

EDIFICI STORICI

IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

Vulnerabilità e verifica sismica



-
- > Il conglomerato cementizio armato storico
 - > I primi edifici storici: i progetti della Società G.A. Porcheddu
 - > Verifica sismica semplificata
 - > Casi studio



Giovanni Morabito Stefano Podestà

Edifici storici in conglomerato cementizio armato

VULNERABILITÀ E VERIFICA SISMICA



Dario Flaccovio Editore

G. Morabito - S. Podestà

EDIFICI STORICI IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO

ISBN 9788857904306

© 2015 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: marzo 2015

Podestà, Stefano <1971->

Edifici storici in conglomerato cementizio armato : vulnerabilità e verifica sismica /

Stefano Podestà, Giovanni Morabito. – Palermo : D. Flaccovio, 2015.

ISBN 978-88-579-0430-6

1. Strutture edilizie.

690.21 CDD-22

SBN PAL0277257

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, marzo 2015

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.

INDICE

Prefazione

Introduzione

1. Il conglomerato cementizio armato

1.1.	L'avvento della tecnica costruttiva	pag. 15
1.2.	Le prime teorie per la compressione semplice in pilastri in conglomerato cementizio	» 19
1.2.1.	Il metodo Hennebique (1892)	» 22
1.2.2.	Il metodo Christophe (1899)	» 22
1.2.3.	Il metodo Boussiron (1899)	» 23
1.3.	I primi metodi per verificare solette e travi rettangolari soggette a flessione in cemento armato	» 23
1.3.1.	Il brevetto Koenen (1886)	» 25
1.3.2.	Il brevetto Demay (1887-1899-1900)	» 26
1.3.3.	Il brevetto Coularou (1889)	» 26
1.3.4.	Il brevetto Melan (1890)	» 27
1.3.5.	Il brevetto Coignet e de Tedesco (1894)	» 28
1.3.6.	Il brevetto von Thullie (1897)	» 29
1.3.7.	Il brevetto Lefort (1898)	» 32
1.3.8.	Il brevetto di Ritter (1899)	» 33
1.3.9.	Il brevetto di Hennebique	» 35
1.4.	Le prime teorie sul taglio nelle travi in conglomerato cementizio armato	» 36
1.4.1.	Il brevetto Hennebique (1892)	» 37
1.4.2.	Il brevetto Lefort	» 38
1.4.3.	Il brevetto Caveglia (1903)	» 39
1.5.	La diffusione in Italia: i brevetti	» 40
1.5.1.	Il brevetto Hennebique (1892): particolari costruttivi	» 42
1.6.	Le prove in laboratorio	» 52
1.7.	La diagnostica	» 58
1.8.	Riferimenti bibliografici	» 60

2. I primi edifici storici in conglomerato cementizio armato: i progetti della Società Porcheddu di Torino

2.1. La Società G.A. Porcheddu.....	»	63
2.2. Il campione di edifici analizzato	»	68
2.3. Riferimenti bibliografici.....	»	79

3. Verifica sismica preliminare: un approccio semplificato

3.1. Modello macrosismico	»	84
3.2. Applicazione del metodo macrosismico (livello 0 e livello 1)	»	90
3.3. Confronto tra curva tipologica e distribuzioni del campione: nuova classe tipologica	»	96
3.4. Nuovi modificatori di comportamento.....	»	101
3.4.1. Resistenza a compressione del conglomerato cementizio	»	101
3.4.2. Armatura a taglio delle travi in conglomerato cementizio armato.....	»	103
3.4.3. Torrino	»	104
3.5. Introduzione nuovi modificatori di comportamento	»	104
3.6. Valutazione del livello di confidenza per l'analisi di livello 0	»	104
3.6.1. Valutazione del rischio sismico	»	106
3.7. Riferimenti bibliografici.....	»	107

4. Casi studio

4.1. Casa Piccone e Campanella	»	113
4.1.1. Analisi storico-critica.....	»	114
4.1.2. La conformazione dell'edificio.....	»	116
4.1.3. Lo stato attuale.....	»	116
4.1.4. Individuazione del livello di conoscenza.....	»	116
4.1.5. Analisi strutturale.....	»	117
4.1.6. Conclusioni	»	124
4.2. Ex Hotel Colombia.....	»	125
4.2.1. Analisi storico critica	»	126
4.2.2. La conformazione dell'edificio.....	»	128
4.2.3. Lo stato attuale.....	»	130

4.2.4. Caratterizzazione meccanica dei materiali	» 131
4.2.5. Individuazione del livello di conoscenza.....	» 133
4.2.6. Analisi strutturale.....	» 134
4.2.7. Considerazioni conclusive.....	» 143
4.3. Silos granari nel Porto di Genova	» 144
4.3.1. Analisi storico critica.....	» 145
4.3.2. La conformazione dell’edificio.....	» 149
4.3.3. Lo stato attuale del manufatto.....	» 150
4.3.4. Caratterizzazione meccanica dei materiali	» 151
4.3.5. Individuazione del livello di conoscenza.....	» 153
4.3.6. Analisi strutturale.....	» 154
4.3.7. Considerazioni conclusive.....	» 167
4.4. Conclusioni	» 169
4.5. Riferimenti bibliografici.....	» 169

Appendice 1

Schede sintetiche degli edifici analizzati	» 171
--	-------

Appendice 2

Applicazione del modello macrosismico al campione esterno.....	» 197
--	-------

Postfazione.....	» 221
------------------	-------

Prefazione

Le valenze architettoniche relative al patrimonio culturale pongono spesso di fronte a peculiarità di ordine tipologico, costruttivo e materico che, caratterizzando il nostro costruito storico, ne determinano motivazioni e scelte per attuare politiche di tutela.

Il nostro patrimonio culturale, d'altra parte, per la sua vastità rende spesso marginale il problema che si è voluto affrontare con questo studio: gli edifici storici in conglomerato cementizio armato, ossia gli edifici costruiti con l'avvento della tecnologia del cemento armato senza un quadro normativo di riferimento, cioè basando il loro dimensionamento (e conseguentemente la sicurezza) su regole e criteri connessi a singoli brevetti.

Può sembrare lezioso, ma la stessa identificazione dei termini da adottare tanto per l'edificio che per il materiale impiegato è stato motivo di lunghe ma efficaci discussioni tra gli autori di questo studio. Le problematiche erano e restano, infatti, diverse, connesse sia all'aggettivo storico da riferire all'edificio o al materiale impiegato sia allo stesso materiale che, essendo sufficientemente differente dall'attuale cemento armato, non può essere definito nello stesso modo, dato che i singoli componenti risultano molto diversi da quelli utilizzati attualmente.

Alla fine si è deciso di identificare tali costruzioni con il termine *edifici storici in conglomerato cementizio armato*.

Altre definizioni sarebbero potute ugualmente essere accettate, ma è sembrato importante sottolineare, come non mai, che il valore storico di questi edifici non è rappresentato solo dalla loro centenaria storia ma da una tecnica costruttiva ormai abbandonata e desueta.

Le peculiarità costruttive di questi edifici in "cemento armato" esulano, infatti, dalla standardizzazione che è oggi imposta da un riferimento normativo, ma spaziano tra l'ingegno di diversi produttori e tecnici che sulla base di modelli più o meno rigorosi hanno definito brevetti applicati in molti casi in tutta Europa.

Proprio riguardo a tale aspetto, gli edifici in questione possiedono una duplice motivazione per essere tutelati, nonostante la loro salvaguardia sia spesso disattesa.

La mancanza di una valutazione strutturale, già in una preliminare fase studio

di fattibilità, può portare a scelte architettoniche che poi in fase di progettazione definitiva vengono sconfessate dalle verifiche strutturali. Il risultato è spesso catastrofico, con demolizioni totali delle parti interne e mantenimenti parziali delle superfici perimetrali.

La criticità, tuttavia, risiede anche nell'impossibilità, a scampo di verifiche altamente cautelative, di applicare, in maniera affidabile, i modelli utilizzati per la progettazione per le nuove strutture in cemento armato.

È proprio in tale duplice ottica che questo studio si pone.

Da un lato la volontà di fornire uno strumento di analisi semplificato in grado di offrire già all'atto dello studio di fattibilità una valutazione della sicurezza strutturale, tale da poter rappresentare un ulteriore criterio di scelta per guidare un processo di riqualificazione funzionale; dall'altro la definizione di criteri di verifica che possano cogliere i dettagli costruttivi con cui sono stati realizzati, recuperando i brevetti maggiormente utilizzati in Italia.

Il loro impiego e il loro riconoscimento all'interno dei nostri edifici consente, inoltre, di limitare le indagini diagnostiche da doversi effettuare per raggiungere un livello di conoscenza adeguato.

Operando con questo approccio, forse, si potrebbe conseguire anche una maggiore salvaguardia degli stessi; ma questo più che un terzo obiettivo rappresenta unicamente una speranza.

Questo studio, partito da un'idea comune degli autori, discende da una preliminare ricerca interdipartimentale e interateneo tra la Facoltà di Architettura dell'Università di Roma Sapienza, Dipartimento Pianificazione Design e Tecnologia dell'Architettura, Territorio e Ambiente e la Scuola Politecnica dell'Università di Genova, Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica e Ambientale.

Lo studio è stato condotto dagli autori all'interno di un processo dialettico che ha progressivamente individuato sia le tematiche da affrontare che gli aspetti della ricerca da approfondire, attraverso una continua discussione del testo che ha consentito di formulare la sua definitiva stesura.

Allo studio ha collaborato l'ing. Chiara Romano che ha curato in particolare la redazione del capitolo 3 e l'analisi di vulnerabilità effettuata sul campione di edifici riportati nelle appendici 1 e 2.

Introduzione

All'inizio di questo terzo millennio due rilevanti problematiche connesse al costruito, maturate sul piano culturale negli ultimi due decenni del secolo scorso, si sono evidenziate ed intersecate sempre più progressivamente: da un lato il recupero del patrimonio esistente, dettato dalla necessità, sempre più avvertita, di adottare interventi di implosione della città rispetto all'opposta tendenza di crescita urbana senza limite perseguita nel secolo passato, dall'altro la necessità di preservare il patrimonio esistente, non solo dal degrado, ma anche dalle calamità naturali, in primo luogo dal rischio sismico che proprio nell'ultimo trentennio ha colpito diffusamente con cadenza pressoché costante il nostro Paese (Irpinia e Basilicata, Friuli, Marche, Umbria, Benaco e, ferita ancora viva, L'Aquila e in ultimo, all'atto dell'inizio di questo studio, l'Emilia Romagna).

Il dibattito culturale e la ricerca scientifica hanno così posto, come inderogabile questione centrale, il problema della preservazione dell'edilizia storica accanto a quello della sicurezza [1-2], intesa non soltanto della prioritaria salvaguardia delle vite umane, ma anche nel senso, anch'esso importante, della tutela ai beni materiali (gli anglosassoni opportunamente distinguono la *security* dalla *safety*) che peraltro, oltre al valore economico intrinseco, rappresentano anche la memoria storica di un passato da tutelare e tramandare.

All'interno di questo quadro è sembrato importante analizzare una particolare tipologia costruttiva – quella delle costruzioni in conglomerato cementizio armato – che oggi risulta ampiamente consolidata in un arco temporale sufficientemente ampio avendo attraversato tutto il '900. Nelle prime realizzazioni, tuttavia, per effetto della primitiva sperimentazione via via eseguita su questo nuovo materiale, possono essere riscontrate palesi incertezze tecnologiche e carenze di ordine costruttivo nel sequenziale passaggio che ha progressivamente modificato la tipologia strutturale dell'edificio, ossia nel passaggio dal comportamento tipo scatolare delle costruzioni in muratura a quello di tipo intelaiato proprio delle costruzioni in cemento armato, che hanno introdotto all'interno dell'organismo edilizio uno scheletro portante.

L'edificio con struttura in cemento armato, figlio diretto della struttura resistente

in ferro affermatasi durante tutto l'800, richiede in effetti particolari attenzioni in considerazione che, proprio per effetto delle accennate incertezze dovute alla "giovane età", gli aspetti di natura statica di questa nuova tipologia di edifici devono essere posti ben in luce qualora si voglia effettuare su di esso un'operazione di recupero, ristrutturazione o riuso, proprio perché non è possibile prescindere dalle specifiche peculiarità strutturali, dalle modalità di esecuzione attuate e dalle trasformazioni avvenute nel tempo.

Tali esigenze diventano ovviamente più inderogabili quando gli edifici si trovano collocati in aree soggette all'azione sismica che, come è noto, sono ormai estese all'intero Paese, seppur con differenti valori di pericolosità sismica.

Conseguentemente sorge la necessità di valutare non solo le modalità dell'intervento di recupero ma anche le scelte sull'eventuale ridefinizione della destinazione d'uso, pratica particolarmente sovente quando tale patrimonio edilizio costituisce un bene pubblico.

In questi casi, infatti, in cui lo Stato si trova a impegnare risorse economiche, l'approccio deve essere orientato all'individuazione dei vincoli di adattabilità e trasformabilità di ordine strutturale che il costruito pone nei confronti dell'elaborazione progettuale per la fattibilità degli interventi. È proprio su questi edifici che l'interazione tra le diverse figure professionali impegnate (architetti, impiantisti e strutturisti) diventa fondamentale per la tutela del manufatto e dei suoi utilizzatori. Può così affermarsi che in questi casi il recupero debba trarre la sua ragione d'essere, accanto agli altri rilevanti aspetti legati alla conservazione dell'identità e della memoria storica, proprio dalla effettiva possibilità di confermare la logica costruttiva all'interno di una conoscenza scientifica oggi molto più ampia ed esaustiva rispetto al tempo della costruzione dell'edificio.

Tra l'altro, mentre sotto questo profilo l'arco temporale della costruzione dell'edificio in cemento armato sembra essere ampio, esso risulta invece di durata limitata rispetto alla secolare durata degli edifici in muratura che nel tempo hanno subito ripetute azioni naturali, che hanno consentito un'efficace sperimentazione diretta della loro configurazione strutturale.

Nonostante ciò, le costruzioni esistenti in muratura possono però presentare, rispetto al sisma, una vulnerabilità che, se non quella originale, può essere indotta per effetto di interventi di consolidamento o miglioramento sismico. Questo processo dovrebbe, in linea teorica, convergere alla protezione pressoché totale del costruito storico, in cui i modelli teorici e le tecniche di intervento possono garantire sufficiente sicurezza alla prova del terremoto.

Questo aspetto risulta invece ancora tutto da estendere e da approfondire per gli edifici in cemento armato che in molti casi non hanno ancora subito un'azione sismica, e conseguentemente, ancor più nel caso delle prime realizzazioni degli anni Venti.

Si comprende quindi come tali motivazioni abbiano costituito le ragioni di questo studio, che si pone il fine di trarre le costruzioni storiche in cemento armato sotto il profilo del rischio sismico, con l'obiettivo di rinvenire, attraverso l'esame di un campione statisticamente attendibile, un modello di comportamento nei confronti della vulnerabilità sismica tale da poter valutare con maggiore affidabilità la probabilità del danno atteso e le conseguenti priorità d'intervento.

1. Il conglomerato cementizio armato

La necessità di valutare la sicurezza di un edificio in conglomerato cementizio armato non può prescindere dalla conoscenza del materiale con cui è realizzato. In questo caso, però, la determinazione dei parametri meccanici del materiale non risulta agevole per diversi fattori. Il materiale è stato, in molti casi, confezionato senza regole precise, affidando all'esperienza del costruttore (basata su limitate sperimentazioni o realizzazioni) la scelta del mix design da adottare. Ma è in particolare nella scelta dei dettagli costruttivi che si possono riscontrare le principali carenze costruttive. In tale ottica, prescindere dalla conoscenza dei brevetti che hanno "regolato" le prime costruzioni in cemento armato rappresenta una lacuna che può completamente minare l'affidabilità delle nostre valutazioni strutturali. L'analisi storica di questa tipologia di costruzioni si permea pertanto di una valenza strutturale, forse ancora più determinante, rispetto a quanto può rappresentare per un qualsiasi altro manufatto storico. Il riconoscimento del brevetto, con cui può essere realizzato il corpo di fabbrica, e la rispondenza della struttura a tale brevetto, rappresenta di fatto una sorta di verifica strutturale che permette in maniera indiretta di effettuare una prevalutazione del comportamento strutturale rispetto ai carichi gravitazionali [13-14-15-17-18].

1.1. L'avvento della tecnica costruttiva

L'impiego combinato di cemento e ferro nel settore delle costruzioni trova esempi lontani nel tempo, ma solo a partire da metà '800 la ricerca assume consapevolezza dei possibili risultati. Ciò da un lato è dovuto alla possibilità di ottenere calce idraulica artificiale, dall'altro alla crescente utilizzazione del ferro e della ghisa come materiali da costruzione. In questo contesto si inserisce la grande rivoluzione costruttiva destinata ad avere un grande seguito, grazie ai contributi dei pionieri che ne intuirono le possibilità di applicazione e i conseguenti risvolti commerciali [3].

Il più antico documento di costruzione che rispecchia i canoni di progettazione statica di cemento armato è attribuito a Joseph Louis Lambot, che nel 1845 ha

realizzato con cemento idraulico e armatura metallica cassoni e vasche per giardino; poi nel 1848 con la stessa tecnica, brevettata con il nome di *ferciment*, ha costruito una barca, presentata nell'Esposizione Universale di Parigi nel 1855 [4].



Figura 1.1
La barca di Lambot

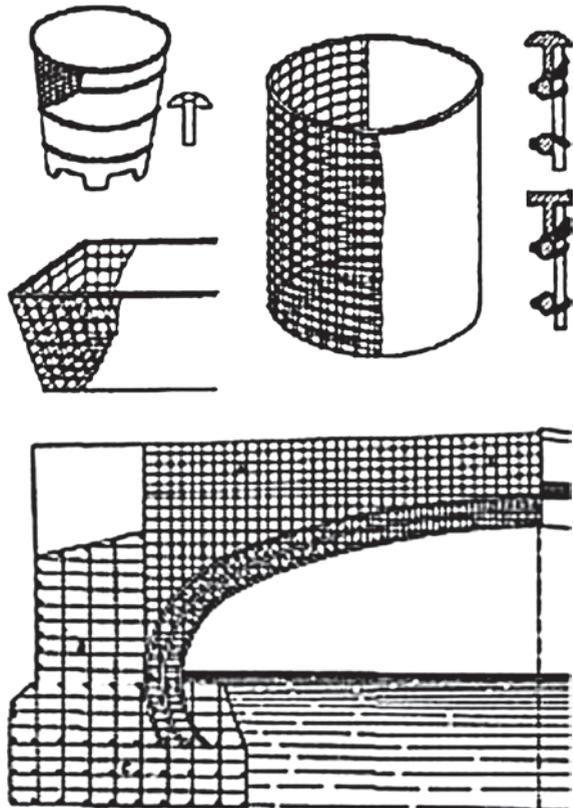


Figura 1.2
I vasi di Monier 1849 e
il brevetto del ponte 1867 [5]

Nel 1849 Joseph Monier, giardiniere, ha costruito mastelli e vasi per le sue piante utilizzando un grigliato metallico ricoperto di calcestruzzo e ne ha intuito le proprietà, riconoscendovi un “legame intimo ed organico paragonabile a quello tra muscolatura e scheletro” [5]. In seguito, questa sua idea gli consentì di ottenere un brevetto (1867) e successivamente adoperò il metodo anche per la costruzione di ponti.

In quegli anni all'estero cominciavano già a circolare le prime bibliografie sul conglomerato cementizio armato come materiale da costruzione; nel 1861 l'ing. Francesco Coignet, nel volume *Béton agglomérés appliqués à l'art de construire*, pubblicava i risultati ottenuti sulle sue sperimentazioni su travi, solette e volte nelle quali aveva incorporato profilati di acciaio. Era il primo esempio di applicazione del conglomerato cementizio armato in quello che ne sarebbe divenuto il settore principale: le costruzioni civili.

A metà dell'800 in tutta Europa erano ormai note le potenzialità dell'unione ferro-cemento e ci fu una vera corsa ai brevetti, mediante i quali si cercava di inventare nuove tecniche per perfezionare il collegamento tra i due materiali, per meglio sfruttarne le funzioni statiche. Nel 1852, in Inghilterra, Wilkinson brevettò un solaio con casseforme in gesso intervallato da spazi riempiti in malta con dentro un cavo metallico, il tutto ricoperto in calcestruzzo, anticipando così gli attuali solai latero-cementizi. Coignet brevettò il getto di calcestruzzo in casseforme su barre metalliche, ma il contributo più esteso nelle costruzioni lo diede Monier, depositando una lunga serie di brevetti riguardanti inizialmente tubi e serbatoi (1868), ma successivamente solette (1869), ponti (1873), scale e volte (1875). In questi brevetti venivano illustrati i principi della disposizione delle armature, i quali, anche se basati su concetti empirici consentono di ritenere che Monier sia stato il vero ideatore del cemento armato [5] [6].

Anche se ufficialmente il conglomerato cementizio armato è un'invenzione di metà '800, occorre precisare che già sul finire del '700 furono realizzate alcune opere all'estero con elementi in questo materiale. J.B. Rondelet nella costruzione della chiesa di Saint Genevieve a Parigi nel 1781 utilizza tiranti e staffe la cui disposizione anticiperà quella che si avrà cent'anni dopo nel conglomerato cementizio armato; i suoi studi, inoltre, saranno per decenni alla base delle tecniche di rinforzo per le murature. Tuttavia si può iniziare a parlare di conglomerato cementizio armato solamente quando le applicazioni sperimentali e i brevetti mostrarono la comprensione del meccanismo fondamentale di calcestruzzo sollecitato a compressione collaborante con il ferro sollecitato a trazione.

Queste prime realizzazioni consentono due importanti riflessioni: in primo luogo il conglomerato cementizio armato non nasce come un materiale ingegnerizzato, almeno nel senso strutturale che oggi diamo a questo termine e, forse, è proprio in tale aspetto che risiede quella sovra-resistenza che, a volte, “stupisce” chi analizza edifici in conglomerato cementizio armato.

determinasse una deformazione della sezione trasversale nell'ipotesi di sezione piana e parallela. Pertanto, veniva assunta una distribuzione uniforme delle tensioni di compressione sulla sezione e una perfetta aderenza tra barre di armatura e calcestruzzo.

Prove distruttive su colonne presto dimostrarono il significativo contributo offerto dalla staffe, come elemento di confinamento laterale. Queste erano posizionate intorno alle barre longitudinali ed erano distribuite lungo il pilastro secondo l'esperienza del costruttore, oppure, a volte, utilizzando la formulazione euleriana della stabilità:

$$l = \frac{d}{20} \sqrt{\frac{E\pi^2}{3R_c}}$$

dove

l = il passo delle staffe

d = il diametro delle barre

E = il modulo elastico dell'acciaio

R_c = la resistenza a compressione ammissibile.

I primi che studiarono l'influenza delle staffe sulla resistenza ultima a pressoflessione furono Gustav Adolf Wayss e Mattias Koenen [9], i quali nel 1892 realizzarono un brevetto (Considère, 1902).

All'inizio del XX secolo gli studi sull'influenza delle staffe nel confinamento laterale iniziarono ad essere più sistematici, anche in relazione alle sperimentazioni che venivano proposte e realizzate.

Il primo testo ben documentato su colonne in conglomerato cementizio armato fu realizzato presso il laboratorio dell'Istituto di Charlottenbourg (1899) da M. Gary.

Altri studi furono portati avanti dalla Vaults Commission of the Austrian Society of Engineers and Architects (1901).

Successivamente altri ricercatori fornirono a tale riguardo un contributo: si citano le esperienze di E. De Tedesco (1902), J.S. Sewell (1902), Fritz von Emperger (1903), Camillo Guidi (1901) e R. Saliger (1905).

Il problema dell'instabilità sotto un'azione combinata di flessione e compressione era ben conosciuta per elementi strutturali in acciaio, ma, come scriveva direttamente Emil Mörsch, doveva ancora essere analizzata per elementi in conglomerato cementizio armato. Furono adottati gli approcci usati per l'omogeneizzazione di solidi e la preliminare formulazione di Eulero fu modificata come segue:

$$F = \frac{\pi^2 (E_c I_c + E_s I_s)}{K \lambda^2} \sqrt{\frac{E \pi^2}{3 R_c}}$$

dove

- E_c e E_s = moduli elastici rispettivamente del calcestruzzo e dell'acciaio
 I_c e I_s = momenti di inerzia della sezione in calcestruzzo e delle barre presenti
 K = coefficiente di instabilità che varia a secondo delle condizioni di vincolo
 F = carico critico
 λ = lunghezza della colonna in conglomerato cementizio armato.

La verifica della colonna contro l'instabilità laterale era data dalla relazione di Rankine:

$$\frac{P}{S} = \left(l + \frac{K l^2}{10000 r^2} \right) < \sigma_c$$

dove

- P = carico massimo assiale
 S = sezione trasversale
 l = lunghezza della colonna
 r = raggio d'inerzia
 σ_c = tensione ammissibile del calcestruzzo
 K = coefficiente di instabilità dedotta dalle sperimentazioni condotte (Resal 1898).

Nel 1906 la Commissione francese del cemento armato stabiliva i valori di K come funzione del tipo di vincolo, seguendo la teoria classica della instabilità Euleriana (i.e.: $K = 4$ per colonne incastrate alla base ma libere in sommità; $K = 1$ per colonne incernierate). A causa della limitata efficienza delle barre longitudinali sotto compressione, Considère (1902) propose il *béton fretté*, nel 1899. Le colonne con un'armatura a spirale dimostrarono subito che la capacità ultima a pressoflessione aumentava per lo stato di compressione triassiale che si veniva a generare nella colonna. Lo stesso quantitativo di elementi metallici, in forma di armatura ellittica, permetteva, infatti, di incrementare significativamente la resistenza della colonna. Il carico ultimo massimo sopportabile dalla colonna era, pertanto, dato da:

Pertanto, le tensioni di compressione nel conglomerato cementizio e di trazione nelle barre di armatura erano calcolate tramite:

$$\sigma_c = \frac{3M}{2bx \left[d - \left(\frac{3}{8} \right) x \right]}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\left[d - \left(\frac{3}{8} \right) A_s \right]}$$

1.3.9. Il brevetto di Hennebique

Nel caso della flessione si attribuiva un momento resistente al conglomerato e uno, di egual valore, al ferro, e si adottavano (indipendentemente dalla congruenza delle deformazioni elastiche) opportune tensioni medie di calcolo [7-8]. Il modello di calcolo delle travi è illustrato nella figura 1.3.

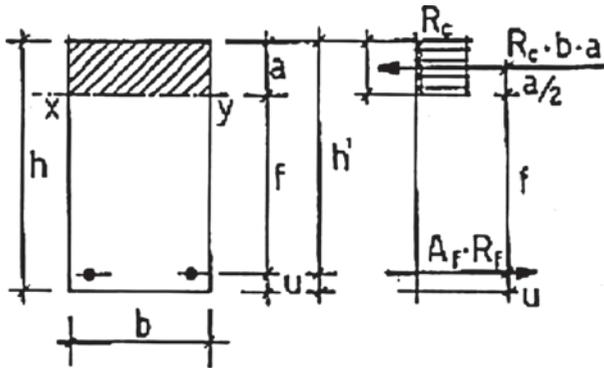


Figura 1.3. Schema per il calcolo delle travi nel sistema Hennebique

In pratica si imponeva che il momento flettente esterno venisse assorbito per metà dal conglomerato cementizio e per l'altra metà dal ferro, ricavando, in prima fase di progetto, l'area di conglomerato necessaria e reagente a compressione. Si adottava, a riguardo, una tensione media di 25 kg/cm² ammettendo che nelle fibre più esterne sollecitate tali valori fossero superiori. Successivamente si ricavava l'area dell'armatura in ferro fissando, in fase di progetto e in base all'esperienza, la lunghezza del braccio di leva delle forze interne (in proporzione con le altre dimensioni della trave) e adottando una tensione media di 1000 kg/cm². Questo procedimento ovviamente non soddisfaceva però la condizione di equilibrio delle forze interne resistenti (una del conglomerato e una del ferro).

Anche in questa prova il comportamento lineare tra carico e deformazione è molto evidente. L'unico carico mantenuto per un periodo di tempo superiore alle 24 ore è stato il carico maggiore pari a 28,37 t e la sua presenza prolungata ha prodotto un incremento della freccia a carico costante (tratto orizzontale del diagramma). Il tratto verde invece rappresenta lo scarico della trave e la sua intersezione con l'asse delle ascisse individua la freccia residua a trave scaricata.

L.B.A. 02/1899 – Prova di laboratorio su trave lunga 7 m, di sezione 20 × 20 cm, portante un campo di solaio di 2,6 m di larghezza. Questa trave riproduceva una trave di un solaio d'ospedale lungo 30 m e largo 7 m. I carichi di calcolo erano pari a 250 kg/m², uniformemente distribuiti su tutto il solaio; l'abbassamento dell'elemento non doveva superare in mezzeria 1/600 della luce.

Trave 20 x 20 cm, campo 260 cm, sp.8 cm, Luce 7 m			
carico [kg]	carico[kg/m ²]	carico [kN/m]	freccia[mm]
1800	99	2,57	0,6
3600	198	5,14	2,1
4500	247	6,43	2,6
5400	297	7,71	3,4
6780	373	9,69	5
0	0	0,00	4

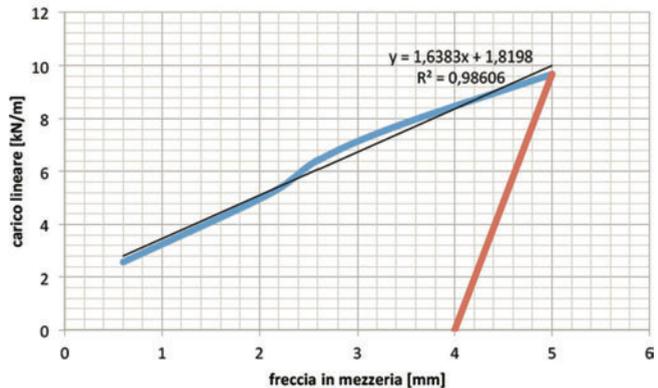


Figura 1.20
Andamento della freccia in mezzeria all'aumentare del carico e successiva fase di scarico con deformazione residua finale

Il comportamento carico/freccia, con ottima approssimazione, era lineare, ma la trave mostrava, successivamente allo scarico, una deformazione residua permanente elevata (segmento rosso del grafico sopra). Probabilmente, se la prova non si fosse fermata a tal punto, i sensori avrebbero rilevato un ulteriore ritorno della trave differito nel tempo.

L.B.A. 04/1899 – Prova in laboratorio su trave lunga 8 m, di sezione 30 × 35 cm, portante solaio largo 3,55 m. La prova prevedeva di caricare per step successivi di 200 kg/m² distribuiti uniformemente su una superficie di 28,4 m². Raggiunto il carico massimo di 600 kg/m², pari ad 1,5 volte il carico di progetto, questo era mantenuto per 15 ore e ne veniva misurata la freccia dovuta al comportamento viscoso dell'elemento. Successivamente veniva scaricata la trave e misurato il ritorno dopo intervalli regolari di due ore.

2. I primi edifici storici in conglomerato cementizio armato: i progetti della Società Porcheddu di Torino

2.1. La Società G.A. Porcheddu

L'Organizzazione Hennebique era formata da agenti e concessionari. Gli agenti, responsabili di determinate aree, assumevano l'incarico di sondare il mercato, di gestire i contratti e le succursali dell'impresa. I concessionari avevano la concessione di usare il brevetto ma sotto la propria responsabilità giuridica e finanziaria. La Società G.A. Porcheddu era agente e concessionario generale del "Sistema Hennebique" per l'Alta Italia. Aveva sede a Torino e negli anni della sua attività (1895-1933) realizzò numerose opere tutte documentate in un archivio privato, ora disponibile presso il Politecnico di Torino dopo la liquidazione della Società [9].

L'Archivio, per lo più completo, è costituito da 385 dossier contenenti le pratiche relative a circa 2600 opere eseguite secondo il brevetto Hennebique. È ordinato per località e cronologicamente, con l'esclusione di alcuni lavori non realizzati in conglomerato cementizio armato antecedenti il 1895.

L'Archivio ha un'organizzazione basata su un catalogo avente, per ogni singolo progetto, i principali riferimenti (n. pratica, localizzazione, nome opera, tipologia edilizia, dimensioni ed elaborati grafici presenti).

Ogni dossier è contraddistinto da un'intestazione che individua località e anno e contiene una o più pratiche di lavori classificati con un codice costituito da una coppia di numeri (numero della pratica progressivo della società e numero della pratica progressivo dell'organizzazione Hennebique, quest'ultimo non più riportato dopo il 1906-'09).

Le realizzazioni comprendono molte categorie tipologiche quali edilizia industriale, opere viarie (ponti e viadotti), opere idrauliche (serbatoi), edilizia del terziario (banche, uffici), edilizia commerciale (magazzini, mercati), edilizia di valenza socio-culturale (chiese e teatri), edilizia pubblica (scuole, caserme, ospedali), edilizia residenziale.

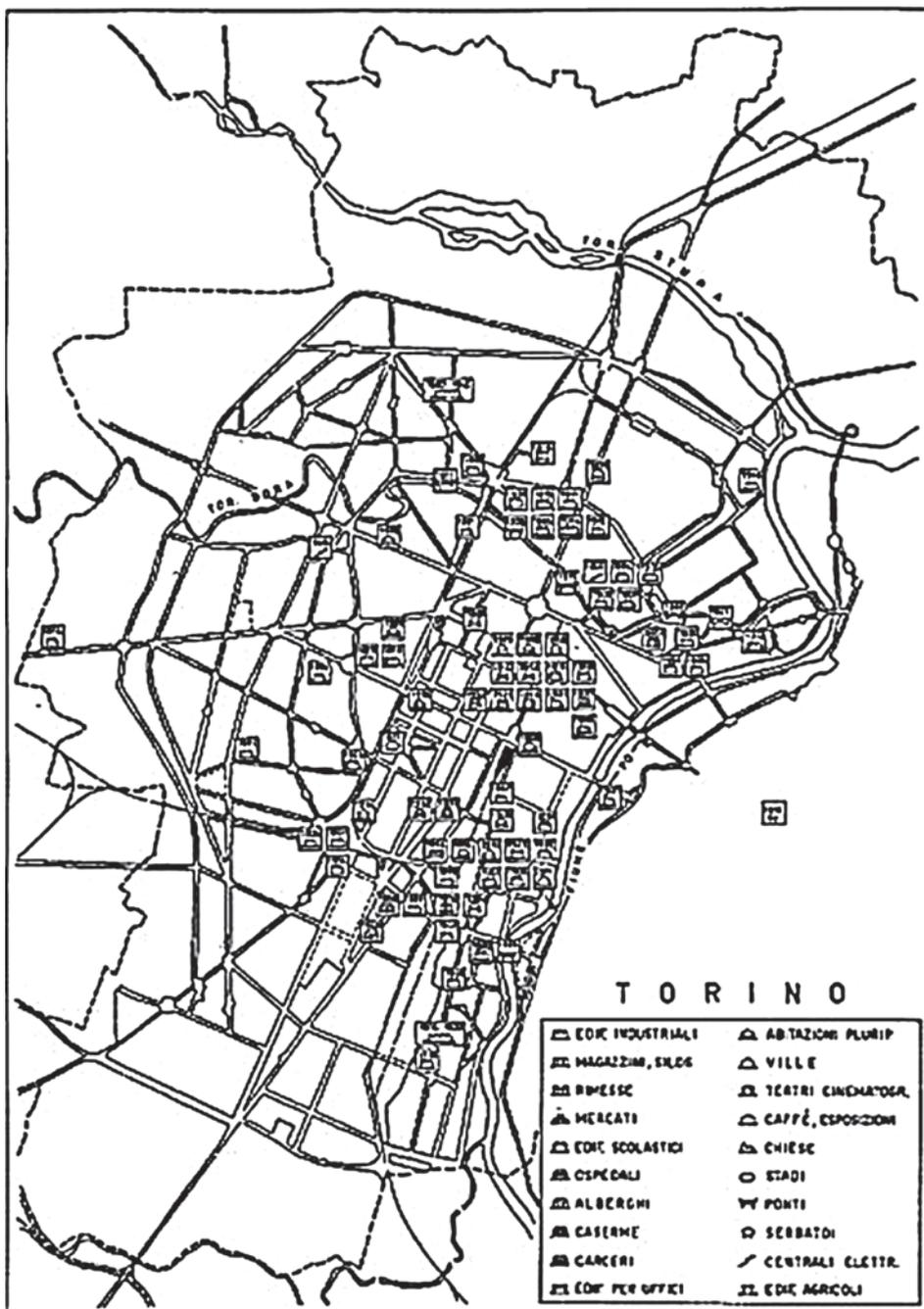


Figura 2.1. Principali realizzazioni della Soc. Porcheddu a Torino

3. Verifica sismica preliminare: un approccio semplificato

Il *rischio sismico* è la stima del valore atteso delle perdite (vittime, feriti, danni economici e sociali) causate da un terremoto di una data intensità in una determinata area.

Per definire il rischio sismico concorrono tre fattori, quali la *pericolosità*, la *vulnerabilità* e l'*esposizione*. La pericolosità o *hazard* è la probabilità che in un dato luogo ed entro un certo periodo di tempo si verifichi un terremoto capace di produrre danni. La vulnerabilità è la probabilità o grado di perdita di un dato elemento a rischio (persone, beni, attività, ecc.) al verificarsi di un dato terremoto. L'*esposizione* è rappresentata dalle caratteristiche (consistenza, valore, dislocazione) degli elementi a rischio che possono essere influenzati direttamente o indirettamente da un evento sismico.

Il rischio sismico dipende quindi in larga misura dalla densità di popolazione, dalla qualità delle costruzioni e dalla preparazione alle emergenze da parte delle autorità e della stessa popolazione. Ne deriva di conseguenza che livelli comparabili di rischio possono realizzarsi in situazioni molto diverse, quali ad esempio in caso di bassa e/o modesta pericolosità accoppiata ad elevata vulnerabilità, come accade di frequente in Italia oppure, viceversa, nel caso di elevata pericolosità associata a bassa vulnerabilità.

Il terremoto rappresenta una delle peggiori catastrofi naturali per quanto concerne le perdite umane ed economiche, da cui ne consegue tanto la rilevanza della valutazione del rischio sismico per fronteggiare l'emergenza e la ricostruzione ad evento avvenuto, così come la necessità di elaborare una strategia di difesa (mitigazione del rischio) in fase di prevenzione. Quest'ultima, in particolare, non può e non deve essere limitata al solo aspetto normativo riguardante i criteri di costruzione o adeguamento del patrimonio edilizio, ma deve essere anche indirizzata verso altre direzioni, quali ad esempio l'individuazione delle criticità in ambito infrastrutturale, ambientale, monumentale, economico e sociale.

La stima della *pericolosità* (o *hazard*) costituisce il primo passo nella valutazione del rischio sismico e può essere rappresentata da una stima degli effetti sismici

che si possono attendere in una determinata zona e in un dato periodo di tempo (approccio macrosismico) o da un parametro fisico, che caratterizza direttamente l'input sismico (magnitudo, PGA; intensità di Arias, ecc. – approccio meccanico). Nella fattispecie, nei confronti della localizzazione degli effetti sismici, la pericolosità può essere espressa alla *sorgente* (*pericolosità territoriale*) oppure *in situ* (*pericolosità locale*).

La prima caratterizzazione si riferisce sostanzialmente agli aspetti più intrinseci del fenomeno terremoto, quali l'energia messa in gioco.

La pericolosità *in situ* è invece legata agli effetti sismici locali e, in particolare, a quelle condizioni che possono incrementare tali effetti, quali geologia di superficie (natura e geometria dei depositi di terreno e delle formazioni rocciose), proprietà dinamiche dei terreni di fondazione e morfologia (presenza di rilievi più o meno accentuati). La determinazione attuale della pericolosità sismica è su base *probabilistica*, che consente di associare una probabilità (e quindi un'incertezza) a un fenomeno tipicamente aleatorio quale è il terremoto. La pericolosità sismica è rappresentata pertanto come probabilità di superamento di una soglia stabilita di un parametro descrittivo dello scuotimento sismico (intensità macrosismica, picco di accelerazione, valori spettrali, ecc.), in una determinata area e in un dato intervallo di tempo. Tale probabilità viene normalmente calcolata stimando, per ogni valore del parametro considerato, la relativa *frequenza annua di eccedenza* λ o il *periodo di ritorno* $T = 1/\lambda$ [anni].

Gli elementi di base per la valutazione della pericolosità sono sostanzialmente costituiti dai cataloghi dei terremoti (dati storici e strumentali), dagli studi di sismotettonica e dalle modellazioni numeriche dei processi di rottura delle sorgenti. La *vulnerabilità* sismica, come prima accennato, consiste nella propensione di persone, beni o attività a subire danni in seguito ad un determinato evento sismico. Essa misura da una parte la perdita o la riduzione di efficienza, dall'altra la capacità residua a svolgere e assicurare le funzioni che l'elemento considerato normalmente esplica a regime.

Nell'ottica di un'analisi completa della vulnerabilità si pone il problema non solo di individuare i singoli elementi che possono collassare sotto l'effetto del sisma, ma anche di individuare e quantificare gli effetti che il loro collasso o danneggiamento determinano sulla funzionalità di altri elementi. In tal senso si può distinguere tra *vulnerabilità diretta*, definita in rapporto alla propensione del singolo elemento semplice o complesso a subire danneggiamento (ad esempio la vulnerabilità di un edificio, di un ponte o di un insediamento) e *vulnerabilità indotta*, definita in rapporto agli effetti di crisi dell'organizzazione del territorio generati dal danneggiamento/collasso di uno degli elementi fisici (ad esempio la crisi del sistema dei trasporti indotta dall'ostruzione di una strada) ed infine la *vulnerabilità differita*, definita in rapporto agli effetti che si manifestano nelle fasi suc-

cessive all'evento, e sono tali da modificare il comportamento delle popolazioni insediate (ad esempio il disagio della popolazione conseguente alla riduzione dei posti di lavoro per i danni causati ad un'industria).

La vulnerabilità sismica rappresenta dunque sostanzialmente una legge causa-effetto, in cui la causa è il terremoto e l'effetto è il danno.

In una regione esposta al rischio sismico, gli elementi che concorrono a definire l'*esposizione* sono molteplici. Infatti, occorre analizzare la distribuzione, la struttura e le condizioni economiche della popolazione insediata, la quantità e le funzioni del patrimonio edilizio residenziale, pubblico e produttivo, il sistema delle infrastrutture, l'insieme delle attività economiche presenti e le relazioni dell'area esaminata con quelle circostanti. È evidente, tuttavia, come una procedura del tipo ora descritto sia complessa e laboriosa, per cui solitamente si ripartisce l'*esposto vulnerabile* in *categorie*, a ciascuna delle quali corrispondono diverse componenti fisiche, per poter valutare, a parità di danno fisico occorso, l'entità e la tipologia delle perdite attese.

Allo scopo di effettuare un'analisi di rischio significativa risulta quindi necessario ricondurre le diverse componenti fisiche, riconoscibili sul territorio, all'interno di categorie specifiche.

Vale la pena di sottolineare che uno stesso livello di danno associato a categorie diverse comporta un differente impatto in termini di perdite attese. Per esempio, a seguito di un sisma significativo, i danni al patrimonio edilizio potrebbero comportare un certo numero di morti, feriti e senzatetto, mentre i danni alle strutture sanitarie e logistiche potrebbero compromettere la tempestività e l'efficacia dei soccorsi. Altrettanto temibili sono i danni al sistema industriale, alle infrastrutture e alle reti, perché potrebbero pregiudicare lo sviluppo economico, causando gravi crisi produttive e occupazionali, con inevitabili ripercussioni sul piano sociale.

Un'altra categoria di grande interesse, soprattutto in Italia, è quella rappresentata dal patrimonio monumentale (storico, artistico, ecc.), la cui rilevanza va ben oltre il semplice danno fisico alle strutture, ma coinvolge i valori della civiltà, della storia e della religione delle comunità colpite direttamente e non solo (si veda, ad esempio, il caso della basilica di S. Francesco di Assisi danneggiata dal terremoto umbro-marchigiano del 1997).

Su edifici storici che hanno subito nel tempo interventi di riqualificazione è importante differenziare la vulnerabilità intrinseca del manufatto da quella indotta da tali trasformazioni. Avendo a disposizione gli elaborati progettuali originali è possibile riconoscere agevolmente interventi di sopraelevazione, superfetazione, ampliamento o demolizione, valutando pertanto la variazione di vulnerabilità dovuta a questi cambiamenti.

A questo aspetto, che generalmente determina un incremento di vulnerabilità, si associa un altro fattore che concorre all'aumento del rischio sismico, quale

l'esposizione. Infatti, nei recenti codici normativi, l'azione sismica è stata amplificata in relazione alla funzione che viene svolta all'interno dell'edificio o in relazione al grado di affollamento di cui è suscettibile.

Tra l'altro, poiché gli edifici storici generalmente hanno un valore artistico-culturale elevato e spesso sono sedi di funzioni pubbliche, si determinano implicitamente particolari incrementi di rischio sismico indiretto.

3.1. Modello macrosismico

Come si è detto, eseguire un'analisi di vulnerabilità significa valutare la propensione al danneggiamento del costruito in una data area, causato da un evento sismico di assegnate caratteristiche. La vulnerabilità mette quindi in relazione da un lato l'azione sismica e dall'altro il danno che essa provoca sul sistema fisico. I modelli di vulnerabilità rappresentano il passaggio fondamentale per definire la correlazione esistente tra *hazard* e danno fisico alle strutture, al fine della costruzione di scenari di danno.

Poiché a scala territoriale i modelli di vulnerabilità sono applicati a campioni di edifici, non essendo possibile l'utilizzo di modelli di calcolo di dettaglio, risulta necessario adottare modelli semplici, "semplificati", ma allo stesso tempo sufficientemente affidabili e basati su pochi parametri facilmente reperibili in fase di rilievo. L'analisi di vulnerabilità, in questo senso, assume dunque un significato statistico, del tutto compatibile con le finalità di un'analisi di rischio, ovvero viene riferita alla valutazione della probabilità di avere certe conseguenze sull'intero costruito che si vuole sottoporre all'esame.

La valutazione a scala territoriale risulta di fondamentale importanza, sia per il singolo progettista, che può ottenere dall'applicazione del modello, in vista del progetto di intervento, una preliminare valutazione del manufatto prima di effettuare una valutazione di dettaglio, sia per le pubbliche amministrazioni, per poter definire, in presenza di un campione numeroso di manufatti, liste di priorità, al fine di allocare le risorse economiche, sempre molto esigue, verso interventi di miglioramento ed adeguamento sismico opportunamente mirati.

I differenti modelli di vulnerabilità proposti in letteratura possono essere sostanzialmente ricondotti alle due seguenti categorie:

- ai modelli tipologici-osservazionali, basati sul giudizio di esperti, che forniscono matrici di probabilità di danno definite su base statistica a partire da dati di danno post-terremoto osservato su classi di edifici, tali da poter essere utilizzati a scala territoriale – poiché basati su una conoscenza minima – e che conducono alla definizione di un indice di vulnerabilità attraverso punteggi, calibrato su dati osservati o derivato dalle scale macrosismiche;

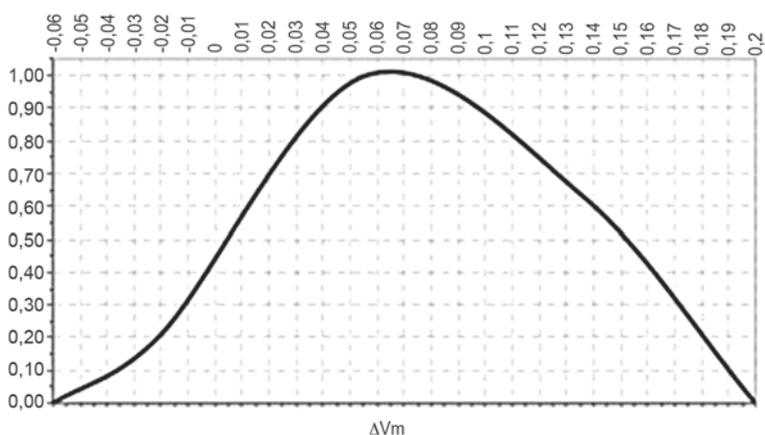
Tabella 3.4. Percentuale presenza di fattori V_{mk}

Modificatori di comportamento	V_m	n.	% presenza
Stato di manutenzione	0	22	62.9%
	0.04	13	37.1%
N. piani totali	- 0.02	7	20.0%
	0	21	60.0%
	0.04	6	17.1%
Irregolarità in pianta: geometria	0	17	48.6%
	0.04	18	51.4%
Irregolarità in pianta: distribuzione massa	0	32	91.4%
	0.02	3	8.6%
Irregolarità in elevazione: geometria	0	22	62.9%
	0.02	13	37.1%
Irregolarità in elevazione: distribuzione massa	0	30	85.7%
	0.02	5	14.3%
Edificio in aggregato	0	32	91.4%
	0.04	3	8.6%
Fondazioni	- 0.04	9	25.7%
	0	5	14.3%
	0.04	21	60.0%
Colonne tozze	0	35	100.0%
	0.02	0	0.0%
Bow-windows	0	33	94.3%
	0.04	2	5.7%
Ampliamento	0	35	100.0%
	0.02	0	0.0%
	0.04	0	0.0%
Sopraelevazioni	0	35	100.0%
	0.02	0	0.0%
	0.04	0	0.0%

Questo è dovuto al fatto che alcuni modificatori di comportamento sono legati agli aspetti architettonici dei manufatti basati su tipologie costruttive tipiche degli edifici in muratura, ossia a quel tempo esisteva presumibilmente una sorta di non consapevolezza delle potenzialità del nuovo materiale che veniva utilizzato in sostituzione o in affiancamento della muratura (nel campione esteso utilizzato nel livello 0 in 100 casi si ha struttura verticale in muratura e orizzontamenti in conglomerato cementizio armato).

Tabella 3.8. Distribuzione di probabilità ΔV_m

ΔV_m	Distribuzione ΔV_m	Distribuzione normalizzata	Funzione di probabilità	Distribuzione di probabilità
-0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
-0.02	4.00	0.21	0.11	0.11
0.056	19.00	1.00	0.54	0.66
0.136	12.00	0.63	0.34	1.00
0.2	0.00	0.00	0.00	1.00

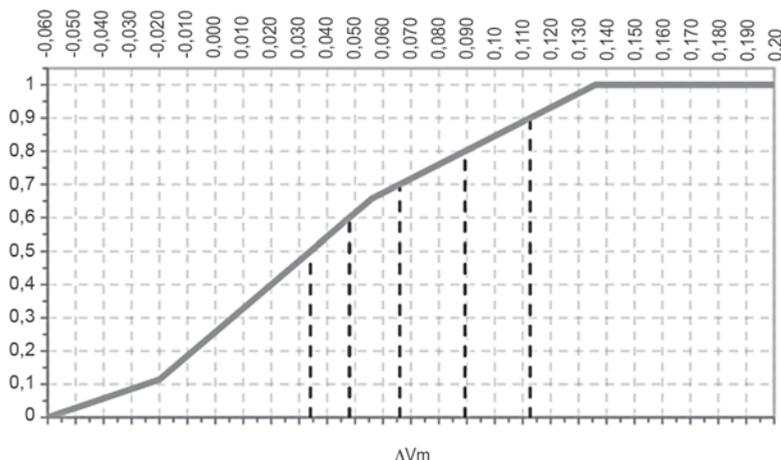
Figura 3.8. Distribuzione del valore di ΔV_m

Una volta nota la distribuzione per la determinazione dei frattili è stato necessario ricavare la funzione di probabilità e la distribuzione di probabilità di ΔV_m .

Dalla distribuzione di ΔV_m sono stati ricavati i valori ΔV_m^* per i frattili riportati in tabella 3.9.

Tabella 3.9. Valori di ΔV_m^* per i diversi frattili

Frattile	ΔV_m^*
50%	0.034
60%	0.048
70%	0.066
80%	0.089
90%	0.113

Figura 3.9. Distribuzione di probabilità di ΔV_m

3.6.1. Valutazione del rischio sismico

Dopo aver eseguito le analisi di vulnerabilità di livello 1 e livello 0 si è passati ad una valutazione del rischio sismico attraverso la determinazione del danno medio degli edifici. La formula è quella proposta nel modello macrosismico:

$$\mu_D = 2.5 \left[1 + \tanh \left(\frac{I + 6.25 \cdot V - 13.1}{Q} \right) \right]$$

dove il danno medio μ_D è in funzione dell'intensità macrosismica I , dell'indice di vulnerabilità V e dell'indice di duttilità Q .

Siccome nell'analisi di vulnerabilità per ogni edificio è stata espressa la pericolosità sismica in funzione dei valori della PGA, la determinazione dell'intensità macrosismica I è avvenuta attraverso la correlazione [10]:

$$\ln a = 0.602 \cdot I - 7.073$$

Il fattore Q è stato posto pari a 2.3 dalle curve di vulnerabilità della scala macrosismica EMS-98.

I dati del campione di dettaglio (35 casi studio) sono riportati nell'Appendice 1, mentre i risultati dell'analisi di vulnerabilità di tutto il campione sono inseriti nell'Appendice 2. Le due appendici sono scaricabili dal sito dell'editore.

3.7. Riferimenti bibliografici

- [1] Giovinazzi S., Lagomarsino S. (2004), *A Macroseismic model for the vulnerability assessment of buildings*, Proc. of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- [2] Giovinazzi S., Lagomarsino S. (2007), *Vulnerabilità e previsione di danno a scala territoriale secondo una metodologia macrosismica coerente con la scala EMS-98*.
- [3] Grunthal G. (1998), *European Macroseismic Scale*. Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, vol. 15.
- [4] Decreto Ministeriale 14/01/2008, Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 – Suppl. Ordinario n. 30, Roma.
- [5] Di Capua G., Compagnoni M., Peppoloni S., Pergalani F. (2009), *Valutazione degli effetti sismici locali in siti associati a singoli edifici: un nuovo strumento schedografico «geologico»*, in Ital.J.Geosci. (Boll.Soc.Geol. It.), vol. 128, No.1, pp. 131-145.
- [6] Augusti V., Podestà S., Stagno G., Torre A. (2004), *Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo di edifici storici del primo Novecento: riflessioni critiche sulle metodologie di indagine*, L'Industria Italiana del Cemento, n. 803, novembre 2004.
- [7] RILEM (1993), *NDT 4 Recommendations for in situ concrete strength determination by combined non-destructive methods*, Compendium of RILEN Technical Recommendations, E&FN Spon, London.
- [8] Menditto G. (1992), *Metodi non distruttivi per la valutazione delle caratteristiche dei materiali in CIAS, Indagini non distruttive per l'individuazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, per l'esame degli effetti vibratorii sulle opere monumentali, per il collaudo dei ponti in c.a. ed in carpenteria metallica*, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni, Facoltà di Ingegneria, Università di Parma, 27-28-29 maggio 1992.
- [9] Podestà S., Scandolo L. (2010), *La valutazione della sicurezza nelle strutture storiche in conglomerato cementizio armato*, in Progettazione Sismica, vol. 3; pp. 35-46.
- [10] Guagenti E., Petrini V. (1989), *Il caso delle vecchie costruzioni: verso una nuova legge danni-intensità*. Proc. Of 4th Italian Conference on Earthquake Engineering, Milano, Vol. I, pp. 145-153.

4. Casi studio

Quanto esaminato nei capitoli precedenti è stato approfondito sul piano del metodo adottato e sotto il profilo analitico attraverso tre casi studio, relativamente a tre edifici storici in conglomerato cementizio armato, situati a Genova – dove, come si è detto, è presente un gran numero di manufatti realizzati dalla Soc. G.A. Porcheddu – diversificandoli per destinazione d'uso, morfologia edilizia e tipologia strutturale, quali la Casa Piccone e Campanella, l'ex Hotel Colombia e gli ex Silos granari.

I tre casi sono stati trattati seguendo uno stesso approccio metodologico, ma con finalità diverse.

Il primo caso studio, la casa Piccone e Campanella, relativo a un edificio residenziale, è stato scelto, nel campione dei 35 manufatti, al fine di valutare su di esso l'incidenza dei nuovi modificatori di comportamento proposti, per adeguare il modello di vulnerabilità macrosismico agli edifici storici in conglomerato cementizio armato.

Tale valutazione è stata effettuata utilizzando l'edificio in questione come un prototipo, sul quale è stata eseguita una vera e propria analisi di sensitività ai parametri. Infatti, facendo di volta in volta variare un parametro legato al modificatore di comportamento (qualità del calcestruzzo, presenza di staffe aperte e presenza/assenza del torrino) si sono confrontati i risultati ottenuti dalle diverse analisi. Per questo motivo, il criterio con cui è stato scelto l'edificio è stato quello della rappresentatività del campione, oltre a quello intrinseco della semplicità strutturale. Il secondo caso studio, l'ex Hotel Colombia, un edificio originariamente adibito ad albergo, è stato trattato al fine di valutare l'affidabilità del metodo macrosismico attraverso il confronto dei risultati ottenuti con un'analisi di dettaglio. La scelta di prendere in considerazione questo caso studio trova una motivazione ancor più pregnante, in relazione al recente intervento di restauro di cui è stato oggetto, al fine di trasformarlo nella Nuova Sede della Biblioteca Universitaria di Genova. Questa trasformazione, infatti, pone l'accento sulla problematica, di fondamentale importanza, legata al riuso dei manufatti storici in conglomerato cementizio armato. Se da un lato, infatti, la necessità di re-inserirli nel ciclo di vita della città