

La valutazione della sicurezza nelle strutture storiche in conglomerato cementizio armato

S. Podestà¹, L. Scandolo² ■

Sommario

Il presente lavoro ha l'obiettivo di definire un processo metodologico per valutare la sicurezza strutturale di un edificio in conglomerato cementizio storico. Lo studio si basa sui manufatti realizzati dalla Società di Ingegneria G.A. Porcheddu di Torino operante tra il 1894 e il 1933, Agente e Concessionaria per l'Alta Italia del "Sistema Hennebique". Dall'analisi dei dati recuperati all'Archivio Porcheddu presso il Poli-

tecnico di Torino, focalizzando lo studio sulla tipologia costruttiva di edificio residenziale si è potuto rilevare il ruolo fondamentale dei dettagli costruttivi di diversi elementi strutturali. Solo un'approfondita conoscenza degli stessi permette, infatti, di individuare i più idonei criteri di verifica per valutare la sicurezza strutturale di questi manufatti, molti dei quali sono stati oggetto, in un recente passato, di interventi di riqualificazione funzionale.

1. Introduzione

Il recente Decreto Legislativo 22 gennaio 2004 n. 42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'articolo 10 della legge 6 luglio 2002, n. 137", evidenzia come l'interesse culturale per i beni appartenenti agli enti pubblici ed alle persone giuridiche private non è più oggetto di presunzione per effetto di legge ma deve essere verificato caso per caso, al pari di un bene di proprietà privata. In particolare, l'art. 12 prevede che tutti gli immobili appartenenti a tali soggetti, se realizzati da più di cinquant'anni ad opera di un autore non più vivente, siano sottoposti all'accertamento dell'interesse culturale attraverso una procedura che prevede l'invio dei dati identificativi e descrittivi degli immobili ai fini della valutazione di merito da parte dei competenti uffici del Ministero. Tale novità procedurale ha portato ad attivare un censimento del patrimonio monumentale nazionale, con l'inserimento dei dati in un sistema informativo predisposto dalla Direzione Generale per i Beni Architettonici Storici-Artistici ed Etnoantropologici del Ministero per i Beni Culturali e le Attività Culturali (www.benitutelati.it). Ad oggi, nel Sistema Informativo SITAP, su 6704 manufatti dichiarati d'interesse (a fronte di una previsione di 500.000 edifici d'interesse culturale), solo il 4% sono caratterizzati da una struttura in calcestruzzo armato. Tale aspetto stride, ovviamente, sia con le codifiche dell'art. 12 del "Codice dei beni culturali e del paesaggio" sia

con le problematiche connesse, per esempio, alla dismissione dei manufatti industriali, evidenziando come già il concetto di tutela di un edificio storico in calcestruzzo possa essere di difficile valutazione. La necessità di valorizzazione degli edifici industriali, ad esempio, è spesso difficilmente condivisa, sia perché la loro "storia" è troppo recente per essere considerati oggetto di conservazione, sia perché talvolta l'immagine architettonica e ambientale è difficile da apprezzare: sovente alla dismissione è seguita una rapida decadenza della struttura ed un conseguente degrado ambientale. L'abbandono ha determinato, quindi, in molti casi, la distruzione di "monumenti" industriali di grande rilievo storico, tecnologico o architettonico nell'indifferenza generale, cancellando così una parte recente della nostra storia, incentrata sullo sviluppo industriale (Fig. 1).

Questa tipologia di edifici, a maggior ragione se dismessi, rientra a pieno titolo nei valori urbani da salvaguardare. La loro conservazione è, tuttavia, legata ad un riuso che, reinserendoli nel ciclo vitale della città, ne consenta una continuità di utilizzo indispensabile alla durata. Quelli che sono stati riconvertiti si sono rilevati d'altronde particolarmente flessibili e adattabili, prestandosi ad accogliere funzioni diverse, offrendo risposte adeguate ai nuovi tipi di domande dalla città moderna (centrale elettrica Bankside a Londra, per cui Herzog & de Meuron hanno progettato la Tate Modern; la Hamburger

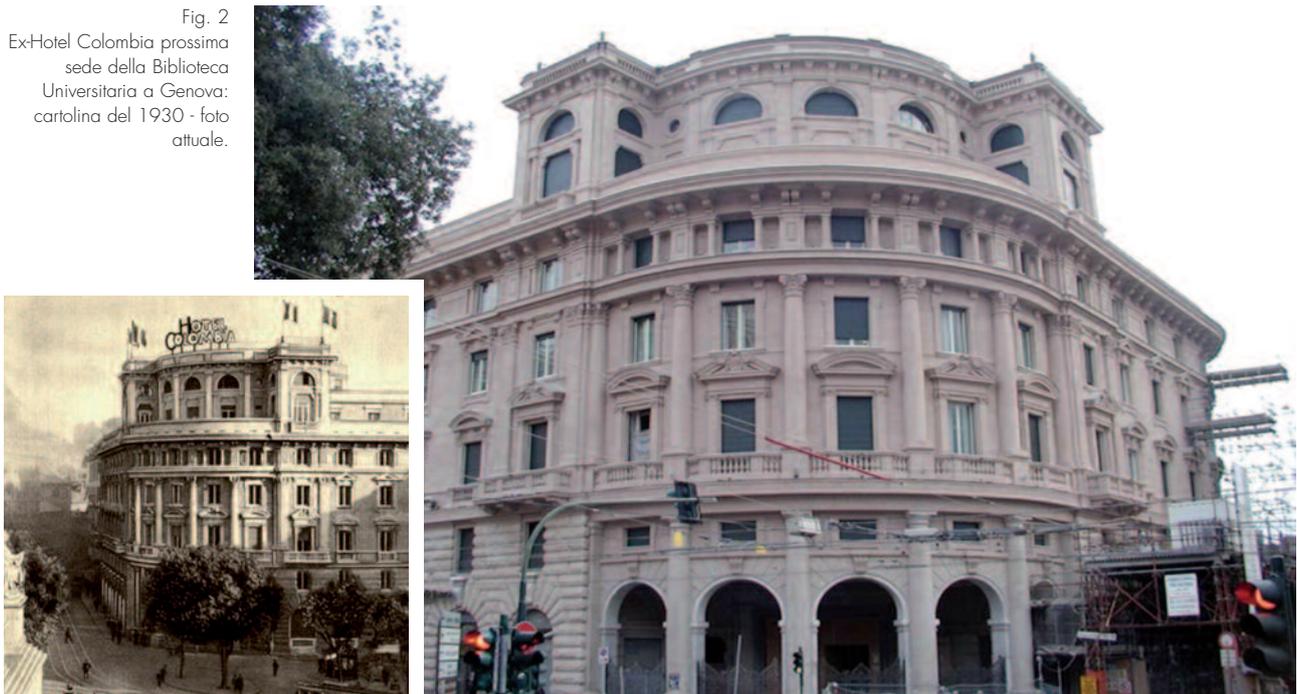
¹ Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Università di Genova - ✉ stefano.podesta@unige.it

² Dipartimento di Ingegneria delle Costruzioni, dell'Ambiente e del Territorio, Università di Genova - ✉ lorenzo.scandolo@unige.it

Fig. 1
Facciata in conglomerato cementizio dell'Edificio Galata, demolito per la realizzazione del nuovo Museo del Mare e della Navigazione (Genova): fenomeni di degrado.



Fig. 2
Ex-Hotel Colombia prossima sede della Biblioteca Universitaria a Genova: cartolina del 1930 - foto attuale.



Bahnhof di Berlino, che Kleihues ha trasformato in galleria d'arte contemporanea o, a livello territoriale, la riqualificazione della regione dell'Emscher Park nella Ruhr). Il concetto di riuso che caratterizza così fortemente tali manufatti rende, forse ancora più determinante rispetto ad un edificio monumentale in muratura, la necessità di definire procedure idonee a verificarne la sicurezza strutturale. Le nuove funzioni a cui possono essere destinati, i nuovi livelli di protezione richiesti dalle normative tecniche, i rischi ambientali a cui possono essere soggetti determinano l'esigenza di studiare il loro comportamento strutturale al fine di garantire adeguati standard di sicurezza (Fig. 2).

Tali aspetti modificano l'approccio da seguire rispetto ad un edificio monumentale in muratura, definendo in molti casi una situazione anti-tetica. Il materiale, per esempio, se per un manufatto monumentale in muratura garantisce, in genere, standard di buona qualità (per le maestranze, per le tecniche costruttive, per la

qualità dei materiali e componenti utilizzati), per un edificio in calcestruzzo "storico" la novità di tale tecnologia nelle prime realizzazioni pone come problematica la determinazione delle caratteristiche meccaniche, amplificando le difficoltà connesse all'utilizzo di indagini dirette od indirette tarate su calcestruzzi moderni, industrialmente controllati.

La stessa problematica risulta, forse ancora più pregnante, per quanto riguarda i dettagli costruttivi: alcune scelte, ogni completamente abbandonate, devono essere rivalutate adottando criteri di verifica, in grado di cogliere il reale comportamento degli elementi strutturali e dei dettagli tecnologici con cui sono realizzati (Fig. 3).

Nel lavoro si riportano alcune considerazioni atte a evidenziare come alcune soluzioni tecnologiche adottate in passato (spesso in maniera inconsapevole) ritrovano una giustificazione non solo da un punto di vista formale ma anche in relazione al miglioramento del comportamento strutturale.

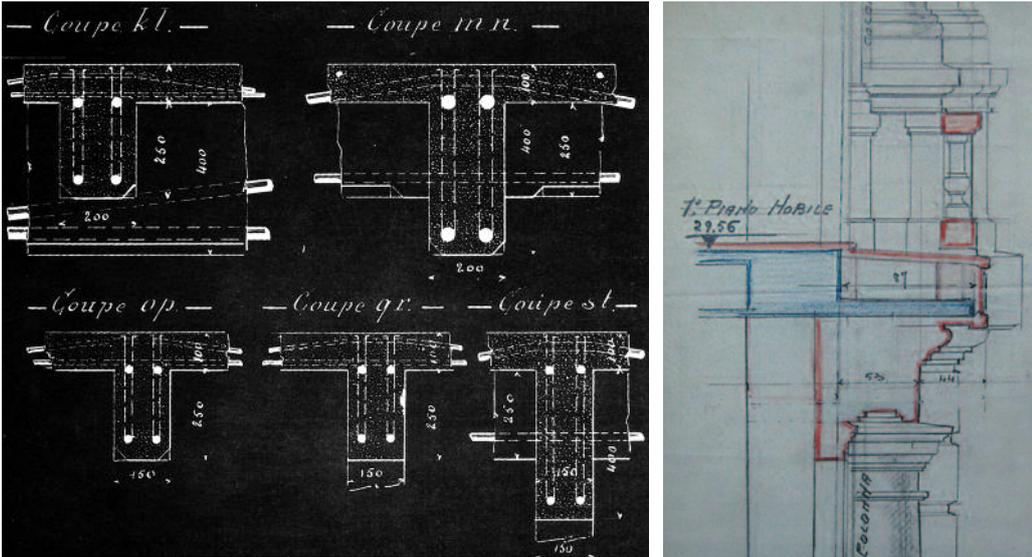


Fig. 3
 Dettagli costruttivi dell'orditura delle travi del Mercato orientale a Genova (1898) e schizzo architettonico originale dell'Hotel Colombia: presenza della controsoletta (1926).

2. Edifici in c.a. della società G.A. Porcheddu: realizzazioni e aspetti tecnologici

In Italia, nei primi anni del XX secolo, furono realizzate numerose strutture in cemento armato in riferimento all'introduzione dell'innovativo "Sistema Hennebique" tramite la società G.A. Porcheddu. Tale società era Agente e Concessionario Generale del "Sistema Hennebique" per l'Alta Italia. La Società G.A. Porcheddu aveva sede a Torino e negli anni della sua attività (1895-1933) ha realizzato numerose opere tutte documentate in un archivio privato, ora disponibile presso il Politecnico di Torino dopo la liquidazione della Società. L'Archivio, per lo più completo, è costituito da 385 dossier contenenti le pratiche riguardanti circa 2600 opere ese-

guite secondo il brevetto Hennebique. La Liguria, soprattutto nel suo capoluogo, fu teatro d'importanti e numerose realizzazioni di strutture in conglomerato cementizio armato tra la fine dell'Ottocento e i primi anni del Novecento. Ciò è dovuto alla forza del mondo economico-finanziario-imprenditoriale locale del periodo, caratterizzato dalla presenza di importanti imprese impegnate in opere di notevole entità anche a livello di rimodellazione a scala urbana. Si citano alcune delle principali realizzazioni: il Mercato Orientale (1897), Silos Granari del Porto di Genova (1900), Palazzo della Borsa (1909), Palazzo Poste e Telegrafi (1909), Banca d'Italia (1911).

Il sistema Hennebique permetteva la costruzione

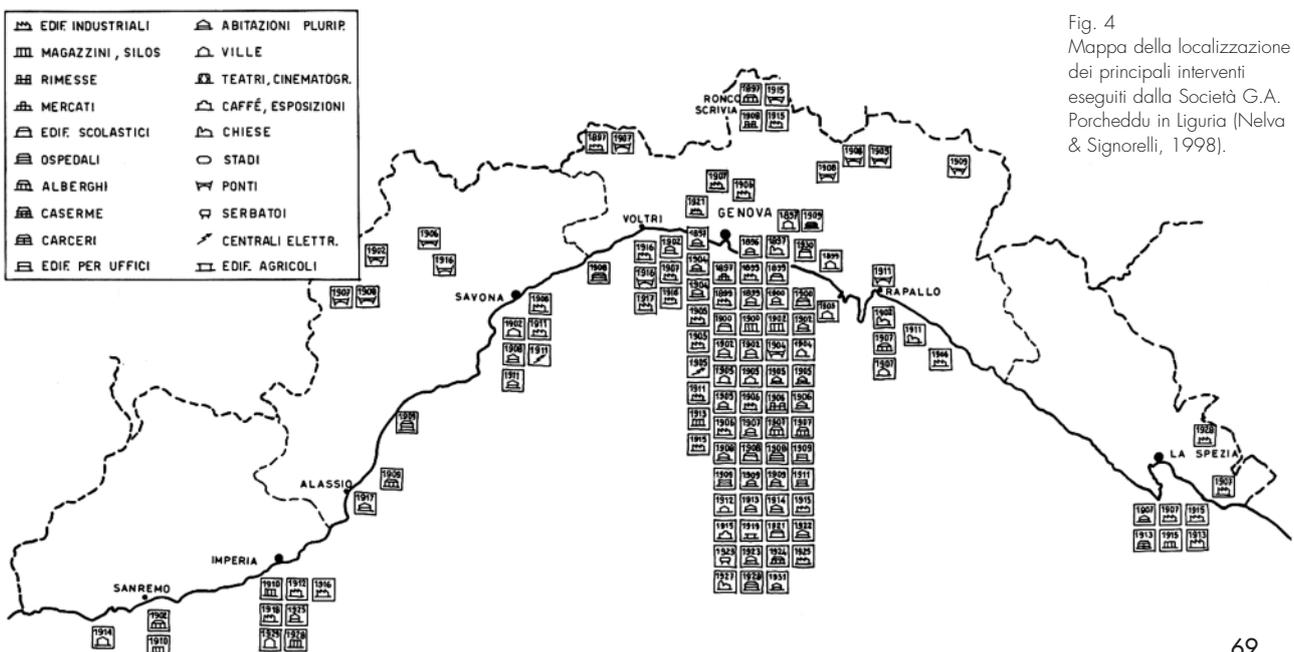


Fig. 4
 Mappa della localizzazione dei principali interventi eseguiti dalla Società G.A. Porcheddu in Liguria (Nelva & Signorelli, 1998).

Fig. 5
Sistema Hennebique:
schema generale.

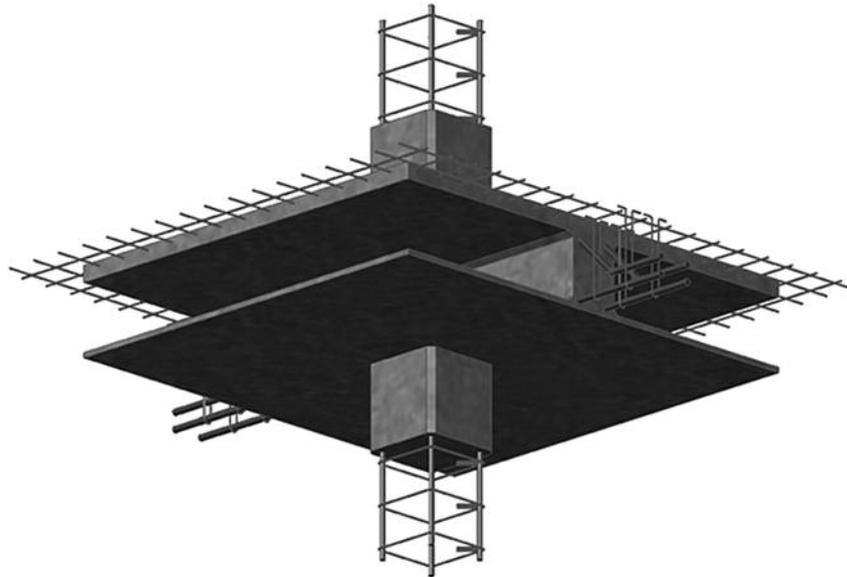
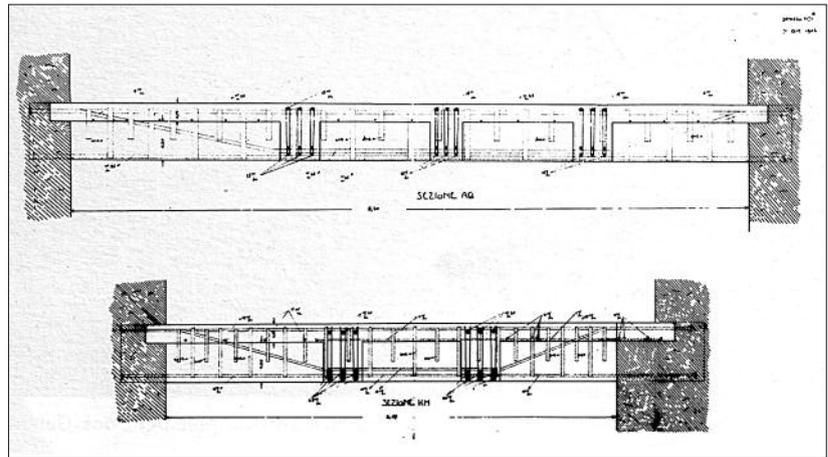
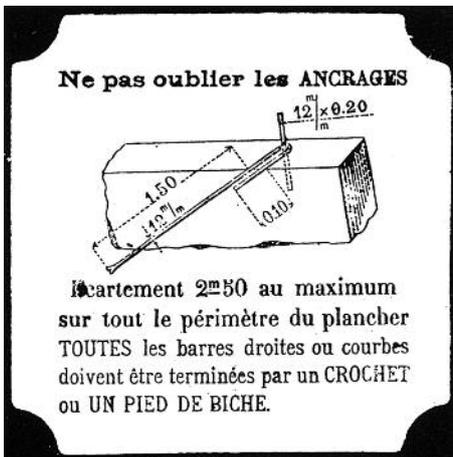


Fig. 6
Ancoraggio delle barre
longitudinali e ferri piegati
in prossimità di incastro
(Nelva & Signorelli, 1998).



completa di un'ossatura portante monolitica in conglomerato cementizio armato che prevedeva plinti di fondazione (o travi rovesce o platea), pilastri, travi principali e secondarie, solette (Fig. 5). Nei pilastri, in generale a sezione quadrata, rettangolare o poligonale, erano previste armature metalliche longitudinali in barre a sezione circolare, tenute a posto da legature trasversali. L'armatura longitudinale era, generalmente, composta da poche barre con staffature alquanto rade. Le travi collegate monoliticamente alle solette formavano delle strutture resistenti con sezione a "T", sviluppate, frequentemente, nei due sensi ortogonali del solaio. La loro armatura era costituita da una serie di barre tonde: alcune (dritte) dislocate in prossimità della faccia inferiore della trave; altre (parallele alle prime) erano ripiegate alle due estremità verso l'alto, in modo da assicurare nelle zone d'incastro la presenza di armature metalliche sia al lembo inferiore sia a quello superiore della struttura. La ripartizione tra ferri dritti e piegati era generalmente in parti uguali. Tutti i ferri termina-

vano con ganci e particolare cura veniva posta negli ancoraggi sul perimetro del solaio (Fig. 6).

L'armatura delle travi principali consisteva in ferri di elevate dimensioni in quanto la limitata larghezza della trave imponeva un numero limitato di barre.

Il sistema prevedeva, inoltre, come caratteristica fondamentale, la presenza di staffe, elementi a braccia verticali, in piattina di ferro (sezione 20 x 2 mm o 30 x 2 mm) o in barre tonde, che contrastavano gli sforzi di taglio presenti nell'elemento inflesso (Fig. 7).

Caratteristico era, infine, il collegamento tra pilastri e travi che spesso presentava mensole di raccordo in prossimità dell'appoggio (Nelva e Signorelli, 1998).

I solai generalmente erano costituiti da una soletta estradossale (portante la pavimentazione) e da una soletta inferiore di ridotto spessore realizzante l'intradosso (come se fosse una controsoffittatura). Il sistema di travi portanti era, quindi, nascosto all'interno e collegava le

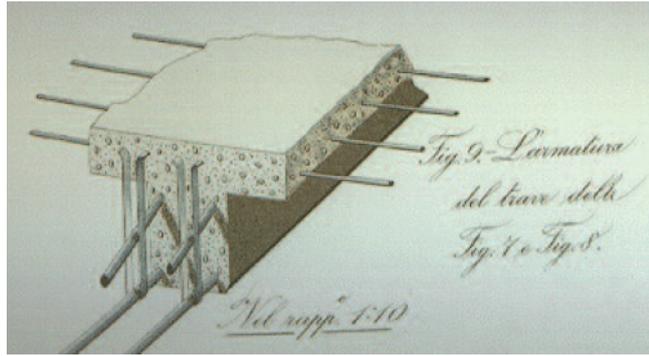
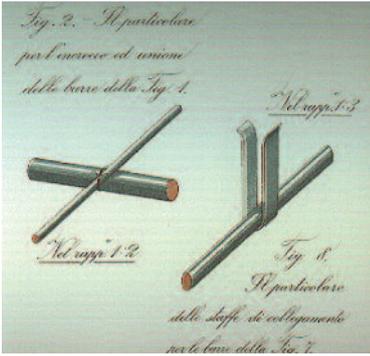
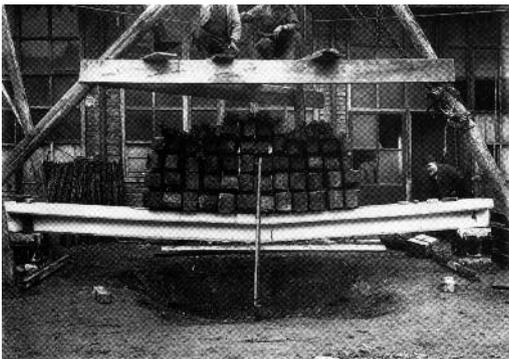


Fig. 7
Forma e posizionamento delle staffe nel metodo Hennebique.



SOC. PORCHEDDU ING. G. A.
ANONIMA IN TORINO
LABORATORIO ASSAGGI

Data confezione dei saggi
Torino 25 gennaio 1919
N. 3744

PROVE DI RESISTENZA sul campione di cemento
fornito dalla Ditta INDUSTRIA CEMENTI - ONEGLIA
proveniente dal Cantiere Fabbrica Cemento - Oneglia
Vagone N. _____ Spedito il _____
Veliero _____ Giunto in Cantiere 18 cemento
Sacchi N. 100 Giunto in Laboratorio 24

RESISTENZA

TRAZIONE				COMPRESIONE				
Impasto <u>1:3</u>				Impasto <u>1:3</u>				
Acqua _____				Cubo <u>7x7</u>				
Presa _____				Acqua _____				
NO. SAGGI	MEDIA REL. SAGGI	NORMALE REL. SAGGI	PROVATO IL	DOPO GIORNI	ATMO-SFERE	KG. SAGGI	MEDIA REL. SAGGI	NORMALE REL. SAGGI
			<u>12/10/19</u>	7	23.3 22.1 22.0	272 260 259	266	180
				28				220
				28				

I provini Le Chatelier _____ aumentarono a caldo _____

Fig. 8
Prove di carico e certificati di resistenza su campioni (Nelva & Signorelli, 1998).

due solette. Nel caso di travi principali di dimensioni rilevanti, la sezione poteva emergere dalla soletta inferiore.

La soluzione a doppia soletta era generalmente utilizzata per strutture di particolare pregio per le quali, le finiture, risultassero un aspetto per nessun motivo trascurabile.

Il solaio a camera d'aria o "a travi nascoste" creava alcuni problemi esecutivi che la tecnologia adottata dal Porcheddu riusciva abbastanza bene a risolvere. La realizzazione dell'intercapedine d'aria avrebbe richiesto una casseratura di legno irrecuperabile a getto ultimato. La casseratura veniva sostituita da una lastra prefabbricata di spessore variabile tra i 4 e 6 cm, poggiate sul bordo delle nervature precedentemente realizzate, che permetteva il getto della soletta superiore e che rimaneva inglobata nella struttura completata. In realtà entrambe le tecniche realizzative vennero utilizzate durante la realizzazione delle opere, in molti casi, infatti la demolizione della soletta inferiore ha permesso di recu-

perare quello che rimaneva della casseratura in legno usata per il getto della soletta estradossale. Il sistema di calcolo prevedeva formule semplici di natura empirica basate cioè su sperimentazioni ed esperienze costruttive che, per certi aspetti, presentano analogie con l'attuale metodo di verifica a rottura (Fig. 8). Anche il quadro normativo dell'epoca D.M. 10 gennaio 1907 (G.U. del 2 febbraio 1907 n.28) forniva già alcune valide informazioni per un buon dimensionamento della struttura. Nel caso della compressione semplice la portata di un pilastro era data dalla somma dei contributi del conglomerato e del ferro, ottenuti come prodotto delle rispettive sezioni per le tensioni di calcolo. Nel caso della flessione si attribuiva un momento resistente al conglomerato ed uno, di egual valore, al ferro e si adottavano (indipendentemente dalla congruenza delle deformazioni elastiche) opportune tensioni medie di calcolo (per il calcestruzzo: una tensione media di 2.5 MPa; per l'acciaio: una tensione media di

100 MPa). Il procedimento, pur basandosi su un approccio teorico non soddisfaceva la condizione di equilibrio delle forze interne resistenti. Dato che la progettazione delle sezioni degli elementi portanti era determinata sulla base di proporzioni verificate dall'esperienza, i rapporti tra le diverse dimensioni delle membrature erano abbastanza simili e ripetibili (e.g.: rapporto tra altezza e base delle travi, luce delle travi secondarie). In effetti, se nelle prime appli-

cazione del conglomerato cementizio armato (ultimo decennio dell'Ottocento) questo metodo di calcolo si era dimostrato soddisfacente, con il passare degli anni, lo sviluppo delle teorie di calcolo (congruenza delle deformazioni sulla base del rapporto tra i moduli elastici dei materiali) resero criticabile il sistema, sino a ridurne notevolmente l'applicabilità con la comparsa delle Norme e dei Regolamenti di calcolo nei diversi stati europei (Nelva e Signorelli, 1998).

3. Edifici in c.a. della Società G.A. Porcheddu: valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza strutturale di tali manufatti, rispetto ai codici normativi attuali, rappresenta una problematica di difficile soluzione: se da un lato, infatti, la stessa esistenza di questi edifici testimonia la loro adeguatezza strutturale, carenze costruttive, come la presenza di telai in una sola direzione, l'irregolarità in pianta ed in elevazione, l'inadeguatezza dei giunti di dilatazione da un punto di vista sismico, li pongono in antitesi rispetto alla moderna concezione strutturale, soprattutto se si considera il rischio sismico del territorio nazionale.

Le caratteristiche dei dettagli costruttivi (e.g.: staffe e ancoraggi insufficienti, barre piegate in una sola direzione, uncini d'estremità, nodi poco armati) limitano la duttilità dell'edificio e generano discontinuità delle resistenze; inoltre il degrado dei materiali, che per le costruzioni storiche assume un'importanza considerevole, può influire sulla capacità portante già nei confronti di una verifica statica.

Se i recenti approcci normativi tendono, per le nuove realizzazioni, ad una verifica in termini di spostamento (*displacement based design*) valutando le capacità dissipative della struttura ed introducendo concetti connessi alla gerarchia delle resistenze (*capacity design*), per manufatti storici in conglomerato cementizio, la totale mancanza di dettagli costruttivi simili a quelli attualmente richiesti e resistenze dei materiali molto inferiori agli standard attuali, determina comportamenti di tipo fragile (rottura a taglio delle travi, rottura dei nodi) che di fatto rendono i recenti strumenti di verifica normativi (D.M. del 14 gennaio 2008 - EC2) del tutto inadeguati.

In queste situazioni, il livello di conoscenza del manufatto gioca un ruolo fondamentale, al punto che non è possibile (a meno di valutazioni a carattere territoriale) riferirsi a livelli di conoscenza limitati LC1 in quanto un coefficiente di confidenza non può riassumere l'incertezza di una mancanza di conoscenza di questi manufatti sia sul fronte dei

dettagli costruttivi (per scegliere il modello di verifica più adeguato) sia sul fronte della resistenza dei materiali (in quanto per bassi valori di resistenza a compressione, come sono quelli che caratterizzano i calcestruzzi storici, già la stessa verifica statica rischia di non essere soddisfatta).

La mancanza di duttilità strutturale e di gerarchie delle resistenze riporta necessariamente la verifica di tali strutture in termini di resistenza, nell'ottica di individuare quegli elementi strutturali che possano, per primi, entrare in crisi già per limitati incrementi di sollecitazione (e.g.: variazioni del carico accidentale o, a maggiore ragione, per un evento eccezionale come quello rappresentato da un'azione sismica). Le resistenze molto basse dei materiali impiegati, spesso compromesse dal degrado del tempo, portano a dover garantire in primo luogo che non si verifichino rotture di tipo fragile connesse al superamento delle resistenze dei materiali dal momento che, per i carenti dettagli costruttivi, siamo di fronte in moltissimi elementi ad un calcestruzzo non confinato.

Tuttavia, anche operando in termini di resistenza, appare evidente come anche la scelta dei modelli di verifica possa essere critica. La conoscenza del "reale" livello di sicurezza della struttura obbliga la corretta determinazione sia delle azioni sia delle proprietà meccaniche dei materiali senza però trascurare la reale applicabilità dei modelli meccanici a cui si fa riferimento. L'evoluzione dei materiali e delle tecniche costruttive ha modificato i modelli di calcolo fino ad ottenere un buon risultato in accordo con le sperimentazioni effettuate. Si hanno, quindi, garanzie ad applicare i modelli attuali a strutture antiche? Un esempio emblematico è rappresentato dalla verifica a taglio degli elementi inflessi.

3.1 Comportamento trasversale a taglio di elementi inflessi

La valutazione del comportamento a taglio degli elementi inflessi rappresenta un aspetto problematico se rapportato alle prime costruzioni in cemento armato a causa di dettagli costruttivi, un

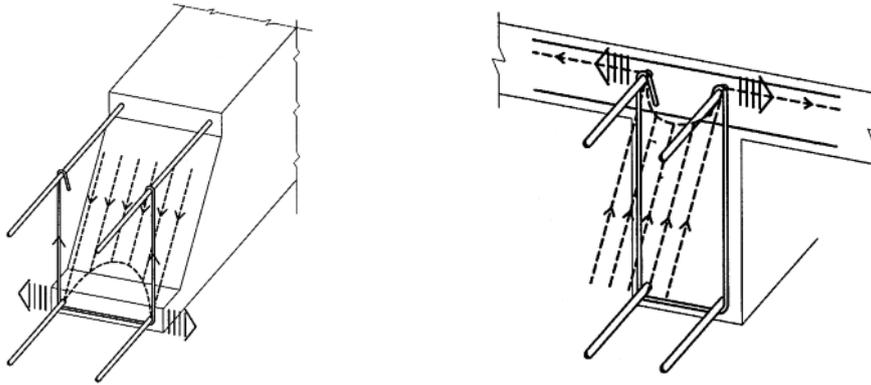


Fig. 9
Comportamento trasversale a taglio di una trave (vista assonometrica) (Mezzina et al., 2008).

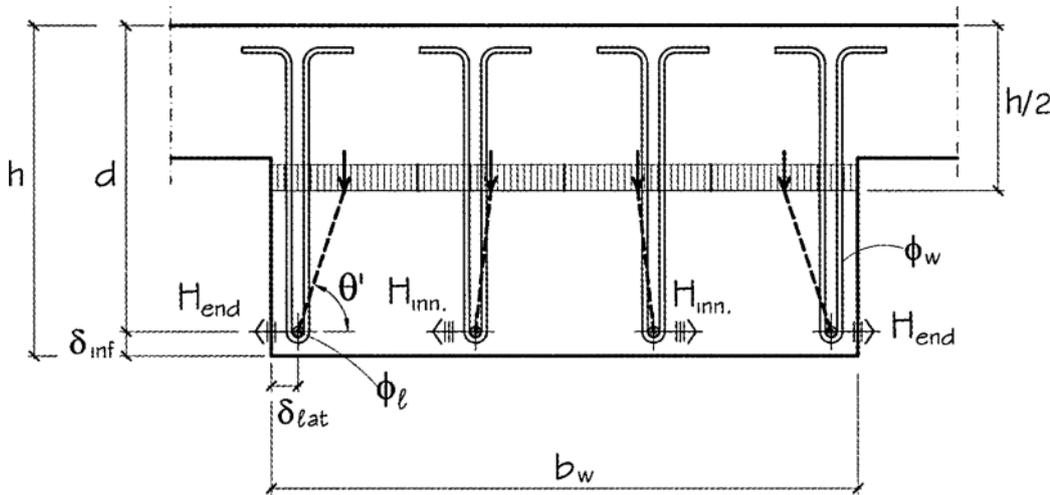


Fig. 10
Modello di analisi del comportamento trasversale a taglio di una trave provvista di connettori ad "U" (Mezzina et al., 2008).

tempo adottati, che rendono, in parte inadeguati i criteri per la determinazione della resistenza a taglio prescritti dall'attuale assetto normativo.

Le motivazioni sono da ricercare, come già evidenziato da diversi ricercatori (Mezzina et al., 2008), in due principali peculiarità:

- l'acciaio di armatura, a basso tenore di Carbonio, conferisce alla rottura modalità fessurative tipiche di elementi armati con acciai ad alta duttilità;
- l'orditura dei ferri di armatura trasversale, realizzate con staffe aperte ad U (piattine o tondi) non sono in grado di fornire un adeguato confinamento ai puntoni in calcestruzzo del traliccio resistente.

Entrambi tali aspetti mettono in crisi le ipotesi su cui si basa il modello del traliccio ad inclinazione variabile proposto dalla Norma Tecnica: in particolare l'ipotesi che l'armatura d'anima possa essere in grado di limitare le aperture delle fessure formatesi al momento della prima fessurazione a taglio cade in difetto per l'elevata duttilità degli acciai storici. A causa delle grandi deformazioni dell'armatura a taglio, al momento del raggiungimento del suo snervamento, il relativo quadro fessurativo è caratterizzato da lesioni di ampiezza tale da non consentirne l'attraver-

samento da parte di bielle compresse aventi inclinazioni minore rispetto a quelle corrispondente la fessurazione di snervamento.

Per definire un modello comportamentale più idoneo alla realtà costruttiva storica è stato proposto un modello semplificato del flusso diagonale di compressione in un elemento inflesso soggetto a taglio, schematizzato in figura 9. Il flusso, che parte dal corrente compresso, tende a rimanere diffuso nel tratto di discesa entro l'anima della trave, per risparmiare energia di deformazione. Esso, tuttavia, è costretto a concentrarsi sulle barre longitudinali, alle quali deve trasmettere le spinte longitudinali di trazione. La suddetta concentrazione avviene mediante la formazione di una sorta di arco trasversale. Vengono così impresse dall'arco spinte orizzontali centrifughe trasversali, che è pertanto necessario equilibrare con un braccio di staffa.

La figura 9a mostra come il braccio orizzontale di staffa debba generalmente essere disposto al lembo inferiore della sezione della trave, ove le spinte orizzontali non hanno altra possibilità di trovare equilibrio, oltre a quella di impegnare a trazione il calcestruzzo. La figura 9b mostra come la presenza di un impalcato renda possibile l'impiego di staffe aperte superiormente.

Fig. 11
Travi emergenti rispetto la
controsoletta intradossale:
espulsione del copriferro.



Le travi utilizzate nel passato erano spesso dotate di connettori ad "U" (Fig. 10) in luogo di staffe. In questo caso l'equilibrio delle spinte trasversali inferiori può avvenire solo grazie alla resistenza a trazione del calcestruzzo. In figura 10 è rappresentato un modello interpretativo del comportamento trasversale in presenza di connettori ad "U". La situazione più critica è rappresentata dalla zona in cui viene introdotta la spinta di estremità (H_{end}).

Il valore limite a taglio per effetto del comportamento trasversale ($V_{Rd,lat}$) è, quindi, rappresentato dalla capacità del ricoprimento di calcestruzzo di riprendere le citate spinte di estremità grazie alla propria resistenza a trazione, evitando, quindi, l'espulsione laterale delle barre longitudinali inferiori più esterne. Modelli interpretativi di tale fenomeno sono stati proposti da diversi autori (Mezzina *et al.*, 2008) e consentono di definire una resistenza a taglio per effetto del comportamento trasversale che risulta normalmente inferiore di circa un 30% rispetto ai valori che si possono ricavare applicando le formulazioni classiche adottate a livello normativo (D.M. 14 gennaio 2008, EC2).

A fronte di tale ridotta resistenza a taglio dei singoli elementi inflessi, determinata anche tramite un'ampia campagna sperimentale, è importante sottolineare come l'efficienza strutturale di molte realizzazioni storiche non trovino un riscontro diretto in tale nuovo meccanismo resistente a taglio. Nel caso degli edifici progettati nei primi anni '30 dalla società G.A. Porcheddu di Torino, oggetto della nostra analisi, si è potuto osservare

come, in moltissime realizzazioni, l'esecuzione di una controsoletta intradossale, realizzata con opportuni casseri a perdere lignei o solette prefabbricate, consentiva di ottenere il requisito architettonico di un intradosso piano continuo. Lo spessore della controsoletta di limitato spessore (≤ 4 cm) ed armata con una rete metallica minima ($\phi 3$ mm) può consentire, infatti, di assorbire le spinte trasversali dovute all'azione di taglio fornendo un significativo incremento della resistenza all'elemento strutturale.

La valutazione dell'importanza di questo dettaglio costruttivo è risultata evidente in molte situazioni analizzate realizzate con il brevetto Porcheddu. In particolare, a titolo puramente esemplificativo, si riporta il caso dell'Ex Hotel Colombia realizzato a Genova tra il 1922 e il 1926 in tre lotti successivi. A fronte di un uso sistematico della controsoletta intradossale, durante la realizzazione dell'ultimo lotto si è potuto evincere dai documenti dell'Archivio Porcheddu come la parte semicircolare sommitale, in fase progettuale prevista a un piano, fosse stata portata, in fase di cantiere, a due piani per volontà della Committenza.

Questa variante determinò la necessità di ribassare le travi del piano inferiore (da 60 a 90 cm di altezza), in quanto la parte sommitale era prevista arretrata rispetto al fronte dell'edificio ed alcuni pilastri risultavano in falso sulle travi sottostanti. La modifica, comunicata tramite telegramma dal progettista all'impresa, di cui si dispone l'ampio carteggio intercorso, ha omesso però di abbassare anche le solette inferiori che sono rimaste alla

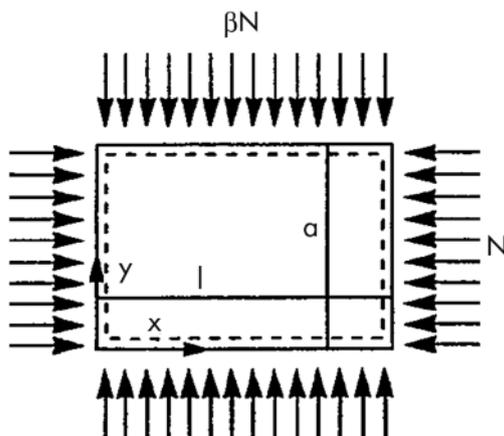


Fig. 12
Schematizzazione del problema di una lastra caricata nel proprio piano.

quota originaria. Tale discrepanza nella fase esecutiva, oltre a generare un evidente problema estetico (la mancanza di un intradosso piano), ha determinato l'insorgere di spinte trasversali nelle travi per il mancato confinamento che avrebbe offerto la soletta inferiore. Se da un punto di vista estetico il tutto è stato risolto, in un recente passato, con un nuovo controsoffitto in cartongesso, da un punto di vista strutturale si sono generate una serie d'espulsioni di copriferro proprio in corrispondenza dei connettori ad "U" (Fig. 11), dove il copriferro è minore e tende a localizzarsi il puntone compresso.

La presenza della soletta inferiore risulta, pertanto, un aspetto non marginale da dover investigare approfonditamente durante la diagnosi del manufatto, poiché oltre a creare un intradosso piano facilmente intonacabile consente come per la soletta superiore di assorbire la spinta laterale. La mancanza di un'adeguata conoscenza preventiva del comportamento strutturale del costruito storico in conglomerato cementizio può portare all'adozione di modelli di comportamento non realistici ed a possibili interventi di riqualificazione funzionali dannosi per il manufatto stesso (i.e.: demolizione delle contro solette intradossali).

La sola presenza della controsoletta, tuttavia, non elimina completamente la possibilità di instaurarsi di un meccanismo di taglio trasversale, che potrebbe riverificarsi nel caso in cui la spinta laterale causata dalla trave determini un fenomeno d'instabilità della controsoletta stessa. Il carico trasmissibile dalla trave alla controsoletta deriva dalla componente orizzontale della forza di compressione del puntone, funzione della resistenza del materiale, della geometria della trave e dalla disposizione dei connettori all'interno della sezione dell'elemento. Normalmente il valore limite dello sforzo di compressione nel puntone risulta determinato dalla resi-

stenza a taglio-trazione della trave, inferiore, di regola, alla resistenza a compressione del puntone compresso.

Tuttavia il valore di resistenza a compressione del puntone compresso può non verificarsi se la controsoletta collassa per instabilità, causando l'insorgere di un meccanismo di collasso di taglio trasversale riducendo di fatto la resistenza per taglio-trazione. In questo caso, la fenomenologia di danno risulterebbe analoga alla situazione in cui non sia presente una soletta intradossale, nonostante il diverso valore della spinta trasversale raggiungibile.

Per una trave non confinata dalla presenza della controsoletta, la determinazione del valore limite è calcolabile a partire dalla resistenza a trazione del ricoprimento delle barre (Fig. 7) con $H_{end,max}$ resistenza del ricoprimento in calcestruzzo valutabile in:

$$H_{end,max} = f_{ctd} \cdot (2 \cdot a_{trav, min}) \cdot a_{long, min} \quad (1)$$

in cui:

- f_{ctd} è il valore di progetto della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo;

- $a_{long, min} = \left[2 \cdot \delta_{lat} \cdot \text{tg} \gamma; (s - \phi_w) \right]$

è la larghezza, in direzione longitudinale, della zona di diffusione di H_{end} ;

- $\delta_{lat} = c_{lat} + \phi_w + \frac{\phi_l}{2}$;

- s è l'interasse longitudinale dell'armatura a taglio;

- ϕ_w è il diametro della sezione trasversale dell'armatura a taglio.

Nel caso della controsoletta il valore limite del carico critico che determina l'instabilità della stessa è determinabile riconducendo il problema allo studio di una lastra rettangolare, piana, ela-

stica, omogenea, isotropa, semplicemente appoggiata su tutto il contorno, compressa uniformemente nel piano medio secondo due direzioni ortogonali (Fig. 12). In ipotesi di piccoli spostamenti, la soluzione del problema piano nelle tensioni, prevede unicamente tensioni e deformazioni membranali. Tuttavia esistono altre condizioni di equilibrio, variate rispetto alla fondamentale, che manifestano il fenomeno dell'imbozzamento, rappresentante forme modali della piastra, sempre equilibrate col carico esterno. Tale fenomeno si manifesta principalmente se le piastre sono sottili e, pertanto, il modello utilizzato trascura le deformazioni trasversali a taglio.

La formulazione a cui si farà riferimento (2) è quella di Von Kármán considerando nullo il carico trasversale al piano medio della lastra:

$$D \cdot \Delta \Delta w(x, y) = N_x \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2N_{xy} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + N_y \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \quad (2)$$

essendo D la rigidezza flessionale della piastra pari a

$$\frac{E \cdot h^3}{12(1-\nu^2)}$$

(E , ν , h rispettivamente modulo elastico, coefficiente di Poisson del materiale, h spessore della piastra); w lo spostamento trasversale al piano medio della piastra e N le tre componenti della forza normale agenti nel piano xy della lastra. Le condizioni al contorno risultano, con riferimento alla figura 12:

$$\text{lati } x=0, l \quad w(x, y) = 0 \quad \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial x^2} = 0 \quad (3)$$

$$\text{lati } y=0, a \quad w(x, y) = 0 \quad \frac{\partial^2 w(x, y)}{\partial y^2} = 0 \quad (4)$$

$$N_x = -N \quad N_y = -\beta N \quad N_{xy} = 0 \quad (5)$$

Sostituendo le condizioni al contorno nella (2), risulta:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} + \frac{N}{D} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0 \quad (6)$$

La (6), coinvolgendo soltanto derivate pari di w , presenta come soluzione:

$$w(x, y) = W_{nm} \sin\left(\frac{n\pi x}{l}\right) \sin\left(\frac{m\pi y}{a}\right) \quad (7)$$

che verifica identicamente la (2). Sostituendo la (7) nella (6) si perviene, pertanto, al carico cri-

tico $H_{\text{end, max}}^{\text{crit}}$ che dipende dai parametri interi n , m che definiscono il numero di semi onde nelle diverse configurazioni di equilibrio. È quindi da ricercare la soluzione che, tra tutte le possibili coppie di valori n , m , determina il valore minimo di $H_{\text{end, max}}^{\text{crit}}$

$$H_{\text{end, max}}^{\text{crit}} = \min_{n, m} \pi^2 D \frac{\left(\frac{n^2}{l^2} + \frac{m^2}{a^2} \right)^2}{\left(\frac{n^2}{l^2} + \beta \frac{m^2}{a^2} \right)} \quad (8)$$

Si dimostra che per valori di $\beta > 0$, coerenti con il caso in esame, il minimo $H_{\text{end, max}}^{\text{crit}}$ si ottiene per valori unitari dei parametri n e m .

$$H_{\text{end, max}}^{\text{crit}} = \pi^2 D \frac{\left(\frac{1}{l^2} + \frac{1}{a^2} \right)^2}{\left(\frac{1}{l^2} + \beta \frac{1}{a^2} \right)} \quad (9)$$

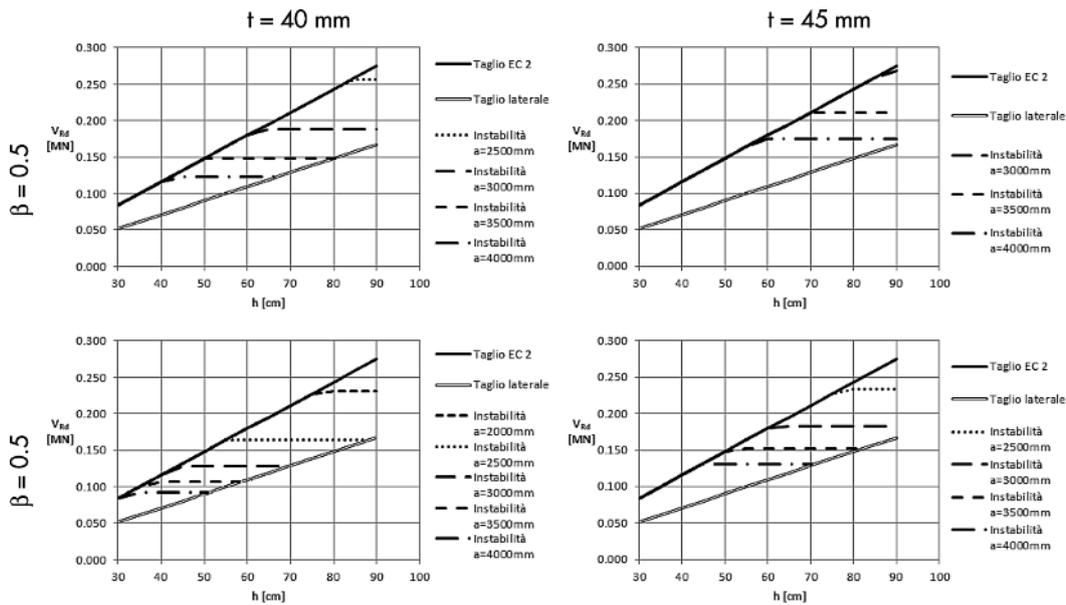
Nel caso di una soletta di spessore molto contenuto e calcestruzzo scadente si può superare il carico critico che può determinare l'instabilità della soletta. In Tabella 1 sono riportati alcuni grafici in grado da esemplificare la verifica a taglio di elementi in calcestruzzo inflessi storici. Il modello, applicato su un elemento tipico di trave in conglomerato cementizio, tiene conto, per via grafica, dei tre diversi meccanismi di rottura (taglio secondo l'Eurocodice 2, taglio laterale, instabilità della controsoletta), in modo da individuare in maniera immediata il meccanismo che può insorgere. Il meccanismo di rottura critico è stato individuato per diverse tipologie di travi, facendo variare l'altezza h della trave stessa, lo spessore t della controsoletta, la dimensione a dei campi di solaio e il coefficiente di carico β . In questo modo è possibile determinare la reale resistenza a taglio dell'elemento strutturale, partendo dall'analisi conoscitiva dei dettagli costruttivi.

I dati utilizzati per l'analisi sono i seguenti:

- Armatura longitudinale ϕ_l : 4 ϕ 16
- Connettori ad "U" ϕ_w : 4 ϕ 6
- Coefficiente di diffusione: $\gamma = 45^\circ$
- Inclinazione minima puntone: $(\cot\theta')_{\min} = 0.5$
- Base trave: $b_w = 300$ mm
- Altezza trave: $h =$ variabile
- Calcestruzzo: classe C16/20
- Copriferro: $c_{\text{lat}} = 20$ mm
- Campo di solaio per l'instabilità: $l = 4000$ mm, $a =$ variabile (in riferimento alla Fig. 13)
- Fattore di carico: $\beta =$ variabile
- Spessore controsoletta: $t =$ variabile
- Coefficiente Poisson: $\nu = 0.2$

Si può osservare come nel caso di assenza di

Tabella 1 - Verifica a taglio secondo i diversi meccanismi individuati



controsoletta (situazione abbastanza frequente, in particolar modo per le prime realizzazioni o in quelle di limitato pregio) il valore della resistenza a taglio sia governato dalla rottura per taglio laterale a seguito del superamento della resistenza a trazione del copriferro (linea doppia grigia).

La presenza della controsoletta determina un incremento della resistenza a taglio che può arrivare fino ai valori ottenibili dall'applicazione della Norma Tecnica (EC2 o NTC 2008) se non insorgono prima problemi d'instabilità della soletta stessa. In questa configurazione, la resistenza a taglio-trazione è superiore alla resistenza per schiacciamento del puntone compresso, ma non può essere totalmente esplicitata dalla trave per l'insorgere dell'instabilità.

Nel caso in esame, i grafici permettono di apprezzare come lo spessore limitato delle controsolette e campi di solaio di dimensioni significative amplificano tale fenomeno, riducendo significativamente i valori di resistenza a taglio. È interessante notare come una volta raggiunto il carico che determina l'instabilità della soletta,

il meccanismo di rottura si riporta sul valore di resistenza a taglio laterale che rappresenta di fatto, una soglia inferiore al quale l'elemento strutturale tende.

Il primo meccanismo di collasso che si svilupperà sarà, quindi, governato dal più piccolo valore di resistenza scelto tra quello per rottura taglio-trazione e taglio-compressione, instabilità della controsoletta e rottura per taglio laterale, compatibilmente con le condizioni al contorno e la tipologia/qualità dei dettagli costruttivi.

Se da un lato il fenomeno d'instabilità della controsoletta è governato da condizioni particolari (spessori contenuti, calcestruzzo scadente, dimensioni dei campi di solaio significativi), è importante sottolineare come la rimozione della soletta, ad esempio per motivi impiantistici, può determinare una rilevante diminuzione della resistenza a taglio della trave (Mezzina *et al.*, 2008). Questo evidenzia la necessità di un'attenta diagnosi, in quanto elementi progettati, forse, con il solo fine architettonico, possono rivestire un importante ruolo strutturale.

4. Conclusioni

Lo studio della tecnologia costruttiva del "Sistema Hennebique" (nella "riversitazione" della Società G.A. Porcheddu di Torino) capace di realizzare, in circa 40 anni, oltre 2600 manufatti di grandissimo pregio, nella quasi totalità, ancora in uso e dichiarati d'interesse culturale da parte delle Soprintendenze competenti, pone di fronte alla necessità di individuare idonei strumenti di verifica che siano in grado di tener conto delle specificità di questi manufatti. Da questo punto di

vista, la mancanza di una Direttiva specifica per le costruzioni in conglomerato cementizio storico, analoga a quella per il patrimonio culturale in muratura e legno (Direttiva P.C.M. del 12 ottobre 2007) rende ogni valutazione strutturale molto soggettiva.

Come progettisti strutturali, spesso chiamati a garantire la loro utilizzabilità, appare evidente come sia necessario coniugare il rispetto della norma, profondamente mutata negli ultimi 10 anni, e l'esigenza di tutela per un sistema

costruttivo che muoveva i “primi passi” all’inizio del secolo scorso e che si è radicalmente e velocemente evoluto.

Il lavoro di ricerca condotto ha cercato di mettere in evidenza alcuni aspetti critici che nonostante le differenti peculiarità dei diversi manufatti possono essere riassunti nell’esigenza di un adeguato livello di conoscenza. La consuetudine ad operare con strutture in conglomerato cementizio di moderna concezione ci pone di fronte, infatti, alla principale insidia di ogni verifica strutturale: l’adeguatezza del nostro modello di verifica. Solo un’esauritiva conoscenza (i.e.: dettagli costruttivi) ci consente di valutare, in primo luogo, se il criterio di verifica è congruo. La possibilità di meccanismi di danno fragili pone come primo obiettivo quello di cautelarsi da questi, soprattutto con riferimento ad azioni eccezionali per le quali decade l’implicita sicurezza strutturale che siamo portati ad attribuire, in funzione del tempo trascorso, ad un edificio storico.

Tale obiettivo può essere perseguito, in un’ottica di miglioramento strutturale, nell’omogeneizzare la resistenza strutturale, individuando un livello minimo e adeguando a tale livello gli elementi strutturali troppo deboli. La finalità dovrà essere,

pertanto, quello di garantire per tutti gli elementi un rapporto *resistenza vs azione* analogo in modo da massimizzare il comportamento dissipativo dell’intera struttura, evitando l’insorgere di meccanismi di tipo fragile a livello locale.

La scelta del modello può, però, risultare problematica non solo nell’adozione di criteri normativi ma anche quanto si voglia fare riferimento a modelli di verifica proposti in letteratura specificatamente studiati per elementi strutturali esistenti in conglomerato cementizio storico (Mezzina *et al.*, 2008 - modello del taglio trasversale in elementi inflessi). Se non opportunamente calibrato sulle modalità esecutive delle strutture storiche in conglomerato cementizio, qualunque modello fornisce una valutazione non affidabile.

Appare, infine, importante sottolineare come, il soddisfacimento della verifica strutturale inizia da una “illuminata” progettazione architettonica che sia in grado di prevedere destinazioni d’uso consone con il manufatto tutelato ed in grado di non minare l’interazione tra elementi strutturali e non strutturali (tramezzature, pareti perimetrali di tamponamento) che lo caratterizzano così significativamente anche da un punto di vista strutturale.

Bibliografia

- Brignola A., Curti E., Parodi S., Podestà S., Riggio G. (2008) - Compressive strength of concrete core samples with different diameter. SACoMaTiS 2008, (p. 377-386). Varenna.
- Masi A. (2005) - La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive. Il giornale delle prove non distruttive, n. 1-2005.
- Mezzina M., Uva G., Greco R. (2008) - Sicurezza e conservazione delle prime costruzioni in calcestruzzo armato. Città Studi Edizioni.
- Nelva R., Signorelli B. (1990) - Avvento ed evoluzione del calcestruzzo armato in Italia: il metodo Hennebique. AITEC.
- Pozzo E. (1997) - Teoria e tecnica delle strutture. Pitagora Editrice Bologna.
- D.M. 14 gennaio (2008) - Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare 2 febbraio, n. 617 (2009) - Circolare appli-

cativa delle norme tecniche per costruzioni di cui al decreto ministeriale del 14 gennaio 2008.

- D.M. 16 gennaio (1996) - Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- D.M. 16 gennaio (1996) - Norme relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- Circolare 4 luglio n. 156 (1997) - Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- D.M. 14 febbraio (1992) - Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in cemento armato.
- UNI EN 1992-1-1:2005. Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.