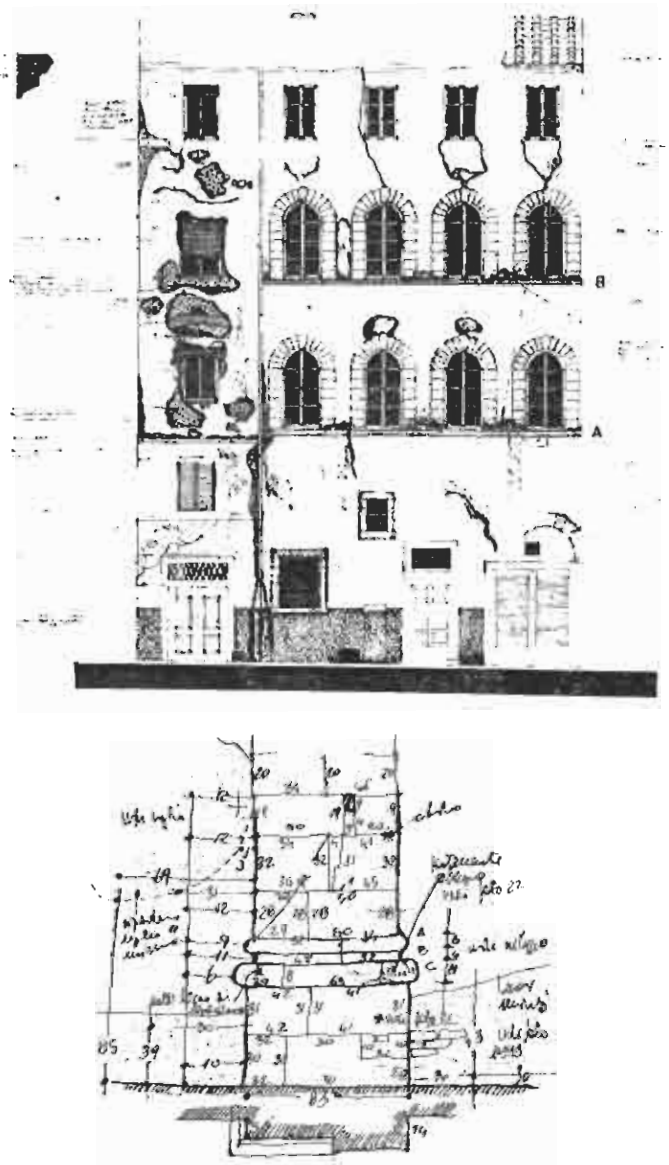


Figura 8. — Esempio di rilievo con annotazioni esplicative a margine (da MARINO L., *Il progetto di restauro*, Alinea, Firenze, 1981).

Per rendere possibile l'interpretazione dei movimenti è necessario ricordare che lo strumento deve poter effettuare misure affette da errore di almeno un ordine di grandezza inferiore rispetto agli spostamenti rilevati.

La scelta dei metodi e degli strumenti di misura deve pertanto effettuarsi sulla base di una *stima* dell'entità degli spostamenti da misurare.

Nell'ambito dei controlli su edifici di tipo comune esistono varie *metodologie* tradizionali per la determinazione delle posizioni relative e degli spostamenti.

Più precisamente, per la determinazione di *misure orizzontali* si ricorre a:

— triangolazione;
— uso di un collimatore;

— uso di fili a piombo diretti o rovesci;
— uso di strumenti che realizzano una visuale verticale (pendoli ottici, livelle zenitali).

Per la determinazione di *misure verticali* si ricorre a:
— livellazione geometrica;
— livellazione trigonometrica;
— livellazione idrostatica;
— uso del clinometro.

Ultimamente si sono resi disponibili sul mercato alcuni nuovi strumenti geodetici per la cui illustrazione rimandiamo a riferimenti bibliografici più specifici ([12]).

Rimandiamo, invece, al capitolo terzo, parte seconda, per le descrizioni dei metodi e degli strumenti oggi comunemente a disposizione, cui nel seguito ci limitiamo ad accennare.

Misura delle posizioni e degli spostamenti orizzontali

a) Impiego della triangolazione e della trilaterazione.

Il metodo della *triangolazione* si basa sulla determinazione della posizione di un certo numero di vertici (o basi), dei quali alcuni sono caposaldi al di fuori della struttura ed altri sono i punti che si vogliono tenere sotto controllo nelle strutture.

Definita una maglia di triangoli si misurano tutti gli angoli ed un solo lato.

La *trilaterazione* al contrario comporta solo misure di lunghezza di tutti i lati dei triangoli della rete.

Ripetendo le operazioni di misura in tempi successivi si determina lo spostamento dei punti controllati come variazione di posizione dei punti stessi.

È importante che i capisaldi di misura siano ben individuabili sull'edificio e che, se possibile, vengano marcati per consentire controlli successivi.

Per ridurre gli errori di misura, i lati dei triangoli non devono essere troppo lunghi e la loro forma non deve essere troppo schiacciata.

È opportuno ancora che lo schema geometrico a maglie triangolari sia ridondante. Nella trilaterazione ogni punto della maglia deve essere raggiunto, in planimetria, da più di due misure di lunghezza; nella triangolazione, in ogni triangolo vanno misurati i tre angoli al vertice.

Questo consente un controllo delle misure eseguite, l'eliminazione di eventuali errori grossolani e la compensazione degli errori accidentali per variazioni delle coordinate secondo il principio dei minimi quadrati.

L'errore nelle determinazioni degli spostamenti, su fronti strutturali di 100 metri, risulta inferiore ad 1 mm con misurazioni accuratamente condotte.

b) Uso del collimatore.

Il metodo consiste nella realizzazione di una linea di misura fissa e invariabile mediante un collimatore e un apposito segnale posti su due caposaldi, da un lato e dall'altro della struttura.

Ai punti da tenere sotto controllo vengono collegati dei segnali spostabili rispetto alla struttura mediante scalette graduate in verticale e in orizzontale.

Ripetendo in tempi successivi l'operazione di allineamento dei segnali con la linea di mira, si determinano gli spostamenti dei punti controllati come differenza delle letture alle scalette graduate.

c) Uso dei fili a piombo.

Sono possibili 2 schemi:

1) filo a piombo normale (con piombatura verso il basso);
2) filo a piombo rovescio (con piombatura verso l'alto).

Il metodo è molto semplice: una estremità del filo è solidale alla struttura, l'altra estremità è libera di oscillare in modo tale che, in situazione di equilibrio, il filo rappresenta un segmento verticale.

Vicino all'estremità libera (ed eventualmente in altri punti intermedi) il filo passa nel campo di misura di uno strumento (coordinatometro) solidale alla strutturale, in grado di misurare la posizione planimetrica del filo rispetto a due graduazioni ortogonali.

Le variazioni di posizione del filo rispetto alle graduazioni forniscono le componenti di spostamento relativo del punto di sospensione del filo rispetto al punto cui il coordinatometro è solidale.

L'apparecchiatura è molto semplice: necessita di un peso (o di un galleggiante) e di uno smorzatore di oscillazioni.

La precisione della determinazione degli spostamenti orizzontali è di circa 0,1 mm.

d) Strumenti che realizzano una visuale verticale.

Si utilizzano quando non sia praticabile la soluzione del filo a piombo, per difficoltà di installazione o protezione dello strumento.

In questi casi si ricorre a strumenti ottici che realizzano una visuale verticale; tra questi alcuni permettono la collimazione di punti in direzione zenitale, altri permettono la collimazione su direzione sia zenitale che nadirale.

e) Strumenti di misurazione diretta (nastri di invar).

Un sistema semplice che fornisce precisioni superiori allo 0,1 mm negli spostamenti relativi tra due punti è

quello che prevede l'uso di nastri di invar (opportunamente protetti e mantenuti in tensione) ancorati ad un estremo alla struttura e all'altro ad uno strumento di rilevazione fisso.

Misure delle posizioni e degli spostamenti verticali

a) Livellazione geometrica.

Si utilizza un collimatore e una stadia appoggiata in punti solidali alla struttura.

In ambienti piccoli e per livellazioni di precisione e ripetute si può usare una stadietta di vetro fissata con zanche alla struttura.

L'errore che si può ottenere nella determinazione del dislivello tra due punti non troppo distanti mediante una singola battuta di livellazione è inferiore al decimo di millimetro.

b) Livellazione trigonometrica.

Per questo tipo di misura si utilizza un normale teodolite.

L'errore nel dislivello misurato risulta inferiore al mezzo millimetro per punti distanti qualche decina di metri.

c) Livellazione idrostatica.

Il metodo utilizza il noto principio dei vasi comunicanti e presenta vantaggi di rapidità, di affidabilità, e di possibile automazione.

d) Uso del clinometro.

Il clinometro consente la lettura dell'inclinazione di un piano rispetto alla orizzontale. Fornisce informazioni sull'entità di eventuali spostamenti verticali solo se la struttura sotto controllo è rigida e monolitica.

La precisione raggiungibile è di un decimo di millimetro di spostamento verticale tra due punti distanti 10 metri.

La fotogrammetria terrestre

Il metodo della fotogrammetria rappresenta un ampliamento delle possibilità di indagine finora offerte dai metodi tradizionali in quanto fornisce, in modo rapido e affidabile, un rilievo tridimensionale ([13]).

L'informazione ottenuta non è relativa a punti discreti bensì è estesa al continuo spaziale: la selezione delle misure specifiche avviene solo nella fase di restituzione grafica e all'occorrenza, può essere modificata senza necessità di ulteriori misure.

Il metodo necessita di apparecchiature di ripresa e soprattutto di restituzione difficili da reperire, che lo rendono adatto a problemi molto peculiari.

Ricordiamo da ultimo che è possibile ottenere informazioni molto utili con un procedimento di fotogrammetria semplificato quando si abbia a disposizione una foto interpretabile come prospettiva in cui compaia un riferimento di misura verticale e/o orizzontale accurato. È possibile infatti ottenere le proiezioni ortogonali partendo da adeguate conoscenze di geometria descrittiva.

I metodi non invasivi

Sono stati introdotti recentemente in commercio una serie di apparecchiature che consentono di effettuare rilievi geometrici di zone inaccessibili senza necessità di scavi o perforazioni distruttive ([14]).

Questi metodi consentono ad esempio la determinazione dell'orditura di solai controsoffittati, l'individuazione di canne fumarie, ecc.

Tra i principali metodi o strumenti si illustrano:
— l'endoscopio;
— il metodo termografico;
— la spettroscopia sonica;
— il metodo magnetometrico e la gammagrafia.

a) L'endoscopio.

Questo strumento consente il controllo visivo diretto di parti inaccessibili con il minimo di intervento distruttivo.

Lo strumento è costituito da un obiettivo abbinato ad un prisma di esplorazione e da una successione di gruppi ottici che trasportano la prima immagine fino al piano focale di un oculare esterno.

La parte estensibile dell'endoscopio viene infilata in un piccolo foro (diametro 12 ÷ 18 mm) passante al di là dell'ostacolo ed è dotata di una lampada alogena posta all'estremità dello strumento che consente la visione diretta.

Ultimamente sono stati posti in commercio endoscopi con prolunghe di osservazione snodabili, a fibre ottiche, che presentano una migliore possibilità di penetrazione e di osservazione in ambienti angusti.

b) Metodo termografico.

Il metodo rileva i raggi infrarossi emessi da una struttura, ossia le onde di lunghezza tra 2 e 20 micron.

L'apparecchio è costituito da un sensore capace di convertire l'irraggiamento in un segnale elettrico restituito poi su uno schermo come una immagine più scura nelle zone fredde e più chiara nelle zone calde.

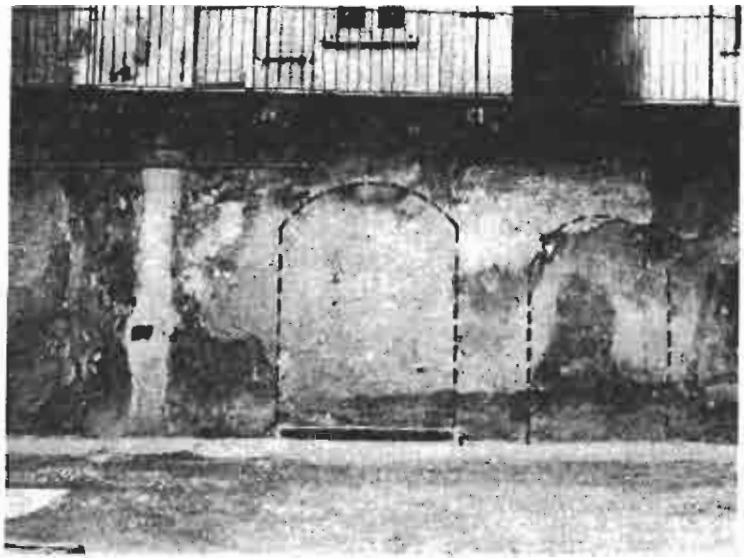


Figura 9. — Individuazione di precedenti interventi sulle strutture mediante il metodo termografico (da BRUNETTI G., FOGLINO P.L. e FONTANA M., *Indagini non distruttive per il riuso edilizio*, Franco Angeli, Milano, 1980).

Oltre gli usi più immediati per cui è nota (il controllo di difetti di isolamento termico e l'individuazione di ponti termici) il metodo consente di individuare quelle eterogeneità presenti nella massa muraria che modificano il flusso di calore dall'interno all'esterno.

Con un opportuno gradiente termico tra l'interno e l'esterno dell'edificio (20° sono sufficienti) è possibile pertanto individuare antiche aperture murate, canne fumarie, elementi di rinforzo, lesioni passanti nelle murature (fig. 9) ([15]).

L'esame deve naturalmente essere accompagnato da un rilievo dell'umidità sulle pareti che può produrre punti freddi altrimenti difficili da interpretare.

c) Spettroscopia sonica.

Questo metodo consente l'individuazione di cavità presenti nelle murature di vecchi edifici (canne fumarie, ecc.).

Il metodo consiste nel generare in aria per mezzo di un autoparlante un rumore bianco nella banda 0-3000 Hz eccitando così le vibrazioni della muratura.

Le oscillazioni locali in vari punti della muratura vengono poi registrate per mezzo di un accelerometro appoggiato alla parete.

È ovvio come in presenza di cavità, lo spettro di vibrazione locale della muratura cambi radicalmente rispetto agli spettri di vibrazione del muro pieno, con aumenti notevoli dell'ampiezza di vibrazione, dovuti al cambiamento locale di massa eccitata.

Come è evidente il metodo, opportunamente calibrato, consente anche il rilievo delle caratteristiche elastiche e dello stato di integrità (lesioni, discontinuità) delle murature di spessore costante, analizzando l'aspetto e l'intensità degli spettri di vibrazione locali.

Il metodo, che può essere applicato con successo anche a pareti accessibili da un solo lato, deriva da quello estremamente comune ed empirico che comporta la percussione delle pareti con un martello. Dal suono ottenuto si rileva la presenza di eventuali vuoti presenti nella parete.

d) Il rilievo magnetometrico e la gammagrafia.

L'obiettivo del rilievo è l'individuazione della posizione, del numero e delle dimensioni degli elementi metallici nascosti all'interno delle pareti.

Per rilievi superficiali è disponibile uno strumento (*pacometro*) basato sulla misura della variazione di impedenza di un campo magnetico per effetto della presenza di corpi metallici fino a profondità di 10 ÷ 20 cm ([14]).

Lo strumento è costituito sostanzialmente da una sonda e da una centralina.

La sonda ha incorporata una bobina di ferrite collegata con un circuito risonante in parallelo con un condensatore. Questo circuito è eccitato da un oscillatore.

Quando la sonda si avvicina ad un oggetto metallico il circuito risonante ad alta impedenza è attenuato; ciò si esprime con una riduzione di voltaggio che giunge al circuito risonante ed in definitiva con una variazione dell'ago dell'indicatore analogico incorporato nella centralina.

Il pacometro oltre a determinare la posizione delle parti metalliche consente anche di effettuare una valutazione dello spessore di ricoprimento oppure, in alternativa, una stima del diametro medio dell'inclusione.

Per rilievi profondi possono essere sufficientemente utilizzate con profitto radiografie con sorgenti a raggi X o raggi γ.

La gammagrafia consiste nell'esporre una pellicola ad un irraggiamento che attraversi il materiale da esplorare.

È possibile così individuare zone di densità differente (inclusioni, lesioni, armature, materiali di diversa provenienza...).

Le sorgenti utilizzate allo stato attuale emettono raggi gamma che consentono di attraversare pareti fino a 60 ÷ 80 cm di spessore con tempi di posa variabili tra pochi minuti e varie ore.

Questa tecnica richiede l'accessibilità delle due superfici della parete da esaminare ed è relativamente costosa.

La restituzione del rilievo geometrico

I problemi che il rilievo pone sono molti, sia in fase di ripresa che in fase di restituzione.

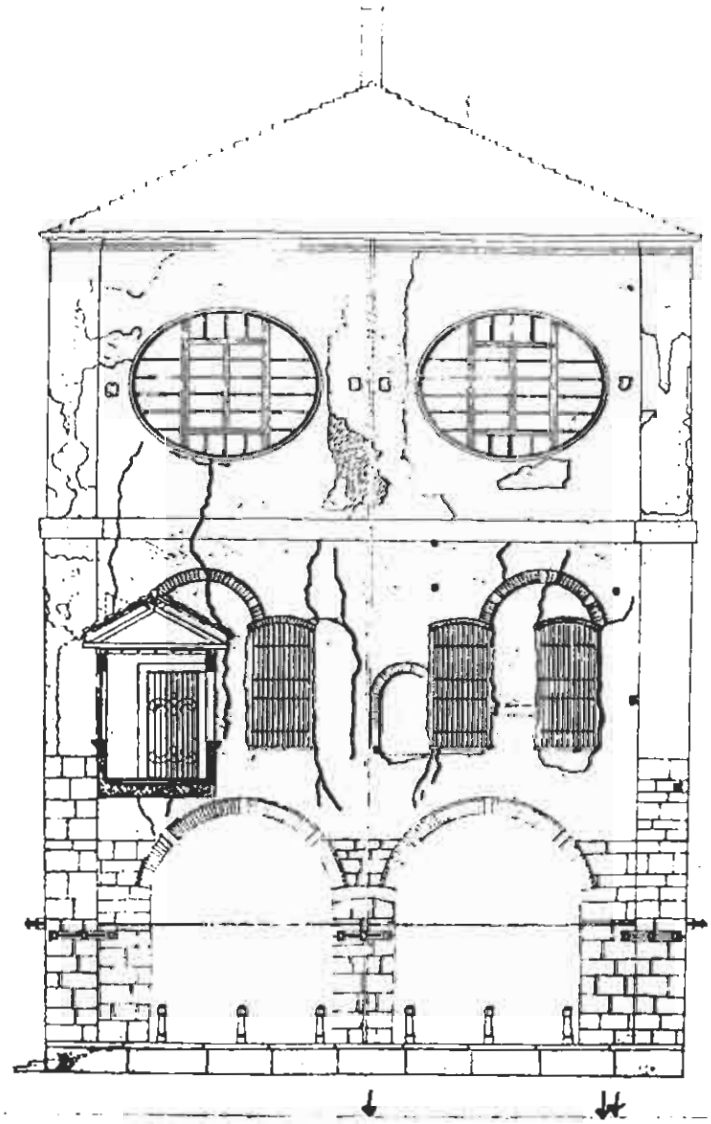
Il rilievo viene sviluppato sulla base di piante, sezioni e prospetti in scala 1:100 o 1:50 fino ad arrivare a scale più ridotte nell'illustrazione dettagliata dei particolari.

Ogni restituzione deve contenere il maggior numero di informazioni possibili, facendo eventualmente ricorso ad una opportuna (e dichiarata) simbologia oppure utilizzando annotazioni a margine dei disegni.

Data la finalità operativa che il rilievo delle strutture assume in fase di diagnosi, questo deve essere semplice e preciso e volto ad evidenziare le dimensioni degli elementi principali, astraendo dalle decorazioni o dai dettagli pittorici.

La restituzione è il supporto geometrico della diagnosi e del successivo progetto e deve essere perciò «misurabile» ed esauriente.

Figura 10. — Rilievo del quadro fessurativo su una parete del Palazzo della Ragione di Milano, attrezzata per il monitoraggio mediante comparatori meccanici rimovibili.



Il rilievo e la restituzione del quadro fessurativo

All'interno del rilievo geometrico di una struttura, una posizione di grande importanza riveste il rilievo del quadro fessurativo.

Come nel rilievo dimensionale dell'edificio è essenziale fornire la visione di assieme della struttura, anche qui la singola lesione acquista significato e rilevanza solo quando viene presentata all'interno di un quadro globale.

Per questo è opportuno disporre delle piante di tutti gli orizzontamenti e dei prospetti delle pareti verticali su cui siano indicate le fessure passanti.

La rappresentazione, per essere meglio utilizzabile, deve recare indicazioni dello spessore delle fessure alle varie quote e possibilmente della direzione degli spostamenti relativi tra i lembi della fessura, ossia delle traslazioni nelle tre direzioni principali e delle tre rotazioni.

È utile ancora annotare se le lesioni sono superficiali oppure passanti, se esiste una corrispondenza precisa sulle due facce dei muri, se le lesioni sono vecchie o recenti e se sono stabili o attive.

Normalmente le lesioni vecchie presentano bordi arrotondati e sporchi, con presenza di detriti all'interno.

Le fratture nuove al contrario si presentano con bordi puliti e spigolosi.

L'esempio illustrato nella figura 10 si riferisce ad un paramento murario interessato da cedimenti delle fondazioni in fase attiva che viene monitorato mediante comparatori meccanici rimovibili ([16]).

È opportuno che nella mappa delle lesioni sia possibile inserire le letture aggiornate in epoche successive, con nuove indicazioni dell'avanzamento della lesione, della sua apertura e della profondità.

Una rappresentazione più sintetica, ma anche più povera di informazioni, è quella illustrata nella figura 11 relativa ad un edificio danneggiato da un evento sismico.

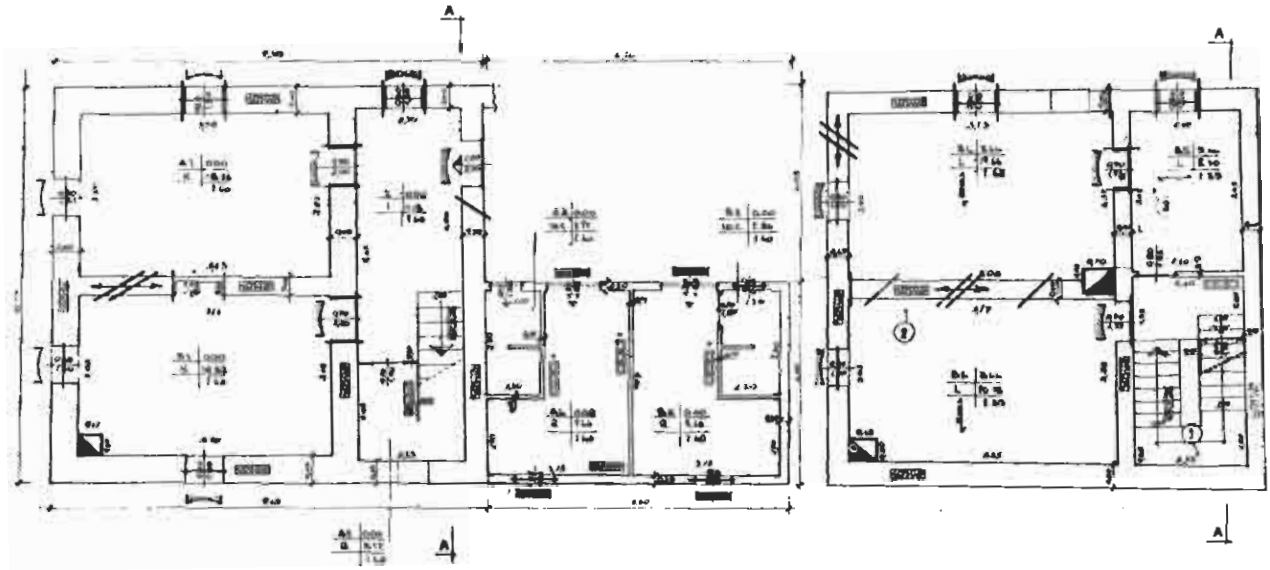
Gli strumenti utilizzati per il rilievo quantitativo del movimento delle lesioni sono usualmente costituiti da comparatori rimovibili, centesimali o millesimali, di tipo meccanico o da trasduttori di posizione fissi di tipo elettrico.

Le misure di spostamento relativo tra due o più caposaldi fissati rigidamente a cavallo della lesione consentono di valutare i movimenti globali dei due blocchi murari, come illustrato al paragrafo seguente.

Nelle tavole di rilievo è necessario, pertanto, indicare a fianco delle informazioni sulle lesioni anche la posizione assoluta e relativa dei capisaldi di misura (fig. 12).

L'analisi dei cinematismi

La lettura e l'interpretazione del rilievo geometrico costituisce il primo passo fondamentale per l'individuazione del modello strutturale.



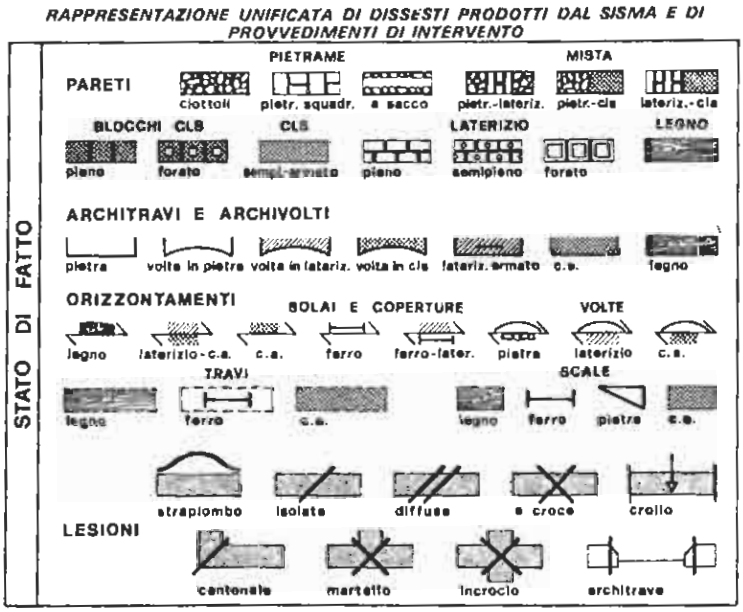


Figura 11. — *A*, rilievo schematico del quadro fessurativo di un edificio sottoposto a carichi sismici (da Arosio E. e Jurina L., in «Ricostruire», n. 6/7, 1978); *B*, legenda della simbologia utilizzata (da Furiozzi, B., Messina C. e Paolini L., a cura di, *Prontuario per il calcolo di elementi strutturali*, Le Monnier, Firenze, 1988).

Dal rilievo si coglie l'ordinatura dei solai (di solito realizzati a travi accostate) e quindi si individuano le pareti caricate e quelle non caricate.

Dal rilievo si evidenzia la continuità o meno delle pareti verticali e quindi la loro capacità di trasferire carichi in fondazione.

Dal rilievo si ricava la prima impressione sul livello di vulnerabilità delle varie parti della struttura a seconda della densità delle pareti che vi sono ubicate.

Risulta spesso utile seguire sulle tavole del rilievo geometrico, piante e sezioni, il percorso dei carichi.

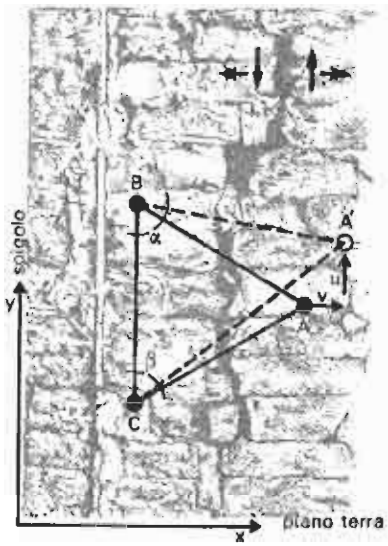
In questa operazione si assegnano implicitamente alle varie parti della struttura delle funzioni prevalenti che si possono riassumere in compressione, trazione, flessione, taglio.

Il complesso strutturale è solitamente pluriconnesso ed esistono più possibilità di trasferimento dei carichi.

Il rilievo geometrico evidenzia il percorso più probabile o, per lo meno, uno dei percorsi possibili.

Decisamente più complessa sulla base del solo rilievo risulta invece l'interpretazione del quadro fessurativo.

Si tratta infatti di partire dall'ubicazione delle fessure, dalle loro direzioni e dalla direzione di movimento relativo dei lembi per definire il cinematismo dell'intero edi-



TERNA n^o = ...

x_A = ... x_B = ... x_C = ...

y_A = ... y_B = ... y_C = ...

α = ... β = ...

$\overline{AB}$ = ... $\overline{AC}$ = ... $\overline{BC}$ = ...

data	temperatura °C	$\overline{AB}$	$\overline{AC}$	v	u

Figura 12. — Rilievo della posizione e orientamento delle basi di misura per comparatore meccanico rimovibile e letture successive.

ficio, ossia i movimenti relativi dei vari blocchi di struttura integra.

Si possono riconoscere tre grandi categorie di spostamenti relativi, ossia: allontanamenti, rotazioni, scorrimenti.

Quando la lesione non è recente e quindi presenta lembi consumati e sporchi la lettura si presenta più difficile e di conseguenza l'interpretazione.

Occorre allora osservarla nel suo complesso e valutarne l'inclinazione e gli spessori in vari punti lungo la sua estensione.

Spessori costanti per lunghi tratti indicano allontanamenti o scorrimenti relativi; spessori variabili con continuità da un'apertura massima ad una minima tra le due estremità indicano movimenti di rotazione.

L'interpretazione dei movimenti locali risulta molto facilitata quando si disponga di letture, effettuate in tempi diversi, ottenute mediante comparatori meccanici ed elettrici.

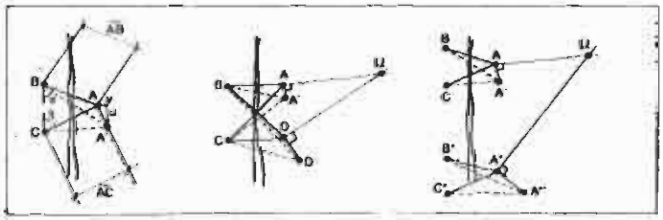
Disponendo tre caposaldi di misura a cavallo di una fessura è possibile ottenere le traslazioni relative tra i due blocchi separati dalla fessura stessa (fig. 13*A*).

Note infatti le posizioni dei tre caposaldi *A*, *B*, *C* e misurate le variazioni di lunghezza dei segmenti *AB* e *AC* si ottengono i valori degli spostamenti in direzione *x* e *y*.

Utilizzando un quarto caposaldo sarebbe possibile ottenere anche le rotazioni tra i due blocchi nonché la posizione del centro di rotazione, caratterizzando così in modo completo i movimenti relativi (fig. 13*B*).

Per limitare al massimo gli errori di misura e per utilizzare basi di misura di uguale lunghezza è conveniente

Figura 13. — Interpretazione degli spostamenti relativi tra blocchi murari separati da lesioni passanti, mediante la misura delle posizioni relative tra capisaldi solidali alle pareti.

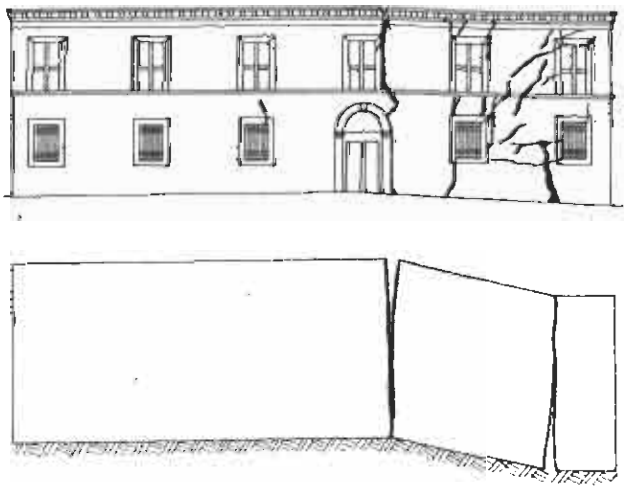


$$u = \frac{(A'B - AB) \cdot \sin\beta - (A'C - AC) \cdot \sin\alpha}{\sin\alpha \cdot \cos\beta + \cos\alpha \cdot \sin\beta}$$

$$v = \frac{(A'B - AB) \cdot \cos\beta + (A'C - AC) \cdot \cos\alpha}{\sin\alpha \cdot \cos\beta + \cos\alpha \cdot \sin\beta}$$

Q = centro di istantanea rotazione relativa tra blocco di sinistra e blocco di destra.

Figura 14. — Interpretazione del quadro fessurativo di una parete in muratura come spostamento rigido congruente tra blocchi parzialmente separati.



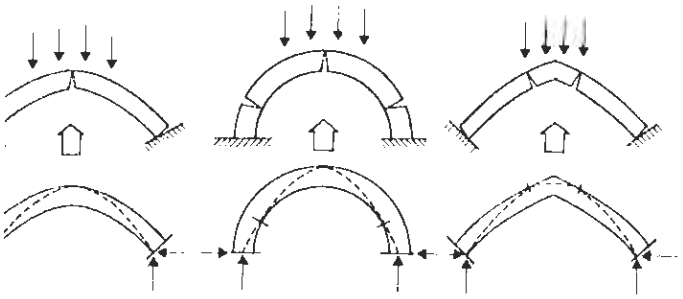


Figura 15. — Comportamento a collasso di archi in muratura, con formazione di cerniere nei punti di tangenza tra il poligono funicolare dei carichi ed il contorno dell'arco.

adottare due gruppi di tre caposaldi disposti come in figura 13*C*.

Misurato lo spostamento relativo dei vari blocchi della struttura è necessario successivamente passare all'esame degli spostamenti assoluti rispetto al sistema di riferimento (che di solito coincide col terreno di fondazione).

Si tratta in sostanza di ipotizzare lo spostamento (o il cedimento) di qualcuno dei vincoli della struttura rispetto al mondo esterno e di valutare se gli spostamenti relativi delle parti interne *sono congruenti* con questa ipotesi.

Il semplice esempio della figura 14 può chiarire questo concetto.

Nella figura 15 è illustrato un altro esempio interessante dove si osserva il comportamento a collasso di una volta (o di un arco). La formazione di cerniere tra i vari segmenti dell'arco dà luogo a meccanismi di collasso facilmente interpretabili. Le cerniere si manifestano infatti quando la funicolare dei carichi risulta tangente ad uno dei bordi dell'arco stesso.

L'interpretazione delle lesioni, ossia la ricerca del cinematismo della struttura (e quindi delle cause che hanno provocato le lesioni) può essere condotta a diversi livelli di accuratezza:

— da quella semplicemente intuitiva in cui ci si accontenta di una valutazione di massima della direzione di spostamento;
— a quella in cui si definiscono anche quantitativamente gli spostamenti e le rotazioni individuando i centri di rotazione dei vari blocchi;
— a quella in cui si tenta di ricostruire la cinematica globale della struttura mediante una catena di spostamenti mutui, tra loro congruenti, definiti in modo quantitativo ed inquadrati sulla base di un unico modello strutturale.

Riassumiamo brevemente un esempio interessante di quest'ultimo modo di procedere ([16, 17, 18]).

Su alcuni paramenti murari di una certa complessità, (le quattro facciate del Palazzo della Ragione di Milano) si sono rilevate le principali lesioni passanti con l'indicazione degli scostamenti tra i lembi in varie posizioni.

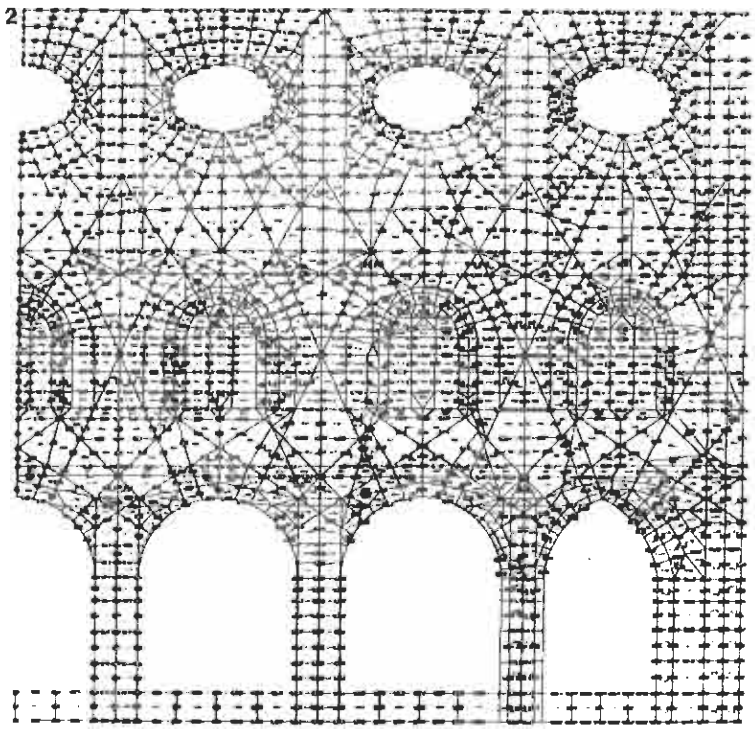
Mediante un modello matematico agli elementi finiti di tutta la struttura (che comprendeva anche la presenza delle lesioni, intese come discontinuità geometriche), si sono simulati gli effetti del cedimento di alcune colonne di base sugli spostamenti delle restanti parti della struttura (fig. 16).

Effettuando un'opportuna combinazione di cedimenti delle colonne si è determinato un insieme di spostamenti «calcolati» il più vicino possibile a quelli «misurati» realmente *in situ*.

In questo modo tutte le lesioni del paramento murario sono state interpretate alla luce di un'unica causa originaria (il cedimento di una colonna e la rotazione di un'altra colonna).

In un secondo tempo si è potuto diagnosticare che il cedimento della prima colonna era effettivamente dovuto alla presenza di una «lente» di terreno più deformabile mentre la rotazione della seconda colonna era dovuta alla componente di spinta orizzontale non eliminata causata da una successione di archi non incatenati.

Figura 16. — Modello ad elementi finiti di una parete del Palazzo della Ragione di Milano. Il modello, che comprende le principali lesioni passanti, ha consentito di studiare gli effetti di cedimenti differenziali di varie colonne portanti (JURINA L., in «Recuperare», n. 2, 1982).



DEFINIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE: L'ACCERTAMENTO DELLE CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

La definizione del modello strutturale richiede la conoscenza delle caratteristiche di deformabilità e di resistenza dei materiali che costituiscono l'edificio.

L'informazione sulla deformabilità infatti è indispensabile per valutare la risposta della struttura in funzione dei carichi applicati. L'informazione sulla resistenza consente una prima valutazione, almeno locale del margine di sicurezza che la struttura attualmente presenta, definito come rapporto tra lo stato di tensione di esercizio e lo stato di tensione che provoca la rottura del materiale.

Una procedura per la stima delle caratteristiche meccaniche dei materiali si può articolare secondo i seguenti punti ([19, 20]):

— esame preliminare della documentazione esistente (progetto, collaudi, certificati di prova, certificati di acquisto...);
— indagine preliminare sui materiali (esame visivo, determinazione di tipologie, prove non distruttive...);
— indagine dettagliata sui materiali (prelievi, prove distruttive, prove *in situ*...);
— elaborazione dei risultati delle prove.

a) Una esauriente documentazione, accompagnata da un rilievo tipologico sarebbe sufficiente a fornire i dati necessari alla diagnosi, ma purtroppo già con edifici che risalgono a poche decine di anni fa è molto improbabile ottenere dati sufficienti ed è necessario passare alle altre operazioni elencate.

b) L'indagine preliminare sull'opera comporta:

— esame visivo per individuare tipologia ed epoca di produzione dei vari materiali strutturali, nonché per individuare zone danneggiate, difetti costruttivi o patologie;
— rilievo dell'omogeneità dei materiali nel complesso edilizio con metodi non distruttivi (rilievo di resistenza).

c) L'indagine dettagliata sui materiali in opera comporta:

— l'esecuzione di prove distruttive per:
  rilievo di rigidezza;
  rilievo di resistenza;
  rilievo di viscosità e proprietà variabili nel tempo;
  taratura delle prove non distruttive.

Le prove devono essere scelte per tipo, numero, disposizione in modo da:

— non provocare danni all'edificio;
— risultare rapide, agevoli non troppo onerose economicamente;
— consentire una caratterizzazione affidabile.

Vanno eseguite almeno tre prove per il materiale caratteristico di ogni zona omogenea in precedenza definita.

d) Elaborazione dei risultati:

— occorre omogeneizzare i risultati delle varie prove tenendo conto delle eventuali diversità geometriche dei provini, metodo di prova, disturbo arrecato nell'estrazione o nelle prove *in situ*.

È necessario osservare che le prove non distruttive (PND) forniscono risultati attendibili relativi alla «variazione di qualità» di un materiale, piuttosto che alla «qualità» del materiale stesso.

In altri termini le PND possono essere effettuate dove e quando serve ma sono prove di tipo indiretto che quindi *vanno tarate mediante prove di tipo distruttivo*.

Nell'indagine di dettaglio l'estrazione di campioni è sempre distruttiva e pertanto si dovranno assumere le dimensioni minori possibili del campione.

Tali dimensioni non possono d'altronde essere troppo ridotte perché questo toglie rappresentatività alla prova soprattutto quando si abbia a che fare con materiali eterogenei, quali le murature.

Nella ricerca dei parametri meccanici andranno pertanto associate:

— poche prove distruttive (di taratura);
— molte prove non distruttive (di confronto).

I metodi non distruttivi per il rilievo di resistenze e di rigidezza

I metodi non distruttivi più comunemente utilizzati per la stima delle caratteristiche meccaniche dei materiali strutturali sono ([5]):

— metodo sclerometrico;
— metodo di estrazione;
— metodo di penetrazione;
— velocità degli ultrasuoni.

I primi tre sono orientati a valutare la resistenza del materiale, l'ultimo a valutarne la rigidezza in campo elastico.

Inoltre mentre i primi tre forniscono dati puntuali del materiale, l'ultimo fornisce valori medi relativi a tutta la porzione di materiale interessato dalla prova.

a) *Metodo sclerometrico.*

Il metodo consiste nel misurare l'altezza di rimbalzo di una massa proiettata contro la superficie da saggiare, con adeguata energia.

Per ogni area da saggiare vanno effettuate almeno 10 prove.

Si calcola la media, si scartano i valori più distanti e si ricalcola la media sui restanti: si definisce così l'indice sclerometrico.

I risultati vanno corretti a seconda dell'inclinazione della superficie da esaminare.

Lo spessore del campione deve superare 10 cm ed inoltre occorre distare dagli spigoli più di 3 cm.

b) Metodo di penetrazione.

Il metodo consiste nel misurare la penetrazione nel materiale di una sonda (di dimensioni e forma nota) sparata da una pistola che utilizza cariche di potenza nota.

Lo spessore del campione deve superare 10 cm ed inoltre la distanza tra punto di prova e spigoli deve essere $\geqslant$ 10 cm.

c) Metodo di estrazione.

Il metodo consiste nell'estrazione di un bullone ad espansione (di forma e profondità note) dal materiale da saggiare.

L'estrazione avviene mediante avvitamento con una chiave dinamometrica contro un adeguato contrasto.

Il carico sullo stelo che produce il distacco di un elemento tronco conico di materiale si può correlare alle caratteristiche di resistenza.

Nota la coppia torcente (M_t) sulla chiave dinamometrica si può risalire al valore della resistenza a compressione mediante formule del tipo:

$$R = a \cdot M_t^b$$

dove (a) e (b) sono parametri da identificare.

(Per il calcestruzzo ordinario $a \cong 31{,}76$; $b \cong 1{,}69$).

d) Metodo degli ultrasuoni.

Le misure si eseguono applicando per mezzo di un trasduttore piezoelettrico, un impulso ad alta frequenza (50 ÷ 60 Hz) su una superficie e ricevendo il segnale sonico sulla superficie opposta per mezzo di un ricevitore cui è collegato un amplificatore e un oscilloscopio.

Qualora esistano problemi di accessibilità, i rilievi possono essere eseguiti con punti di emissione e di ricezione sulla stessa superficie, anche se l'efficienza dell'indagine viene molto ridotta in questo caso. La massima distanza tra punti di emissione e di ricezione è dell'ordine di 3 metri.

All'interno di un solido si propagano due tipi di onde elastiche: onde longitudinali (di compressione) e onde trasversali (di taglio).

Detta V_l e V_t le velocità di propagazione delle onde longitudinali e di taglio e detta d la densità del materiale si ricava, per un mezzo elastico, omogeneo, isotropo:

$$\nu = \frac{r^2/2 - 1}{r^2 - 1} \quad \text{dove} \quad r = V_l/V_t;$$

$$E = V_l^2\, d\, \frac{(1+\nu)\,(1-2\nu)}{(1-\nu)};$$

$$G = d \cdot V_t^2$$

ν = coefficiente di Poisson;
E = modulo elastico di Young;
G = modulo elastico a taglio.

Nella muratura, materiale tipicamente eterogeneo e anisotropo, i moduli di deformabilità risulterebbero valutati in eccesso con queste formule, che quindi vengono usate solo per confronto. Nella pratica frequentemente si misurano solo le onde longitudinali, più semplici da rilevare.

La velocità di propagazione delle onde di compressione si ottiene dividendo lo spessore del muro per il tempo di percorso misurato.

Oltre al valore della velocità, gli oscillogrammi danno informazioni sull'intensità e sulla frequenza dei segnali sonici ricevuti, che sono influenzati dalle caratteristiche del materiale e dalla presenza di discontinuità.

In presenza di lesioni quindi si verificano diminuzioni delle velocità di propagazione e dell'ampiezza dei segnali ricevuti; scompaiono inoltre le componenti a frequenza più elevata dei segnali ricevuti.

I risultati delle prove sono influenzati solo parzialmente dallo stato tensionale cui il provino è soggetto.

In pareti caricate verticalmente la velocità verticale tende inizialmente a crescere col crescere del carico per poi stabilizzarsi fino al collasso.

La velocità trasversale inizialmente cresce, si stabilizza poi per un ampio campo di sollecitazioni per poi ridursi sensibilmente a valori prossimi a quelli di collasso (a causa di microfessurazioni verticali).

I materiali vanno esaminati ad una opportuna distanza dai bordi geometrici dell'edificio (almeno 70 ÷ 80 cm) in quanto questi costituiscono discontinuità, fonte di interferenze nella trasmissione degli impulsi.

Valutazione dell'omogeneità dei materiali

Allo scopo di definire l'omogeneità delle varie zone in cui eseguire prelievi o prove distruttive è opportuno operare secondo una procedura di affinamento successiva che comporta:

— analisi globale;
— analisi per classi di elementi strutturali;
— analisi per lotti di materiale.

a) Analisi globale.

Utilizzando uno stesso metodo di controllo non distruttivo si stima la resistenza R_i dei materiali nei vari elementi strutturali, mediante n prove.

Calcolata la resistenza media ($\bar{R}$) e lo scarto (δ) come:

$$\bar{R} = \frac{\Sigma_i R_i}{n}$$

$$\delta = \sqrt{\frac{\Sigma_i (R_i - \bar{R})^2}{n - 1}}$$

si trova il coefficiente di variazione C_v come:

$$C_v = \frac{\delta}{\bar{R}} \cdot 100$$

Se C_v risulta $\leqslant$ 10% il materiale analizzato è omogeneo; in caso contrario occorre passare al punto *b*).

b) Analisi per classi di elementi strutturali.

Si suddivide l'edificio in classi di elementi (ad esempio: fondazione + elevazione oppure fondazioni + elementi verticali + elementi orizzontali). Calcolata C_v, se questo risulta $\leqslant$ 10% i materiali delle singole classi sono omogenei; in caso contrario occorre passare al punto *c*).

c) Analisi per lotti di materiale.

Si suddivide ogni classe precedente di elementi strutturali in sottoclassi, o lotti (ad esempio: solai del piano n-esimo, pareti dell'interpiano n-esimo).

Calcolato C_v, se questo risulta $\leqslant$ 10% i materiali delle singole sottoclassi sono omogenei; in caso contrario occorre passare ad un'ulteriore suddivisione.

Metodi distruttivi per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche

Queste prove vengono eseguite su campioni di materiale prelevati in vari punti della struttura, rappresentativi di zone di materiale omogeneo, zone che in precedenza siano state identificate mediante prove non distruttive.

Analizzeremo separatamente questi metodi a seconda dei materiali cui prevalentemente si applicano ([20, 3, 6]).

In particolare considereremo:

murature; legno; terreno di fondazione.

a) Prove su muratura.

Lo strumento più frequentemente usato per il prelievo di campioni in muratura è il carotiere a corona diamantata, utilizzato a semplice rotazione o a rotopercussione, in presenza o meno di acqua.

Il diametro delle carote deve essere tanto più grande quanto maggiore è l'eterogeneità delle murature oppure le dimensioni dei mattoni.

Il prelievo va effettuato in zone poco danneggiate e senza discontinuità.

Dalle carote si ricavano campioni di altezza pari ad almeno due diametri.

Su questi si determina:

— il peso per unità di volume;
— il peso specifico assoluto;
— la resistenza a compressione;
— la resistenza a trazione.

Sui campioni si effettuano inoltre prove non distruttive che servono per la taratura dei risultati ottenuti in sito con il medesimo metodo.

Le prime due prove consentono di definire la porosità del materiale. Dalla seconda e terza si risale alla valutazione del dominio di rottura del materiale.

Le prove di compressione vanno effettuate su un numero significativo di campioni (almeno maggiore di tre).

Strumentando il campione cilindrico con due estensimetri elettrici paralleli all'asse e due lungo la circonferenza si può valutare in modo diretto il modulo elastico E ed il coefficiente di Poisson (ν) definiti rispettivamente come il rapporto tra sforzo e deformazione lungo l'asse e come il rapporto tra la deformazione trasversale e quella assiale.

Ai fini di una più completa caratterizzazione del materiale conviene ripetere queste prove non solo sui campioni di muratura ma anche sui suoi componenti (mattone o pietra e legante).

Le prove a trazione diretta sono difficili da effettuare e vengono spesso sostituite da prove indirette, tipo la prova «brasiliana» nella quale vengono applicati carichi a compressione lungo due generatrici, diametralmente opposte della carota.

In generale la caratterizzazione del materiale composito «muratura» risulta difficile data la sua eterogeneità e la sua fragilità, proprietà che spesso rendono inutilizzabili i risultati ottenuti su campioni piccoli oppure su campioni disturbati durante l'estrazione ed il trasporto.

Un approccio alternativo è quello delle prove meccaniche in laboratorio su campioni di grandi dimensioni, indisturbati.

Le prove più usuali sono quelle a compressione, quelle a taglio (o a compressione diagonale) e quelle a taglio su prismi in muratura.

In entrambe le prove il campione di muratura deve contenere almeno 4 ÷ 5 corsi di mattoni e l'eventuale trasporto deve avvenire usando molte precauzioni.

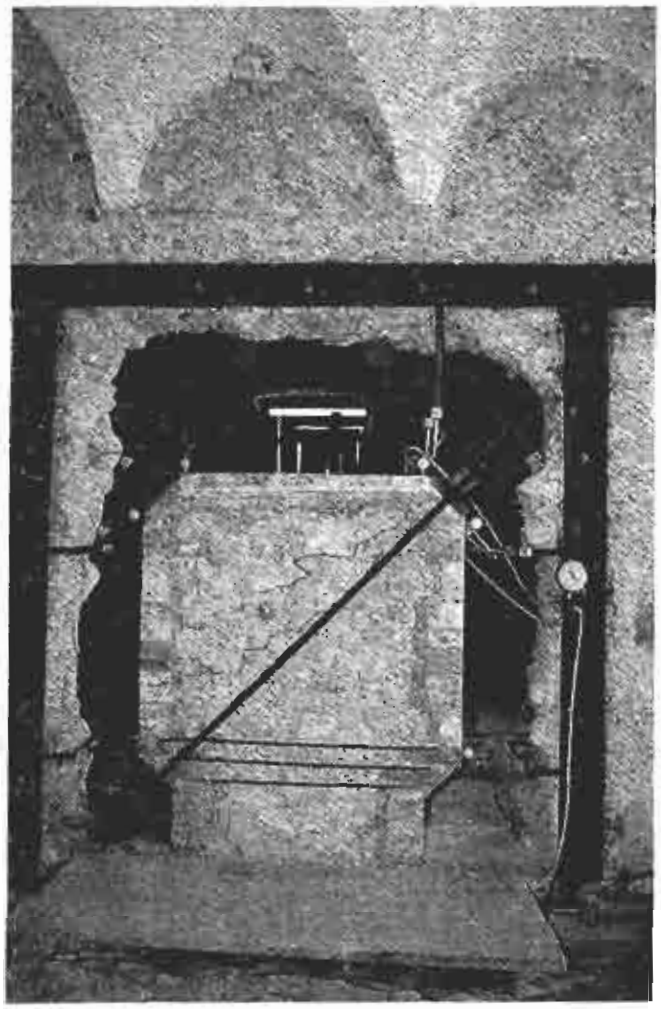


Figura 17. — Prove *in situ*, distruttive, per la caratterizzazione di resistenza e rigidezza in un paramento murario in zona sismica. (Per gentile concessione del prof. ing. Benussi F.).

Un accorgimento rivelatosi efficace è l'adozione di tirantini metallici di contenimento che contrastano su piastre metalliche poste alle estremità superiore e inferiore del prisma allo scopo di evitare la decompressione del materiale.

In alternativa alla prova di laboratorio, in alcuni casi di certa rilevanza, sono state adottate prove *in situ* per la caratterizzazione ai fini sismici del materiale.

Nella figura 17 si illustra una di queste applicazioni.

Recentemente nel campo delle murature ha preso molto piede una prova *in situ*, pochissimo distruttiva, denominata «prova con martinetti piatti» che consente di ottenere informazioni su materiale non disturbato ([6, 21]).

La prova consente di determinare la tensione in sito, le caratteristiche di rigidezza media del materiale e, come estrapolazione, le sue caratteristiche di resistenza.

Si tornerà più diffusamente sull'argomento in seguito.

Osserviamo che la presenza di viscosità del materiale «muratura» rende sovente difficile l'interpretazione di queste prove.

L'andamento degli spostamenti deve pertanto essere seguito nel tempo ed i risultati eventualmente corretti sulla base del periodo necessario affinché i valori sperimentali si stabilizzino sensibilmente.

b) Prove su legno.

Il legno è frequentemente utilizzato nelle strutture di una certa età sia per le coperture che per i solai.

Le sue caratteristiche lo rendono resistente sia a trazione che a compressione, ma la forte anisotropia che lo caratterizza obbliga ad usare con cautela di questo materiale.

Per provini sottoposti a *compressione* il diagramma sforzi-deformazione indica una maggiore resistenza e una maggiore rigidezza quando i carichi sono applicati in direzione parallela alle fibre, a fronte però di una minore duttilità.

Il comportamento risulta cioè di tipo elasto-fragile ed è dovuto al fenomeno di instabilità delle fibre del legno, che raggiunto il carico limite, tendono a comportarsi come elementi separati.

Da quanto detto consegue che i risultati delle prove di compressione sono influenzati dalla lunghezza del provino.

Normalmente si adottano provini di sezione quadrata con lunghezza pari a 3 ÷ 6 volte le dimensioni della base.

Il valore del carico di rottura è influenzato da diversi fattori tra cui i più importanti sono: umidità, temperatura, peso specifico, angolo formato tra la retta di applicazione del carico e la direzione delle fibre.

Per carico parallelo alle fibre, umidità del 12% e temperatura di 18% si riportano nella tabella 4 i valori delle tensioni limite medie di alcuni legnami frequentemente usati.

TABELLA 4. — *Valori del carico unitario di rottura a compressione per alcuni tipi di legno prodotti in Italia.*

Abete rosso	da 230 a 600 kg/cm²
Abete bianco	da 250 a 660 kg/cm²
Larice	da 270 a 750 kg/cm²
Pino	da 300 a 700 kg/cm²
Castagno	da 250 a 650 kg/cm²
Rovere	da 430 a 650 kg/cm²
Faggio	da 330 a 800 kg/cm²
Pioppo	da 210 a 590 kg/cm²

(Da Giordano G., *La moderna tecnica delle costruzioni in legno*, Hoepli, Milano, 1964).

Al variare delle condizioni di prova, o di utilizzo in sito, variano le caratteristiche meccaniche.

Per quanto riguarda la compressione, la tensione limite diminuisce all'aumentare dell'umidità e invece aumenta al diminuire della temperatura.

Molto dannosi risultano cicli di imbibizione ed essiccamento del legno dovuti a umidità di contatto.

A proposito delle prove di trazione si osserva che i valori di tensione limite sono maggiori di quelli a compressione di un rapporto 3 ÷ 4 volte.

Nei provini a trazione la lunghezza risulta ininfluente.

Per umidità superiori al 12%, cui corrisponde la tensione limite massima, si ha una diminuzione di resistenza.

Tra i fattori che influenzano la resistenza è opportuno rammentare anche la nodosità del legno che interrompe la continuità della struttura e crea perturbazioni dannose dello stato di tensione.

Per quanto riguarda le prove di flessione, si sottopone usualmente la trave (eventualmente in scala ridotta) a due forze situate ai terzi della trave e si perviene alla rottura mediante una serie di cicli di carico e scarico.

La rottura è di tipo fragile al termine della fase elastica ed è dovuta all'instabilità delle fibre compresse.

Per temperatura e umidità valgono le osservazioni precedenti.

Nel caso di prove su campioni ottenuti in sito si deve porre particolare attenzione al degrado che caratterizza il materiale in quei punti della struttura in cui si manifestano forti sbalzi di umidità, come ad esempio negli appoggi delle travi sui muri perimetrali o su muri in vicinanza di canne fumarie e nell'orditura principale del tetto.

c) *Prove su terreno di fondazione.*

L'accurata caratterizzazione del terreno in sito su cui poggia la struttura è una fase molto importante per la definizione complessiva del modello strutturale.

Non si deve dimenticare infatti che la struttura è costituita anche dalle fondazioni e relativo terreno di supporto e non solo dalla parte fuori terra.

Spesso dalla comprensione dei fenomeni di interazione tra queste due sottostrutture nasce un'accurata diagnosi dei fenomeni di degrado dovuti a cedimento del terreno.

È evidente pertanto che le prove sul terreno devono tendere a chiarire soprattutto questi fenomeni di cedimento.

Le prove sul terreno di fondazione si possono distinguere in due classi:

— prove *in situ*;
— prove di laboratorio.

Prove *in situ*

Tra le *prove in situ* più frequentemente usate per stimare le caratteristiche di resistenza e di deformazione ricordiamo:

— le prove penetrometriche;
— il «vane test».

Le *prove penetrometriche* possono essere eseguite con penetrometri statici o dinamici.

Nel primo caso l'infissione viene ottenuta forzando la punta nel terreno e misurando la pressione corrispondente; nel secondo caso l'infissione viene ottenuta mediante battitura con maglio e conteggio dei colpi necessari per un assegnato approfondimento.

I penetrometri statici si usano per sabbie e terre a grana fine. I risultati dalla prova vengono forniti in un diagramma nel quale si indicano su un asse la profondità e sull'altro la resistenza alla punta (in kg/cm^2) e la resistenza totale (in kg).

I penetrometri dinamici presentano varie configurazioni geometriche. Un tipo di prova ormai ben calibrata è lo *Standard Penetration Test* (S.P.T.), usando il quale è possibile adottare correlazioni empiriche tra numero di colpi e caratteristiche del terreno ampiamente documentate nella letteratura tecnica.

La prova denominata «*Vane test*» consiste nell'infiggere nel terreno, a opportuna profondità, un'asta terminante con alette e nel farla ruotare, misurando la coppia di torsione.

La reazione che si sviluppa sulla superficie di rotazione consente di determinare la resistenza al taglio non drenata in argille anche di bassa consistenza.

Prove di laboratorio

Tra *le prove di laboratorio*, effettuate su campioni prelevati mediante sondaggi, ricordiamo:

— la prova edometrica;
— la prova triassiale.

La *prova edometrica* comporta la compressione di un campione di terreno di dimensioni ridotte, posizionato all'interno di un cilindro che ne impedisce l'espansione in direzione radiale.

La prova è semplice e corrisponde a condizioni di deformazione nel terreno che si presentano frequentemente nei problemi di fondazione.

In terreni argillosi le deformazioni dipendono dalla fuoriuscita di acqua dal provino e la rapidità del fenomeno dipende dalla porosità del terreno.

Dai risultati della prova si ottiene una relazione tra l'indice dei vuoti e la pressione effettiva ed inoltre un insieme di curve rappresentative dei cedimenti in funzione del tempo, per varie pressioni.

Apportando le opportune correzioni per fattori di scala, questa prova consente una previsione degli abbassamenti nel tempo del terreno sottostante un edificio di noto peso.

Nella *prova triassiale* un campione cilindrico di terra, racchiuso in una sottile membrana di gomma, è posto in una cella riempita d'acqua che viene portata ad una predeterminata pressione di confinamento.

Successivamente, mediante un pistone verticale, è applicata al provino una pressione addizionale sulle basi del cilindro fino alla rottura del campione.

Tubi collegati alle estremità del campione permettono l'eventuale drenaggio dell'acqua oppure la misura della pressione neutra dell'acqua contenuta nel campione stesso.

Questa prova, più onerosa ma più completa della precedente, consente di definire un dominio di rottura per il materiale e consente di simulare con maggior precisione una prova di consolidazione, ottenendo così le caratteristiche meccaniche più salienti del materiale oggetto di indagine.

DEFINIZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE: LA VALUTAZIONE DEI CARICHI

Le azioni esercitate su una struttura interessano sia il volume interno che le superfici di contorno ed in generale possono essere distinte in tre categorie:

— azioni dirette, quali forze di volume o di superficie (peso proprio, sovraccarichi);
— azioni indirette dovute a coazioni imposte (variazioni termiche, ritiro, cedimenti delle fondazioni...);
— azioni indirette dovute ad accelerazioni imposte (terremoti, macchinari vibranti, traffico...).

Nel passato le strutture venivano progettate (con criteri più o meno empirici) tenendo conto sòlo delle azioni prevalentemente verticali.

Azioni sismiche orizzontali, cedimenti del terreno di fondazione e allungamenti differenziali dovuti a variazioni termiche non venivano praticamente considerate.

Osservando però lo stato attuale di molti edifici si può affermare che spesso proprio queste azioni sono state le cause dei dissesti patologici della struttura ed è necessario perciò ricordarsene nella fase di diagnosi.

Valutazione delle azioni dirette

Per quanto riguarda il peso proprio, la valutazione si può effettuare facilmente conoscendo il volume di materiale e il suo peso specifico. I materiali da costruzione tradizionali presentano pesi specifici non molto variabili nel tempo e nei luoghi per cui almeno in una prima analisi il problema può sovente risolversi con l'ausilio di tabelle ricavate da manuali dell'epoca.

Per quanto riguarda i sovraccarichi è opportuno tenere conto dell'effettiva utilizzazione dei locali.

I valori contenuti nei regolamenti, ottenuti statisticamente su casi di utilizzo «posizionale», sono spesso sovrabbondanti per le vecchie costruzioni e quindi nella fase di sopralluogo occorre rilevare l'utilizzo reale dei vari locali.

Valutazione delle azioni indirette

L'effetto delle variazioni termiche si risente in modo particolare nelle strutture metalliche e nelle strutture in muratura a forme di cupola.

Gli effetti sono molto meno sensibili nelle normali costruzioni in cui predominano pareti in mattone o pietra e solai in legno.

Per la valutazione di queste azioni occorre conoscere i valori di escursione termica massima (ΔT) delle zone in cui è ubicato il materiale e i coefficienti di dilatazione termica (α) dei materiali stessi.

In genere, a meno di casi molto particolari, le escursioni termiche, non superano i $20 \div 30$ °C e α della muratura risulta mediamente pari a $0{,}6 \cdot 10^{-5}$.

Ricordiamo che una struttura di lunghezza L subirà allungamenti (ΔL) pari a:

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L$$

L'effetto del ritiro nelle murature è paragonabile a quello di una variazione termica ma, avvenendo nell'arco di alcuni anni, il suo effetto è mascherato dai cedimenti viscosi del materiale per cui in edifici di costruzione non recente non se ne tiene conto.

Molto importanti risultano invece i cedimenti delle fondazioni.

Per la loro valutazione rimandiamo ai paragrafi precedenti, trattandosi in definitiva di una parte di rilievo geometrico della situazione attuale, confrontato con la «plausibile» configurazione originaria dell'edificio all'atto della sua costruzione. Anche se la valutazione non è facile, occorre effettuarla con molta cura perché da essa dipende in buona misura la stima della sicurezza della struttura, soprattutto nei casi di strutture a pareti murarie, molto rigide ma fragili.

Le accelerazioni conseguenti ad eventi sismici inducono forze di inerzia rilevanti, tanto più dannose in quanto gli edifici più antichi sono stati pensati per far fronte prevalentemente a forze verticali.

L'indagine rigorosa comporterebbe lo studio in campo dinamico della risposta strutturale ad un terremoto di

progetto; molto più grossolanamente si può fare ricorso a forze statiche orizzontali equivalenti, che corrispondono per i vari piani ad una percentuale del peso proprio.

Questa approssimazione può portare a sottovalutare (specie per strutture molto rigide) le sollecitazioni in gioco e va quindi usata con cautela.

Come per i sovraccarichi, in un'analisi di dettaglio per le determinazioni delle forze sismiche in gioco è opportuno tenere conto delle peculiarità della tipologia strutturale e dei risultati di microzonazioni sismiche che, lentamente, stanno fornendo un quadro dettagliato del rischio sismico del territorio nazionale.

LA SEMPLIFICAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE

Per comprendere il comportamento delle strutture e saperne prevedere la risposta sotto assegnate condizioni di uso è indispensabile formulare un modello strutturale.

I calcoli di verifica si riferiscono infatti sempre ad una schematizzazione, più o meno spinta, del complesso strutturale.

Nell'operare tale schematizzazione *è necessario trovare un compromesso tra semplicità e realismo del modello*: è importante cioè evidenziarne gli aspetti essenziali.

Verificare una struttura significa individuare, in tutte le posizioni (o in quelle ritenute più critiche) lo stato di sforzo e di deformazione e confrontarlo con le capacità di resistenza del materiale.

Noti che fossero con esattezza la geometria della struttura, i carichi sollecitanti e le caratteristiche dei materiali, esistono procedimenti di tipo analitico o numerico che consentono di trovare in ogni punto lo stato di sforzo e di deformazione.

Tali procedimenti comportano che siano soddisfatte in tutti i punti della struttura tre gruppi di equazioni denominate:

— equazioni di equilibrio;
— equazioni di congruenza;
— equazioni di legame costitutivo.

Le equazioni di equilibrio traducono la condizione che ogni singola porzione della struttura sia soggetta a carichi (applicati dall'esterno o comunicati dalle porzioni di struttura circostante) che globalmente si facciano equilibrio.

Le equazioni di congruenza impongono che siano rispettati i vincoli tra le varie parti della struttura mutuamente collegate, ossia che i movimenti delle singole parti siano concatenati tra loro.

Le equazioni di legame costitutivo traducono la natura del materiale di cui la struttura è composta, la sua rigidezza e la sua resistenza.

Queste equazioni impongono un legame tra lo stato di sforzo a quello di deformazione in ogni singolo punto.

Il problema si presenta particolarmente complesso quando la struttura sia molto vincolata (iperstatica) e comunque quando sia composta di elementi il cui schema di funzionamento sia prevalentemente bi- o tri-dimensionale.

Occorre sottolineare che pur avendo a disposizione strumenti matematici di analisi estremamente potenti, il loro utilizzo risulta spesso problematico.

A fianco delle complessità dello strumento esiste spesso un'obiettiva difficoltà di chiarire le condizioni al contorno, ovvero l'esatta geometria, la natura dei vincoli di collegamento tra le varie parti, le caratteristiche meccaniche dei materiali e le effettive distribuzioni dei carichi.

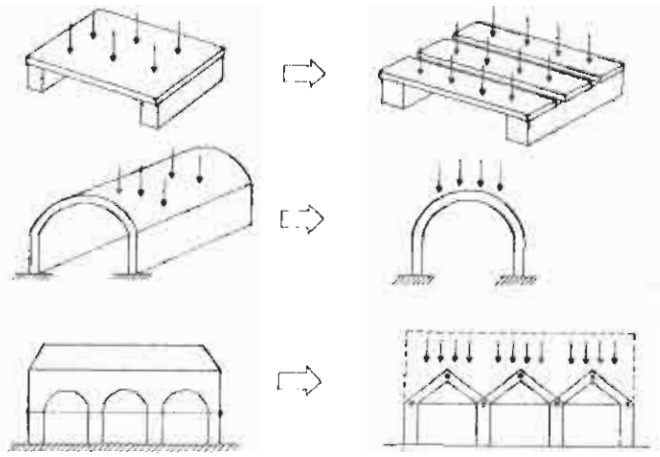
Per tutti questi motivi si ricorre spesso all'analisi di modelli semplificati o approssimati.

Semplificazioni di tipo geometrico

La più comune è quella di passare da strutture a comportamento bi- e tri-dimensionale a strutture più facilmente analizzabili, a comportamento monodimensionale. Con riferimento alla figura 18, alcuni esempi notevoli sono:

— la sostituzione di impalcati orizzontali di tipo piastra con impalcati composti da travi accostate (*A*);
— la sostituzione di sistemi a volte di una certa estensione con sistemi ad arco (*B*);
— la sostituzione di lastre di parete bi-dimensionale con un traliccio di bielle ideali in cui vengono incanalate le tensioni (*C*).

Figura 18. — Semplificazioni di tipo geometrico nella scelta del modello strutturale.



In tutti questi esempi, di fatto, si aboliscono alcuni vincoli di continuità tra parti contigue di struttura.

Questo equivale ad un procedimento analitico in cui ci si accontenti di soddisfare le equazioni di equilibrio, accettando consapevolmente violazioni della congruenza.

Su questa linea si inserisce l'operazione, usuale nella pratica, di analizzare la struttura per componenti separate (ossia per sottostrutture) invece che come un tutt'uno.

Si esaminano cioè isolatamente le coperture, gli impalcati, le pareti delle singole facciate in modo separato, come se funzionassero autonomamente.

L'unico legame tra le varie porzioni così ritagliate è costituito dalle azioni mutue scambiate ai contorni, dove i vincoli vengono sempre schematizzati nel modo più semplice.

Semplificazioni relative ai materiali

Legno, ferro e muratura vengono considerati usualmente come materiali elastici lineari isotropi.

A parte il ferro, il legno e la muratura soddisfano solo in prima approssimazione questa ipotesi.

Entrambi questi materiali hanno un comportamento di tipo non lineare e per di più anisotropo, ossia con risposte diverse a seconda del livello di sforzo raggiunto e della direzione in cui lo sforzo agisce.

In sintesi il comportamento meccanico del legno e della muratura andrebbe descritto mediante un numero di parametri superiore ai due che sono sufficienti nel caso elastico lineare (e che usualmente sono descritti come *modulo elastico* e *coefficiente di Poisson*, o di *deformazione trasversale*).

La semplificazione assunta è però usualmente sufficiente per gli scopi della diagnosi.

Ancora relativamente ai materiali si tende a trascurare il fattore tempo che guida i fenomeni di viscosità.

A carico costante un materiale viscoso aumenta le deformazioni nel tempo; a deformazioni imposte un materiale viscoso diminuisce lo stato di sforzo nel tempo.

Questo è il motivo per cui un solaio in legno inflesso anche in modo appariscente non sempre è in situazione di collasso e ancora questo è il motivo per cui una fessura formatasi anni addietro è meno preoccupante di una recente.

Semplificazioni relative ai carichi di esercizio

Si prediligono carichi verticali uniformemente distribuiti oppure carichi concentrati in mezzeria delle travi, più semplici come schema di calcolo.

Questa semplificazione è evidentemente valida ma può talora risultare troppo prudenziale quando le azioni considerate rappresentino un inviluppo di tutte le possibili azioni esercitabili sulla struttura.

Una valutazione di dettaglio deve, normalmente, tenere presente la vera distribuzione ed entità dei carichi applicati e dei pesi propri.

Il problema si presenta più complesso quando i carichi siano per loro natura aleatori, come il caso di scoppi, urti o carichi sismici.

Le norme esistenti al proposito offrono un valido supporto, anche se per evitare errori grossolani soprattutto con gli eventi sismici, è opportuno, ove esista, l'ausilio della microzonazione per definire gli specifici fattori moltiplicativi o riduttori di rischio.

Trattandosi di edifici usualmente di notevole rigidezza, la situazione migliora in presenza di terreni di bassa rigidezza, quali strati argillosi o alluvioni profonde, che filtrano le frequenze alte, pericolose per gli edifici bassi e rigidi.

Per concludere, le semplificazioni introdotte nel modello devono stare dal lato della sicurezza, ossia devono essere tali che il loro utilizzo porti «a priori» a risultati di tipo conservativo.

Spesso si fa riferimento ad alcuni dei risultati più brillanti della teoria denominata del «Calcolo a rottura».

In presenza di strutture composte di materiali duttili si può dimostrare quanto segue:

— se è possibile individuare almeno un modo con cui la struttura può resistere ai carichi applicati, rispettando l'equilibrio, quella struttura resisterà;
— se è possibile individuare almeno un modo secondo cui la struttura può collassare sotto carichi assegnati, quella struttura collasserà;
— se si rinforza (indebolisce) una struttura il suo coefficiente di sicurezza aumenterà (diminuirà).

Questi enunciati non sono applicabili strettamente al caso delle strutture murarie, che non sono a comportamento duttile, ma danno ragione delle semplificazioni, soprattutto geometriche, che usualmente si operano.

Semplificare una struttura significa considerarne uno schema meno vincolato, quindi più debole; se con questo schema si possono equilibrare i carichi applicati, allora la struttura reale (rinforzata rispetto a quest'ultima) resisterà anch'essa.

Se invece con lo schema semplificato non si può dimostrare l'equilibrio, non si può dire nulla rispetto alla struttura rinforzata ed è necessario ricorrere ad uno schema più aderente alla realtà, ossia più complesso di quello adottato.

Non si ha naturalmente alcuna garanzia a priori sui risultati di questa seconda analisi.

Il calcolo a rottura ha dato ottimi risultati in problemi specificamente riguardanti archi e volte. Alla luce di questa teoria trae giustificazione quel procedimento che

definisce sicuro un arco se la linea funicolare dei carichi è contenuta tra l'intradosso e l'estradosso dell'arco.

Occorre sottolineare che la tendenza a semplificare la struttura riportandola a schemi essenziali a basso numero di vincoli (tipicamente a struttura isostatiche, ove non esistano vincoli sovrabbondanti), presenta il grande vantaggio che la rigidezza del materiale non influenza la risposta statica.

A titolo di esempio, il comportamento statico globale e i carichi esercitati sui vincoli a terra sono evidentemente diversi nelle due strutture illustrate nella figura 19.

Mentre però nel primo caso la risposta non dipende dalla natura dei materiali (arco isostatico a tre cerniere), essa dipende dalla rigidezza relativa dei due puntoni nel secondo caso e quindi la quantità di informazioni necessaria per l'analisi strutturale risulta superiore.

Va sottolineato ancora che il grado di vincolo tra elementi strutturali è oggettivamente difficile da stabilire.

Nelle capriate in legno ad esempio è più realistico considerare le aste come incastrate mutuamente oppure come semplicemente incernierate?

Il comportamento reale risulta sicuramente intermedio tra queste due situazioni limite.

Un buon criterio di calcolo è quello di adottare entrambi gli schemi statici limite e considerare l'inviluppo delle sollecitazioni massime sulla struttura.

Ad esempio il diagramma dei momenti flettenti di una trave semi-incastrata alle pareti si determina come inviluppo delle due situazioni estreme di trave semplicemente appoggiata e trave incastrata. La figura 20 illustra questo concetto.

Un ulteriore criterio che vale la pena di sottolineare nella ricerca di strutture semplificate è quello che tende ad eliminare le componenti strutturali più deformabili.

Ad esempio, in presenza di carichi orizzontali, un controvento centrale più rigido resiste ad una maggior percentuale dei carichi rispetto alle colonne periferiche, che pertanto possono essere trascurate come contributo statico.

Ancora va osservato che la rigidezza di elementi carichi assialmente è usualmente superiore a quella degli elementi sollecitati a flessione.

Per questo motivo, in presenza di catene di sufficienti dimensioni gli archi non diventano spingenti nei confronti dei muri di supporto come si illustra nella figura 21.

Viceversa in assenza di catene, oppure con catene troppo deformabili oppure a causa di cedimenti dei capichiave, sono le pareti sottostanti a far fronte alle spinte orizzontali.

È importante poter conoscere a priori i riflessi in termini di sicurezza di un'ipotesi adottata e quindi operare delle scelte dal lato della sicurezza.

Quando questo non è possibile, vanno valutate le risposte rispetto alle situazioni estreme (casi limite) tra cui il caso attuale si inserisce e vanno confrontate con le risposte ottenute per valori medi (plausibili) dei parametri che sono oggetto di variazione dello schema.

Analizzare il caso intermedio e i due casi estremi fornisce una stima dei possibili errori in cui si può incorrere ed aiuta quindi a valutare l'affidabilità del coefficiente di sicurezza ottenuto.

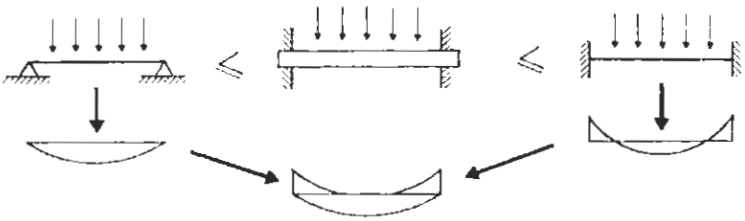


Figura 20. — Schemi statici limite da considerare nella valutazione delle azioni su una trave semi-incastrata.

Figura 19. — Schemi strutturali diversi: *A*, schema isostatico, dove la risposta statica *non dipende* dai materiali; *B*, schema iperstatico, dove la risposta statica *dipende* dai materiali.

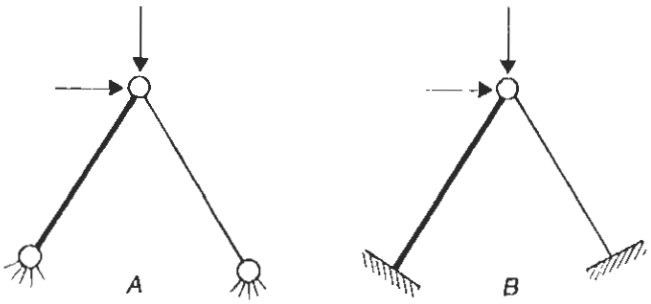
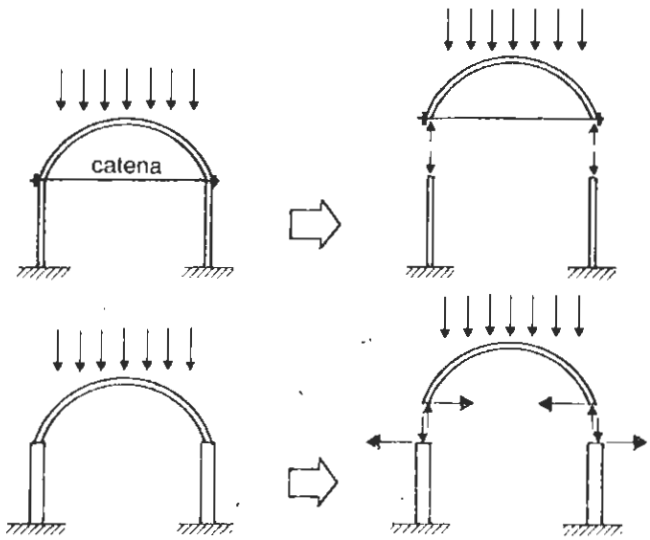


Figura 21. — La rigidezza assiale è usualmente superiore a quella flessionale. La catena tende ad assorbire la quasi totalità delle spinte orizzontali esercitate dall'arco e consente alle sottostanti colonne di resistere a sola compressione.



LA VERIFICA DEL MODELLO STRUTTURALE

La validità della diagnosi sulle condizioni di una struttura è strettamente legata alla buona definizione del modello strutturale usato per l'interpretazione. Un modello troppo rozzo rischia infatti di essere poco realistico.

È importante pertanto disporre di informazioni attendibili, *sperimentali*, sullo stato di deformazione e sullo stato di sforzo della struttura reale, in modo da confrontare queste misure con i valori teorici ottenuti utilizzando il modello di calcolo, al fine di valutare l'affidabilità di quest'ultimo.

Rilievo delle deformazioni

Premettiamo che gli spostamenti di un sistema strutturale hanno bisogno di un sistema di riferimento rispetto al quale essere valutati.

È possibile pertanto:

a) rilevare la *configurazione attuale* della struttura e interpretarne le anomalie, ossia gli scostamenti rispetto a una ipotetica configurazione originaria, come somma degli spostamenti nel tempo;[3]

b) rilevare gli *spostamenti relativi* attuali tra i lembi di una fessura;

c) rilevare ad intervalli prestabiliti il *progredire degli spostamenti* assoluti e/o relativi in varie posizioni.

Le informazioni ricavate al punto *a*) sono ipotetiche ma molto spesso, soprattutto nei casi di perdita di orizzontalità o di verticalità, estremamente utili per comprendere i fenomeni complessivi del degrado strutturale.

Le informazioni del punto *b*) possono costituire una conferma di quelle ottenute in *a*).

Le informazioni del punto *c*) consentono di interpretare il fenomeno alla luce del parametro tempo, ottenendo indicazioni sul carattere *stazionario*, *evolutivo*, o *regressivo* della progressione delle lesioni.

Le misure di deformazione non sono altro che una informazione derivata dalle misure di spostamento.

Le deformazioni *assiali* sono infatti spostamenti relativi tra la congiungente di due punti, divisi per la distanza tra i punti stessi.

Le deformazioni *angolari* indicano invece la variazione subita dall'angolo tra due rette ortogonali passanti per uno stesso punto.

Gli strumenti per la misura delle deformazioni sono pertanto gli stessi che si utilizzano nella misura degli spostamenti, soprattutto di quelli relativi.

Tra i principali strumenti ricordiamo:

— estensimetri meccanici;
— trasduttori elettrici;
— biffe calibrate

e, per misure di tipo qualitativo, le tradizionali biffe in vetro.

Estensimetri meccanici

Questi strumenti consistono in un involucro entro cui scorrono due barre metalliche collegate ad un movimento di orologeria con relativo quadrante. Ognuna delle barre termina all'estremità con una punta che viene inserita in «basi» metalliche preventivamente fissate sulla parete, ai lati della lesione.

Le basi, usualmente in ottone, recano al centro un foro sagomato che deve accogliere la punta dello strumento rimovibile.

Le basi vengono fissate alla parete mediante dime che ne forniscono la distanza mutua iniziale.

Trasduttori elettrici

Lo strumento è analogo al precedente come posizionamento.

Il dispositivo consente di trasformare una variazione di lunghezza in una variazione di campo elettromagnetico, più facilmente misurabile.

Spesso questo tipo di strumento viene lasciato in posizione, opportunamente protetto, per una registrazione analogica, continua, della progressione o comunque del movimento della lesione.

Biffe calibrate

Questo strumento consiste in due lastrine rettangolari sovrapposte di materiale plastico trasparente. Su una lastrina è inciso un reticolo di riferimento, sull'altra è inciso un cursore millimetrato composto da una serie di segmenti orizzontali e verticali.

Un nastro adesivo tiene unite le due lastrine in posizione di azzeramento e viene tagliato dopo che lo strumento è stato collocato in posizione a cavallo della lesione.

Qualsiasi movimento fra i due lembi può quindi essere rilevato e quantificato dallo scorrimento reciproco tra reticolo e cursore. È possibile rilevare spostamenti orizzontali, spostamenti verticali e rotazioni con una precisione di 0,2 mm e di 0,5° rispettivamente.

Biffe (o spie)

Le biffe si applicano trasversalmente alle fessurazioni e sono realizzate con materiali fragili come il gesso o il vetro.

Incassate nell'intonaco e sagomate a code di rondine, le biffe rompendosi indicano, in modo qualitativo, l'evoluzione del quadro fessurativo.

Il metodo, molto economico ma anche limitato come contenuto di informazioni, serve per indicazioni di massima.

È opportuno evitare, per il posizionamento, malte troppo resistenti o troppo rigide o soggette a fenomeni di ritiro.

Misura delle deformazioni *in situ*

In una struttura in esercizio in cui non appaiono particolari anomalie geometriche da cui si possa risalire agli spostamenti rispetto alle situazioni iniziali, come è possibile valutare *lo stato di deformazione attualmente presente in situ?*

L'unico metodo disponibile è quello per «*liberazione dello stato di sforzo*» che consiste nel riportare la struttura, nella zona in cui si effettua l'analisi, alla situazione originaria, ossia *scarica*. Misurando gli spostamenti che così si ottengono (allungamenti, nel caso di materiale che passa da compresso a scarico) si risale ad una indicazione dello stato di deformazione *in situ*.

Il risultato è esatto solo se il comportamento del materiale sotto indagine è di tipo elastico lineare.

In caso contrario si ottiene una deformazione residua a scarico che porta a sottovalutare lo stato di deformazione *in situ*. Il concetto è illustrato nella figura 22.

Quando si conosca in modo ragionevolmente preciso il legame costitutivo dal materiale, ossia il legame esistente tra sforzi e deformazioni che è una caratteristica intrinseca di ogni specifico materiale, è possibile risalire dalla conoscenza dello stato di deformazione *in situ* a quella dello sforzo *in situ*.

Torneremo su questo metodo nel prossimo paragrafo presentando il «metodo del martinetto piatto» per la determinazione degli stati di sforzo *in situ*.

Figura 22. — Legami $\sigma \div \varepsilon$ per materiali elastici lineari e materiali non elastici. Nel secondo caso al termine del percorso di scarico si ottiene una deformazione residua non rilevabile con il metodo della «liberazione dello stato di sforzo».

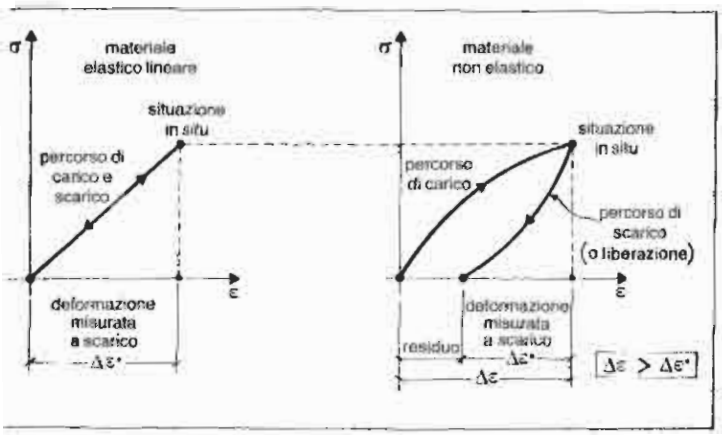


Figura 23. — Misura dello stato di sollecitazione su una muratura mediante utilizzo del martinetto piatto (da AA.VV., *Comportamento statico e sismico delle strutture murarie*, Clup, Milano, 1982).

Rilievo dello stato di sforzo *in situ*

La determinazione dello stato di sforzo *in situ* si basa su una procedura di «liberazione degli sforzi», che nelle murature si è sviluppata recentemente ([15, 21, 6]) in una interessante metodologia di prova, denominata «prova con martinetti piatti», nata nel campo della meccanica delle rocce, e diffusasi nel campo del riuso e del restauro.

La prova si articola in due fasi distinte:

a) misura dello stato di sollecitazione;

b) determinazione delle caratteristiche di deformabilità.

a) *Nella prima fase* la misura dello sforzo *in situ* è basata sulla variazione dello stato tensionale in un punto della struttura per effetto di un «taglio» piano eseguito in corrispondenza di uno strato di malta, in direzione perpendicolare alla superficie.

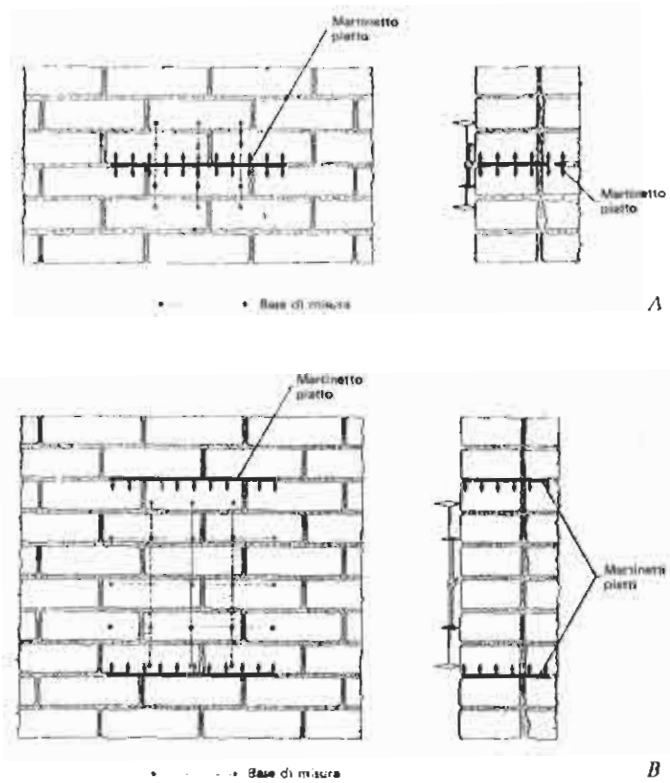


Figura 24. — Schema della prova con martinetto piatto: *A*, prima fase con un solo martinetto per la determinazione dello stato di sforzo in sito; *B*, seconda fase con due martinetti per la determinazione delle caratteristiche di deformabilità (da AA.VV., *Comportamento statico e sismico delle strutture murarie*, Clup, Milano, 1982).

La liberazione delle tensioni provoca una chiusura del taglio che viene rilevata misurando la convergenza tra due punti in posizione simmetrica rispetto al taglio.

Un martinetto piatto, delle stesse dimensioni del taglio praticato, viene inserito all'interno della muratura e la pressione viene aumentata in modo graduale fino ad annullare la convergenza misurata in precedenza (fig. 23).

In queste condizioni la pressione all'interno del martinetto è pari alla sollecitazione preesistente nella muratura, a meno di fattori correttivi di forma.

Il taglio praticato con speciali seghe presenta usualmente le dimensioni 40 × 20 × 1 cm.

Le misure di convergenza vengono effettuate mediante estensimetro meccanico rimovibile tra basi di misura metalliche incollate al paramento murario prima di praticare il taglio.

b) *Nella seconda fase* viene inserito un secondo martinetto analogo al primo, ad una distanza di 40 ÷ 50 cm (fig. 24).

I due martinetti in pressione delimitano una zona di muratura sottoposta sostanzialmente a compressione monoassiale in direzione normale al piano di posa dei mattoni.

Numerose basi di misura per estensimetro rimovibile, installate sulla faccia libera del campione forniscono un quadro completo del comportamento deformativo delle murature in direzione assiale e trasversale.

L'interpretazione della prova avviene mediante il confronto tra gli spostamenti sperimentali e gli spostamenti teorici ottenuti mediante un modello matematico agli elementi finiti della muratura stessa, al variare delle caratteristiche di deformabilità.

I valori dei parametri di rigidezza del materiale vengono identificati come quelli che rendono minimo lo scarto quadratico tra gli spostamenti calcolati e quelli misurati.

La prova è stata tarata in laboratorio ([6]) ed i risultati ottenuti hanno dimostrato una buona affidabilità, soprattutto se confrontata con l'affidabilità di prove di tipo distruttivo ottenute con campioni trasportati (e quindi disturbati) di grandi dimensioni.

L'attrezzatura necessaria alla prova è molto semplice e la prova può essere completata in circa 7 ÷ 8 ore, contro le 25 ÷ 30 ore necessarie per preparare e provare un campione in laboratorio.

I martinetti possono essere rimossi con facilità al termine delle prove e gli strati di malta reintegrati, riportando così la muratura alle sue condizioni originarie.

Lasciando i martinetti in situ durante gli interventi di restauro, questi possono funzionare da celle di pressione rilevando impreviste variazioni di carico.

La prova consente una stima della resistenza a compressione della muratura estrapolando le curve carichi-deformazioni ottenute per valori sufficientemente elevati della pressione applicata.

Recentemente ([22]) sono state proposte varianti a quanto descritto, utilizzando martinetti piatti, molto sottili, a forma di semicerchio, di diametro variabile.

L'inserimento dei martinetti è più semplice, in quanto può essere utilizzata una semplice lama rotante, ma più complessa è l'interpretazione.

Usando martinetti di diametro sempre maggiore, la prova può essere ripetuta a profondità diverse in modo da ottenere un'indicazione sulla *variazione* di tensione procedendo verso l'interno della parete.

Rilievo di reazioni vincolari e azioni interne

Mentre il rilievo dello stato di deformazione e sforzo fornisce informazioni *locali* sullo stato di una struttura, risulta talora conveniente disporre di informazioni *globali* su reazioni vincolari in corrispondenza di qualche vincolo, o su azioni interne in corrispondenza di qualche particolare elemento della struttura.

Reazioni vincolari

Le misurazioni comportano la liberazione di un vincolo dal carico che su di esso agisce, mediante l'utilizzo di martinetti idraulici muniti di manometro di misura, che si sostituiscono progressivamente al vincolo stesso fino a quando quest'ultimo risulta scarico.

Le misure sono spesso influenzate dalla presenza di effetti parassiti, soprattutto in strutture iperstatiche, che ne limitano la precisione.

Azioni interne

Queste azioni si possono misurare ancora mediante l'utilizzo di martinetti idraulici interposti tra due parti contigue di un elemento strutturale, in modo da sostituire il vincolo mutuo.

In casi specifici si può operare in modo alternativo.

Ad esempio per determinare il tiro su una catena di contrasto tesa è possibile sottoporla ad una sollecitazione locale di tipo dinamico ([3]).

Nel caso specifico, il tiro S della catena si ottiene misurando il periodo naturale fondamentale (T) dell'asta sottoposta ad un urto, mediante la formula:

$$S = \frac{4\gamma}{g} \cdot A \cdot \frac{l^2}{T^2} - \frac{\pi^2}{l^2} \cdot EJ$$

γ = peso specifico della catena;
g = accelerazione di gravità;
A = area della sezione;
l = lunghezza della catena;
T = periodo naturale;
E = modulo elastico;
J = momento di inerzia.

Verifiche locali sugli elementi strutturali: le prove di carico

Quando la geometria della struttura (soprattutto i suoi vincoli) o le caratteristiche del materiale siano incerte si può ricorrere a *prove di carico*.

Tali prove vengono effettuate usualmente sugli orizzontamenti, sulle scale e gli sbalzi, oppure sulle coperture.

Molto più raramente le prove di carico interessano le fondazioni o le murature in elevazione per gli ingenti carichi che risulterebbero necessari.

La prova di carico consiste nel caricare progressivamente la struttura (usualmente con carichi statici) e nel monitorare gli spostamenti in alcuni suoi punti.

È conveniente registrare non solo gli spostamenti nelle zone di freccia massima ma anche gli spostamenti dei punti di appoggio (dovuti al cedimento eventuale di tali zone) per ottenere le frecce nette della sottostruttura oggetto di prove sotto carichi accidentali.

L'ulteriore registrazione degli spostamenti ai quarti della luce consente di definire il grado di incastro di estremità di una trave, valutandone così correttamente lo schema statico.

La prova di carico può risultare pericolosa quando la struttura sia deteriorata e quindi è opportuno procedere ad una incastellatura preventiva di sicurezza o, in alternativa, a un controllo continuo del legame carico-spostamenti al fine di evidenziare immediatamente ogni anomalo scostamento dalle linearità (indice di rottura) e sospendere la prova.

La prova di carico deve essere preceduta da un rilievo molto accurato della geometria e dell'ubicazione dei carichi e va accompagnata da note esaustive sul progredire delle risposte, con precisi riferimenti spazio-temporali.

La prova di carico è sovente costosa e benché costituisca una tappa inappellabile del processo che consente di valutare le adeguatezze strutturali di elementi altrimenti da sostituire o rinforzare, è possibile applicarla solo raramente.

La moderna tecnologia ha tuttavia messo a disposizione vasconi di carico e materassi ad acqua per la zavorra, martinetti idraulici, trasduttori elettrici per la misura degli spostamenti ed impianti automatici di registrazione e restituzione grafica in tempo reale delle prove, che rendono sempre più economico e veloce il ricorso a tale prova fisica.

Dall'elemento strutturale la prova può essere estesa all'intero corpo di fabbrica, o a una sua porzione rilevante, per valutare la risposta fisicamente, senza cioè l'ausilio di un modello di calcolo interpretativo.

Verifiche globali sulla struttura

Prove di caratterizzazione statica

Queste prove hanno lo scopo di valutare la bontà del modello strutturale adottato (schema geometrico, vincoli, caratteristiche dei materiali) in modo da poter prestare fede ai risultati teorici ottenuti e quindi alle verifiche di sicurezza operate per mezzo di questo.

Si tratta in sostanza di determinare in modo corretto i parametri da introdurre nelle equazioni che forniscono il comportamento della struttura.

Nel caso più semplice di strutture discretizzate, con comportamento elastico lineare, si tratta di definire al meglio i parametri per la matrice $\underline{\underline{K}}$ nelle equazioni:

$$\underline{\underline{K}}\,\underline{x} = \underline{F}$$

$\underline{\underline{K}}$ = matrice di rigidezza;
$\underline{x}$ = vettore degli spostamenti;
$\underline{F}$ = vettore dei carichi applicati.

Celle di pressione, martinetti, flessimetri, estensimetri sono gli strumenti più usati in questo tipo di prove.

Le prove statiche *in situ* consentono inoltre di:

— verificare direttamente la sicurezza di strutture in cui non si disponga di un adeguato modello di comportamento;
— trovare le sollecitazioni limite per estrapolazione dei risultati delle prove effettuate.

La caratterizzazione statica deve condurre a un modello della struttura ben definito (depurato da fattori contingenti).

Ogni variazione significativa tra i comportamenti osservati e quelli previsti dal modello deve far sorgere il sospetto di un degrado della struttura.

Prove di caratterizzazione dinamica

Il metodo di prova consiste nel rilievo e interpretazione dei dati relativi alla risposta di una struttura soggetta a un'eccitazione dinamica che ne perturbi l'assetto statico.

Rispetto alle usuali prove di carico in regime statico, il metodo dinamico consente una più agevole messa in carico della struttura e una più facile lettura delle risposte mediante strumentazione inerziale, con conseguenti minori oneri economici.

Per contro l'interpretazione delle risposte è notevolmente più complessa ed è difficile sottoporre a prove solo porzioni ridotte di struttura.

La prova si presta ad un esame globale dell'integrità o dello stato di conservazione della struttura in quanto consente di individuare possibili alterazioni dell'assetto strutturale, di valutarne l'importanza e di seguirne l'evoluzione.

Il comportamento dinamico viene caratterizzato in termini numerici in vari modi:

— individuando le funzioni di trasferimento che legano la risposta in un punto qualsiasi delle strutture all'azione eccitante nota;
— determinando i parametri modali (frequenza propria, smorzamenti e forme modali) dei modi di vibrare di interesse.

Da un punto di vista operativo, i carichi vengono applicati mediante generatori di vibrazioni posti sulla struttura in grado di erogare forze sinusoidali di ampiezza e frequenza note, mentre gli spostamenti vengono rilevati nel tempo con l'utilizzazione di sensori disposti in vari punti della struttura e registrati automaticamente.

Il moto di una struttura, discretizzata con un sistema di masse concentrate collegate da elementi elastici, con smorzamento viscoso, può essere descritto da un sistema di equazioni differenziali del tipo:

$$\underline{\underline{M}}\,\ddot{\underline{x}} - \underline{\underline{C}}\,\dot{x} + \underline{\underline{K}}\,\underline{x} = \underline{f}(t)$$

$\underline{\underline{M}}$ = matrice di massa;
$\underline{\underline{C}}$ = matrice di smorzamento;
$\underline{\underline{K}}$ = matrice di rigidezza;
$\underline{x}$ = vettore degli spostamenti;
$\underline{f}(t)$ = vettore dei carichi applicati, funzione del tempo.

Interpretando all'indietro i risultati ottenuti sperimentalmente si individuano quei parametri oggetto di indagine da sostituire nelle matrici di massa, smorzamento e rigidezza, che al meglio giustificano i risultati sperimentali. È naturale che non si possano misurare *tutti* gli spostamenti e che sia utopico cercare di identificare *tutti* i parametri.

Tra gli spostamenti dovremo scegliere i più importanti e significativi e tra i parametri liberi quelli più difficili da determinare altrimenti.

L'andamento delle funzioni di trasferimento è dominato da tre tipi di parametri che sono:

— la distribuzione delle masse strutturali;
— la rigidezza relativa degli elementi strutturali (e il loro grado di connessione);
— il tipo di collegamento tra terreno e fondazione.

L'analisi della forma delle funzioni di trasferimento consente di individuare fenomeni di non linearità, legati a discontinuità strutturali.

L'analisi delle frequenze proprie e degli scorrimenti, legati alle caratteristiche di rigidezza e dispersione energetica degli elementi strutturali, consente inoltre di mettere in evidenza modifiche delle strutture connesse a fenomeni di degrado (cedimenti, fessurazioni, degrado del materiale, diminuzione delle sezioni resistenti, ecc.).

Un numero di dati abbondante e ben distribuito sulle strutture consente, mediante ulteriori elaborazioni, di individuare la sorgente delle irregolarità delle risposte strutturali, ovvero la presumibile posizione della lesione.

L'USO DEL MODELLO STRUTTURALE

Conclusioni diagnostiche

Una volta terminata la fase di anamnesi, effettuato il sopralluogo, definita la geometria mediante il rilievo, definite le caratteristiche dei materiali mediante prove distruttive e non, definiti i carichi effettivamente agenti e/o potenziali sulla struttura ed operate tutte quelle semplificazioni che rendono più agile ed utilizzabile il modello interpretativo, giunge il momento di concludere le

operazioni diagnostiche delimitando le probabili cause del dissesto e le eventuali nuove esigenze statiche.

In sintesi il modello ha consentito di simulare un legame causa-effetto e pertanto ha permesso di definire per ogni elemento della struttura il grado di affidabilità (o di sicurezza) inteso come distanza da possibili situazioni di collasso locale e/o globale.

L'inadeguatezza di uno o più elementi comporta di conseguenza la scelta dell'intervento di rinforzo o di sostituzione ritenuto più opportuno.

In altre parole, una volta valutate le più probabili *cause* del degrado e l'*entità* del degrado, sia per i singoli elementi strutturali che per l'edificio nella sua globalità (come descritto negli schemi a blocchi della tabella 2, le conclusioni diagnostiche cui si perviene si possono riassumere nelle seguenti proposte:

1) nessun intervento sulla struttura, o intervento posticipato;
2) interventi che non implicano variazioni dello schema resistente, oppure che implicano variazioni;
3) demolizione della struttura.

La decisione sull'opportunità e sul tipo di intervento coinvolge soprattutto valutazioni economiche in termini di analisi costi-benefici, dato che l'aspetto tecnico dell'intervento è di per sé quasi sempre risolubile ([7]).

Il modello strutturale formulato in fase di diagnosi consente di valutare le risorse di sicurezza che la struttura possiede attualmente o possiederà nelle previste condizioni di utilizzo ([9]).

Se questo grado di sicurezza è accettabile si evita qualunque intervento o ci si limita ad interventi che rallentino o arrestino il degrado.

Se, pur tenendo conto di tutte le riserve di sicurezza che usualmente si trascurano (collaborazioni tra i vari elementi, capacità di adattamento, effetti del secondo ordine), il grado di sicurezza è troppo ridotto, si passa ad una fase di prognosi ed eventualmente alla proposta di interventi.

In caso di crollo imminente si passa invece alla demolizione.

Prognosi

La definizione di un modello temporale del degrado è un'impresa il più delle volte ardua, tanti sono i parametri e le incertezze che lo governano.

La semplice ripetizione di osservazioni *in situ* (misura dell'apertura di lesioni, rilievo dell'invecchiamento del materiale per decadimento delle proprietà meccaniche, ecc.) effettuate in tempi successivi, consente tuttavia di prevedere, per semplice estrapolazione, lo stato della struttura in tempi futuri.

In questo senso non sarà mai sufficientemente raccomandata la necessità di rilievi accurati, completi e trasmissibili, che in tempi successivi possano essere confrontati anche da operatori diversi. Queste osservazioni ripetute consentono di valutare la tendenza del degrado.

In termini strutturali interessa sapere se il dissesto aumenta oppure no e in caso affermativo se la sua velocità di crescita è stazionaria, cresce o diminuisce.

Nel caso di velocità stazionaria o crescente la prognosi è infausta e si deve passare rapidamente alla definizione di interventi terapeutici.

Nel caso di velocità decrescente il problema della decisione può essere rimandato a tempi successivi, dopo un'ulteriore fase di osservazione e rilievo dello stato delle strutture.

Obiettivo della prognosi in tale caso è fissare i tempi di questa successiva analisi, la quale non deve essere troppo spostata nel tempo per evitare che fenomeni imprevisti provochino nel frattempo un'accelerazione nel processo di degrado con conseguente perdita di funzionalità della struttura.

Orientamenti terapeutici

Il progetto dei lavori di adeguamento o rinforzo richiede una comprensione del comportamento *globale* della struttura anche se il degrado fosse limitato a porzioni della struttura stessa.

Ogni intervento altera infatti non solo la resistenza ma anche la rigidezza della costruzione nel suo complesso e conduce ad una struttura più o meno diversa da quella originaria.

Gli interventi possono essere di tipo locale e di tipo globale, giungendo anche ad un cambiamento dello schema statico complessivo.

In generale, nei casi di degrado limitato o di semplice adattamento della struttura a nuove condizioni d'uso, è conveniente *affiancare* semplicemente alla struttura esistente una nuova struttura in parallelo, in grado di far fronte all'incremento delle sollecitazioni di esercizio.

Solo nel caso di degrado spinto, con collasso incipiente può rendersi necessaria la rimozione del pezzo e/o la sua sostituzione.

Nella scelta dell'intervento è più importante ricordare che le modifiche apportabili alla struttura sono di due categorie: modifiche della *resistenza* e modifiche della *rigidezza*.

Ne scaturiscono pertanto due grossi filoni di intervento:

a) interventi che portano ad un rinforzo, e usualmente anche ad un irrigidimento, della struttura, mediante l'aggiunta di nuovi elementi, di nuovi vincoli o di nuovi collegamenti;

b) interventi che portano ad una riduzione della rigidezza globale con rimozione di vincoli o eliminazione di collegamenti.

Gli interventi del primo tipo sono usualmente legati alla presenza di *forze* eccessive sulla struttura mentre gli interventi del secondo tipo sono idonei a far fronte a *condizioni imposte* (cedimenti di vincoli, variazioni termiche, ritiro, ecc.).

Va ricordato da ultimo che nonostante l'accuratezza con cui sia stato formulato il modello strutturale in fase di diagnosi, il comportamento della struttura consolidata non sempre può essere previsto a priori.

È opportuno pertanto procedere a *osservazioni* e misure sistematiche del comportamento della struttura *durante la fase transitoria dei lavori di adeguamento*, al fine di modificarli in corso d'opera, se necessario, a seconda della risposta man mano fornita dalla struttura.

Note

[1] Mastrodicasa S., *Dissesti statici delle strutture edilizie*, Hoepli, Milano, 1981.

[2] Russo C., *Trattato sulle lesioni dei fabbricati*, UTET, Torino, 1947.

[3] Sacconi F., (a cura di), *Il restauro delle costruzioni in muratura*, Edizioni Kappa, Roma, 1980.

[4] Beckmann P., Happold E., *Appraisal a Cielic Process of Inspection and Calculation*, IABSE Symp., Venezia, 1983.

[5] Alessi R., *Costruzioni di conglomerato cementizio armato in zona sismica*, Regione Basilicata, 1983.

[6] Sacchi Landriani G., Riccioni R., (a cura di), *Comportamento statico e sismico delle strutture murarie*, Clup, Milano, 1982.

[7] Warner R.F., Kay J.N., *Decision models for the diagnosis and treatment obstructural defects*, IABSE Symp., Venezia, 1983.

[8] Kavyrchine M., *Inspection and Monitoring*, IABSE Symp., Venezia, 1983.

[9] Tassios T.P., *Physical and mathematical models for re-design of damaged structures*, IABSE Symp., Venezia, 1983.

[10] Bellini A., (a cura di), *Tecniche della conservazione*, Ed. Franco Angeli, Milano, 1986.

[11] Marino L., *Il progetto di restauro*, Ed. Alinea, Firenze, 1981.

[12] Colombo L., *Metodi tipologici per il controllo statico*, Clup, Milano, 1983.

[13] Togliatti G., *Fotogrammetria e rilievo fotogrammetrico*, Hoepli, Milano, 1973.

[14] Brunetti G., Foglino P.L., Fontana M., *Indagini non distruttive per il riuso edilizio*, Ed. Franco Angeli, Milano, 1980.

[15] Jurina L., Bonaldi P., Mossi P.P., *Osservazioni sulle vicende statiche e geotecniche del Palazzo della Ragione di Milano*, XIV Congresso Nazionale di Geotecnica, Firenze, 1980.

[16] Laurens D., *Thermographie infrarouge appliquée à des bâtiments anciens*, IABSE Symp., Venezia, 1983.

[17] Jurina L., *Considerazioni sul restauro strutturale degli edifici monumentali*, in «Recuperare», n. 2, 1982.

[18] Grimoldi A., *Il Palazzo della Ragione*, Ed. Arcadia, Milano, 1982.

[19] Dezzi Bardeschi M., Sorlini C., (a cura di), *La conservazione del costruito*, Clup, Milano, 1981.

[20] Rocchi G., *Istituzioni di restauro dei beni architettonici e ambientali*, Hoepli, Milano, 1985.

[21] Jurina L., Peano A., *Characterization of Brick masonry stifness by numerical modelling and in situ Flat-Jack test results*, 6th IBMAC, Roma, 1982.

[22] Abdunur C., *Stress and Deformability in Concrete and Masonry*, IABSE Symp., Venezia, 1983.