

ASPETTI COSTRUTTIVI, APPLICATIVI E GESTIONALI

Presidente di sessione: dott.ing. Armando ZAMBRANO

Relatore generale: prof.ing. Antonio MIGLIACCI

PRODUZIONE DI MANUFATTI PREFABBRICATI DI ELEVATE QUALITÀ E PRESTAZIONI MEDIANTE IL PROCESSO DI ESTRUSIONE

Roberta Alfani¹, Gian Luca Guerrini¹

¹ CTG Italcementi Group, Direzione Laboratori, Bergamo

SOMMARIO

L'estrusione è un processo ampiamente utilizzato per la trasformazione di materiali da costruzione, quali polimeri, argilla, metalli, ma non ha solo pochi esempi di applicazioni industriali per quanto riguarda i materiali cementizi. La tecnologia è senz'altro molto promettente e in questi ultimi anni sono stati eseguiti numerosi studi per lo sviluppo del processo industriale, di nuovi materiali e nuovi prodotti aventi elevate prestazioni e qualità, per il settore delle costruzioni. In questo lavoro, viene descritto il processo di produzione, con particolare riferimento ai materiali utilizzati ed alla loro caratterizzazione reologica, per renderli estrudibili. Saranno anche riportati alcuni esempi di prodotti industriali (tubi, pannelli), con le loro principali prestazioni fisico-meccaniche.

SUMMARY

Extrusion technology is a process widely used for the processing of building materials, such as polymers, clays, metals, but it has a few examples of industrial applications as to concerns the cementitious materials. Indeed, this technology is very promising for cement-based materials and in these recent years several studies have been carried out, to develop the industrial process, for the production of new solutions and new products, having high performances and high quality, for the building sector. In this work, a description of the process will be given, with particular reference to the compositions and their rheological characterization, in order to obtain extrudable cement-based materials. Some examples of industrial products (pipes, panels) will be finally described.

1. INTRODUZIONE

L'estrusione è uno dei processi più innovativi messi a punto per produrre materiali cementizi fibrorinforzati a basso spessore e ad elevate prestazioni, senza ricorrere all'utilizzo dell'amianto, prodotto vietato per motivi ambientali negli anni '90 in diversi Paesi europei ed extraeuropei.

Alcune delle tecniche tradizionali di produzione in continuo di compositi cementizi fibrorinforzati, come per esempio Hatschek, Magnani, Mazza e Reticem, permettono di produrre elementi semplici (lastre, pannelli piani ed ondulati, e tubi), mediante utilizzo di formulazioni rinforzate con fibre sostitutive dell'amianto, ma non certamente manufatti a geometria più complessa.

La necessità quindi di poter sviluppare una tecnologia ad elevata produttività per realizzare forme strutturali più complesse (profilati, elementi forati, tubi) a bassi spessori ed elevate prestazioni ha costituito uno dei motivi principali di studio di tale tecnologia.

Tale tipologia di prodotti risponde peraltro alle esigenze di basso impatto ambientale (consumi energetici ridotti) e di elevato grado di riciclabilità, fattori di scelta che divengono sempre più decisivi nell'utilizzo di materiali strutturali di largo consumo.

L'estrusione di paste cementizie era nota, negli Stati Uniti,

già a partire dalla fine degli anni '60 e prevedeva l'impiego delle seguenti materie prime: cemento, asbesto, silice, argilla, cellulosa modificata e acqua. Ognuno di questi materiali fornisce alla pasta una particolare caratteristica che rende il processo di estrusione possibile e realizzabile con una certa facilità. Dal cemento è infatti possibile ottenere un prodotto finito con la necessaria rigidità evitando ulteriori trattamenti, ad esempio di natura termica, semplicemente sfruttando la chimica delle sue reazioni di idratazione. Successivamente, l'estrusione senza amianto viene per la prima volta proposta negli Stati Uniti alla metà degli anni '70 [1], utilizzando additivi plasticizzanti - condizione necessaria per ottenere paste estrudibili - in grado di agire da legante delle polveri anche in presenza di sforzi di taglio elevati. Uno dei primi agenti plasticizzanti è stato l'argilla; in seguito sono stati proposti polimeri naturali e sintetici di varia natura chimica. Attualmente, vi sono molti prodotti a base di derivati della cellulosa, amidi, polisaccaridi e gomme naturali che possono essere utilizzati con cementi Portland per la tecnologia dell'estrusione.

La ricerca ha ben presto evidenziato nella formulazione delle malte uno dei fattori-chiave del successo dell'estrusione. Infatti, sono stati individuati particolari additivi polimerici che lubrificano le particelle di cemento e di aggregato e

conferiscono elevata plasticità e coesività agli impasti cementizi, tali da poter essere processati come i materiali ceramici o argillosi.

Oltre all'aspetto innovativo legato ai materiali, in questi anni sono stati compiuti significativi progressi dal punto di vista tecnologico. Le esperienze più importanti sono quelle effettuate in Giappone e negli USA. In Giappone, ove è molto sviluppato il settore della prefabbricazione ad elevata produttività, la tecnologia dell'estrusione è stata anche automatizzata con successo, al fine di minimizzare la manodopera che spesso influenza fortemente sia la qualità che i costi finali dei prodotti.

Negli Stati Uniti, il gruppo del prof. S.P. Shah dell'ACBM ha ottenuto risultati significativi nel campo dei cementi fibrinforzati estrusi, che possono essere ulteriormente migliorati. Le formulazioni sviluppate a base di ceneri volanti e di fibre polimeriche presentano una notevole duttilità, una buona resistenza a flessione, ma hanno ancora dei costi abbastanza elevati [2].

Gli esempi di produzione industriale più significativi a livello internazionale (Tailandia, Australia, Giappone) riguardano attualmente l'estrusione di pannelli modulari per la costruzione di pareti prefabbricate [3], [4].

In Italia non esistono attualmente produzioni industriali nel settore dell'estrusione di prodotti cementizi, ma il gruppo Italcementi ha effettuato numerose esperienze su scala pilota industriale che preludono ad un futuro sviluppo industriale della tecnologia e del prodotto. In particolare, esperienze significative sono state effettuate nel campo della produzione di tubi per fognature (Fig. 1) e di pannelli per l'edilizia civile ed industriale (Fig. 2).



Figura 1 – Schema di processo di estrusione di tubi

Ad esempio, nel caso dei tubi a spessore sottile per fognature, l'esperienza congiunta del CTG nel campo dell'innovazione dei materiali cementizi e della Società del Gres nel segmento di mercato interessato, ha permesso di ottenere prodotti aventi le prestazioni rispondenti alla norma UNI-EN 588-1.



Figura 2 – Prototipo di pannello estruso e levigato, per divisori

La formulazione di riferimento messa a punto presso i Laboratori CTG comprende i seguenti ingredienti:

- cemento Portland, di classe di resistenza 42.5 o 52.5, secondo la norma EN 197-1;
- aggregato fine di tipo calcareo o siliceo;
- additivi polimerici con funzione idroritensiva e tixotropizzante (ispessente), oppure fluidificante;
- fibre di rinforzo (cellulosiche, polimeriche oppure di vetro AR) – con funzione antifessurante e rinforzante;
- eventualmente, aggiunte minerarie o pozzolaniche;
- acqua.

La formulazione viene poi ottimizzata in funzione di molti parametri, sia di tipo fisico-reologico, meccanico, tecnologico che economico, in relazione all'applicazione desiderata.

Questa tecnologia permette così di produrre manufatti a base di malte cementizie delle quali non si sfruttano soltanto le classiche proprietà alla compressione, ma anche quelle a flessione e di resistenza all'urto.

L'esperienza maturata in questi anni a livello di formulazioni e di processo, anche in collaborazione con partner industriali esterni, ha permesso al CTG di mettere a punto le specifiche per la definizione di un impianto per la produzione di manufatti aventi geometrie di complessità significative.

2. CARATTERIZZAZIONE REOLOGICA DEI MATERIALI

Condizione necessaria per ottenere malte estrudibili è l'utilizzo di uno o più agenti plasticizzanti in grado di agire da legante delle polveri anche in presenza di sforzi elevati, come quelli che si raggiungono nel processo di estrusione. Il primo agente plasticizzante che è stato utilizzato nel processo di estrusione è l'argilla; in seguito si sono cercati materiali alternativi che migliorassero proprietà quali compattezza, lavorabilità, stabilità di forma e finitura superficiale dei prodotti estrusi. I prodotti che si sono dimostrati più efficaci da questo punto di vista sono senz'altro i derivati della cellulosa (eteri). Queste sostanze si differenziano per viscosità, tipo e grado di sostituzione, grado di polimerizzazione e altre caratteristiche (ritardo di gelificazione, ritenzione d'acqua, ecc.) e, a tale proposito, è stata sviluppata un'intensa attività di ricerca rivolta a perfezionare la struttura e la reattività delle cellulose al fine di trovare la migliore modificazione possibile della catena originaria. L'obiettivo principale è stato quello di raggiungere condizioni di plasticità e di lavorabilità adeguate utilizzando quantità minime di plasticizzante. La necessità di diminuire la quantità di cellulosa deriva dal fatto che, aumentandone la complessità, il suo costo ha una grande incidenza sul valore del manufatto finito.

Dal punto di vista della loro caratterizzazione, è stato anche necessario mettere a punto delle metodologie di prova che non sono tradizionalmente utilizzate per i materiali cementizi, e questo al fine di determinare dal punto di vista reologico (scorrimento, coesione, plasticità) le migliori

formulazioni destinate ad essere poi estruse negli impianti industriali.

Le proprietà fondamentali per poter estrudere manufatti a base di cemento sono infatti strettamente connesse con le proprietà reologiche ed in particolare sono relative a:

- buona dispersione dei componenti;
- buona plasticità e coesività delle miscele;
- soddisfacente “resistenza al verde” dei manufatti estrusi, al fine del buon mantenimento della forma e della successiva manipolazione.

Qualora le formulazioni di partenza non soddisfino i requisiti reologici richiesti per tale processo, si osservano evidenti difetti nei manufatti estrusi riconducibili alla mancanza delle caratteristiche sopra descritte (Fig. 3).

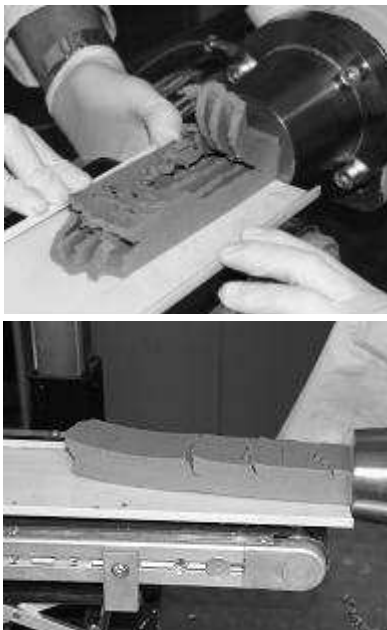


Figura 3 – Alcuni difetti di manufatti cementizi estrusi

I metodi reologici attualmente utilizzabili per la caratterizzazione reologica di composizioni cementizie sono stati sviluppati partendo da metodi già standardizzati per altri materiali (materie plastiche, argilla, ceramici), in particolare si possono distinguere due gruppi, Tabella 1, [5]:

- metodi diretti (plasticometro, scatola di Casagrande, mescolatori strumentati, plasticorder), mediante i quali è possibile ottenere utili informazioni preliminari sul comportamento chimico-fisico e tecnologico delle miscele;
- metodi analitici (reometri capillare e rotazionale), mediante i quali è possibile
- studiare la reologia dei sistemi ed analizzare il comportamento dei materiali mediante l'esame delle curve di flusso.

3. DESCRIZIONE DEL PROCESSO DI ESTRUSIONE

Per estrusione si intende generalmente un processo di formatura mediante il quale un materiale (in questo caso un impasto a base cementizia) viene sottoposto ad una pressione di compattazione e viene forzato a passare attraverso un'apertura di geometria definita chiamata filiera.

L'operazione può essere effettuata mediante un sistema del tipo a vite elicoidale/cilindro, (Fig. 4), oppure a pistone, (Fig. 5). Un esempio tipico di estrusore a pistone utilizzato per materiali cementizi è il reometro capillare.

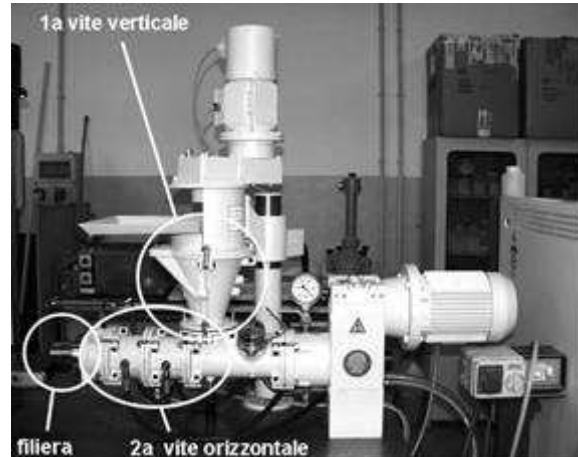


Figura 4 – Estrusione bi-vite da laboratorio

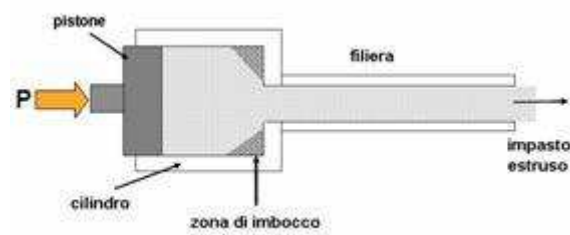


Figura 5 – Reometro capillare

In realtà, il processo completo di estrusione, che trasforma le materie prime nel prodotto finito, è costituito da una serie di operazioni delle quali il passaggio nell'estrusore rappresenta lo stadio che fornisce al prodotto la forma richiesta. L'intero processo può essere suddiviso in diverse fasi di lavorazione (Fig. 6):

- miscelazione a secco delle polveri (dry mixing);
- miscelazione con acqua e additivi organici (wet mixing);
- omogeneizzazione, fino a formazione di pasta coesiva;
- estrusione;
- taglio e movimentazione;
- maturazione.

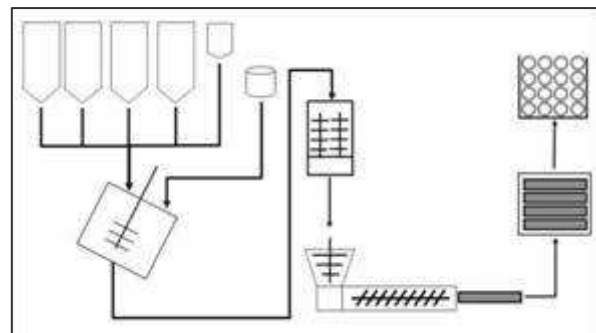


Figura 6 – Schema del processo di estrusione di tubi

Tabella 1 – Metodi di prova reologici [7]

Metodo di prova	Valori misurati o calcolati	Proprietà e caratteristiche correlate
Plastometro	Soglia di plasticità	<ul style="list-style-type: none"> • Plasticità • Resistenza al verde
Scatola di Casagrande	Soglia di plasticità a taglio	<ul style="list-style-type: none"> • Plasticità • Resistenza al verde
Mescolatore “high shear” strumentato	Momento torcente Temperatura	<ul style="list-style-type: none"> • Finestra di processabilità • Metodo di mescolamento
Plasticorder (Brabender)	Momento torcente Temperatura Soglia di plasticità Pressione di estrusione Viscosità	<ul style="list-style-type: none"> • Finestra di processabilità • Metodo di mescolamento Estrudibilità • Proprietà viscoelastiche
Reometro rotazionale	Viscosità Modulo elastico Modulo di perdita Modulo di rilassam.	<ul style="list-style-type: none"> • Proprietà viscoelastiche
Reometro capillare	Viscosità Pressione di estrusione Curva di flusso	<ul style="list-style-type: none"> • Proprietà viscoelastiche • Sviluppo miscele • Estrudibilità • Produzione di campioni per prove fisiche e meccaniche

3.1 Miscelazione a secco

L'omogeneizzazione delle materie prime in fase solida (cemento, sabbia e fibre) è necessaria al fine di assicurare un grado di dispersione elevato che garantisca l'ottenimento di una miscela il più possibile omogenea, con una distribuzione granulometrica tale da minimizzare i vuoti interparticellari.

Tale operazione, assieme al successivo “miscelazione con acqua”, viene normalmente eseguita con un mescolatore intensivo.

3.2 Miscelazione con acqua

L'aggiunta dell'acqua e degli additivi organici (plasticizzanti e fluidificanti) ha l'obiettivo di rendere plastica e quindi estrudibile la miscela delle polveri.

Durante questa fase, continua la miscelazione dei solidi e inoltre deve essere garantita la distribuzione uniforme del liquido; il tempo necessario per raggiungere la situazione di omogeneizzazione ottimale dipende dalle caratteristiche intrinseche di ogni singolo materiale utilizzato per realizzare l'impasto.

Talvolta, quando il rapporto acqua/solidi è molto basso, alla fine di questo stadio del processo, si ottiene un impasto a consistenza tipo terra umida.

3.3 Omogeneizzazione

La compattazione serve per distruggere gli eventuali agglomerati ancora presenti dopo le precedenti fasi di miscelazione, ma soprattutto per assicurare la creazione di un film liquido uniforme attorno ad ogni singola particella. La viscosità della fase liquida deve essere sufficientemente elevata per evitare che, a seguito degli elevati sforzi, si osservi la segregazione dell'acqua (separazione della fase liquida da quella solida) e una disuniformità nel bagnamento delle polveri.

Nel caso del rapporto acqua/solidi molto basso, l'omogeneizzazione permette di ottenere la cosiddetta “transizione polvere-pasta”, prima di alimentare l'estrusore. Per tale fase si utilizzano mescolatori ad elevato sforzo di taglio.

3.4 Estrusione

Come già detto, il processo di estrusione consiste nel forzare la pasta ad uscire da un foro opportunamente sagomato

(filiera) attraverso l'applicazione di una pressione sufficiente a garantire lo scorrimento della pasta.

L'estrusore è composto da una prima vite di alimentazione, una zona di sotto-vuoto (per eliminare aria dall'interno dell'impasto) e da una vite di estrusione, che termina con una filiera che conferisce all'impasto la forma definitiva.

Valori di pressione eccessivamente elevati comportano il blocco dell'estrusore (sulla filiera) e quindi del processo di produzione, e possono derivare da caratteristiche dell'impasto non ottimali dal punto di vista reologico, oppure da fenomeni di riscaldamento locali che provocano l'indurimento dell'impasto stesso.

Il prodotto estruso deve avere una sufficiente “resistenza al verde”, cioè deve essere in grado di mantenere la forma nelle fasi successive di taglio, movimentazione e maturazione. Le caratteristiche del prodotto finale dipendono principalmente dalla composizione della pasta, dalla geometria della filiera (manufatti di forma semplice o complessa) e dalle condizioni operative (pressione).

3.5 Taglio e movimentazione

Per ottenere il prodotto finito delle dimensioni desiderate è necessario tagliare il manufatto in uscita dall'estrusore mediante opportuni sistemi, evitando di perturbare il manufatto stesso. Allo stesso tempo, il prodotto viene trasferito alla fase di maturazione, ove procede nel suo processo di irrigidimento ed indurimento.

3.6 Maturazione

Come tutti i manufatti a base di cemento, tale fase è molto importante per l'ottenimento delle prestazioni fisico-meccaniche desiderate. Le condizioni ottimali di temperatura ed umidità rispondono ad un ciclo di trattamento che varia a seconda della composizione dell'impasto e della complessità geometrica del prodotto.

4. TUBI ESTRUSI

I tubi in fibrocemento estrusi a spessore sottile che sono stati sviluppati, rappresentano una soluzione alternativa – per quanto riguarda l'applicazione per fognature non in pressione – ai tubi in PVC, in ghisa, in calcestruzzo e in gres, soprattutto nel campo dei diametri nominali relativamente più bassi (150-400 mm).

In seguito alla messa a punto del processo industriale, sono stati prodotti tubi di lunghezza fino a 5 metri, aventi spessori molto sottili, notevolmente inferiori a quelli in calcestruzzo di pari diametro, (Fig. 7). A titolo di esempio, facendo riferimento alla norma UNI EN 588-1, per il diametro nominale DN200 lo spessore è di circa 14 mm, per la classe di resistenza 120 (corrispondente ad una resistenza di 2400 kg/metro lineare). Il peso per metro lineare è di 20 kg circa, cui corrisponde un costo che si pone allo stesso livello del tubo in PVC di pari diametro nominale (UNI EN 1401).

Le proprietà fisico-meccaniche del materiale estruso sono riportate in Tabella 2. Nella figura 11 è mostrata la prova di schiacciamento secondo la norma UNI EN 588-1 (DN200).

I tubi prodotti rispondono alla norma UNI EN 588-1 anche in termini di durabilità chimica e di resistenza in acqua calda.

Tabella 2 – Proprietà fisico-meccaniche dei tubi estrusi

Densità	2100 kg/m ³
Resistenza alla flessione (ASTM D790)	27-30 MPa
Resistenza alla compressione (UNI EN 196-1)	96-105 MPa
Modulo elastico flessionale dinamico (UNI 9771)	45 GPa
Modulo di Poisson	0.23
Porosità totale (MIP)	18%
Resistenza allo schiacciamento tubo DN200 (UNI EN 588-1)	>2400 Kg/metro
Tenuta idraulica tubo DN200 (UNI EN 295-3)	
- a 0.5 bar	0 litri/m ²
- a 0.75 bar	0.04 litri/m ²

La tecnologia dimostra di essere a basso impatto ambientale, con costi energetici di produzione veramente limitati.



Figura 7 – Prova a schiacciamento secondo UNI EN 588-1

5. ALTRI MANUFATTI PER L'EDILIZIA

A differenza dei tubi, in cui vengono richiesti dei materiali che, oltre ad essere estrudibili, devono possedere caratteristiche meccaniche elevate (e per questo motivo, il costo della formulazione è relativamente elevato), in questo caso l'obiettivo da raggiungere consiste nell'ottenimento di prodotti di qualità ad un costo per metro lineare che sia il più basso possibile.

Per questo motivo è stato necessario svolgere una ricerca mirata alla minimizzazione dei costi delle formulazioni, soprattutto in relazione al contenuto di additivi organici che influenzano in modo significativo il costo industriale finale del prodotto. Inoltre, molta attenzione è stata dedicata allo studio della "resistenza al verde" dei prodotti, al fine di ottimizzare le geometrie dei prodotti, minimizzando il loro peso, a geometria data. In alcuni casi, sono stati così ottenuti dei prodotti aventi percentuali di vuoto superiori al 70%, senza cedimenti o afflosciamenti significativi.

Nelle Figure 8a-d sono mostrati alcuni esempi di prodotti estrusi, da destinare all'edilizia civile (pannelli, blocchi).

Per tali prodotti, si possono raggiungere valori di resistenza alla flessione su tre punti di 20 MPa, con valori di massa volumica di circa 2300 kg/m³.

La tecnologia può essere così sfruttata per produzioni di elevata qualità, standardizzata, e di notevole quantità (per una linea di produzione, si può arrivare a 10-12 ton/ora di prodotto, che equivale a circa 6 metri al minuto per un prodotto che pesa circa 30 kg/metro lineare, allo stato fresco).

Di seguito si riporta un elenco di prodotti cementizi estrusi già sul mercato:

- pannelli per partizioni verticali di edifici civili ed industriali,
- pannelli per rivestimento facciate,
- pannelli per recinzioni esterne,
- davanzali di finestre,
- gocciolatoi per muri,
- profilati e cornici,
- tubi distanziatori per casseforme,
- distanziatori per armature,
- lastre piane ed ondulate.



a



b



c



d

Figura 8 – Esempi di prodotti estrusi

Altri esempi di manufatti cementizi che potrebbero essere prodotti per estrusione e trovare così applicazione nel campo dell'edilizia civile ed industriale:

- tubazioni,
- pannelli fonoassorbenti,
- elementi per solaio (pannelli e blocchi),
- elementi per controsoffittature,
- tabelloni,
- pilastri per recinzioni,
- profili per cornici,
- casseforme permanenti, per pilastri e per solai architravi,
- piastrelle per copertura e per pavimentazione,
- canalizzazioni elettriche.



Figura A – Modello del Don Bosco Trust Vocational Centre (Sri Lanka)

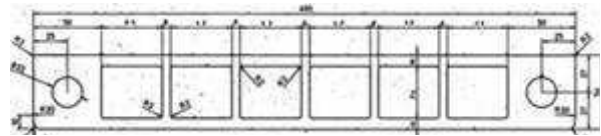


Figura B – Sezione dei pannelli frangisole

Una prima applicazione che permetterà di verificare su scala prototipale significativa la tecnologia dell'estrusione riguarda la produzione a breve di pannelli frangisole ed elementi per balconi in cemento bianco, per un edificio in costruzione nello Sri Lanka (Don Bosco Trust Vocational Training Centre, finanziato dalla Fondazione Italcementi Cav. Lav. Carlo Pesenti), progettato dall'ing. G. Guala, Figure A e B.

Altre applicazioni sono in corso di messa a punto, in collaborazione con partner industriali esterni, leader nel settore della prefabbricazione in Italia.

6. RINGRAZIAMENTI

Gli autori desiderano ringraziare i signori Gianluca Lezzi, Marco Plebani e Nunzio Saccomandi del Laboratorio CTG di Bergamo per la loro fattiva collaborazione nell'esecuzione delle prove di laboratorio, nonché per la loro proficua assistenza in fase di industrializzazione del processo.

BIBLIOGRAFIA

- [1] HUMPREY, Brevetto US 3,857,715.
- [2] ALDEA, C., MARIKUNTE, S., SHAH, S.P. (1998) - Extruded Fiber Reinforced Cement Pressure Pipe. *Advanced Cement Based Materials* 8 (2), 47-55
- [3] Ultrapanel website, www.ultrapanel.com.au, 2006
- [4] Finewall website www.finewall.net, 2006
- [5] ALFANI, R., GUERRINI, G.L. (2005) - Rheological Test Methods for the Characterization of Extrudable Cement-Based Materials. *A Review, Materials and Structures* 38 (276), 239-247

Contatti

Gian Luca Guerrin: g.guerrini@itcgr.net

Roberta Alfani: r.alfani@itcgr.net

LA SICUREZZA DI SERVIZIO NELLA PROGETTAZIONE DI UN PONTE A CONCI IN C.A.P.

Marcello Arici¹, Michele Fabio Granata¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Palermo

SOMMARIO

La sicurezza di servizio di un ponte in cemento armato precompresso, costruito con conci a sbalzo, presenta molteplici aspetti legati alla resistenza, alla deformabilità e alla valutazione degli effetti differiti nel tempo, ma anche altri legati alla durabilità dell'opera. Si presenta il caso studio di un ponte ad arco-portale in c.a.p. con pile inclinate, realizzato per sbalzi successivi con conci prefabbricati. Vengono presentati gli aspetti progettuali e costruttivi tenuti in conto, valutando le implicazioni del funzionamento della struttura ad arco rispetto a quella di trave continua, in particolare per gli effetti dello sforzo normale in campata e tenendo conto della ridistribuzione delle sollecitazioni per viscosità, dovuta al cambiamento di schema statico.

SUMMARY

The evaluation of structural safety in service life for a segmental prestressed bridge depends on a great number of parameters both in design and construction phases. These different aspects regard strength capacity, deformability and time dependent effects due to shrinkage and creep together with those related to maintenance and durability. A case-study of a segmental arch-portal bridge, built by the cantilever method, is presented here. Design and construction aspects have been taken into account, together with the evaluation of the arch-effect compared to the behaviour of a continuous beam, particularly for the axial force effects on the central span. Creep has been considered also for the evaluation of stress pattern due to the change of the static scheme during construction.

1. INTRODUZIONE

La sicurezza di servizio di un ponte a conci in cemento armato precompresso è correlata ad una molteplicità di fattori che, a partire dalla fase di progettazione concorrono a formare la concezione strutturale dell'opera. La concezione della struttura non può però prescindere da una successiva corretta esecuzione delle scelte progettuali, fattore che concorre alla definizione finale della sicurezza di servizio intesa sia in termini di stati tensionali e deformativi in esercizio che di durabilità dell'opera nel tempo. Proprio il fattore tempo determina due aspetti fondamentali nella definizione e nella valutazione della sicurezza nello stato finale: il primo riguarda la previsione degli effetti di ritiro e viscosità in strutture in c.a.p. che sono particolarmente soggette ai fenomeni lenti in virtù delle loro caratteristiche intrinseche (qualità dei calcestruzzi, esecuzione dei getti, modalità di messa in opera) che delle caratteristiche geometriche e statiche che l'intera opera va assumendo durante tutte le fasi di costruzione fino alla sua configurazione geometrica e statica finale (ponti a schema variato). Il secondo aspetto legato al trascorrere del tempo è invece quello che, a costruzione conclusa, attiene alla durabilità dell'opera nella vita in servizio, caratteristica che deve essere prevista in fase di progettazione mediante opportuni accorgimenti progettuali mirati che, sulla base di precedenti esperienze in esercizio di ponti già costruiti, permettano di ridurre gli interventi di manutenzione e gli

effetti degli agenti aggressivi sui vari elementi strutturali. Ambedue questi aspetti coinvolgono dunque sia le fasi di progettazione che quelle di esecuzione in cantiere.

I ponti a conci in c.a.p. costruiti con la tecnica cantilever vengono realizzati a partire dalla testa delle pile per sbalzi successivi simmetrici ovvero, partendo dalle spalle per sbalzi compensati tramite opportuni contrappesi e/o tiranti che rendono gli appoggi di estremità a doppio effetto. Essi presentano generalmente uno schema finale in esercizio a trave continua, per cui da uno schema isostatico di costruzione pervengono ad uno schema iperstatico di esercizio, tramite la chiusura della campata in mezzera con il getto del concio di sutura. Nelle fasi costruttive a sbalzo, per compensare i momenti dovuti al peso proprio dei conci, viene inserita una precompressione superiore. Esistono poi diverse tipologie di costruzione: i conci possono essere costruiti in opera su casseforme mobili a sbalzo, prefabbricati e assemblati con giunti bagnati cioè con getti di sigillatura in situ o infine, a conci prefabbricati coniugati e chiavi di taglio. Nei conci gettati in opera le armature ordinarie sono passanti e fungono da armatura di ripresa per il concio successivo. Nei conci coniugati prefabbricati non si hanno invece armature ordinarie passanti ma soltanto armatura attiva costituita dai cavi di acciaio armonico. In questo caso il getto del concio successivo, eseguito nel cantiere di prefabbricazione, viene effettuato contro la parete del concio precedente che funge da

cassaforma in maniera tale da assicurare nella successiva fase di montaggio la perfetta coincidenza delle superfici contigue dei giunti. L'armatura di precompressione superiore passante è dunque quella che permette l'adesione ed il sostentamento dei conci montati mediante l'introduzione dello sforzo normale eccentrico nelle sezioni della mensola; lo strato di resina che si interpone tra gli elementi montati a sbalzo funge invece soltanto da sigillante. I ponti prefabbricati a giunti bagnati costituiscono una tipologia intermedia tra le due precedentemente descritte in quanto le armature lente fuoriescono dai conci prefabbricati consentendo di realizzare la loro continuità nel giunto che viene gettato in opera. La differenza tra queste tipologie risulta fondamentale anche per gli effetti della viscosità poiché diverso è il comportamento dei conci prefabbricati e maturati in stoccaggio prima della messa in opera da quello dei conci gettati in situ e quindi della progressiva maturazione del calcestruzzo in opera concio per concio. In ogni caso, se la costruzione è stata effettuata a sbalzo, quando due stampelle sono state completate, gettato e maturato il concio di sutura in mezzeria, la struttura assume la configurazione di trave continua su più appoggi ed il momento positivo che si genera in campata per effetto dei successivi carichi permanenti e variabili applicati, viene ripreso attraverso una precompressione inferiore di continuità. L'introduzione in campata dei cavi inferiori permette di compensare dunque le trazioni che si genererebbero all'estradosso inferiore della trave continua per effetto soprattutto dei carichi mobili in esercizio.

Oltre a questo effetto è però da tenersi in considerazione anche la presenza dei fenomeni lenti ed in particolare della viscosità del calcestruzzo [1], la quale agisce su una struttura che nel corso delle fasi costruttive cambia il suo schema da isostatico a mensola ad iperstatico a trave continua. L'introduzione del vincolo posticipato di continuità in mezzeria, induce un fenomeno di redistribuzione delle sollecitazioni, facendo nascere al centro della campata un momento positivo per effetto dei soli carichi da peso proprio e precompressione di montaggio. Si tratta del fenomeno di recupero del regime statico finale modificato, ovvero di una parte delle sollecitazioni che sarebbero nate nella struttura per effetto dei carichi permanenti applicati durante il montaggio, come se questa fosse stata fin dall'inizio costruita con il suo schema finale di trave continua. Ciò induce un incremento di momenti positivi in campata che si sovrappone a quelli che nascono per i carichi permanenti aggiuntivi e i carichi mobili, dopo la chiusura. I cavi inferiori di precompressione devono dunque essere in grado di fornire tensioni di compressione al lembo inferiore che contrastino questi effetti, i quali inducono tutti tensioni inferiori di trazione nelle sezioni al centro della campata. Per il dimensionamento della precompressione sono dunque necessarie due valutazioni: quelle per i cavi superiori che tengono conto dei momenti negativi sugli appoggi (cioè nei conci in testa alle pile) soprattutto nella fase di costruzione a mensola e nello schema finale continuo, per effetto dei carichi mobili, e quelle per i cavi inferiori, nello schema di esercizio con i carichi aggiuntivi permanenti e variabili e con un'attenta valutazione del recupero dovuto ai fenomeni viscosi.

E' tuttavia possibile utilizzare la tecnica di costruzione dei conci a sbalzo con uno schema statico finale differente dal precedente e cioè a telaio, ovvero ad arco-portale con pile inclinate. In tal caso lo schema iniziale isostatico a mensola può essere supportato da apposite pile provvisorie verticali che, una volta effettuata la chiusura in chiave, vengono rimosse mettendo in funzione lo schema ad arco. In tal modo, mentre per la fase di costruzione non cambia nulla di sostanziale rispetto al caso precedente, rimanendo tutte le sollecitazioni dello stesso tipo, dall'altro lato il comportamento in fase di esercizio è completamente differente

per l'introduzione di una notevole aliquota di sforzo normale nella campata centrale. La dismissione delle pile provvisorie ed il conseguente funzionamento ad arco [2] che viene attivato proprio dal peso proprio che in costruzione si scarica sui puntelli, permette di ottenere forti sollecitazioni permanenti di compressione a cui si sovrappongono tutte quelle dovute ai carichi successivi: permanenti aggiuntivi e di esercizio (in particolare i carichi mobili). Questa aliquota di sforzo normale permette una forte riduzione dei cavi inferiori di continuità e quindi esso può essere considerato come un benefico effetto sulla struttura, la quale può affrontare le trazioni al bordo inferiore in campata con una iniziale decompressione delle sezioni ed un eventuale apporto di precompressione, piuttosto limitato, che serve praticamente ad affrontare soltanto i massimi effetti flettenti dei carichi mobili. Inoltre è da notare come i carichi aggiuntivi distribuiti in campata permettano di ottenere sempre per il comportamento ad arco-portale uno sforzo normale di compressione associato ai momenti flettenti, con un generale beneficio per tutte le sezioni della campata interessata, soggette ad una "precompressione naturale" indotta dai carichi applicati su quello schema strutturale. Tutto ciò è associato anche in questo caso agli effetti dei fenomeni lenti, che meno si risentono rispetto alla trave continua perché fanno riferimento a carichi da peso proprio distribuiti sull'intera campata. Questo porta ad un generale incremento della sicurezza di servizio per le sezioni correnti, sia in termini di stati limite di esercizio, che di stati limite ultimi (di rottura delle sezioni). La variazione dello schema statico in esercizio da quello a trave continua a quello ad arco-portale comporta naturalmente un aggravio di costi in costruzione dovuto alla necessità di realizzare delle pile provvisorie, ma un beneficio in termini di quantità dei cavi di precompressione da utilizzare (maggiormente per quelli di continuità) ed in termini di sicurezza strutturale per i successivi carichi di servizio.

Nel seguito vengono messi in evidenza questi aspetti tramite un confronto tra due strutture a conci con schemi statici di trave continua e di arco-portale. A partire dal caso studio di un ponte a conci in c.a.p. in corso di costruzione sulla circonvallazione urbana di Palermo con schema statico in esercizio di arco-portale a due cerniere, verrà analizzata un'analogia struttura, eguale per luci e sezioni d'impalcato che presenti invece uno schema di trave continua. Sarà così effettuata una valutazione comparativa dei due comportamenti sia in fase di costruzione che in esercizio a struttura ultimata e degli effetti che si generano sulle due strutture per la redistribuzione delle sollecitazioni dovuta alla viscosità. L'elevata incertezza nella valutazione di questo fenomeno, dovuta anche alle notevoli differenze di previsione tra i vari modelli di viscosità proposti dai vari autori, porta alla necessità di dover considerare valori molto diversi delle sollecitazioni che nascono per il recupero viscoso affinché si possa pervenire ad un dimensionamento della precompressione che permetta il pieno rispetto delle condizioni di sicurezza in costruzione ed in esercizio nell'uno e nell'altro caso di schema statico a trave o ad arco. Questa problematica legata ai modelli di previsione del fenomeno viscoso è stata messa in evidenza anche da Chiorino in [1]. Di seguito verrà dapprima presentato il ponte oggetto dello studio e successivamente le ipotesi adottate per il confronto con l'analogo ponte a trave continua, con riguardo soprattutto alle tensioni normali per stati limite di esercizio e stati limite ultimi.

2. PRESENTAZIONE DEL CASO STUDIO

2.1 Il ponte

Viene di seguito illustrato lo studio per la costruzione di due ponti gemelli a conci prefabbricati coniugati sulla valle del fiume Oreto per il completamento del raddoppio

dell'autostrada urbana di circonvallazione della città di Palermo. Lo schema statico dei ponti in costruzione è quello di arco-portale a due cerniere con pile inclinate. La campata centrale ha una luce tra gli assi dell'attacco pile-impalcato di 98 metri, mentre tra le cerniere dell'arco la luce è di 122 metri. Le due campate di compensazione laterali, molto più corte di quella centrale, sono lunghe circa 16 metri. Lo schema generale è mostrato in Figura 1.

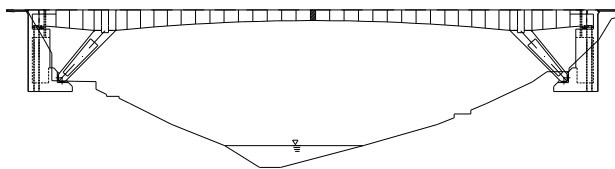


Figura 1 - Schema generale del ponte

Il profilo dell'impalcato è variabile con estradosso inferiore parabolico ed estradosso superiore pressoché retto, con lieve inclinazione longitudinale a doppia falda per lo scorrimento delle acque meteoriche. La sezione trasversale d'impalcato è a cassone monocellulare con larghezza complessiva di 9,75 metri (Fig. 2) ed altezza variabile. Lo spessore della soletta superiore è fissa e pari a 26 cm, lo spessore della soletta inferiore è variabile con massimo di 90 cm sulle pile e minimo di 24 cm nella sezione di mezzeria della campata centrale. La costruzione dell'impalcato viene descritta di seguito.

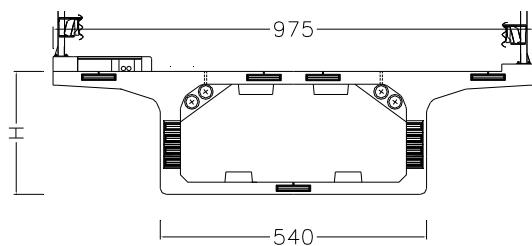


Figura 2 - Sezione trasversale dell'impalcato

2.2 Le fasi costruttive

La costruzione procede secondo le seguenti fasi.

- FASE 0
Realizzazione delle spalle e delle pile provvisorie. Realizzazione delle pile inclinate e prefabbricate e loro posizionamento in appoggio tra la sommità della pila provvisoria ed il piede della spalla. Inizio costruzione dell'impalcato a partire dalla sezione di testa pila: posizionamento dei primi conci e loro solidarizzazione alla pila inclinata.
- FASE 1
Costruzione dell'impalcato con conci coniugati montati per sbalzi simmetrici fino al completamento della campata di compenso (primi cinque conci) e connessione alla spalla (Fig. 3a).
- FASE 2
Precompressione della spalla e completamento per sbalzi asimmetrici della campata centrale; il compenso dei momenti dovuti al montaggio dei conci viene effettuato tramite la connessione della campata laterale corta con la spalla precompressa (funzionamento a tirante dell'appoggio sulla spalla, Figura 3b).
- FASE 3
Chiusura in mezzeria dell'impalcato dopo il completamento dei due semi-ponti tramite il getto di sutura: il comportamento dell'impalcato è a trave continua poiché sono ancora presenti le pile provvisorie e le pile inclinate non sono ancora attive (Fig. 4).

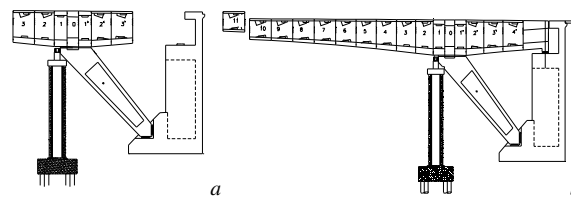


Figura 3 - a) Fase 1: costruzione per sbalzi simmetrici.
b) Fase 2: costruzione della stampella asimmetrica

- FASE 4
Rimozione delle pile provvisorie: inizia il comportamento ad arco-portale ed il funzionamento delle pile inclinate. Completamento del ponte per la fase di esercizio e successiva applicazione dei carichi mobili (Fig. 1).



Figura 4 - Fase 3: chiusura in chiave

2.3 Fase di esercizio: il ponte a trave continua di confronto

In esercizio, la struttura si comporta come un arco-portale a due cerniere ed i carichi che vengono applicati sono quelli permanenti aggiuntivi dovuti alla pavimentazione ed alle finiture ed i carichi variabili, tra cui i carichi mobili, i carichi termici ed il sisma. La valutazione dei momenti flettenti positivi in fase di esercizio serve al dimensionamento dei cavi di continuità in campata al lembo inferiore. Per tale valutazione è fondamentale mettere in conto gli effetti della viscosità per la variazione di schema statico dal funzionamento a mensola delle prime fasi costruttive a quello del ponte chiuso, prima a trave continua sulle pile provvisorie e dopo ad arco. Per effettuare il confronto con lo schema statico a trave continua si considera il ponte di Figura 5, costruito con le stesse modalità del precedente ma su pile verticali definitive. Nella fase 2 (a mensola) viene mantenuto il tirante sulla spalla per bilanciare i momenti di montaggio dei conci nella campata centrale di maggior luce.

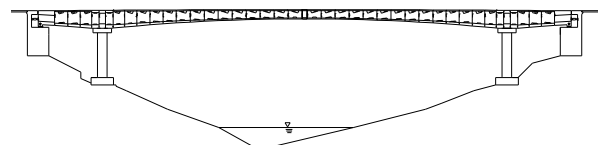


Figura 5 - Ponte a trave continua di confronto

Naturalmente la distribuzione delle luci, analoga a quella del ponte ad arco, è una scelta progettuale dovuta alla situazione ambientale in cui si colloca il ponte da costruire, anche se tale distribuzione non sarebbe ottimale per un ponte a travata costruito per sbalzi successivi, essendo le campate di compenso molto corte rispetto a quella centrale.

3. VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DEI FENOMENI LENTI

In questa sezione verranno affrontate le problematiche relative alla valutazione degli effetti della viscosità sulla fase di esercizio della struttura, che risultano determinanti per le condizioni di sicurezza in servizio delle due strutture a trave e ad arco.

3.1 Effetto del cambiamento di schema statico

Gli effetti della viscosità del calcestruzzo possono cambiare in modo significativo le sollecitazioni e le deformazioni di una struttura soggetta a carichi permanenti nel tempo [3]. Gli effetti principali della viscosità sono

l'incremento delle deformazioni indotte dai carichi permanenti applicati, il rilassamento delle tensioni dovute a deformazioni permanenti applicate e la redistribuzione delle tensioni nel caso in cui intervenga una variazione dello schema statico per aggiunta di vincoli. In questo ultimo caso infatti i vincoli posticipati, che sono stati aggiunti in fasi successive all'applicazione dei carichi permanenti, limitano le deformazioni di tipo elasto-viscoso che continuerebbero a manifestarsi se essi non venissero inseriti nella struttura. Ciò, in ultima analisi, comporta che le sollecitazioni tendono teoricamente, nel tempo, a quelle che la struttura avrebbe avuto se tutti i vincoli fossero stati pre-esistenti all'applicazione dei carichi (principio del parziale riacquisto dello schema statico modificato).

Gli effetti della viscosità, assieme a quelli prodotti dal ritiro, influenzano molto la durabilità a lungo termine delle strutture ed il rispetto dello stato limite di servizio, inteso sia come stato limite di deformazione, quando la viscosità del calcestruzzo ha principalmente un effetto di incremento delle deformazioni nel tempo, sia come stato limite di fessurazione, quando è la variazione del quadro tensionale ad essere maggiormente influenzata. Un esempio di influenza sullo stato limite di deformazione è quello del ponte sul rio Sinigo, il quale dopo circa 20 anni dalla sua costruzione presentava al centro della campata una deformata permanente a cuspidè dovuta anche ad un eccesso di deformazioni viscoso nel tempo [4].

La teoria della viscosità lineare si basa su quattro teoremi fondamentali. Il primo teorema afferma che l'applicazione di azioni statiche costanti o variabili nel tempo produce l'insorgere di deformazioni variabili e crescenti nel tempo per effetto della viscosità. Il secondo teorema implica invece che l'applicazione di deformazioni costanti o variabili nel tempo produce, per effetto della viscosità, lo sviluppo di tensioni variabili e decrescenti nel tempo. Il terzo e il quarto teorema forniscono invece la legge di variazione dello stato di sollecitazione conseguente ad una variazione singola o multipla di schema statico. Quando vengono aggiunti vincoli posticipati, le sollecitazioni possono essere determinate attraverso una combinazione lineare data dalla somma di quelle elastiche valutate nello schema statico di partenza e delle differenze fra le sollecitazioni elastiche valutate fra ogni successivo schema ed il precedente, immaginando di aggiungere i vincoli prima dei carichi. I coefficienti di questa combinazione lineare sono rappresentati da valori della funzione di redistribuzione nel tempo $\xi(t, t_0, t_i^*)$, la quale esprime la percentuale di recupero dello schema statico modificato, essendo t_0 il tempo di applicazione dei carichi e t_i^* il tempo di applicazione dell'*i*-esimo gruppo di vincoli posticipati. La funzione di redistribuzione assume sempre valori tra $\xi=0$ (condizione di recupero nullo) e $\xi=1$ (condizione di recupero totale).

Tali teoremi sono sempre validi quando le strutture sono viscosamente omogenee, ovvero presentano le stesse caratteristiche in ogni elemento nei confronti della viscosità. Le strutture, invece sono in genere da considerarsi eterogenee e tale eterogeneità è dovuta alla presenza di materiali diversi, come acciaio e calcestruzzo, o all'associazione di parti di calcestruzzo che hanno differenti proprietà (differenza fra le età di getto e di maturazione delle varie parti). In questi casi la valutazione degli effetti della redistribuzione delle tensioni dovute alla viscosità è più complessa ed in genere non può essere effettuata come combinazione di soluzioni elastiche.

Nei ponti a conci costruiti a sbalzo, i fattori che generano la disomogeneità nella valutazione degli effetti viscosi sono [3]:

- la presenza di armature (lente e di precompressione) che induce disomogeneità all'interno della sezione.
- I diversi tempi di getto dei vari conci e la possibile

differenza dei tempi di maturazione fra un concio e un altro, che inducono disomogeneità nella stampella costruita.

- La possibilità che le due stampelle del ponte possano essere realizzate in tempi differenti e fra di loro successivi [5]. Questo è un caso comune nella pratica poiché corrisponde all'utilizzazione della stessa attrezzatura di cantiere per realizzare sia l'una che l'altra stampella (dissimmetria nei tempi di realizzazione delle due mensole).

La disomogeneità delle sezioni dovuta alla presenza di armature può essere in genere trascurata perché di effetto abbastanza limitato [2]. Le altre cause che inducono disomogeneità invece, possono essere considerate solo con laboriosi metodi di analisi elasto-viscosa step by step o con metodi semplificati approssimati [3,6]. Queste eterogeneità diventano molto più importanti nel caso in cui i conci non siano prefabbricati ma vengano gettati in opera, perché essendo necessariamente limitati i tempi di maturazione dei getti, gli effetti di viscosità insieme con le differenze di età di maturazione dei conci, assumono maggiore importanza. Viceversa, nel caso di conci prefabbricati si possono ottenere dei tempi di maturazione maggiori e di conseguenza la risposta viscosa può essere contenuta. Inoltre si riescono anche a ridurre le differenze di età di messa in carico perché si accelerano le operazioni di montaggio o si possono effettuare opportune programmazioni fra tempi di produzione dei conci nel cantiere di prefabbricazione e tempi di montaggio.

Si ipotizzi ora, che tramite tali accorgimenti di maturazione e messa in opera dei conci prefabbricati, per il caso in studio, le stampelle possano essere considerate mediamente omogenee trascurando sia l'effetto del differenziale di età di maturazione dei conci che la loro messa in carico, così come il differenziale tra la realizzazione delle due stampelle [1]. Nel caso in cui la struttura possa essere considerata omogenea e schematizzata con due mensole simmetriche, la soluzione del problema si ottiene direttamente dalla scrittura del terzo teorema della teoria elasto-viscosa lineare nella sua forma classica. Il vincolo posticipato inserito con la chiusura in mezzeria impedisce l'incremento di rotazione relativa fra le estremità delle due stampelle, reagendo con una coppia $C(t)$ variabile nel tempo, la quale induce la redistribuzione delle sollecitazioni. La figura 6a mostra l'andamento delle deformazioni senza l'aggiunta del vincolo mentre la figura 6b lo stesso andamento con l'apposizione del vincolo posticipato.

L'equazione di congruenza che risolve il problema è

$$\gamma_0(t) - \gamma_0(t^*) = E_{28} \gamma_1 \int_{t^*}^t J(t, \tau) dC(\tau) \quad (1)$$

Il primo membro dell'equazione è l'incremento di rotazione relativa a partire dal tempo t^* in cui viene variato lo schema statico, uguale a:

$$\gamma_0(t) - \gamma_0(t^*) = E_{28} \gamma_0 [J(t, t_0) - J(t^*, t_0)] \quad (2)$$

in cui E_{28} è il modulo elastico di riferimento, γ_0 la rotazione elastica di estremità della stampella per effetto dei carichi ivi applicati al tempo t_0 , $J(t, t_0)$ la funzione di viscosità. Il secondo membro dell'equazione (1) rappresenta invece la rotazione elasto-viscosa che va sviluppandosi nella sezione dove viene aggiunto il vincolo per effetto della nascente coppia $C(t)$, dove γ_1 rappresenta la rotazione elastica di estremità della stampella per effetto di una coppia unitaria. La coppia $C(t)$ può essere scritta tramite la seguente relazione:

$$C(t) = C_{el}^H \xi(t, t_0, t^*) \quad (3)$$

dove C_{el}^H è il valore della coppia nello schema elastico finale, ottenuto applicando il vincolo posticipato e considerando i carichi agenti dopo l'applicazione del vincolo. Inoltre ξ è la funzione di redistribuzione valutata al generico tempo $t > t^*$. Introducendo la posizione (3) nell'equazione di congruenza (1) si ottiene la seguente forma integrale:

$$J(t, t_0) - J(t^*, t_0) = \int_{t^*}^t J(t, \tau) d\xi(\tau, t_0, t^*) \quad (4)$$

la cui integrazione numerica conduce alla determinazione della funzione di distribuzione $\xi(t, t_0, t^*)$ [1,3].

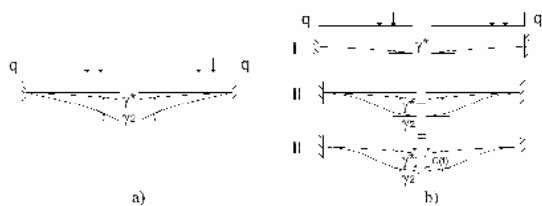


Figura 6 – Effetto del vincolo posticipato in una struttura omogenea

Per effetto della redistribuzione, la generica caratteristica di sollecitazione $S(t)$ assume la seguente espressione, per tempi maggiori di t^* :

$$S(t) = S_{el}^I + (S_{el}^{II} - S_{el}^I) \xi(t, t_0, t^*) \quad (5)$$

con S_{el}^I e S_{el}^{II} , sollecitazioni ottenute sullo schema elastico iniziale e finale.

3.2 Effetto di rimozione dei puntelli

Si ipotizzi ora che successivamente all'applicazione dei carichi, ad una prima variazione di schema statico per l'aggiunta di un vincolo posticipato ne segua una successiva dovuta alla rimozione di un vincolo provvisorio (puntello) al tempo $t_R > t^*$. La somma delle sollecitazioni associate allo schema statico iniziale per effetto dei carichi ivi applicati e delle sollecitazioni variabili nel tempo prodotte dal vincolo posticipato determinano il fenomeno della redistribuzione delle sollecitazioni. Se ad un tempo t_R successivo a t^* viene rimosso un vincolo che era stato applicato sulla struttura solo provvisoriamente, perché venga mantenuto l'equilibrio nel tempo, la rimozione del vincolo equivale ad applicare sulla struttura una reazione pari a $-R(t)$, in ogni tempo eguale e opposta a quella che esso continuerebbe ad esplicare se non venisse rimosso. La variabilità nel tempo della reazione dipende dalla redistribuzione in atto nella struttura. La generica sollecitazione $S(t)$ assume allora la seguente espressione [3]:

$$S(t) = S_{el}^I + (S_{el}^{II} - S_{el}^I) \xi(t) H(t - t^*) + (S_{el}^{III} - S_{el}^{II}) \left[\frac{R^I}{R^{II}} (1 - \xi(t)) + \xi(t) \right] H(t - t_R) \quad (6)$$

in cui il significato della simbologia è il seguente: S_{el}^I , S_{el}^{II} e S_{el}^{III} rappresentano rispettivamente le sollecitazioni elastiche indotte dai carichi nello schema strutturale iniziale I, nello schema modificato con l'aggiunta del vincolo posticipato II e nello schema ulteriormente modificato con la rimozione del vincolo provvisorio III, mentre R^I e R^{II} sono le reazioni del vincolo provvisorio ai carichi che generano tali sollecitazioni negli schemi I e II; $\xi(t) = \xi(t, t_0, t^*)$ è la funzione di redistribuzione e $H(t - t_i)$ la funzione a gradino di Heaviside.

4. VALUTAZIONI SULLA SICUREZZA DI SERVIZIO

4.1 Valutazioni allo stato limite di esercizio

In questa sezione vengono illustrate le valutazioni effettuate sulle due strutture agli stati limite di esercizio, secondo le indicazioni della normativa italiana vigente (DM 14/09/2005). Lo stato limite di esercizio è stato considerato con le seguenti ipotesi:

- comportamento lineare delle sezioni;
- tensione limite di trazione nulla, sezione interamente reagente a compressione;

- massima tensione di compressione nel calcestruzzo pari a quella limite per lo SL considerato: R_{ck}/γ_c .

Con tali posizioni si è costruito un dominio elastico per ogni sezione le cui rette limite sono determinate dalle condizioni di tensione nulla o pari alla massima di compressione al bordo superiore ed inferiore della sezione. Di conseguenza, si tratta di uno stato limite di prima fessurazione o di eccesso di compressione nel calcestruzzo. Ciò perché nei ponti a conci non è ammessa alcuna tensione di trazione in quanto questa corrisponderebbe all'apertura dei giunti tra i conci, non essendo presente armatura lenta passante. Le sezioni che maggiormente interessano per le valutazioni di seguito effettuate e riguardanti soprattutto la quantità ed il dimensionamento della precompressione superiore ed inferiore sono: la sezione di mezzeria della campata centrale in corrispondenza del concio di sutura (momenti massimi positivi per effetto dei carichi di servizio) e quella di testa pila all'attacco con il primo concio d'impalcato (momenti massimi negativi). Altre sezioni interessanti sono quelle della campata di riva, che presentano una distribuzione molto diversa delle sollecitazioni rispetto alla campata centrale. Per ogni sezione si sono considerate diverse ipotesi di redistribuzione viscosa facendo riferimento anche a diversi modelli di viscosità al fine di considerare la situazione peggiore per il dimensionamento delle armature di precompressione superiore ed inferiore.

Le ipotesi fatte in progetto sono le seguenti:

- 1) i carichi agenti nelle fasi di costruzione sono il peso proprio dei conci e la precompressione superiore;
- 2) i carichi permanenti considerati in fase di esercizio sono: la precompressione inferiore, i carichi permanenti aggiuntivi, le cadute di tensione della precompressione superiore ed inferiore, gli effetti del ritiro, gli effetti di redistribuzione per viscosità;
- 3) i carichi variabili considerati in esercizio sono: una variazione termica uniforme ed un gradiente termico, i carichi mobili.

Ai fini della valutazione degli effetti viscosi, i valori della funzione di redistribuzione ξ sono stati determinati per integrazione numerica ipotizzando un tempo di stoccaggio e quindi di carico $t_0=60$ giorni per la successiva messa in opera e un tempo di chiusura (fine costruzione delle stampelle e maturazione del concio di mezzeria) $t^*=90$ giorni, con immediata rimozione del puntello (cioè $t_R = t^*$). Il calcestruzzo utilizzato è di classe $f_{ck} = 40$ MPa con i seguenti parametri: $2A_s/u = 400$ mm e $RH = 80\%$. Si è operato nell'ipotesi semplificata di struttura viscosamente omogenea e contemporanea realizzazione delle due stampelle, trascurando la disomogeneità dovuta a differenza di età dei getti e di realizzazione dei due semiponti. I modelli utilizzati per la determinazione della funzione ξ sono: il CEB Model Code 90 [7], il modello GL2000 [8] ed il modello B3 [9], per i quali si hanno i seguenti valori di redistribuzione a tempo infinito (100 anni, cioè $3.6 \cdot 10^4$ giorni):

CEB Model Code 90:	$\xi = 0.48$
Modello GL2000:	$\xi = 0.69$
Modello B3:	$\xi = 0.88$

Come si può vedere dai valori sopra riportati, le previsioni di recupero dello schema statico modificato, sulla base degli stessi dati di partenza, sono estremamente diversi per i modelli considerati, per cui l'estrema incertezza nella determinazione delle sollecitazioni finali permanenti influenza tutte le considerazioni in fase di dimensionamento della precompressione e di verifica delle sollecitazioni dovute ai carichi di servizio. Con tali valori vengono riportati i diagrammi della figura 7 relativi ai percorsi di sollecitazione della sezione di testa pila entro il dominio M-N per i due casi di arco (indicato con ●) e trave (indicata con ■) e per il valore fissato della funzione di redistribuzione ξ . Nella figura,

indicando con l'apice i punti dell'arco e con il doppio apice quelli della trave, i tratti del percorso delle sollecitazioni corrispondono all'applicazione dei seguenti carichi:

- 0-A' e 0-A'': fine costruzione a mensola, peso proprio e precompressione superiore;
- A'B': rimozione delle pile provvisorie;
- B'C', A''C'': precompressione inferiore, carichi permanenti aggiuntivi ed effetti delle cadute della precompressione e di ritiro del calcestruzzo, considerati ad esaurimento del fenomeno (cioè a tempo infinito) come se avvenissero istantaneamente;
- C'D', C''D'': recupero per effetto della viscosità;
- D'E', D''E'': applicazione dei carichi mobili.

Per tenere conto degli effetti dei carichi mobili sull'arco-portale dovrebbe costruirsi il dominio elastico definito da tutte le coppie (M,N) che nascono nella sezione considerata per ogni posizione del carico mobile. Più semplicemente si considera, in sicurezza, il dominio rettangolare circoscritto al dominio elastico e definito attraverso le rette parallele agli assi M_{max} , M_{min} , N_{max} e N_{min} . Viene considerato poi il punto più svantaggioso cioè più esterno, nei confronti del dominio.

Per la sezione di testa pila vengono riportati i diagrammi necessari al dimensionamento delle armature superiori di precompressione, scegliendo un numero di cavi per sezione tale da avere il punto più esterno del percorso di sollecitazione sul dominio, situazione che corrisponde ad avere una delle tensioni limite nella sezione (in questo caso, nulla di trazione al bordo superiore).

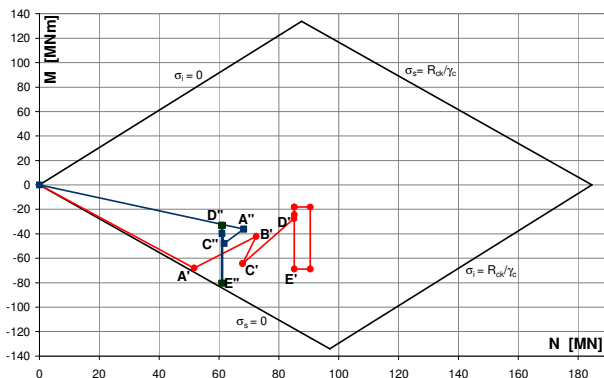


Figura 7 – Sezione di testa pila. Riduzione precomp. sup. arco: 25%

Nel caso dell'arco tale punto è quello corrispondente alla costruzione a mensola, ovvero la precompressione superiore è dimensionata prendendo come situazione più svantaggiosa quella di costruzione (A'), mentre per la trave la situazione più svantaggiosa è quella di momento massimo negativo per carichi mobili (E''). Considerando ognuno dei tre valori di redistribuzione si è ottenuto che il diagramma di figura 7 corrisponde ad una situazione in cui la precompressione superiore nell'arco (necessaria in fase costruttiva) è affidata ad un numero di cavi ridotto del 25% rispetto a quella necessaria nella trave in fase di esercizio. In figura 8 vengono riportati gli analoghi diagrammi per la sezione di mezzeria. In questo caso, prendendo come parametro il numero dei cavi per il dimensionamento delle armature inferiori a momento positivo, le situazioni più svantaggiose sono naturalmente sempre quelle in esercizio per i momenti massimi positivi dovuti ai carichi mobili (E', E''). Il diagramma di figura 8 può essere ottenuto con una riduzione dei cavi di continuità in campata nell'arco di circa il 50% rispetto a quelli necessari nella trave continua (B'C'). Questa forte riduzione corrisponde proprio all'effetto dello sforzo normale presente nel telaio con pile inclinate per effetto arco (A'B'), il quale riduce gli effetti dei massimi momenti positivi in campata dovuti ai carichi mobili

mediante delle forti tensioni di compressione presenti sia per i carichi permanenti che per gli stessi carichi mobili in campata.

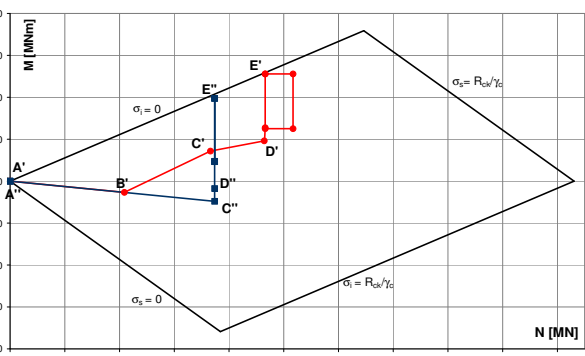


Figura 8 – Sezione di mezzeria. Riduzione precomp. inf. arco: 50%

Un discorso diverso andrebbe però fatto per le sezioni della campata di riva, dove lo sforzo normale d'arco non è presente, ma che beneficiano comunque della riduzione dei massimi momenti negativi sulla testa pila per effetto dei carichi mobili, riduzione dovuta proprio all'effetto arco e che invece non è presente nella trave continua ove i massimi momenti negativi in esercizio sono molto più alti. In tali casi, per grandi valori della funzione di redistribuzione, nella campata di riva della struttura ad arco-portale possono nascere dei momenti positivi che inducono trazioni inferiori, per cui è opportuno prevedere nella campata laterale alcuni cavi inferiori che riducano gli effetti al bordo inferiore.

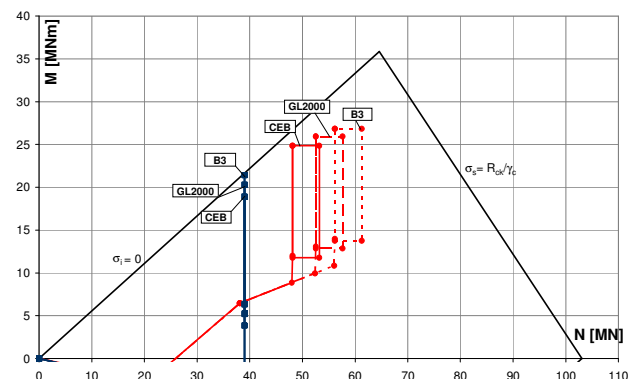


Figura 9 – Dominio della sezione di mezzeria di arco e trave. Confronto per diversi valori di redistribuzione

In base ai diagrammi delle figure 7 e 8 è dunque possibile dimensionare (al variare della percentuale di recupero viscoso) sia la precompressione superiore che quella inferiore. Ma una volta fissati il numero dei cavi e lo sforzo normale di precompressione da introdurre nelle sezioni, diverso sarà il valore delle sollecitazioni finali in esercizio al variare della percentuale di recupero. In figura 9 è mostrato un diagramma per la sezione di mezzeria di arco e trave in cui, fissate le quote di precompressione superiore e inferiore per le due strutture in base alle considerazioni sopra esposte, le sollecitazioni vengono messe a confronto per i tre diversi valori di ξ dovuti al modello di viscosità utilizzato. E' evidente come la sicurezza di servizio vari al variare della quota di redistribuzione delle sollecitazioni: all'aumentare del valore di redistribuzione, la distanza dal limite del dominio aumenta nel caso dell'arco e diminuisce nel caso della trave. Anche questo è dovuto allo sforzo normale dell'effetto arco, considerando che una parte del recupero è proprio quello dello sforzo normale derivante dal carico distribuito del peso proprio come se questo agisse direttamente sullo schema finale modificato dopo l'aggiunta del vincolo posticipato e la rimozione dei puntelli provvisori.

4.2 Valutazioni allo stato limite ultimo

La sicurezza di servizio va valutata anche nei confronti dello stato limite ultimo delle sezioni, ovvero in condizione di rottura.

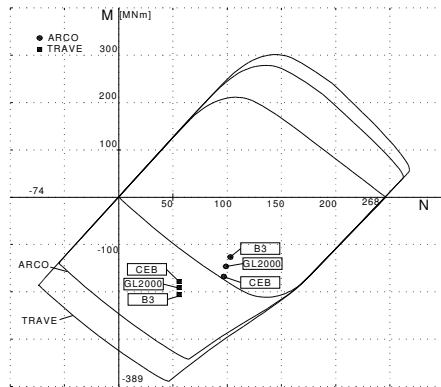


Figura 10 – Dominio di rottura per la sezione di testa pila per arco e trave. Verifica a SLU per diversi valori di recupero viscoso

Nel caso di sezioni precomprese, il contributo dello sforzo normale è decisivo per cui è necessario tenere conto dei domini di rottura M-N per le sezioni considerate sia per sezioni non armate (cioè non considerando il contributo a trazione dell'armatura resa aderente) che per sezioni armate. Non si tiene invece conto del contributo dell'armatura ordinaria poiché questa non è passante nei giunti tra i conci. Nella figura 10 è mostrata la verifica a Stato Limite Ultimo per arco e trave con i domini corrispondenti ai livelli di armatura superiore ed inferiore scelti in fase di dimensionamento e per i tre diversi valori della funzione di ridistribuzione viscosa, considerando sempre gli effetti più svantaggiosi dei carichi mobili.

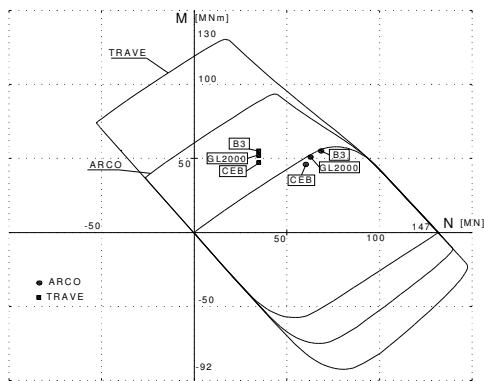


Figura 11 – Dominio di rottura per la sezione di mezzeria per arco e trave. Verifica a SLU per diversi valori di recupero viscoso

In figura 11 è mostrata l'analoga verifica per la sezione di mezzeria. Si può notare come in ambedue le sezioni, i punti relativi alle sollecitazioni nell'arco cadano sempre entro il dominio della sezione non armata mentre quelli delle sollecitazioni nella trave siano interni al dominio della sezione armata. Ciò indica che mentre la verifica a SLU nella struttura ad arco è soddisfatta anche senza considerare il contributo delle armature, al contrario nella trave, è sempre necessario mettere in conto tale contributo.

5. CONSIDERAZIONI SULLA DURABILITA'

Un altro aspetto fondamentale concernente la sicurezza in servizio dei ponti a conci è quella della durabilità nel tempo. Numerosi sono i fattori di deterioramento della struttura che possono ridurre i margini di sicurezza valutati nei paragrafi precedenti. La vita di servizio richiesta per i ponti deve essere assicurata in sede progettuale, oltre che con una accurata

sceita della qualità dei materiali in relazione alle condizioni ambientali, anche da un idoneo piano di manutenzione periodica programmata. La durabilità delle strutture in c.a. è soprattutto governata dalla qualità dei materiali e, in maggior misura dalla qualità del calcestruzzo che deve essere progettato in relazione all'ambiente, con adeguate resistenze, contenuto in cemento e rapporti acqua/cemento tali da assicurare una bassa porosità e la capacità di contrastare la penetrazione degli agenti aggressivi. Un altro importante fattore di durabilità è la necessaria presenza di idonei copriferri che devono avere spessori tali da opporsi alla corrosione delle armature (con conseguente espulsione degli stessi). Occorre poi distinguere tra la durabilità potenziale del calcestruzzo previsto in sede di progetto e quella effettiva del calcestruzzo in opera. L'influenza dell'esecuzione e della messa in opera del calcestruzzo sulla durabilità risulta, infatti, della massima importanza. L'insufficiente compattazione, la vibrazione non corretta, le soluzioni di continuità dei getti nelle riprese, i vuoti nelle zone dove le armature risultano congestionate determinano situazioni critiche e percorsi preferenziali per la velocità del degrado. Inoltre per la durabilità delle strutture in c.a.p., il maggiore problema consiste nella protezione contro la corrosione dei cavi di precompressione. Il progettista deve rigettare cavi ed armature di precompressione sensibili alla corrosione; una minore suscettibilità alla corrosione è da preferirsi a resistenze più elevate o a minori costi. Il secondo punto è l'efficienza del sistema utilizzato per la protezione dalla corrosione, le guaine e le iniezioni: il materiale dei condotti è maggiormente quello per le iniezioni deve essere accuratamente scelto, nel suo contenuto chimico, per eliminare tutti gli agenti corrosivi o tali da favorire la corrosione, deve inoltre possedere una buona iniettabilità per eliminare i vuoti, la segregazione ed il bleeding. Infine la messa in opera del sistema di protezione deve essere in accordo con le regole dell'arte ed eseguite da personale qualificato ed esperto. Il deterioramento dei cavi non è visibile dall'esterno e quindi molto difficile da individuare e da valutare. Sulla base di approfondite investigazioni su numerosi ponti post-tesi, in Gran Bretagna, costruiti tra il 1960 ed il 1990, vennero trovati seri problemi di corrosione che richiesero la sostituzione e l'integrazione dei cavi. Fu allora aperta, nel 1992, dal Dipartimento dei Trasporti, una moratoria per la vulnerabilità delle strutture a cavi interni, dovuta all'elevato numero di casi di ammaloramento dei cavi, che portò alla determinazione di sottoporre tali strutture ad ispezioni accurate, periodiche e sistematiche. La qualità degli acciai ad alta resistenza, la corrosione per fenomeni elettrochimici, l'esecuzione di iniezioni imperfette con presenza di vuoti e qualche volta con cloriti all'interno del materiale di iniezione, la consistenza e la qualità dei condotti, trovati talvolta pieni di acqua, risultarono le cause principali della velocità di avanzamento del degrado del sistema di post-tensione. Per contrastarne gli effetti si ritenne determinante aumentare la frequenza delle ispezioni necessarie per assicurare la sicurezza in servizio dei ponti esistenti.

Nel caso in studio, gli accorgimenti assunti in sede di progetto, oltre a quelli inerenti la scelta dei materiali in relazione alle condizioni ambientali, sono stati principalmente:

- l'uso di calcestruzzo autocompattante con resistenza $R_{ck}=45$ MPa per diminuire il divario tra la durabilità potenziale e quella in opera dovuta all'insufficiente compattazione.
- L'utilizzazione di pellicole protettive esterne per ridurre i problemi di carbonatazione del calcestruzzo nell'impalcato.
- L'adozione di acciaio inox AISI 304 L per le armature lente dei conci prefabbricati.
- L'utilizzazione di guaine in PEAD, che non si corrodono, resistenti al passaggio degli ioni cloro e che non conducono elettricamente, insieme ad accurate iniezioni.

A tali accorgimenti tecnologici, che contribuiscono tutti ad un incremento della durabilità in termini globali, è possibile associare un'ulteriore valutazione della sicurezza in servizio, quando per effetto della corrosione, si abbia una drastica riduzione nel tempo della precompressione dovuta alla rottura di alcuni cavi ammalorati. Si propone quindi un'ulteriore verifica delle strutture in oggetto in cui sia considerata l'ipotesi che una parte dei cavi di precompressione superiori ed inferiori non sia più efficace.

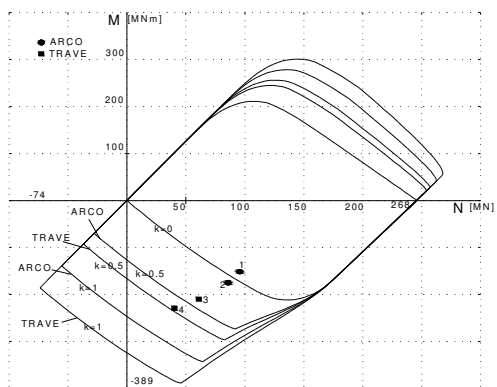


Figura 12 – Dominio SLU. Sezione di testa pila, confronto arco-trave

In figura 12 è mostrato il dominio di rottura per sezione di testa pila con i punti relativi alle sollecitazioni di progetto a SLU per l'arco e la trave mentre in figura 13 viene mostrato l'analogo dominio per la sezione di mezzeria. I punti indicati sono quelli relativi alle condizioni più svantaggiose per i tre casi visti di redistribuzione. Le curve del dominio sono state tracciate in funzione del parametro $k = A_f/A_{f,iniz}$, dove si è indicato con A_f l'area di armatura di precompressione che effettivamente agisce nella sezione e con $A_{f,iniz}$ l'area iniziale predisposta in fase di progetto. Il parametro $k=0$ indica allora l'assenza di armatura di precompressione, $k=1$ l'armatura di progetto e $k=0.5$ la presenza di metà dell'armatura attiva iniziale. Tale parametro permette la seguente considerazione: nel caso in cui l'armatura di precompressione (superiore nella sezione di testa pila ed inferiore in quella di mezzeria) resti interamente efficace durante la vita utile della struttura, allo SLU il punto corrispondente alle massime sollecitazioni nell'arco (punto 1) rientra entro il dominio in assenza di armatura mentre quello corrispondente alla trave continua (punto 3) è fuori dal dominio in assenza di armatura ma dentro il dominio in cui viene considerato il contributo a trazione dell'armatura di precompressione (v. paragrafo precedente). Per valutare la sicurezza di servizio nei confronti della rottura di alcuni cavi di precompressione, le curve con $k=0.5$, corrispondenti al dimezzamento della precompressione efficace, permettono di vedere come tutti i punti (nelle figure, rispettivamente 2 e 4) si spostano verso il limite del dominio.

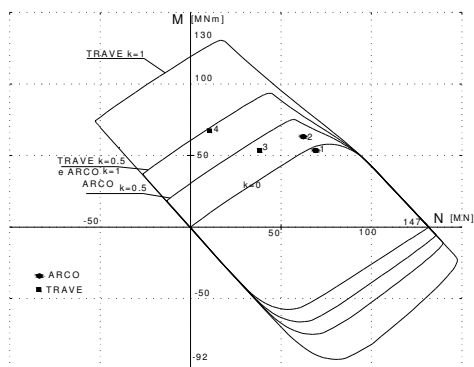


Figura 13 – Dominio SLU. Sezione di mezzeria. Confronto arco-trave

Il punto relativo all'arco (punto 2) rimane ancora dentro il dominio ma è necessario mettere in conto il contributo a trazione dell'armatura. Per la trave invece, il punto 4 arriva sul dominio a rottura per $k=0.5$, cioè la rottura della metà dei cavi passanti nella sezione per corrosione, porta al limite la capacità portante della sezione e l'armatura viene impegnata a trazione per il mantenimento dell'equilibrio a partire dalle condizioni di progetto e fino a rottura. Tali considerazioni permettono dunque di valutare ciò che può accadere durante la vita utile della struttura nel caso di rottura per deterioramento di parte delle armature, cosa che comporta sia una caduta di precompressione nella sezione che una riduzione del dominio allo SLU, cioè una riduzione delle riserve di sicurezza.

6. CONCLUSIONI

Sono state illustrate alcune valutazioni sulla sicurezza di servizio di ponti a conci prefabbricati e coniugati in c.a.p. costruiti a sbalzo. A partire dal caso-studio di un ponte con schema finale di arco-portale a due cerniere, sono stati effettuati alcuni confronti relativi alle sollecitazioni in esercizio con il caso di un analogo ponte con schema finale a trave continua per la valutazione degli effetti dello sforzo normale che si genera nell'arco, sugli stati limite di esercizio e sugli stati limite ultimi. La "precompressione naturale" della struttura ad arco-portale permette una forte riduzione dei cavi di precompressione di continuità in campata rispetto a quelli presenti nella trave continua corrispondente ed un generale beneficio in tutte le fasi di esercizio per le sollecitazioni dei carichi permanenti e variabili applicati. Sono state anche evidenziate alcune considerazioni sulla durabilità ed in particolare sulle conseguenze di un'eventuale rottura di alcuni cavi di precompressione nei due casi esaminati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CHIORINO, M.A. (2005) – A Rational Approach to the Analysis of Creep Structural Effects – in: Gardner, Weiss *Shrinkage and Creep of Concrete*, ACI, SP-227, 107-141.
- [2] ARICI, M., GRANATA, M.F., BULLO, S., DI MARCO, R. (2003) – The role of construction methods on the conceptual design of a segmental prestressed rc bridge. – in: *Recent Developments in Bridge Engineering*, 223-232, edited by K. M. Mahmoud, Swetz & Zeitlinger.
- [3] RAPPÀ, L., ARICI, M., CHIORINO, M.A. (2006) – Effetti della viscosità su ponti a conci costruiti per segmenti successivi. – *Atti 16° congresso CTE*, Parma, I 279-290.
- [4] MARTINELLO, S. (2005) – Dalla valutazione numerica dello stato di degrado dei ponti al collaudo. – in: Arici, Siviero *Nuovi orientamenti per la progettazione di ponti e viadotti*, Ed. Flaccovio, Palermo, 177-210.
- [5] ARICI, M., GRANATA, M.F. (2003) – Structural conception and construction methods in the design of a segmental prestressed rc bridge. – *2nd specialty conference on the conceptual approach to structural design*, Milan, C.I. Premier Ltd Ed., 225-232, Singapore
- [6] DEZI, L., MENDITTO, G., TARANTINO, A.M. (1993) – Viscoelastic heterogeneous structures with variable structural system – *Journal of Engineering Mechanics ASCE*, Vol. 119, No. 2, Feb. 1993
- [7] CEB (1993) – Bulletin d'Information, n° 213/214 "CEB-FIP Model code 1990" – Thomas Telford, London.
- [8] GARDNER, J., LOCKMAN, M.J. (2001) – Design provisions for drying shrinkage and creep of normal-strength concrete – *ACI Materials Journal*, 159-167, March 2001.
- [9] BAZANT, Z.P. (2000) – Creep and shrinkage prediction model for analysis and design of concrete structures: model B3. – *Adam Neville symposium: creep and shrinkage-structural design effects*, ACI SP-194, 1-83, Farmington Hills, Michigan.

ANALISI STRUTTURALE E MODELLAZIONE DI PONTI ESISTENTI: L'ESEMPIO DEL PONTE TENZA

D. Asprone¹, E. Cosenza¹, G. Manfredi¹, A. Nanni¹, A. Occhiuzzi², A. Prota¹

1 Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli "Federico II"

2 Dipartimento per le Tecnologie, Università di Napoli Parthenope

SOMMARIO

Nell'affrontare la progettazione strutturale di particolari infrastrutture o edifici può risultare necessario considerare la possibilità che si verifichino sulla struttura eventi estremi che inducano sollecitazioni dinamiche di significativa entità. Tali condizioni di carico possono essere dovute ad eventi naturali (terremoti) o antropici (esplosioni accidentali o dolose) e il loro studio richiede una valutazione dettagliata delle proprietà della struttura. Nell'ambito di un progetto internazionale su queste tematiche, è stata compiuta una caratterizzazione approfondita di un ponte autostradale del vecchio tracciato dell'autostrada SA-RC, sul vallone Tenza, situato nel comune di Campagna (SA). La struttura è ad arco in c.a., con luce di circa 120 metri, mentre l'altezza rispetto al fondo valle è di circa 40 metri. La struttura è stata realizzata negli anni '60, ma ha subito un intervento di rinforzo negli anni '90. Nella prima fase dello studio della struttura l'attenzione è stata rivolta ai materiali, attraverso caratterizzazione delle proprietà meccaniche del calcestruzzo e dell'acciaio presenti. La geometria della struttura è stata desunta dai grafici di progetto, ma è stata validata da un'analisi topografica effettuata con scanner 3D laser. A valle di ciò è stato quindi possibile elaborare un modello strutturale del ponte, sul quale sono state implementate un'analisi statica sotto carichi gravitazionali, un'analisi dei modi di vibrazione e 3 differenti analisi sismiche: statica equivalente, modale e statica non lineare, come indicato dall'OPCM 3431/2005. Il modello strutturale così costruito è stato a sua volta validato mediante confronto tra i risultati dell'analisi modale con i dati forniti da una prova dinamica eseguita sulla struttura. E' stato infatti installato sulla struttura un sistema di accelerometri nelle tre direzioni e il ponte è stato sollecitato tramite una vibrodina posizionata sulla carreggiata, agente in direzione trasversale. L'elevata sensibilità degli accelerometri ha consentito di acquisire dati significativi anche quando la vibrodina non era in azione, attraverso le sollecitazioni indotte dal rumore ambientale dovuto al vento. In particolare l'analisi numerica modale è stata condotta effettuando uno studio parametrico dei modi di vibrare in funzione delle proprietà elastiche del terreno di fondazione. Sono state così individuate delle bande di frequenze all'interno delle quali ricadono i principali modi di vibrare della struttura. Questo approccio si è reso necessario a causa della variabilità nella stima delle proprietà del terreno di fondazione e per l'elevata complessità della struttura, che determina forme modali globali e locali molto vicine tra loro e accoppiate nelle tre direzioni. E' stato ad ogni modo possibile verificare che i principali modi di vibrazione del ponte ben si avvicinavano a quelli previsti dall'analisi numerica, confermando, dunque, l'affidabilità del modello strutturale e delle analisi numeriche effettuate su di esso.

SUMMARY

In the framework of an international research project, a detailed characterization of a motorway bridge has been obtained. The bridge belongs to the old route of Salerno – Reggio Calabria highway, in southern Italy. The main structure is a r.c. arch with a main span of 120 meters and a maximum height of 40 meters from the valley. The structure was built in the '60s, but was retrofitted in the '90s.

In the first phase a material characterization was performed through compression tests and tensile tests carried out for concrete and steel respectively. The geometry of the structure was defined by studying the drawings and by conducting a survey analysis using a 3D laser scanner. Then a FEM model has been built and gravitational and seismic analysis were elaborated, according to the recent Italian code. Finally, the structural model has been validated by comparing the results of modal analysis to the results of a vibrodyne test performed on the bridge. The modal analysis has been conducted through a parametric elaboration of numerical data, depending on elastic properties of foundation soil. Then frequencies bands have been obtained and compared with elaborations of the vibrodyne analysis. As result, the experimental data appear consistent with numerical elaborations, confirming the reliability of numerical model.

1. INTRODUZIONE

La progettazione strutturale di particolari infrastrutture deve spesso tener conto nelle differenti condizioni di carico alla base del progetto, di particolari situazioni dinamiche di elevata intensità, che possono essere indotte sia da fenomeni naturali, come terremoti eccezionalmente violenti, ma anche

da comportamenti umani, nel caso ad esempio di esplosioni accidentali o purtroppo dolose.

Il progetto "Tenza" si pone l'obiettivo di studiare proprio questo particolare aspetto. Esso nasce dalla cooperazione tra AMRA (Agenzia per il Monitoraggio del Rischio Ambientale), l'Università Federico II, l'Università

Parthenope, l'ente ANAS e partner statunitensi tra cui l'Università del Missouri e l'Università della California. L'attività è incentrata sullo studio del ponte sul vallone Tenza, sito nel Comune di Campagna (SA), appartenente al vecchio tracciato dell'Autostrada Salerno – Reggio Calabria, di proprietà dell'ente ANAS e non più utilizzato a seguito dell'ammodernamento della linea autostradale, tuttora in corso di realizzazione.

L'interesse nasce dal fatto che riguardo il comportamento dinamico di ponti ad arco pochi dati sperimentali sono tuttora disponibili. Fino ad oggi infatti solo pochi risultati sono stati ottenuti su elementi in scala ridotta e non sottoposti ad invecchiamento. La possibilità quindi di studiare una struttura reale risulta un'opportunità unica per affrontare in maniera corretta questa problematica.

Le varie fasi del progetto prevedono un'analisi dettagliata della struttura e dei suoi comportamenti dinamici e lo sviluppo di modelli in grado di prevederne la risposta ad azioni dinamiche particolarmente intense. Il progetto vede ormai conclusa la sua prima fase, nella quale è stata realizzata una campagna di caratterizzazione dinamica della struttura

attraverso sondaggi diretti e analisi numeriche condotte su modelli FEM della struttura. Al termine dei lavori è previsto il ripristino completo dei luoghi, di particolare pregio ambientale, come da configurazione "ante operam"; il ponte potrà quindi essere riutilizzato all'interno di una viabilità locale finalizzata alla valorizzazione paesaggistica dell'intera area.

2. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEL PONTE

Il ponte è stato realizzato negli anni Sessanta ed è costituito da 6 strutture indipendenti in c.a. Ciascuna carreggiata si compone infatti di due viadotti di approccio laterali e di una struttura centrale ad arco. Quest'ultima, oggetto dello studio, ha una luce di 120 metri, mentre l'altezza dal fondo valle è di circa 40 metri (Figura 1).

Non si è a conoscenza delle tecniche realizzative adoperate ma molto probabilmente la struttura è stata costruita tramite centinature, all'epoca frequentemente utilizzate per realizzare opere di questo tipo.



Figura 1. Il viadotto Tenza

Ciascun viadotto laterale è invece costituito da due file di pile con sezione a doppio T, su cui è poggiata la soletta, nervata con travi trasversali e longitudinali. Le due strutture ad arco, invece, sono costituite, ciascuna di esse da due archi a sezione pressoché rettangolare collegati da una soletta, su ciascuno dei quali poggia una fila di pile a doppio T, dello stesso tipo dei viadotti di approccio, che però, in prossimità della chiave dell'arco, perdono l'anima diventando così delle doppie colonne. Le sezioni delle pile hanno un'altezza di 3 metri mentre i bulbi esterni hanno dimensioni variabili tra 60x50 cm a 100x50 cm (Figura 2) La sezione degli archi è piena e costituita da un rettangolo di larghezza fissa pari a 3.20 metri e altezza variabile tra 2.70 e 1.60 metri. (Figura 3). La struttura si trova in una zona con forte presenza di piroclastiti; date quindi le buone proprietà meccaniche dei terreni la scelta progettuale fatta all'epoca della realizzazione fu quella di adoperare fondazioni superficiali sia per le pile

delle rampe di approccio che per le basi degli archi, attestandosi sugli affioramenti rinvenuti durante gli scavi.

Il ponte ha subito negli anni '90 un intervento di miglioramento sismico che ha previsto il ringrosso delle pile, il collegamento delle coppie di archi tramite la soletta centrale e la realizzazione di un bulbo al di sopra degli archi in direzione longitudinale.

Al fine poi di caratterizzare con precisione la struttura, oltre ad una lettura approfondita dei grafici progettuali a disposizione, è stato condotto un rilievo topografico del ponte avvalendosi di un Laser Scanner 3D, che ha consentito una definizione della geometria con una risoluzione di pochi centimetri (Figura 4). Tale rilievo ha consentito di cogliere talune differenze tra quanto riportato dai grafici progettuali e la struttura effettivamente realizzata.

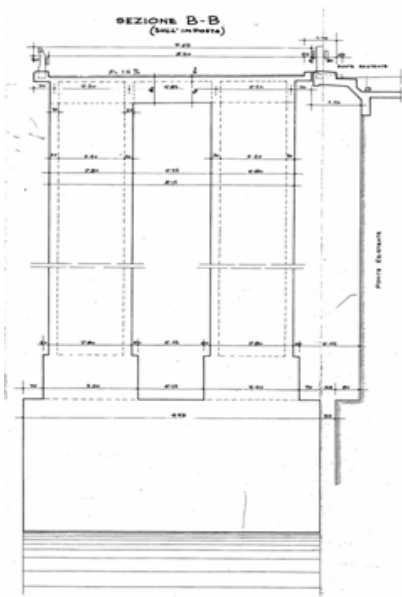


Figura 2. Geometria delle pile

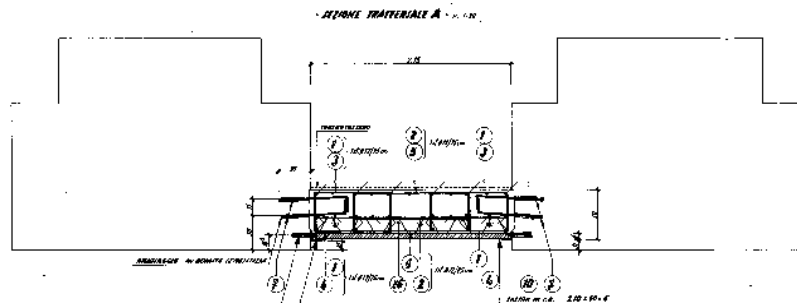


Figura 3. Sezione dell'arco



Figura 4. Acquisizione con laser scanner 3D

3. CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

In questa prima fase si sono valutate le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti la struttura del ponte. Occorre innanzitutto precisare che all'interno della struttura è possibile distinguere 4 differenti materiali e precisamente:

- il calcestruzzo adoperato negli anni Sessanta per realizzare l'intera struttura;
- l'acciaio d'armatura adoperato nella struttura originaria;
- il calcestruzzo adoperato nei recenti interventi di rinforzo;
- l'acciaio d'armatura usato negli interventi di rinforzo.

Per ciascun materiale sono stati prelevati dei provini con i quali sono stati realizzati prove di trazione per l'acciaio e prove di compressione per il calcestruzzo. L'estrazione di carote di calcestruzzo è stata effettuata in punti diversi della struttura al fine di ottenere una caratterizzazione che potesse cogliere eventuali dispersioni spaziali delle proprietà meccaniche, dovute ad esempio a processi di invecchiamento differenti, mentre il prelievo di tratti di barre d'armatura è stato effettuato in una singola posizione, essendo tale dispersione trascurabile nel caso dell'acciaio.

3.1 Prove sul calcestruzzo

Sono state estratte carote di diametro 75mm e 100mm e lunghezza variabile, sulle quali sono state effettuate prove a compressione in controllo di forza; i dati così ottenuti sono stati elaborati utilizzando la relazione British Standard 1881 [1], che fornisce una stima della resistenza cubica a partire dalla resistenza misurata di provini cilindrici:

$$R_{cubica} = \frac{R_{measured} * D}{1.5 + \frac{1}{\lambda}} \quad (1)$$

in cui $R_{measured}$ è la resistenza di prova, D vale 2.3 per estrazione verticale e 2.5 per estrazione orizzontale e λ è il rapporto altezza/diametro della carota.

Dalla resistenza cubica è stata quindi ottenuta la resistenza cilindrica moltiplicando per un coefficiente 0.83. La Tabella 1 sintetizza i risultati delle prove. Si osserva che il calcestruzzo originario, piuttosto che risultare degradato dall'invecchiamento, presenta resistenze meccaniche elevate, dovute probabilmente alla prolungata maturazione.

Tabella 1. Risultati delle prove sul calcestruzzo

Zona di estrazione della carota	Rc,media [MPa]	Fc,media [MPa]
Soletta (cls vecchio)	55.89	46.39
Arco (cls nuovo)	37.51	31.13
Arco (cls vecchio)	41.10	34.11
Pile (cls vecchio)	40,08	33.27
Pile (cls nuovo)	36.55	30.33

3.2 Prove sull'acciaio

Sono state estratte barre per ciascuno dei due tipi di acciaio presenti nella struttura. I provini dell'acciaio utilizzato nella struttura originale avevano un diametro di 18mm mentre quelli dell'acciaio utilizzato per il rinforzo avevano un diametro di 24mm. In tutti i casi i provini erano lunghi circa 500mm. Sono state quindi condotte prove a trazione in controllo di spostamento e sono state così ottenuti i risultati riportati in Tabella 2.

Tabella 2. Risultati delle prove sull'acciaio

Tipo di acciaio	Tensione di snervamento [MPa]	Tensione ultima [MPa]
Nuovo	490	768
Vecchio	400	593

4. ANALISI DELLA STRUTTURA

A valle quindi della caratterizzazione geometrica e dei materiali, è stato costruito un modello numerico dell'intera struttura, implementato in due differenti software di calcolo strutturale, SAP2000 (Figura 5) e STRAUS7 [2,3].

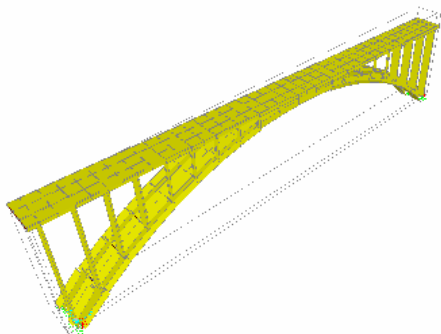


Figura 5. Modello FEM della struttura ad arco

4.1 Caratterizzazione qualitativa della statica del ponte

Sui modelli FEM sono state quindi condotte analisi statiche sotto i soli carichi gravitazionali, per valutare le sollecitazioni agenti nella struttura. Se ne sono evinte le seguenti considerazioni:

- In tutto l'arco sussiste un regime di pressoflessione con sforzi normali massimi alla base dell'ordine dei 50000 kN e momenti flettenti massimi, ancora alla base, dell'ordine dei 20000 kNm.
- La pressoflessione che ne consegue è sempre in piccola eccentricità e ciò garantisce un effettivo comportamento ad arco;
- I momenti nelle pile sono di due ordini di grandezza minori di quelli nell'arco e pertanto lo schema statico del ponte è quello di un arco puro.

Ripercorrendo quanto probabilmente effettuato dai progettisti del ponte negli anni '60, si sono considerate due ulteriori condizioni di carico; si è previsto in particolare un carico accidentale di 10kN/mq distribuito sulla soletta o per metà luce o per un terzo. Queste particolari condizioni di carico venivano adoperate in passato per i ponti ad arco per valutare come si comportassero tali strutture nelle condizioni ad esse più sfavorevoli. Queste particolari condizioni di carico, infatti, massimizzano il momento alla base dell'arco dal lato opposto rispetto a quello in cui il carico accidentale è applicato, allontanando la sezione dalla configurazione tutta compressa.

Ebbene, determinando le sollecitazioni agenti sotto questi carichi e valutando il nocciolo di inerzia e la linea di spinta (luogo dei punti di applicazione dello sforzo normale), si è potuto notare che soltanto in un breve tratto alla base dell'arco la pressoflessione diventava in media eccentricità, generando comunque delle tensioni di trazione modeste e poco estese.

4.2 Caratterizzazione dinamica del ponte

Al fine di condurre una corretta analisi modale, il modello così determinato è stato modificato introducendo dei vincoli cedevoli alla base. Si è infatti riconosciuto che modellare la fondazione di una struttura così imponente come un incastro perfetto potesse non descrivere bene il reale comportamento dinamico dell'intero sistema strutturale. Benché infatti gli archi fossero fondati in plinti di notevoli dimensioni la cui area d'impronta misura 15m x 7m (Figura 6), si è preferito schematizzarli con 2 molle, una traslazionale in direzione ortogonale al piano di posa del plinto ed una rotazionale intorno all'asse ortogonale al piano dell'arco (Figura 7).

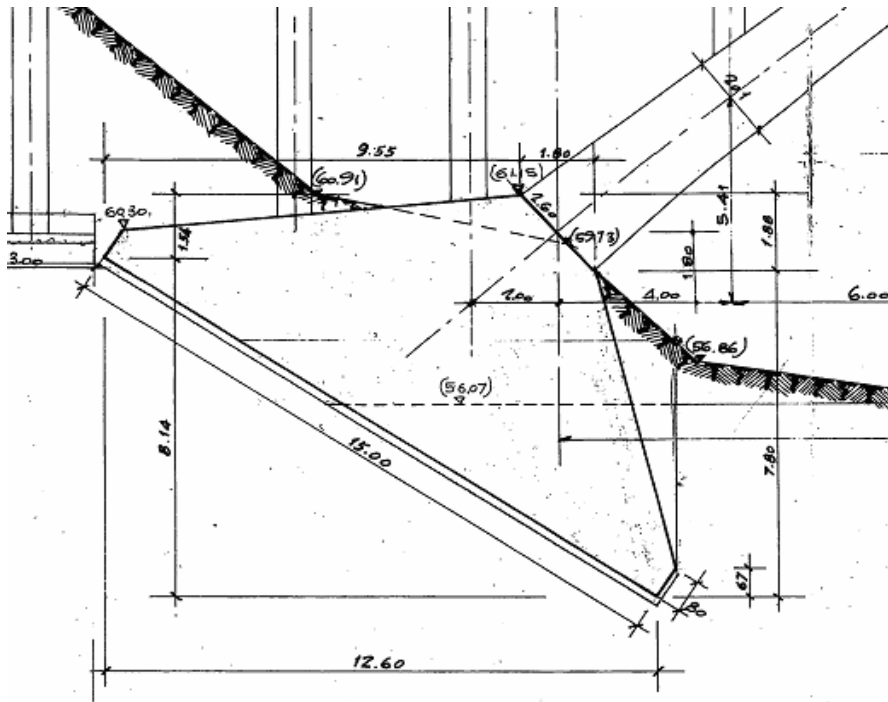


Figura 6. Plinto di fondazione dell'arco

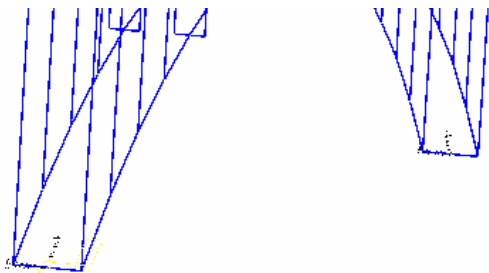


Figura 7. Dettaglio dei vincoli cedevoli di base

Le rigidzze di tali molle sono state ottenute a partire da semplici modelli in cui si è immaginato che i piani di posa, rimanessero rigidi e incontrassero un'opposizione al proprio moto offerta dal terreno ed esplicitata attraverso tensioni normali alla Winkler. Per determinare tali tensioni si è partiti da tipici valori di prove su piastre di dimensioni 30cm x 30cm che restituiscono valori di rigidzza assoluti k_1 , da adattare alla dimensione reale della fondazione attraverso la relazione [4]:

$$k_{\text{winkler}} = \frac{b}{1.5 * B} * k_1 \quad (2)$$

Dove b è la dimensione della piastra (0.30 m) e B è la dimensione caratteristica della fondazione, in questo caso 15 m.

Non conoscendo però nulla circa la rigidzza del terreno di fondazione in esame, si è proceduto ad uno studio

parametrico dei modi di vibrare della struttura in funzione di k_1 , facendo cioè variare questo parametro tra 0.1 kg/cm^3 e 100 kg/cm^3 , ovvero in un range molto ampio dei possibili valori da questo assunti al variare delle caratteristiche del terreno, come suggerito in [4]. Sono state cioè condotte differenti analisi modali per ciascun valore di k_1 preso a riferimento, di cui si riportano i valori di frequenze dei primi 10 modi di vibrare. I risultati (Figura 11 e Figura 12) mostrano che:

- Al variare di k_1 le frequenze relative alle differenti forme modali subiscono quasi sempre variazioni molto basse e comunque crescono sempre al crescere di k_1 ;
- I valori di frequenze sono significativamente più bassi di quelli ottenuti incastrandolo perfettamente alla base l'arco, che costituiscono degli estremi superiori limite per lo studio parametrico;
- Solo la prima e la seconda forma modale hanno variazioni piuttosto significative di frequenza al variare di k_1 ; osservando le deformate però si nota che esse sono relative a vibrazioni locali delle due molle alla base; non sono ovviamente presenti nell'analisi modale condotta con vincoli perfetti alla base.

Subito dopo i primi due modi di vibrare il modello numerico così costruito rivela un ulteriore modo a spostamenti prevalenti in direzione longitudinale all'asse del ponte, con una frequenza che varia tra 0.67 Hz e 1.02 Hz (Figura 8), mentre quello ancora successivo presenta invece spostamenti prevalenti in direzione trasversale all'asse del ponte, con una frequenza costante di 1.40 Hz (Figura 9). Seguono modi con spostamenti combinati nelle due direzioni e quindi modi locali.

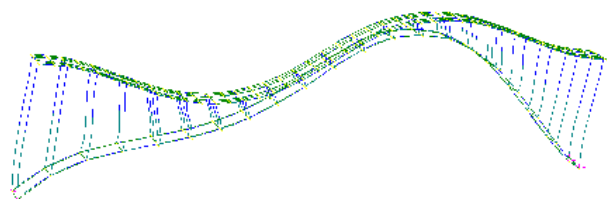


Figura 8. Forma modale longitudinale dell'arco

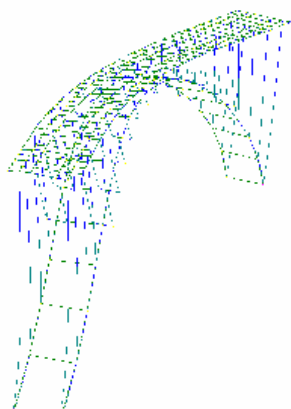
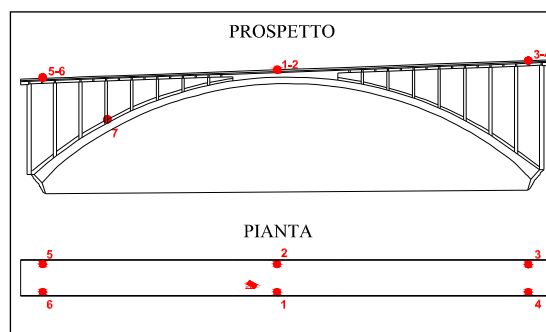


Figura 9. Forma modale trasversale dell'arco



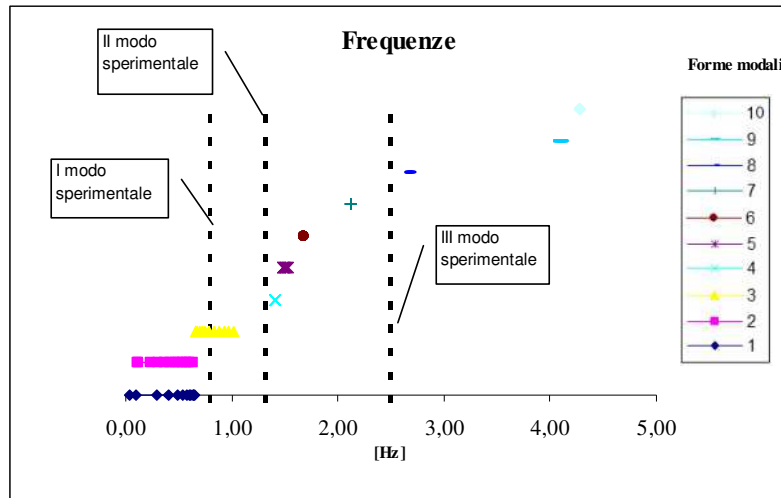
Figura 10. Posizione e dettagli della strumentazione di prova

I risultati di questo studio parametrico sembrerebbero mostrare che, a parte i primi due modi a carico delle molle di base, la struttura è così rigida nell'interazione con il terreno di fondazione, che al variare delle differenti possibili proprietà elastiche del terreno, l'intero sistema strutturale mostra sempre le stesse caratteristiche dinamiche, che sono comunque differenti da quelle della struttura perfettamente incastrata alla base. Pertanto risulta corretto l'aver introdotto vincoli cedevoli e sembrerebbe però non significativo conoscere con precisione le proprietà meccaniche del terreno.

A questo punto, al fine di validare il modello numerico elaborato, è stata condotta una caratterizzazione dinamica del ponte utilizzando come attuatori sia il vento che una vibrodina. La strumentazione impiegata per la realizzazione della prova si compone essenzialmente di sensori accelerometrici monoassiali e di un'unità di acquisizione dati.

La caratterizzazione dinamica è stata impostata con l'obiettivo di cogliere esclusivamente i modi di vibrare in direzione trasversale e pertanto i sensori a disposizione sono stati posizionati sul ponte in modo da ottimizzare la lettura del campo di accelerazioni relative al modo di vibrare trasversale (Figura 10). I dati sono stati quindi acquisiti ed elaborati implementando un'analisi modale operativa.

I risultati dell'elaborazione effettuata, sia nel caso di azione esercitata dal vento che di attuatore meccanico, evidenziano la presenza di un modo di vibrazione con spostamenti in direzione longitudinale all'asse del ponte ad una frequenza di 0.80 Hz ed uno con spostamenti in direzione trasversale ad una frequenza di 1.32 Hz, in accordo con quanto previsto dall'analisi numerica; evidenziano ancora un ulteriore modo di vibrare a 2.5 Hz, questa volta in direzione prevalentemente verticale, anche esso colto dall'analisi numerica (Figura 11 e Figura 12). Si può quindi affermare che il modello FEM costruito descrive con una discreta fedeltà il comportamento dinamico della struttura e può essere quindi una buona base per l'implementazione di analisi dinamiche e per la costruzione di ulteriori modelli.



* gli ultimi valori delle serie rappresentano il valore di frequenza corrispondente alla struttura perfettamente incastrata

Figura 11. Frequenze – Rigidezze del terreno

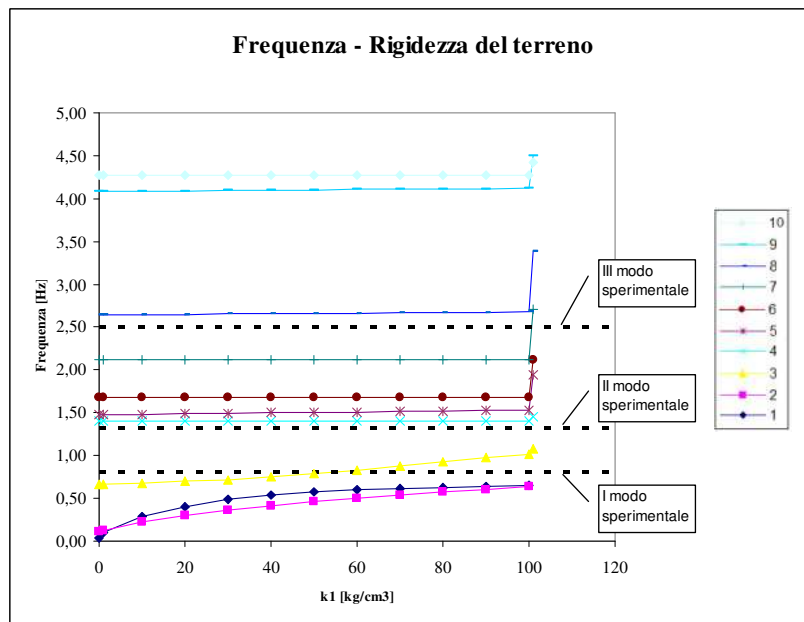


Figura 12. Range di frequenze delle diverse forme modali

4.3 Analisi Sismica

Sono state quindi condotte alcune analisi sismiche in accordo con l'OPCM 3431/2005 [5]. La struttura si trova innanzitutto in una zona classificata di categoria 2 e la buona qualità del terreno fa sì che questo possa essere considerato di tipo A. A partire da questi dati è stato quindi determinato lo spettro di progetto per lo stato limite ultimo (Figura 13).

Al fine di condurre quindi un'analisi statica equivalente, noto il primo periodo di vibrazione della struttura in direzione trasversale è stata ottenuta l'accelerazione di progetto con la

quale sono state determinate le forze di inerzia da applicare alla struttura. E' stata quindi condotta un'analisi lineare dalla quale sono state ricavate le sollecitazioni sui diversi elementi. E' stata poi implementata un'analisi modale completa usando i primi 20 modi di vibrare, capaci di indurre una massa partecipante in direzione trasversale pari al 90%. Gli effetti di ciascun modo sono stati poi sovrapposti con una combinazione quadratica completa, ricavando quindi le sollecitazioni compressive.

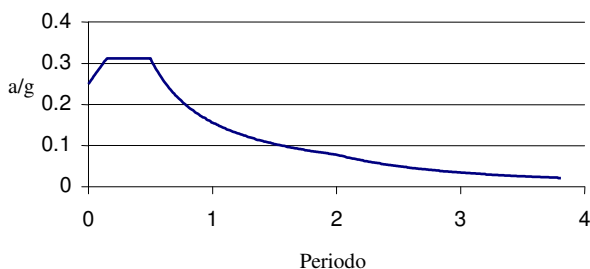


Figura 13. Spettro di progetto utilizzato nelle analisi

Confrontando le due differenti analisi si osserva che le sollecitazioni ricavate dall'analisi statica equivalente risultano di circa il 40% maggiori di quelle ottenute con analisi modale completa. In entrambi i casi comunque in tutti gli elementi non vengono superati i valori ultimi. In particolare gli elementi che presentano sollecitazioni più vicine a quelle di rottura sono le pile, dove l'analisi statica equivalente restituisce valori pari al 90% di quelli ultimi, mentre gli elementi dell'arco sono ben lontani dalla rottura.

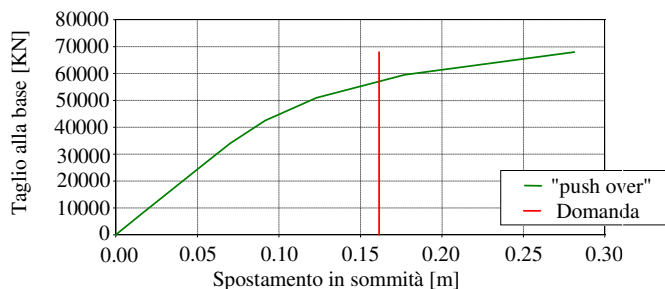


Figura 14. Analisi pushover

Si è inoltre proceduto ad un'analisi statica non lineare applicando carichi crescenti proporzionali alle masse. Sono state considerate a questo scopo non linearità distribuite nelle pile, introdotte attraverso la definizione di diagrammi momento - curvatura. Non si è invece tenuto conto di eventuali non linearità nell'arco. Per la definizione dei diagrammi momento - curvatura delle pile più esterne, data la

presenza di setti centrali, si è utilizzata una procedura specifica sviluppata per elementi bidimensionali [6]. I risultati mostrano una capacità di spostamento orizzontale, misurata in corrispondenza della soletta superiore, pari a 28 cm, contro i 18 cm richiesti dall'elaborazione dello spettro di domanda (Figura 14).

5. CONCLUSIONI

Il lavoro presentato, attraverso la caratterizzazione dinamica completa di una struttura particolarmente importante, ha voluto porre un punto di partenza verso lo studio di condizioni di carico dinamiche di particolare intensità e velocità di applicazione. Si è evinto poi che la caratterizzazione strutturale di opere così complesse deve svilupparsi attraverso un continuo confronto tra dati sperimentali e analisi teoriche. Infatti la valutazione delle proprietà dei materiali, lo studio dettagliato della geometria, la caratterizzazione dinamica condotta attraverso prove in situ e analisi FEM, sono state sviluppate attraverso una forte sinergia tra sperimentazione e analisi teoriche capace di condurre ad una modellazione raffinata, in cui si è cercato di ridurre al minimo le incertezze. Gli autori desiderano infine mettere in luce quanto questa esperienza sia stata resa affascinante dalla bellezza e dalla storia della struttura, forte esempio delle grandi capacità che l'ingegneria italiana ha sempre saputo esprimere.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BRITISH STANDARD 1881, "Testing Concrete, part 120 - Methods for determination of the compressive strength of concrete cores", 1983
- [2] Computers and Structures, Inc. "CSI Analysis Reference Manual For SAP2000®, ETABS®, and SAFE™" Berkeley, California, USA 2004
- [3] G+D Computing, "THEORETICAL MANUAL - Straus7", Sydney, Australia, 1999
- [4] Carlo Viggiani, "Fondazioni", Napoli, 1999
- [5] OPCM 3431/2005 Allegato 3 "NORME TECNICHE PER IL PROGETTO SISMICO DEI PONTI", Roma, 2005
- [6] P. Martinelli, M.G. Mulas, "Macro-scale modelling for the seismic analysis: a case study", Proc. of Euro-C 2006, Computational Modelling of RC Structures, Mayrhofen, Austria, 2005

VALUTAZIONE E CARATTERIZZAZIONE DINAMICA DI UN PONTE IN C.A. A TRE ARCADE SUL FIUME VOLTURNO

Alberto Maria Avossa¹, Luigi D'Agostino¹, Pasquale Malangone¹, Alessandra Zambrano¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università degli Studi di Napoli.

SOMMARIO

Il presente lavoro riguarda lo studio della risposta teorica e sperimentale di un ponte a tre arcate in c.a. costruito negli anni '50 sulla foce del fiume Volturno, a servizio della strada statale "Domitiana". Sono stati valutati in primo luogo i parametri dinamici di differenti modelli strutturali, anche con riferimento ad alcuni interventi di consolidamento effettuati sull'opera alla fine degli anni settanta. E' stata successivamente condotta una sperimentazione dinamica con eccitazione di tipo ambientale, che ha consentito di identificare alcuni parametri modali del ponte e di individuare e calibrare il modello teorico di riferimento. Ulteriori sviluppi dello studio riguarderanno la sicurezza del manufatto con riferimento sia agli attuali carichi di esercizio che a sollecitazioni di origine sismica.

SUMMARY

The paper presents the analytical and experimental modal analysis of an existing reinforced concrete arch bridge built in the fifties across the mouth of Volturno river, on "Domitiana" state road. First in theoretical study the dynamical properties of different 3D finite element models of the bridge were determined also with reference to structural retrofit carried out in the seventies. Then ambient vibration tests under traffic excitation are designed and developed in order to identify the bridge modal properties and to calibrate its theoretical model. In future developments, static and dynamic behaviour of the bridge under service and seismic loads will be evaluated.

1. INTRODUZIONE

Il crescente incremento del traffico veicolare negli ultimi anni, contestualmente all'inevitabile invecchiamento di gran parte delle strutture viarie (ponti, viadotti e gallerie) in esercizio, ha fatto sì che le attività di controllo e manutenzione ricevessero un interesse sempre maggiore e assumessero maggiore importanza.

In particolare, la valutazione della capacità resistente di strutture da ponte richiede analisi che postulano ipotesi differenti da quelle utilizzate nella progettazione di nuove strutture. Occorre infatti considerare l'incremento dei livelli di carico in conseguenza della variazione di destinazione d'uso, della categoria di appartenenza del ponte (incremento del peso e della velocità dei veicoli in transito) e della eventuale riclassificazione sismica del sito.

D'altra parte, è presente la necessità di valutare le reali caratteristiche di rigidità e di resistenza per effetto degli inevitabili fenomeni di danneggiamento e di degrado. In particolare, il degrado delle caratteristiche meccaniche dei materiali costitutivi deriva da fenomeni di deterioramento indotti da

cause ambientali di tipo chimico-fisico oltre che da eventuali difetti progettuali e/o costruttivi. Altre cause di danneggiamento sono invece connesse a fenomeni particolari, quali le azioni di tipo impulsivo, la fatica dei materiali sotto carichi ripetuti, le azioni sismiche ed eventualmente le alte temperature dovute a incendio.

La valutazione dello "stato di salute e conservazione" per la manutenzione programmata delle strutture da ponte viene in genere effettuata attraverso campagne di indagini visive, non sempre basate su criteri oggettivi di classificazione. Tale metodica, sebbene migliorata mediante l'uso di protocolli informatici di catalogazione e classificazione che permettono la definizione di specifici e significativi "indici di danno", non consente tuttavia di definire compiutamente il quadro della situazione. Mancano infatti valutazioni specifiche, quali ad esempio quelle riguardanti i parametri meccanici dei materiali, la profondità di un'eventuale aggressione chimica dovuta a situazioni di degrado, etc. In particolare la caratterizzazione dei materiali strutturali in termini di qualità e di resistenza può essere ottenuta mediante prove di tipo distruttivo e non distruttivo, che arricchiscono le informazioni fornite dall'ispezione

visiva ma che non consentono da sole di valutare compiutamente il funzionamento della struttura. In alternativa è quindi possibile ricorrere ad operazioni di collaudo statico -attività decisamente impegnativa per un'opera in servizio- oppure all'utilizzo di tecniche con limitato impatto sulla funzionalità dell'opera stessa, quali ad esempio le indagini dinamiche. Mediante il monitoraggio dei parametri dinamici (frequenze, forme modali e rapporti di smorzamento) e più in generale per confronto con modelli numerici, è possibile per altro rilevare modificazioni locali o globali di rigidità correlabili a problemi strutturali. Si comprende quindi come sia necessario supportare ed integrare le valutazioni teoriche con specifiche attività di tipo sperimentale, al fine di "validare" i parametri del modello analitico e rendere i risultati delle analisi numeriche rappresentativi dell'effettiva risposta strutturale. Tale attività sperimentale svolge quindi un ruolo essenziale nella verifica delle capacità prestazionali dell'opera e nella valutazione del loro livello di accuratezza.

In tale contesto si colloca lo studio per la valutazione e la caratterizzazione dinamica di un ponte in c.a. a tre arcate sulla foce del fiume Volturno risalente agli anni cinquanta, studio che il Comune di Castelvolturno (Caserta) ha affidato con un'apposita convenzione al Dipartimento di Ingegneria Civile della Seconda Università di Napoli. Lo studio, che riveste interesse anche di tipo sociale data la necessità di valutare le condizioni di sicurezza della struttura sotto sisma, mira altresì ad individuare eventuali interventi di rinforzo alla luce delle attuali prescrizioni normative.

2. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il ponte in oggetto, realizzato a servizio della strada "Domitiana" nel Comune di Castelvolturno (Caserta), è costituito

da tre arcate in c.a. ciascuna di luce netta 51.70 m con ribassamento di 1/7. Si tratta in particolare di un manufatto a tre arcate indipendenti, su cui scaricano stilate di ridotta altezza a sostegno di travi continue opportunamente giuntate nelle zone di passaggio tra gli archi. L'impalcato è costituito da nervature e soletta in c.a., con carreggiata di m. 9.00 e marciapiedi laterali.

Le pile e le spalle sono fondate rispettivamente su cassoni e pali spinti in profondità al di sotto del letto fluviale. Ogni arcata è costituita da due archi gemelli affiancati, il cui spessore si riduce alquanto a partire dalla chiave verso le imposte (Fig. 1). Alla fine degli anni settanta il ponte presentava alcune situazioni locali di significativo degrado strutturale. Erano infatti presenti lesioni sia nelle parti a più diretto contatto con il traffico veicolare, quali solette, nervature e giunti, sia quadri fessurativi sulle strutture maggiormente esposte all'acqua di piena. Altri fenomeni di più lieve degrado riguardavano invece gli archi, che apparivano meno danneggiati. Le cause di questi danneggiamenti erano da ricercarsi probabilmente nel forte incremento delle condizioni di traffico per frequenza, velocità e intensità di carico, ma anche nell'azione delle acque di piena che investono eccezionalmente gli stessi arconi.

La riscontrata efficienza nel tempo delle opere di fondazione e la sostanziale integrità degli arconi furono determinanti nell'orientare il processo decisionale nella direzione del restauro dell'opera. Inoltre le verifiche statiche evidenziarono la possibilità di adeguare il manufatto alle allora vigenti prescrizioni per le strade di 1a categoria, laddove il ponte era stato invece calcolato per i carichi prescritti dalla Normale n°6081 del 9/6/1945 (Ministero LL.PP.).

Si decise quindi di adeguare il ponte ai nuovi e più gravosi sovraccarichi della Circolare n°384 del 14/2/1962 che incre-

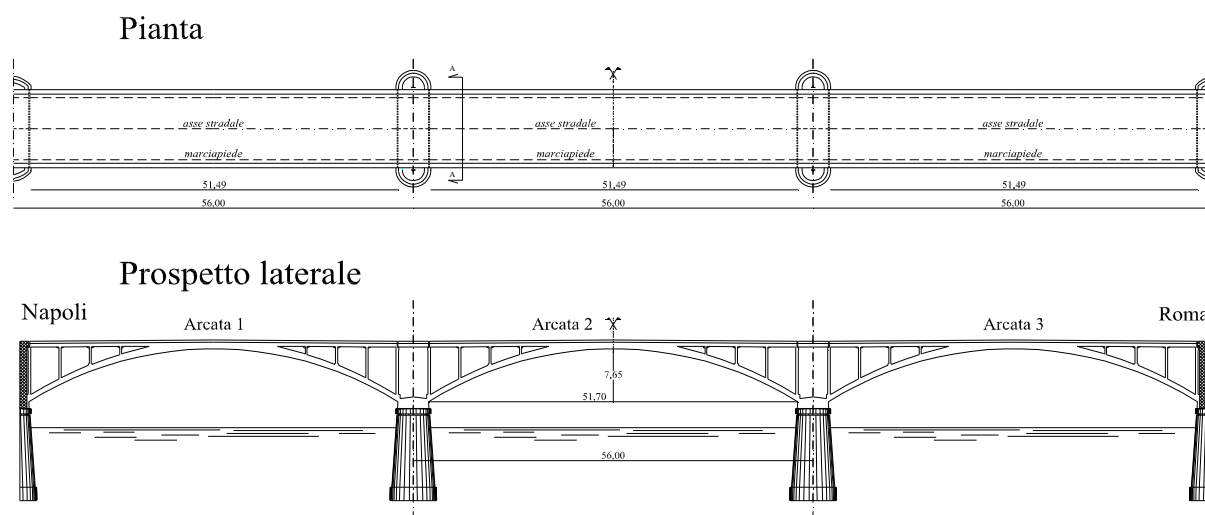


Figura 1 - Geometria del ponte (pianta e prospetto laterale lato monte).

Sezione A-A

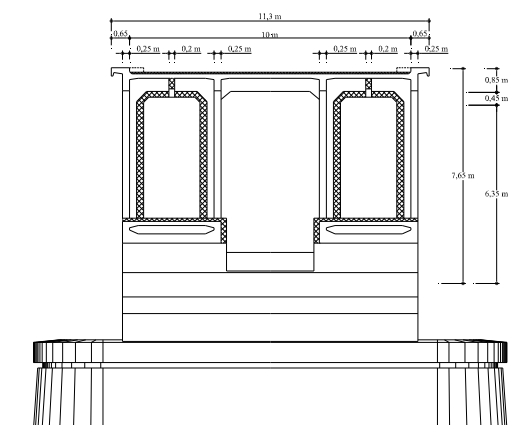


Figura 2 - Sezione trasversale con indicazione degli elementi di rinforzo realizzati alla fine degli anni settanta..

mentavano le sollecitazioni di impalcato e stilate nell'ordine del 30% e quelle degli archi nell'ordine del 7%. Il consolidamento del manufatto fu ottenuto mediante interventi di integrazione, sostituzione e rinforzo di alcune membrature esistenti (Fig. 2). In particolare, gli arconi furono integrati nelle parti interne con tralicci metallici ricoperti da un getto di calcestruzzo e ringrossati con l'inserimento di una soletta all'estradosso di ridotto spessore. Il rinforzo delle stilate fu altresì ottenuto mediante la realizzazione di "portali" trasversali in cemento armato, resi solidali con la struttura esistente per mezzo di opportuni connettori.

L'impalcato venne invece rinforzato sia con due nuove nervature longitudinali in aggiunta alle quattro già presenti, sia con una nuova soletta dello spessore di circa 6 cm gettata all'estradosso di quella esistente, cui veniva adeguatamente ancorata.

I giunti trasversali tra le campate furono infine risagomati conservando la continuità della pavimentazione stradale e realizzando il necessario distacco per dilatazioni e piccoli spostamenti alla profondità di circa 60 cm sotto il manto stradale. Nel complesso l'opera fu interamente ed accuratamente revisionata, effettuando anche interventi di sostituzione delle armature deteriorate ed interventi di sigillatura delle lesioni con malte e resine specifiche.

Nella configurazione attuale la struttura si presenta con evidenti segni di degrado, dovuti principalmente all'aggressione prodotta sia da agenti atmosferici che dalle acque del fiume. Su alcune superfici delle spalle e su parte degli arconi è infatti presente una estesa ossidazione dei ferri di armatura, con corrispondente espulsione del copriferro.

3. MODELLAZIONE STRUTTURALE

Prima dell'esecuzione dei rilievi dinamici sulla struttura, sono stati sviluppati alcuni modelli FEM di calcolo al fine sia

di individuare un'opportuna disposizione della strumentazione di misura che di condurre una valutazione preliminare dei parametri modali dell'opera. In particolare sono stati sviluppati modelli ad elementi finiti in campo lineare, implementati nel codice SAP 2000, sulla base dei dati geometrici desunti dagli elaborati relativi all'intervento di consolidamento di cui innanzi, mancando la disponibilità dei grafici originari di progetto. In considerazione della particolare configurazione geometrica degli arconi a sezione variabile (piena alle imposte e cava in chiave), si è scelto di definire il modello teorico mediante l'impiego di elementi solidi "brick" ad otto nodi con 3 gradi di libertà per nodo.

Considerando che i giunti presenti a livello di impalcato impediscono in effetti la trasmissione delle caratteristiche della sollecitazione tra le arcate adiacenti, ciascuna arcata risulta di fatto strutturalmente indipendente dalle altre. Ciò ha consentito di esaminare la singola arcata del ponte, caratterizzata opportunamente con un modello FEM.

In una prima fase la modellazione è stata effettuata con riferimento alla geometria attuale quale risultante anche dagli interventi di rinforzo, considerando le parti integrative perfettamente collaboranti con la struttura preesistente e portando in conto anche le zone d'impalcato comprese tra i giunti di due arcate successive (Fig. 3).

L'analisi modale è stata effettuata considerando i primi 50 modi di vibrare, cogliendo così non meno del 70% delle masse modali partecipanti per ciascun tipo di risposta strutturale.

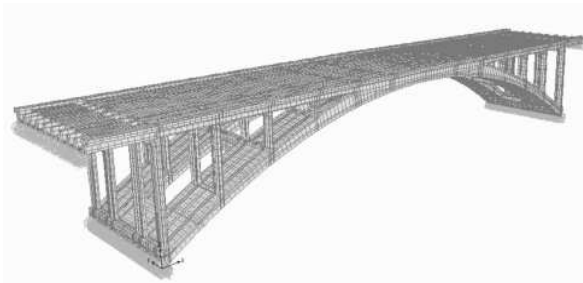


Figura 3 - Modello dell'arcata centrale con solette sui giunti (modello FEM).

Un successivo modello FEM1 (Fig. 4) che trascura la presenza delle solette comprese tra i giunti, ha di fatto evidenziato che queste ultime non influiscono apprezzabilmente sulle caratteristiche dinamiche della singola arcata.

Per il modello FEM1 sono riportate in Figura 5 le deformate modali ed i valori delle masse modali partecipanti riguardanti i modi di vibrare (n.6 in totale) più significativi. Sono state trascurate le forme modali di tipo locale, scarsamente significative nello studio della risposta strutturale complessiva. In particolare, si può notare che i modi che partecipano maggiormente alla risposta sono tutti di tipo flessionale nel piano XZ (simmetrici con numero di "nodi"

crescente) ad eccezione del modo 2 che è invece di tipo flessionale nel piano XY (simmetrico con un solo “nodo”) e del modo 3 che è di tipo torsionale (emisimmetrico con un solo “nodo”).

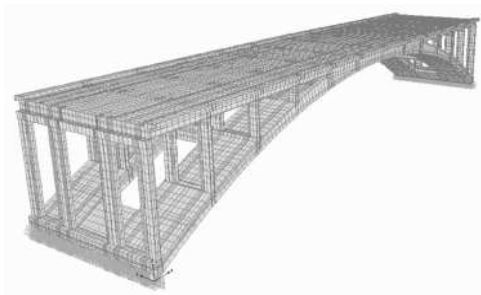


Figura 4 - Modello della sola arcata centrale (modello FEM1).

	Ux %	Uy %	Uz %	Rx %	Ry %	Rz %
Modo 1	19,00	-	-	-	4,52	-
Modo 2	-	70,00	-	61,00	-	47,00
Modo 4	-	-	-	-	-	8,66
Modo 5	-	-	65,00	21,00	43,00	-
Modo 10	-	-	11,00	3,40	6,98	-
Modo 13	41,00	-	-	-	4,21	1,12

Modo 1 Flessionale piano XZ	Modo 2 Flessionale nel piano YZ
Modo 3 Torsionale	Modo 5 Flessionale nel piano XZ
Modo 10 Flessionale nel piano XZ	Modo 13 Flessionale nel piano XZ

Figura 5 - Forme modali dello schema FEM1 (ponte rinforzato).

Si osserva che le forme modali riportate in figura sono riferite ad un sistema levogiro, con origine al piede dell’arcata in corrispondenza del margine esterno sinistro e con l’asse X disposto lungo la direzione longitudinale del ponte.

Successivamente si è ipotizzato che il contributo dei rinforzi alla risposta strutturale fosse solo parziale, considerando in particolare una situazione di distacco tra il vecchio calcestruzzo e quello del getto integrativo effettuato all’estradosso dell’arco. È stato così definito un nuovo modello FEM2 che considera per gli archi la sola sezione resistente originaria, riducendo il ruolo della soletta aggiuntiva a sola massa gravante sull’arco stesso. In Figura 6 sono riportate le forme modali e le caratteristiche dinamiche del modello FEM2 che, come si può rilevare, evidenziano lievi variazioni rispetto alle corrispondenti caratteristiche del modello FEM1 precedente.

	Ux %	Uy %	Uz %	Rx %	Ry %	Rz %
Modo 1	19,00	-	-	-	4,67	-
Modo 2	-	70,00	-	62,00	-	47,00
Modo 4	-	-	-	-	-	11,00
Modo 5	-	-	67,00	22,00	44,00	-
Modo 10	-	-	9,26	2,99	6,12	-
Modo 13	41,00	-	-	-	4,36	1,18

Modo 1 Flessionale piano XZ	Modo 2 Flessionale nel piano YZ
Modo 4 Torsionale	Modo 5 Flessionale nel piano XZ
Modo 10 Flessionale nel piano XZ	Modo 13 Flessionale nel piano XZ

Figura 6 - Forme modali dello schema FEM2 (ponte con rinforzi non collaboranti)

4. SPERIMENTAZIONE DINAMICA ED ANALISI DEI SEGNALI REGISTRATI

4.1 Descrizione delle prove dinamiche

L'impiego della sperimentazione dinamica, specie nel caso di ponti e viadotti, ha avuto un rapido sviluppo negli ultimi anni in ragione della validità del metodo stesso, della notevole evoluzione dei sistemi di misura, controllo, acquisizione e memorizzazione dei dati, della possibilità di monitorare l'opera in continuo. Le analisi sperimentali di tipo dinamico consentono in particolare: a) la valutazione della corrispondenza dei modelli di calcolo utilizzati in ambito numerico; b) il controllo dei parametri di calcolo utilizzati per caratterizzare i materiali impiegati; c) l'individuazione di eventuali difetti o anomalie presenti nella struttura, nonché la loro localizzazione attraverso il confronto tra forme modali sperimentali e teoriche.

Per quanto riguarda le indagini condotte nel caso specifico, allo scopo di ridurre al minimo l'interruzione dell'esercizio del ponte si è fatto ricorso principalmente alla registrazione delle accelerazioni indotte dal normale traffico veicolare, ma anche dal passaggio di mezzi d'opera (autocarro e pala meccanica) di peso e con velocità noti e dai carichi impulsivi dovuti alla "caduta" da un risalto di altezza prefissata di uno dei mezzi (Fig. 7). Nei vari casi la risposta è stata registrata con un passo Δt pari a 0.02s.



Figura 7 – Carico impulsivo dovuto alla "caduta" da una traversa degli assi di un autocarro di peso noto.

La strumentazione impiegata è costituita da n.8 accelerometri piezoelettrici monoassiali PCB/393A03 con sensibilità pari a 5 Volt/g collegati ad una centralina di acquisizione e ad un computer portatile per la gestione e la registrazione dei dati. L'intera strumentazione utilizzata è nella disponibilità del Laboratorio Strutture del Dipartimento di Ingegneria Civile della Seconda Università di Napoli. Tutte le prove sono state organizzate e condotte dagli autori del presente lavoro. Il comportamento dinamico è stato indagato mediante la configurazione di misura illustrata in Figura 8 in cui è riportato la collocazione degli 8 sensori disposti in posizione emisim-

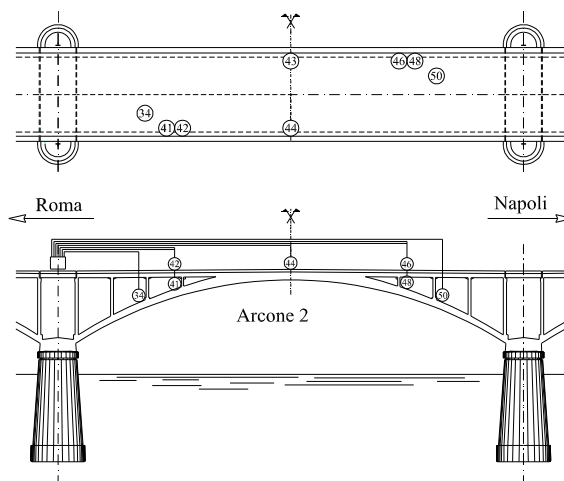


Figura 8 - Disposizione dei sensori accelerometrici.

metrica. Più precisamente: n.4 sensori sono stati posizionati sull'impalcato rispettivamente ad 1/2 e ad 1/4 della luce e n.4 sensori sono stati posizionati sull'arcone ad 1/4 e ad 1/8 della luce. In base alle analisi condotte sui modelli teorici e al tipo di eccitazione, si è ritenuto non significativo il rilevamento delle accelerazioni in direzione orizzontale.

4.2 Identificazione modale

Per l'elaborazione dei dati è stato adottato l'approccio spettrale classico secondo il quale la stima delle frequenze proprie è guidata dall'individuazione dei picchi dei moduli degli autospettri e degli spettri incrociati [1]. Tale procedura, denominata Peak Picking (PP), è raccomandata per altro dalle UNI 10985 [2].

L'approccio PP conduce a stime attendibili nelle ipotesi di basso smorzamento e frequenze modali sufficientemente distanziate. Infatti, per un sistema debolmente smorzato e sottoposto ad una forzante di tipo casuale (rumore bianco) quale il traffico veicolare, sia gli autospettri che i cross-spettri calcolati dai segnali in uscita presentano un massimo locale in corrispondenza dei modi propri. Per modi sufficientemente spazati, la funzione di trasferimento della struttura $H(\omega)$ può essere ottenuta con buona approssimazione dallo spettro S_{yy} del segnale in uscita y dall'accelerometro:

$$H(\omega) = \frac{S_{yy}}{S_{uu}} = c \cdot S_{yy}(\omega) \quad (1)$$

essendo u il segnale di ingresso incognito dovuto al traffico veicolare, che per sua natura random a banda larga dà luogo ad uno spettro S_{uu} costante (pari a $1/c$) su tutte le frequenze. Pertanto la sua conoscenza non è necessaria al fine della valutazione della funzione $H(\omega)$ di trasferimento. I segnali sono stati trattati preliminarmente con un filtro di Hanning e gli spettri sono stati calcolati utilizzando il metodo di Welch [3]. I risultati dell'approccio classico PP in termini di frequenze

naturali (dei modi verticali) possono riassumersi attraverso i diagrammi spettrali riportati in Figura 9, dove sono rappresentati gli autospettri delle accelerazioni registrate in vari punti dell'impalcato e dell'arcone con riferimento al passaggio del traffico veicolare di normale esercizio. Le curve spettrali mostrano chiaramente una serie di picchi assai ben definiti in corrispondenza dei seguenti sei valori di frequenza (Hz): 2.93, 5.86, 8.79, 10.93, 12.89, 16.01. Con riferimento ancora al normale traffico veicolare, si riportano in Tabella 1 i valori delle frequenze individuate con riferimento agli autospettri ottenuti dall'analisi di ciascuna registrazione.

Tabella 1 – Valori di frequenze individuate con riferimento ai differenti sensori accelerometrici.

Sensore	F1 [Hz]	F2 [Hz]	F3 [Hz]	F4 [Hz]	F5 [Hz]	F6 [Hz]
34	2.93	5.86	8.79	10.94	12.89	16.60
41	2.93	5.86	8.98	10.94	13.08	16.01
42	2.93	5.86	9.57	10.94	12.70	16.01
43	2.93	5.86	8.98	10.55	12.89	16.01
44	2.73	5.86	8.98	10.55	12.30	16.01
46	2.93	5.86	8.79	10.74	12.50	16.01
48	2.93	5.86	8.79	10.74	12.50	16.01

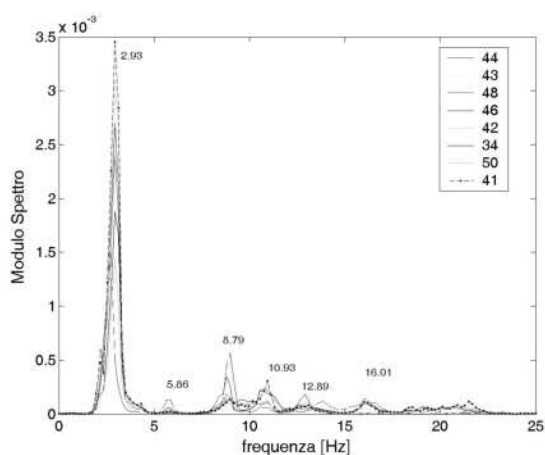


Figura 9 – Autospettri dei segnali accelerometrici relativi al passaggio di traffico di normale esercizio.

Si può osservare che l'elaborazione delle registrazioni dovute al traffico di normale esercizio ha consentito l'identificazione di un gran numero di frequenze proprie, con uno spettro ben definito ricavato da un segnale non affetto da rumore.

Questi risultati sono stati poi confermati dalle elaborazioni delle registrazioni relative ai passaggi ed agli impatti dovuti ai mezzi d'opera singolarmente impiegati.

In particolare nelle Figure 10 e 11 si riportano a titolo di esempio gli autospettri relativi all'elaborazione dei segnali acquisiti rispettivamente con riferimento sia al passaggio di un autocarro di caratteristiche note sia al carico impulsivo dovuto

all'impatto per "caduta" degli assi dello stesso autocarro da traverse disposte sulla carreggiata ad 1/4 della luce.

L'esame delle risposte in frequenza alle diverse eccitazioni registrate evidenzia un'ottima correlazione tra i valori delle frequenze identificate nelle varie situazioni di prova. In particolare le condizioni asimmetriche di carico eccitano i modi di frequenza più elevata, come si può osservare dall'ampiezza dei picchi corrispondenti alle frequenze di 5.86 Hz e di 8.76 Hz (Fig. 10).

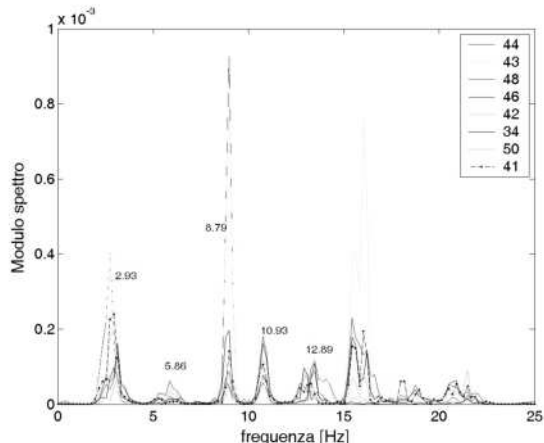


Figura 10 – Autospettri dei segnali accelerometrici relativi al passaggio di un autocarro di caratteristiche note.

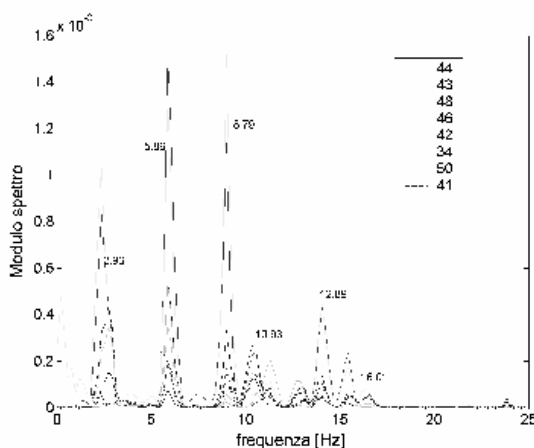


Figura 11 – Autospettri dei segnali accelerometrici relativi ad impatto del degli assi del veicolo.

5. VALIDAZIONE DEL MODELLO TEORICO

La determinazione delle frequenze proprie ottenute dall'analisi delle registrazioni accelerometriche ha consentito la successiva caratterizzazione e validazione del modello teorico del ponte. Nel caso specifico le maggiori incertezze su detto modello sono riferite sia al valore del modulo elastico

E_C sia al grado di collaborazione tra struttura originaria ed elementi di rinforzo. Come già richiamato in precedenza, al fine di valutare gli effetti di un differente grado di collaborazione tra vecchie e nuove strutture sono stati sviluppati due distinti modelli teorici (FEM1 e FEM2).

Con riferimento a detti modelli è stato determinato il valore del modulo elastico in corrispondenza del quale i valori del periodo fondamentale teorico e sperimentale risultano eguali. Ciò ha consentito di completare la caratterizzazione dinamica dei modelli FEM1 e FEM2 con la valutazione dei periodi di vibrazione dei 6 modi identificati sperimentalmente (flessionali nel piano XZ e torsionali).

Un primo confronto tra risultati sperimentali e teorici può essere effettuato con riferimento alla Figura 12, in cui sull'asse delle ordinate sono riportate le frequenze rilevate sperimentalmente e sull'asse delle ascisse quelle calcolate con i due modelli considerati.

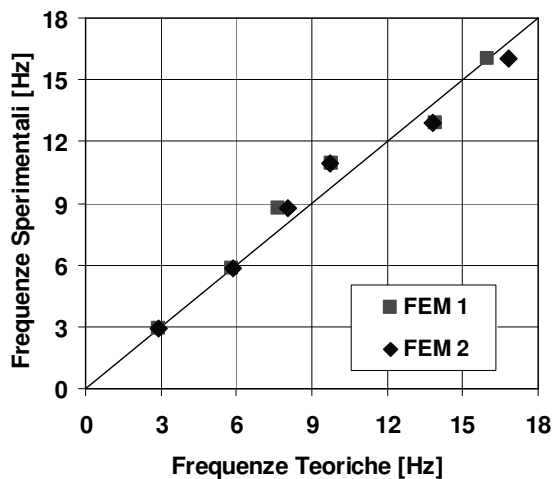


Figura 12 – Correlazione tra i valori delle frequenze sperimentali e teoriche dei modelli esaminati.

Una successiva misura di correlazione tra risultati teorici e sperimentali è stata ottenuta valutando l'errore percentuale ε_f mediante la seguente relazione:

$$\varepsilon_{f,i} = \frac{|f_{SPE,i} - f_{TEO,i}|}{f_{SPE}} \quad (2)$$

in cui $f_{SPE,i}$ ed $f_{TEO,i}$ rappresentano rispettivamente i valori della frequenza sperimentale e della frequenza teorica dell'i-mo modo di vibrare.

L'individuazione del modello meccanico la cui risposta meglio approssima i dati sperimentali è stata poi effettuata valutando, per entrambi i modelli teorici esaminati, il valore assunto dalla seguente funzione di errore:

$$J = \sum_{i=1}^N w_i \cdot \varepsilon_{f,i}^2 \quad (3)$$

dove il quadrato dell'errore percentuale (scarto quadratico medio) viene pesato attraverso un coefficiente w_i posto egua-

le per l'i-mo modo di vibrare alla somma dei sei rapporti di massa modale partecipante presi in considerazione.

Si riportano nelle Tabelle 2 e 3 per i due modelli analizzati i valori del modulo elastico identificato ed i rispettivi valori assunti dalla funzione di errore (3). Dal confronto si evince che il modello che meglio approssima la risposta sperimentale è quello caratterizzato da assenza di rinforzi (modello FEM2) per il quale la funzione di errore assume il valore più basso.

Tabella 2 – Confronto tra frequenze teoriche e sperimentali (modello con rinforzi FEM 1).

	f_{SPE} [Hz]	f_{TEO} [Hz]	$\varepsilon_{f,i}$	w_i
Modo 1	2.930	2.930	0.0001	0.2401
Modo 3	5.864	5.793	0.0114	0.0871
Modo 5	8.050	7.675	0.1269	1.2900
Modo 7	9.701	9.770	0.1062	0.0437
Modo 10	13.832	13.895	0.0780	0.2139
Modo 13	16.836	15.985	0.0016	0.4633
$E_{FEM1} = 26.0760$ [GPa]			$J = 0.02258$	

Tabella 3 – Confronto tra frequenze teoriche e sperimentali (modello senza rinforzi FEM 2).

	f_{SPE} [Hz]	f_{TEO} [Hz]	$\varepsilon_{f,i}$	w_i
Modo 1	2.930	2.930	0.0001	0.2413
Modo 4	5.864	5.864	0.0007	0.1089
Modo 5	8.050	8.050	0.0842	1.3263
Modo 7	9.701	9.701	0.1124	0.0405
Modo 10	13.832	13.832	0.0731	0.0617
Modo 13	16.836	16.836	0.0516	0.4893
$E_{FEM2} = 30.1988$ [GPa]			$J = 0.01208$	

È stata infine considerata anche la possibilità di una differente situazione di vincolo all'imposta, mediante inserimento in entrambi i modelli di cerniere con molle rotazionali di rigidità variabile k_ϕ . Si riportano in Tabella 4 i valori che la funzione di errore J assume al variare di tale parametro meccanico, caratterizzato su uno schema equivalente in funzione di differenti valori GI del grado d'incastro. L'analisi dei risultati ottenuti mostra che il modello teorico che meglio approssima i risultati sperimentali è ancora quello senza rinforzi (FEM2) in presenza di incastro perfetto alle imposte.

Tabella 4 – Valutazione della funzione di errore J al variare del grado di incastro all'imposta.

GI	k_ϕ [kN*m]	J_{FEM1}	J_{FEM2}
0	0	0.06336	0.04052
1/2	1.95E+07	0.02676	0.01208
2/3	3.90E+07	0.02673	0.01207
3/4	5.85E+07	0.02673	0.01207
1	∞	0.02258	0.01155

6. CONCLUSIONI

Il lavoro si riferisce alla modellazione, sperimentazione e caratterizzazione dinamica di un ponte in c.a. a tre arcate sul fiume Volturno, realizzato negli anni cinquanta a servizio della strada "Domitiana" in provincia di Caserta.

Viene inizialmente descritto il manufatto nella consistenza attuale, che risente degli interventi di rinforzo effettuati alla fine degli anni settanta su alcuni elementi della struttura originaria.

Vengono poi esposti i risultati di analisi numeriche in campo lineare condotte su differenti modelli ad elementi finiti, tenendo esplicitamente conto di due distinti livelli di collaborazione delle parti strutturali integrative delle membrature originarie.

Dopo aver descritto una specifica attività di sperimentazione dinamica in presenza di vibrazioni ambientali, progettata ed effettuata dagli autori con strumentazioni disponibili presso la propria Struttura dipartimentale, è stata condotta l'identificazione dei parametri modali mediante l'impiego di procedure basate sull'approccio spettrale classico.

Sulla base dell'identificazione effettuata, è stato possibile validare i modelli teorici di riferimento calibrandone parametri meccanici e gradi di vincolo all'imposta. In particolare sono stati determinati le caratteristiche del modello teorico e il valore del modulo elastico che meglio approssimano i risultati sperimentali.

Il modello teorico così definito sarà ulteriormente indagato, valutandone la risposta per differenti situazioni di carico ivi compreso il sisma. L'obiettivo finale dello studio è la determinazione delle effettive condizioni di sicurezza dell'opera e la definizione di eventuali interventi di rinforzo.

Ringraziamenti

Si ringraziano il Direttore e i Dirigenti della Sede Compartmentale ANAS di Napoli per la cortese sensibilità con cui hanno reso disponibili i mezzi d'opera impiegati nelle prove.

Si esprime altresì vivo riconoscimento al Dirigente dell'Ufficio tecnico del Comune di Castelvoturno per gli interventi e la collaborazione forniti nel corso dell'attività sperimentale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BENDAT, J.S. PIERSOL, A.G. (1993) - Engineering applications of correlation and spectral analysis. Wiley Interscience, 2nd Ed.
- [2] UNI 10985 (2002) - Criteri generali per l'esecuzione di prove e rilievi dinamici su ponti e viadotti.
- [3] WELCH, P.D. (1967) - The use of Fast Fourier Transform for the estimation of Power Spectra: a method based on time averaging over short modified periodograms. IEEE Trans. Audio Electroacoustic, 15, 70-73.
- [4] ABDEL-GHAFFAR, A.M. HOUSNER, G.W. (1978) - Ambient vibration tests of suspension bridge, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, 104, 983-999.
- [5] ALLEMANG, R.J. BROWN, D.L. (1983) - Correlation coefficient for modal vector analysis, *Proceedings 1st International Modal Analysis Conference*, 110-116.
- [6] DOUGLAS, B.M. REID, W.H. (1982) - Dynamic test and system identification of bridge, *Journal of Structural Division*, ASCE, 108, 2295-2312.
- [7] EWINS, D.J. (1986) - Modal Testing: theory and practice, Research Study Press, UK.
- [8] FERRAIOLI, M. MALANGONE, P., ZAMBRANO, A. (2003) - Experimental and theoretical analysis of iron bridges of the nineteenth century, *Proceedings. Of C.T.A. - XIX Conference*, Genova.
- [9] FERRAIOLI, M. MALANGONE, P., ZAMBRANO, A. (2003) - Some iron railway bridges of the 19th century built in Italy: recent experimental investigations and analytical modelling", *8th International Conference on Inspection Appraisal & Maintenance of Structures*, Singapore.
- [10] FERRAIOLI, M. MALANGONE, P., ZAMBRANO, A. (2004) - Historical railways bridges: tests and numerical analysis, *IV Structural Analysis of Historical Construction SAHC*, Padova.
- [11] FRIBA, L. (1972) - Vibration of solids and structures under moving loads, Academia, Publishing House of the Czechoslovak Academy of Sciences, Prague.
- [12] GENTILE, C. (2000) - Comportamento dinamico e identificazione strutturale di ponti e viadotti, Pitagora Editrice, Bologna.
- [13] HUANG, C.S. YANG, Y.B. LU, L.Y. CHEN, C.H. (1999) - Dynamic testing and system identification of a multi-span highway bridge", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, John Wiley & Sons, 28, 857-878.
- [14] KOU, J.W. DE WOLF, J.T. (1997) - Vibrational behaviour of continuous span highway bridge-influencing variables, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 123, 333-344.
- [15] KRALL, G. (1936) - Meccanica tecnica delle vibrazioni, Zanichelli.
- [16] MAYA, N.M.M. SILVA, J.M.M (1997) - Theoretical and experimental modal analysis, Research Studies Press Ltd.
- [17] MIYAMOTO, A. KAWAMURA, K. NAKAMURA, H. (2001) - Development of a bridge management system for existing bridges. *Advances in Engineering Software*, Elsevier, 32, 821-833.
- [18] SALAWU, O.S. WILLIAMS, C. (1995) - Review of full scale dynamic testing of bridge structure. *Engineering Structure*, Elsevier, 17, 113-121.
- [19] THOFT CHRISTENSEN, P. (1995) - Advanced bridge management systems. *Engineering Structures*, Elsevier, 3, 151-163.

AGGREGATI RICICLATI PER CALCESTRUZZO STRUTTURALE RISULTATI E PROSPETTIVE

Mario Bassan¹, Valeria Corinaldesi², Marco Menegotto³, Giacomo Moriconi⁴

1 Professore Ordinario, Dip. Scienza e Tecnologie dell'Ambiente Costruito, Politecnico di Milano

2 Ricercatrice, Dip. Fisica e Ingegneria dei Materiali e del Territorio, Università Politecnica delle Marche - Ancona

3 Professore Ordinario, Dip. di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università "La Sapienza" - Roma

2 Professore Ordinario, Dip. Fisica e Ingegneria dei Materiali e del Territorio, Università Politecnica delle Marche - Ancona

SOMMARIO

È stata valutata l'influenza dell'uso di aggregati in calcestruzzo riciclato sulle prestazioni meccaniche del calcestruzzo per impiego strutturale. Il calcestruzzo riciclato è stato ottenuto come scarti di lavorazione dello stesso processo di prefabbricazione, risultando pertanto caratterizzato da ottime proprietà fisiche, determinate dall'elevata classe di resistenza del calcestruzzo originale (50-55 MPa). Si sono provate diverse percentuali di sostituzione, dal 5 al 30% in peso della quantità totale di aggregato impiegata nella preparazione del calcestruzzo, per stabilire la massima percentuale di sostituzione che consentisse di mantenere la stessa classe di resistenza. Le prestazioni del calcestruzzo sono state valutate in termini di resistenza meccanica a compressione fino a 28 giorni di stagionatura umida. Si sono poi effettuate prove sul comportamento di elementi strutturali prefabbricati in scala reale, prodotti impiegando aggregati in calcestruzzo riciclato. I risultati ottenuti hanno dimostrato che la qualità del calcestruzzo originario influenza la massima percentuale di sostituzione che può essere tollerata; in particolare, quando la classe di resistenza originaria è 55 MPa la sostituzione può essere effettuata a percentuali anche del 30%. Inoltre, è stato valutato il ritiro igrometrico di una miscela di calcestruzzo, preparata impiegando una delle frazioni di calcestruzzo riciclato in sostituzione del 70% di aggregato ordinario. I risultati ottenuti sono stati incoraggianti, particolarmente quando è stato aggiunto alla miscela un additivo riduttore di ritiro oltre all'additivo riduttore d'acqua. I risultati dimostrano che gli aggregati in calcestruzzo riciclato hanno caratteristiche diverse rispetto a quelli naturali e che richiedono un aggiustamento nel proporzionamento della miscela, ma anche che si possono facilmente ottenere calcestruzzi con le stesse proprietà finali del calcestruzzo da cui provengono gli scarti utilizzati come aggregati riciclati.

SUMMARY

This work aims at evaluating the influence of the use of recycled-concrete aggregates on the mechanical performance of structural concrete. Recycled concrete was obtained from scraps of precast production, characterized by good physical properties due to the strength class of the original concrete (50-55 MPa). Several substitution percentages were tried, between 5% and 30% by weight of the total amount of aggregate used for preparing concrete, in order to establish the maximum replacement percentage allowing for obtaining the same final strength class. Concrete performance was evaluated in terms of compressive strength after 1, 7 and 28 days of wet curing. Tests have been carried out also on full scale precast structural elements, made with recycled-concrete aggregates. The results obtained showed that the quality of the old concrete influences the maximum substitution percentage which can be tolerated; in particular, when the original strength class is 55 MPa, the substitution can be carried out at a percentage up to 30%. In addition, the drying shrinkage of concrete mixtures prepared with one of these recycled concrete fractions at a percentage of 70% was monitored. The results obtained were encouraging, particularly when a shrinkage-reducing admixture was added to the concrete mixture, in addition to a water-reducing admixture. Results show that recycled aggregates have different features compared with natural aggregates, which requires an adaptation of the mix design, but concretes may be easily obtained with the same final properties of the concrete crushed for recycling.

1. INTRODUZIONE

Generalmente si afferma che lo sviluppo economico debba anche risultare sostenibile, con particolare riferimento al suo impatto ambientale ed al consumo di risorse non rinnovabili. In particolare, la riutilizzazione di materiali solidi di scarto, in sostituzione di quelli estratti da cava, nel settore delle costruzioni edili sta divenendo sempre più diffuso [1-4].

Questo approccio è promosso in tutti i paesi industrializzati [13, 14] ed è coerente con il concetto di rifiuto solido, accettato dalla Comunità Europea e dai singoli stati membri, come nuova risorsa riutilizzabile nel processo produttivo e non semplicemente come scarto da conferire in discarica.

L'impiego del calcestruzzo con aggregati riciclati (RAC – *Recycled Aggregate Concrete*) per impiego strutturale non è

permesso in Italia dalla normativa tecnica vigente (DM 09.01.1996), anche se un'apertura in tal senso, pur senza specificarne le condizioni, è stata data dal DM 14.09.2005, utilizzabile in alternativa.

Il programma di ricerca promosso dall'AICAP sul tema mira a formulare specifiche tecniche per l'impiego strutturale di RAC opportunamente progettati e controllati, da proporre in funzione pre-normativa. Come inizio, si sono considerati gli aggregati provenienti da scarti di produzione di calcestruzzi prefabbricati, che non necessitano di indagini conoscitive iniziali, essendo note composizione e provenienza, e possono giovare particolarmente di un riutilizzo interno al ciclo produttivo.

L'oggetto della ricerca qui descritta è di mostrare che gli scarti di lavorazione provenienti dalla produzione di elementi prefabbricati in calcestruzzo armato o precompresso possono essere riutilizzati come aggregati riciclati, per sostituire parzialmente gli aggregati naturali di cava nella produzione di nuovi elementi in calcestruzzo armato per impiego strutturale, con le stesse prestazioni meccaniche.

L'adozione di tale pratica sarebbe notevole tanto dal punto di vista ambientale, implicando il completamento del ciclo di vita del calcestruzzo, quanto da quello economico [5]. Infatti, lo smaltimento di rifiuti cementizi prodotti in prefabbricazione implica sempre maggiori problemi in relazione ai crescenti costi di trasporto e di conferimento in discarica. D'altra parte, il loro reimpiego per sottofondi stradali o di pavimentazioni, ad esempio, anche se eccellente sul piano sia tecnico sia economico, può generare non trascurabili problemi indotti dal rilascio di sostanze pericolose dal cemento.

Al contrario, il riciclo dei materiali di scarto nello stesso processo di prefabbricazione come aggregati per produrre nuovo calcestruzzo risulterebbe perfettamente idoneo. Peraltro, poiché il volume del materiale di scarto negli impianti di prefabbricazione è relativamente basso, una limitata sostituzione degli aggregati naturali con quelli riciclati può essere sufficiente a smaltire l'intera quantità degli scarti di produzione, conseguendo nello stesso tempo un ulteriore vantaggio ambientale in termini di riduzione dell'estrazione da cave.

L'uso di materiali non tradizionali nella produzione di calcestruzzo può influenzare il comportamento meccanico come la durabilità del prodotto finale, come in effetti indicato dai risultati della ricerca finora sviluppata [5-9].

Allo stato attuale della ricerca sono stati evidenziati due aspetti relativamente importanti, che giustificano la ricerca stessa. Il primo è in relazione alla durabilità del calcestruzzo con aggregati riciclati, che si è dimostrata potenzialmente superiore a quella di un calcestruzzo ordinario [6-7]. Questo risultato può essere attribuito a due fattori: (i) l'azione, talora anche pozzolanica, di riempimento dei vuoti sviluppata dalle frazioni fini dell'aggregato riciclato e (ii) il miglioramento dell'interfaccia tra l'aggregato riciclato e la pasta cementizia circostante, che è tanto maggiore quanto maggiore risulta il contenuto di calcestruzzo nell'aggregato riciclato. Il secondo aspetto è relativo alla perdita di resistenza meccanica del calcestruzzo con aggregati riciclati, che dipende fortemente dalla qualità dell'aggregato riciclato stesso; infatti, questa penalizzazione risulta completamente annullata quando gli aggregati riciclati sono costituiti da calcestruzzo appartenente ad una classe di resistenza uguale o maggiore di quella del nuovo calcestruzzo nel quale vengono introdotti [10].

2. PARTE SPERIMENTALE

Inizialmente si è provveduto alla catalogazione, sulla base della resistenza caratteristica e dell'impiego strutturale originali riportati in Tabella 1, delle varie frazioni granulometriche costituite da calcestruzzo riciclato ottenuto come scarto di lavorazione, che sono state ricevute da vari stabilimenti di prefabbricazione.

Le varie frazioni granulometriche sono state preliminarmente caratterizzate tal quali, quindi sono state sminuzzate in laboratorio con l'ausilio di un frantoio che ha consentito di ottenere un diametro massimo pari a 10 mm.

Successivamente si è determinata la distribuzione granulometrica di ciascuna frazione macinata senza alcuna setacciatura preliminare. I risultati riportati in Figura 1 mostrano che un solo passaggio nel frantoio è sufficiente per ottenere distribuzioni granulometriche abbastanza omogenee ed indipendenti da quelle originali, anche quando queste ultime risultano quasi monogranulari con un diametro massimo dei granuli relativamente alto, come indicato in Figura 2.

Tabella 1 - Catalogazione delle frazioni di calcestruzzo riciclato.

Frazione	Impianto	Elemento strutturale	Classe di resistenza (MPa)
A	1	Trave in c.a.p.	55
B	1	Pilastro in c.a.v.	50
C	1	Solaio alveolare estruso	55
D	2	- ⁽¹⁾	n.d. ⁽³⁾
E	3	- ⁽²⁾	n.d. ⁽³⁾
F	4	Pannello alveolare precompresso	n.d. ⁽³⁾
G	5	Pilastro in c.a.v.	50
H	5	Solaio alveolare	55
I	5	Trave in c.a.p.	55

(1) Calcestruzzo frantumato con pinza meccanica e frantoio

(2) Calcestruzzo frantumato con pinza meccanica.

(3) Dato non disponibile

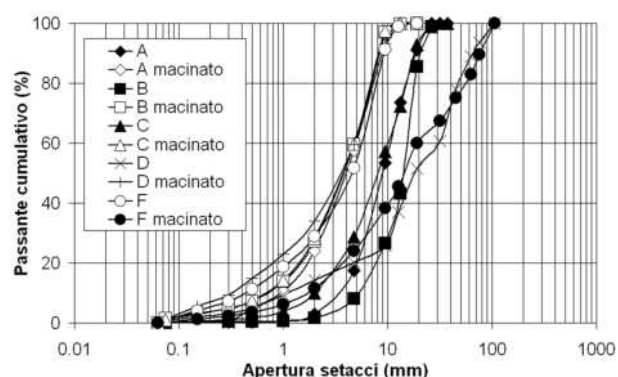


Figura 1 - Distribuzione granulometrica delle frazioni di calcestruzzo riciclato A, B, C, D e F prima (simboli pieni) e dopo (simboli vuoti) la frantumazione

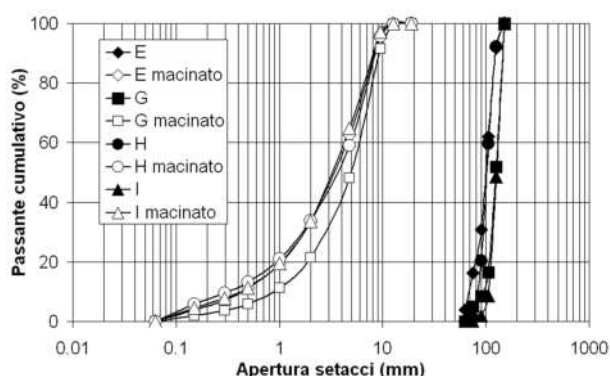


Figura 2 - Distribuzione granulometrica delle frazioni di calcestruzzo riciclato E, G, H e I prima (simboli pieni) e dopo (simboli vuoti) la frantumazione

Inoltre, il passaggio nel frantoio sembra comunque necessario, consentendo di raggiungere distribuzioni granulometriche compatibili con quelle delle frazioni di aggregato naturale per ottenere combinazioni ottimali.

Le proprietà fisiche dell'aggregato in calcestruzzo riciclato sono state determinate sulle frazioni ottenute dalla frantumazione nel frantoio da laboratorio.

Il contenuto di acqua di ciascuna frazione è stato determinato per essiccazione in forno ventilato secondo UNI EN 1097-5. La densità apparente dei granuli ed il loro assorbimento d'acqua sono stati successivamente determinati seguendo la metodologia riportata nella norma UNI EN 1097-6. I risultati ottenuti sono riportati in Tabella 2.

Si sono anche effettuate prove di reattività alcali-silice secondo la norma ASTM C289. Non è stata riscontrata alcuna reattività in alcuna delle frazioni esaminate, tutte caratterizzate da valori molto bassi della silice disciolta.

Tabella 2 - Principali proprietà fisiche degli aggregati in calcestruzzo riciclato

Frazione	Assorbimento d'acqua (%)	Massa volumica (g/cm ³) in condizioni s.s.a. ^(*)
A	8,34	2,31
B	9,21	2,16
C	7,70	2,25
D	5,56	2,34
E	7,26	2,24
F	7,63	2,22
G	7,86	2,18
H	8,34	2,21
I	9,97	2,07

^(*) s.s.a. = sature a superficie asciutta.

L'influenza dell'aggregato in calcestruzzo riciclato sulla lavorabilità del calcestruzzo fresco e sulla resistenza a compressione del calcestruzzo indurito è stata valutata su dodici miscele preparate in laboratorio variando la provenienza dell'aggregato riciclato e la percentuale di sostituzione dell'aggregato naturale (Tabella 3).

La miscela di riferimento (Ref, sostituzione dello 0%) è stata preparata combinando una sabbia naturale (0-5 mm) e due frazioni di aggregato naturale di frantumazione (di pezzatura 2-10 mm e 5-25 mm, rispettivamente).

Le miscele di prova sono state preparate utilizzando le frazioni di aggregato in calcestruzzo riciclato frantumato classificate come B, D, E, F e H (caratterizzate da distribuzioni granulometriche nell'intervallo 0 - 12 mm, come mostrato nelle Figure 1 e 2) sostituendo la più fine delle due frazioni di aggregato naturale frantumato (2-10 mm) a percentuali variabili da 5 a 30% in peso della quantità totale di aggregato.

Il rapporto acqua/cemento (0,50) è la lavorabilità (consistenza fluida) sono stati mantenuti costanti per tutte le miscele, come anche i dosaggi di acqua (175 l/m³), di cemento (350 kg/m³) e del superfluidificante a base policarbossilica (dosaggio pari all'1% in peso del cemento).

Le prove di resistenza meccanica a compressione sono state effettuate su provini cubici (di lato 100 mm) dopo 1, 7 e 28 giorni di stagionatura a temperatura ambiente. I risultati sono riportati in Tabella 4.

Fatta eccezione per la frazione B, caratterizzata da una classe di resistenza inferiore ed un assorbimento d'acqua maggiore, la sostituzione dell'aggregato di frantumazione naturale con l'aggregato riciclato non ha provocato alcuna significativa variazione della resistenza a compressione a 1, 7 e 28 giorni, indipendentemente dalla provenienza dell'aggregato riciclato e dalla percentuale di sostituzione.

Tabella 3 - Proporzionamento delle miscele di calcestruzzo (dosaggi espressi come kg/m³ di calcestruzzo)

Miscela	Sabbia naturale (0-5 mm)	Pietrischetto naturale (2-10 mm)	Pietrisco naturale (5-25 mm)	Cls riciclato (0-12 mm)
Ref	535	535	715	-
B-5%	535	89	715	82
B-10%	535	178	715	165
B-30%	535	-	715	490
D-5%	535	89	715	88
D-10%	535	178	715	177
E-5%	535	89	715	85
E-10%	535	178	715	170
F-5%	535	89	715	85
F-10%	535	178	715	170
H-5%	535	89	715	83
H-10%	535	178	715	165

Allo scopo di valutare il comportamento a ritiro igrometrico dei calcestruzzi contenenti calcestruzzo riciclato come parziale sostituzione dell'aggregato naturale, sono state preparate due miscele di calcestruzzo con lo stesso rapporto acqua/cemento (0,45) e la stessa lavorabilità (170 mm di abbassamento al cono di Abrams, corrispondente a consistenza fluida), e variando la natura dell'additivo chimico. Il proporzionamento di queste miscele di calcestruzzo è riportato in Tabella 5.

Tabella 4 – Valori della resistenza a compressione dopo 1, 7 e 28 giorni di stagionatura dei calcestruzzi con aggregati riciclati

Miscela	Resistenza a compressione (MPa)		
	1 giorno	7 giorni	28 giorni
Ref	14,0	29,4	57,0
B-5%	12,4	27,1	54,1
B-10%	11,5	24,0	53,3
B-30%	10,9	28,2	51,9
D-5%	13,6	31,8	60,2
D-10%	13,5	28,3	61,1
E-5%	14,9	27,4	56,0
E-10%	13,3	28,8	53,1
F-5%	14,8	30,3	57,4
F-10%	13,8	29,7	58,1
H-5%	14,5	31,2	59,0
H-10%	13,9	31,7	58,8

La miscela indicata come 'H-70%' è stata preparata con lo stesso superfluidificante a base policarbossilica già utilizzato in precedenza, aggiunto con un dosaggio dello 0,8% in peso del cemento per ottenere una riduzione dell'acqua di impasto del 25%. Questo calcestruzzo è stato confezionato utilizzando come frazione grossa l'aggregato in calcestruzzo riciclato di tipo 'H' (Tabella 1, Tabella 2 e Figura 2). Questa frazione di aggregato è stata combinata ad una percentuale del 70% in volume con il 30% di sabbia naturale in modo da ottenere la distribuzione granulometrica ottimale secondo Bolomey.

La miscela 'H-70%+SRA' è stata preparata utilizzando un superfluidificante costituito da una catena polimerica in policarbossilato con addizione di un gruppo riduttore di ritiro (SRA). In questo modo possono essere ridotti sia il dosaggio d'acqua sia il ritiro del calcestruzzo. Questo additivo è stato aggiunto al dosaggio dell'1,6% in peso del cemento, allo scopo di ottenere la stessa riduzione di acqua di impasto conseguita nella precedente miscela di calcestruzzo pari al 25%.

Tabella 5 - Proporzionamento della miscela di calcestruzzo (dosaggi espressi come kg/m³ di calcestruzzo)

Miscela	H-70%	H-70%+SRA
Acqua/Cemento	0,45	0,45
Acqua	165	165
Cemento	365	365
Sabbia naturale (0-5 mm)	550	545
Calcestruzzo riciclato (0-12 mm)	1195	1190
Additivo superfluidificante	3	-
Superfluidificante con SRA	-	6

Per entrambi i calcestruzzi le frazioni di aggregato sono state preliminarmente saturate con acqua: questa operazione risulta particolarmente importante per l'aggregato in calcestruzzo riciclato (caratterizzato da un assorbimento d'acqua pari all'8,34%, come mostrato in Tabella 2), potendo

giocare il ruolo di una riserva d'acqua interna capace di mitigare il ritiro per essiccamento del calcestruzzo.

Dopo 28 giorni di stagionatura su cubetti di calcestruzzo (100 x 100 x 100 mm) sono stati misurati i valori della resistenza a compressione, che sono risultati pari a 45,6 MPa e 48,8 MPa per i calcestruzzi 'H-70%' e 'H-70%+SRA' rispettivamente.

Per la valutazione del ritiro da essiccamento del calcestruzzo, si sono confezionati tre provini prismatici (100 x 100 x 500 mm) per ciascuna miscela di calcestruzzo, stagionati ad umido per 2 giorni alla temperatura di 18°C e successivamente stagionati in aria alla stessa temperatura ad una umidità relativa pari al 60% fino a 100 giorni di esposizione.

I risultati ottenuti sono riportati in Figura 3.

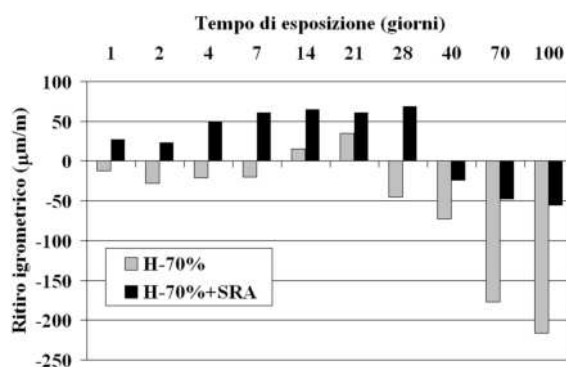


Figura 3 - Misura del ritiro igrometrico libero in funzione del tempo di stagionatura

L'efficacia del superfluidificante con incorporato un gruppo riduttore di ritiro è risultata evidente andando a confrontare le deformazioni da ritiro per essiccamento: dopo 100 giorni il ritiro risulta ridotto del 75%. Il valore misurato del ritiro da essiccamento in questo caso è risultato molto basso, vicino ai -50 µm/m dopo 100 giorni di prova. Tuttavia, anche in assenza di questo additivo, ma in presenza di un semplice superfluidificante, il valore del ritiro è risultato prossimo a -200 µm/m dopo 100 giorni di prova. Pertanto, particolarmente se preliminarmente saturato con acqua, l'aggregato in calcestruzzo riciclato sembra comportarsi in modo soddisfacente in termini di ritiro da essiccamento.

Le miscele messe a punto e caratterizzate come descritto in precedenza sono state utilizzate nella preparazione di elementi strutturali in scala reale negli stessi impianti di prefabbricazione, come prototipi della produzione corrente, allo scopo di verificarne il processo produttivo e le prestazioni. In particolare, si sono prodotte un certo numero di travi in calcestruzzo armato e lastre di solaio alveolare estruso [11].

Otto travi lunghe 8,0 m, di sezione 0,4 x 0,8 m, sono state progettate e prodotte per questa serie di prove. Due sono state confezionate con il calcestruzzo usualmente impiegato per la produzione corrente di classe 45/55 MPa, utilizzando aggregati naturali, mentre il calcestruzzo per le altre sei era stato confezionato con frazioni granulometriche 5/15 mm e 15/30 mm parzialmente sostituite da aggregati riciclati provenienti dagli scarti di lavorazione dello stesso impianto di

prefabbricazione. Tutte le travi sono state armate con la stessa quantità di barre. La percentuale di sostituzione è stata del 20% o del 30%. Tutte le travi sono state stagionate all'aria come per la produzione normale. Provini cubici, stagionati in condizioni climatiche standardizzate, sono stati sottoposti alla prova di compressione dopo 3, 7 e 28 giorni determinandone anche il modulo di elasticità E a 28 giorni.

La messa a punto della prova e la sequenza di carico è stata la stessa per tutte le travi, semplicemente appoggiate con una luce di 7,5 m (Figura 4). Due carichi concentrati sono stati applicati simmetricamente alla distanza di 1,0 m. Le travi sono state sottoposte a diversi cicli di carico e scarico in campo lineare prima di incrementare il carico fino allo stato limite ultimo.

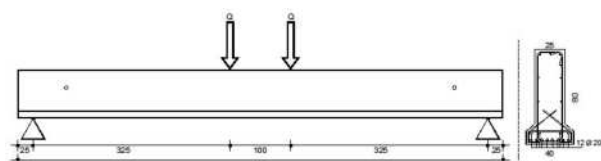


Figura 4 - Prova su travi in c.a.: schema (sopra) e svolgimento (sotto)

Si è osservato in generale un comportamento del tutto simile per tutte le travi. È stata rilevata una diminuzione di resistenza inferiore al 5% per le travi con impiego del 20% di aggregato riciclato ed inferiore al 10% per quelle con il 30% di aggregato riciclato. Il modulo elastico E ha mostrato una corrispondente diminuzione del 9% e del 12% rispettivamente. Tuttavia, si ritiene che queste riduzioni di prestazione dipendano più dalla mancanza di esperienza nella preparazione industriale di questi calcestruzzi che non dalle proprietà intrinseche dei calcestruzzi con aggregati riciclati, come del resto le prove di laboratorio hanno dimostrato. In termini di deformabilità, fessurazione e duttilità le prestazioni di tutte le travi sono risultate del tutto simili.

Un esperimento simile è stato sviluppato da altri ricercatori [12], sostituendo il 50% o il 100% di aggregato naturale con aggregato riciclato; in quel caso, le curve carico-deflessione hanno mostrato una maggiore perdita di prestazione meccanica a causa della maggiore percentuale di sostituzione dell'aggregato.

Quattro lastre di solaio alveolare estruso, lunghe 4,2 m, larghe 1200 mm e spesse 200 mm, sono state prodotte in unico getto nella stessa linea di prefabbricazione, armate con trefoli 7 x 0,5". Due lastre sono state confezionate con aggregati naturali, mentre per le altre due è stata effettuata una sostituzione del 30% con aggregato riciclato.

La frazione riciclata è stata prelevata dagli scarti in calcestruzzo residui alla fine della linea di lavorazione dello

stesso impianto di prefabbricazione. Tale calcestruzzo di scarto è di ottima qualità, con una resistenza caratteristica cubica a compressione di 60 MPa, un diametro massimo dell'aggregato di 25 mm, ed un rapporto acqua/cemento molto basso, necessario per la tecnica di produzione.

Poiché le lastre di solaio alveolare sono tipicamente armate solo con cavi pretesi, senza alcuna specifica armatura a taglio, l'aspetto critico è costituito dalla resistenza a taglio nella zona di appoggio. Pertanto, le prove significative sono quelle di taglio, che sono state condotte in accordo allo schema usuale previsto per questo prodotto, mostrato in Figura 5, con un carico lineare distribuito sulla larghezza della lastra ad una distanza 2,5 H dall'appoggio (essendo H lo spessore della lastra, in questo caso H = 200 mm).

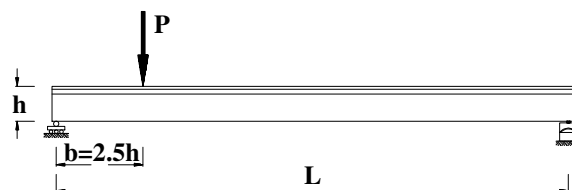


Figura 5 - Schema delle prove di taglio su solaio alveolare.

È da rilevare che il successo nella produzione stessa delle lastre con aggregato riciclato è stata una prova molto significativa, dal momento che il processo di estrusione non riesce a produrre se non con calcestruzzo di ottima qualità.

La prova è stata effettuata ad entrambe le estremità di ciascuna lastra di solaio, per cui si sono ottenuti quattro risultati (due per campione) per ciascun tipo di calcestruzzo, con aggregati naturali (NAC) o riciclati (RAC). Si sono confezionati provini cubici per ogni calcestruzzo, sottoposti a prova di compressione dopo 1, 7, 28 giorni di maturazione, e provini cilindrici per le prove di resistenza a trazione indiretta. I risultati sono riportati in Tabella 6.

Tabella 6 - Resistenza meccanica in compressione e trazione per solai in calcestruzzo con aggregati naturali (NAC) ed aggregati riciclati (RAC)

		Compressione (MPa)		Trazione (MPa)	
		NAC	RAC	NAC	RAC
Tempo di stagionatura (giorni):	1	41.3	44.7	-	-
	7	56.6	63.3	-	-
	28	62.0	70.2	1.9	2.0

I risultati delle otto prove di taglio sulle lastre di solaio sono stati piuttosto simili, vicini ai valori teorici di rottura per sollecitazione a taglio, con dispersione dei risultati normale senza riferimento significativo ai due diversi tipi di calcestruzzo impiegati.

La Figura 6 mostra la messa a punto della prova di taglio su lastre di solaio alveolare (a sinistra) ed il tipico modo di rottura per taglio (a destra). In effetti, la resistenza a taglio è determinata dalla resistenza a trazione del calcestruzzo, che non è risultata influenzata dalla presenza di aggregato riciclato (Tabella 6).



Figura 6 - Prova di taglio su solaio alveolare

a) apparecchiatura della prova

b) particolare della rottura per taglio

L'esperienza tratta dalla campagna di prove condotte è del tutto incoraggiante, con riferimento alla riutilizzazione di scarti di produzione ottenuti dalle linee di lavorazione di solai alveolari come aggregati riciclati per la produzione corrente di calcestruzzo.

3. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

I risultati preliminari ottenuti sulla prestazione meccanica di calcestruzzo confezionato sostituendo l'aggregato di frantumazione naturale con calcestruzzo strutturale riciclato, ottenuto come scarto di lavorazione in impianti di prefabbricazione e riutilizzato negli stessi impianti, confermano che la produzione di calcestruzzo con aggregati riciclati per impieghi strutturali è fattibile ed economica.

Questa opportunità potrebbe fornire una soluzione adeguata a problemi ambientali come un'estrazione sempre più limitata di materiale inerte da cava ed una sempre minore disponibilità di aree per il conferimento in discarica. Inoltre, tale approccio, diminuendo l'impatto ambientale, renderebbe il calcestruzzo un materiale più sostenibile.

I risultati ottenuti hanno dimostrato che la qualità del calcestruzzo riciclato influenza la massima percentuale di

sostituzione che può essere tollerata e, in particolare, che quando la classe di resistenza originaria è 55 MPa, la sostituzione può essere effettuata anche a livelli del 30%.

La miscela del calcestruzzo può essere progettata affidabilmente, almeno fino al 30% di sostituzione, con aggregato in calcestruzzo riciclato proveniente da scarti di lavorazione della produzione interna, ottenendo prestazioni uguali od anche superiori a quelle del calcestruzzo di riferimento con aggregati naturali.

Per quanto riguarda gli elementi strutturali, le prestazioni sono risultate ancora uguali od anche migliori, e di rado leggermente inferiori. Ciò significa che il calcestruzzo confezionato con aggregati riciclati costituiti da scarti di lavorazione in prefabbricazione è senz'altro utilizzabile come tale per scopi strutturali e che può ottenere le stesse prestazioni, purché la produzione industriale sia accuratamente controllata.

RINGRAZIAMENTI

La ricerca è stata promossa dall'AICAP, ha avuto contributi finanziari dal "Progetto Ulisse" e cofinanziamento come PRIN dal MIUR. Si è avvalsa della cooperazione delle aziende: RDB SpA, Precompressi Centro-Nord SpA e Generale Prefabbricati SpA.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] BASSAN, M. & GALIMBERTI, V. (1995) - Recycling of concrete: foreseeable development possibilities in Italy, *Proc. R'95, World Congress on Integrated Resources Management, Geneva, February 1-3*.
- [2] CORINALDESI, V., TITTARELLI, F., COPPOLA, L. & MORICONI, G. (2001) - Feasibility and Performance of Recycled-Aggregate Concrete Containing Fly Ash for Sustainable Building Development, In V.M. Malhotra (ed.), *Sustainable Development of Cement and Concrete; Proc. Three-Day CANMET/ACI International Symposium, San Francisco, U.S.A., September 16-19, 2001*. Publication SP-202: 161-180. Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.
- [3] CORINALDESI, V. & MORICONI, G. (2002) - Rubble Processing to Manufacture Structural Recycled-Aggregate Concrete, In Wang Pei-Ming (ed.), *Proc. 5th International Symposium on Cement and Concrete, Shanghai, China, 2002*. Tongji University Press, Shanghai, China, Volume 2: 796-802.
- [4] MORICONI, G., CORINALDESI, V. & ANTONUCCI, R. (2003) - Environmentally-friendly mortars: a way to improve bond between mortar and brick, *Materials & Structures* 36(264): 702-708.
- [5] CORINALDESI, V. & MORICONI, G. (2001) - Role of Chemical and Mineral Admixtures on Performance and Economics of Recycled-Aggregate Concrete, In V.M. Malhotra (ed.), *Fly Ash, Silica Fume, Slag and Natural Pozzolans in Concrete; Proc. Seventh CANMET/ACI International Conference, Madras, India, July 22-27, 2001*. Publication SP-199: Vol. 2, 869-884. Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.

- [6] CORINALDESI, V. & MORICONI, G. (2002) - Durability of Recycled-Aggregate Concrete Incorporating High Volume of Fly Ash, In S. Burn (ed.), *Durability of Building Materials and Components; Proc. 9th International Conference, Queensland, Brisbane, Australia, March 17-20, 2002*. Paper 71.
- [7] CORINALDESI, V., MORICONI, G. & TITTARELLI, F. (2002) - Durability of Reinforced Concrete for Sustainable Construction, In V.M. Malhotra (ed.), *Innovation in Design with Emphasis on Seismic, Wind and Environmental Loading, Quality Control and Innovation in Materials/Hot Weather Concreting; Proc. Fifth ACI International Conference, Cancun, Mexico, December 10-13, 2002*, Publication SP-209: 169-186. Farmington Hills, MI, USA: American Concrete Institute.
- [8] CORINALDESI, V., ORLANDI, G. & MORICONI, G. (2002) - Self-Compacting Concrete Incorporating Recycled Aggregate, In R.K. Dhir, P.C. Hewlett and L.J. Csetenyi (eds.), *Innovations and Developments in Concrete Materials and Construction; Proc. International Conference "Challenges of Concrete Construction", Dundee, Scotland, U.K., 9-11 September 2002*. Thomas Telford, London, U.K., 2002: 455-464.
- [9] CORINALDESI, V., & MORICONI, G. (2006) – Behavior of Beam-Column Joints Made of Sustainable Concrete under Cyclic Loading, *Journal of Materials in Civil Engineering* 18(5): 650-658.
- [10] COPPOLA, L., MONOSI, S., SANDRI, S. & BORSOI, A. (1995) - Riciclaggio delle strutture demolite in c.a. e c.a.p. per il confezionamento di nuovi calcestruzzi, *L'Industria Italiana del Cemento*, 705: 715-728.
- [11] BASSAN, M., MENEGOTTO M., MORICONI G. (2006) - Precast Structural Concrete with Recycled Aggregates, *Proceedings of the Second fib Congress, Naples, Italy, June 5-8, 2006*, ID 6-19.
- [12] DOLARA, E., DI NIRO, G., CAIRNS, R. (1998) - RAC Prestressed Beams, In R.K. Dhir, N.A. Henderson, M.C. Limbachiya (eds.), *Sustainable Construction: Use of Recycled Concrete Aggregate; Proc. International Symposium, London, U.K., November 11-12, 1998*. Thomas Telford Publisher, London, U.K., 1998: 255-262.
- [13] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (2004) – *Beton mit rezyklierten Gesteinskoernungen* – DafStb, Berlin, Germania, Marzo 2004.
- [14] *fib* FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (2004) – Environmental Design –bulletin n. 28 – *fib*, Lausanne, CH, Febbraio 2004

SULLA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI TEGOLI DI COPERTURA

Beatrice Belletti¹, Patrizia Bernardi¹, Antonello Gasperi²

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile, dell'Ambiente, del Territorio e Architettura, Università degli Studi di Parma

² Ingegnere civile, libero professionista – Modena

SOMMARIO

L'obiettivo principale della memoria è quello di fornire alcune indicazioni in merito alla progettazione strutturale di tegoli di copertura in conglomerato cementizio armato precompresso appartenenti alla tipologia degli "elementi speciali di copertura" così come definiti nella CNR 10025/98. In particolare, vengono qui analizzati elementi strutturali di spessore sottile caratterizzati da una sezione aperta conformata secondo una trilatera. L'influenza delle tensioni trasversali e delle non linearità in gioco sulla capacità portante del tegolo viene valutata tramite analisi numeriche non lineari di tipo parametrico, eseguite su una medesima tipologia di tegolo (ARGO) progettata per interassi differenti secondo l'usuale teoria della flessione.

SUMMARY

The aim of the paper is to provide some remarks concerning the design of thin walled prestressed concrete roof elements which belong to the "special roof elements" typology, as defined by Italian Standard CNR 10025/98. In this paper, the attention is focused on these precast elements characterised by a thin, open trilateral cross-section shape. The influence of transversal effects related to the variation of cross-section shape and to the wing flexure as well as the influence of mechanical and geometrical non-linearity on the element structural behaviour and collapse is evaluated through parametrical NLFE analyses performed on a roof element (ARGO) designed for different spacing according to classical beam theory.

1. INTRODUZIONE

La presente memoria si pone come principale obiettivo quello di fornire alcune indicazioni in merito alla progettazione strutturale di tegoli di copertura in conglomerato cementizio armato precompresso appartenenti alla tipologia degli "elementi speciali di copertura" così come definiti nella CNR 10025/98. In particolare, si prendono in considerazione elementi strutturali di spessore sottile caratterizzati da una sezione aperta conformata secondo una trilatera.

Nella progettazione di questi elementi strutturali (si fa riferimento soprattutto ad alcune tipologie di elementi speciali di copertura) si incontrano frequentemente problematiche complesse; tuttavia, le usuali procedure di calcolo, basate sulla teoria tecnica della trave inflessa, possono cadere (più o meno significativamente) in difetto, a causa dell'influenza, sul comportamento di tali elementi strutturali, delle non linearità presenti – di tipo geometrico e meccanico – e della presenza di sollecitazioni trasversali. Per queste ragioni, tali elementi "speciali" sono da tempo oggetto di ricerche di tipo sperimentale e numerico condotte da diversi Autori ([1-8]) mirate ad approfondire la conoscenza del loro comportamento evolutivo fino alla soglia ultima di resistenza.

Questa nota rientra nell'ambito di un'ampia ricerca che si propone di fornire una stima dell'influenza del comportamento non lineare di talune tipologie di tegoli di copertura sulla capacità portante degli stessi. Le usuali metodologie del

calcolo a trave, possono così essere utilizzate adottando un fattore correttivo (denominato fattore β) che esprime sinteticamente il rapporto tra il momento resistente longitudinale, ricavato tramite l'usuale teoria della trave e il corrispondente momento ultimo "numerico" ricavato da analisi non lineari agli elementi finiti.

Nel seguito, vengono determinati i valori del coefficiente β sopra definito riferiti ad un prefissato tegolo, ottenuti facendo variare l'interasse tra i tegoli stessi. Obiettivo futuro sarà quello di estendere tale stima ad altri tegoli appartenenti alla stessa tipologia ma aventi caratteristiche geometriche diverse.

Le analisi non lineari agli elementi finiti sono state condotte implementando un modello costitutivo non lineare per il conglomerato armato fessurato (denominato PARC, [9]) all'interno di un programma commerciale agli elementi finiti (ABAQUS, [10]); si sono dunque eseguite analisi in grado di mettere in conto sia la non linearità meccanica che quella geometrica, fornendo il comportamento strutturale dell'elemento fino al collasso.

Nel presente lavoro, dai valori di β ottenuti per i casi fino ad ora esaminati, è stato estrapolato il valore limite inferiore di tale parametro, che permette una rapida valutazione della capacità portante del tegolo esaminato mediante la riduzione del momento resistente sezionale ottenibile dalla teoria della trave.

Il lavoro presentato in questa memoria è stato già presentato dagli Autori al Congresso Internazionale *fib* svoltosi a Napoli nel 2006 [11].

2. IL TEGOLO “ARGO” COME CASO DI STUDIO: DESCRIZIONE DELL’ELEMENTO

Il tegolo “ARGO”, prodotto dalla ditta AREA Prefabbricati S.p.A. (Reggio Emilia), viene utilizzato come elemento di copertura per edifici industriali e commerciali (Fig.1).



Figura 1 - Esempio di impiego del tegolo “ARGO”.

Tali elementi vengono appoggiati sulle travi principali a determinati interassi in ragione delle dimensioni dell’elemento interposto che per motivi funzionali può essere realizzato con lastre in calcestruzzo armato o con pannelli sandwich costituiti da due lamiere ed uno strato isolante.

Le luci previste dalla produzione variano da 18 a 25 m, mentre la larghezza dell’elemento rimane costante ed è pari a 2.5 m. L’interasse massimo previsto per un carico variabile da neve pari a 1.30 kN/m², è pari a 5.5 m, mentre l’interasse minimo, relativo al caso di tegoli accostati, è pari a 2.5 m.

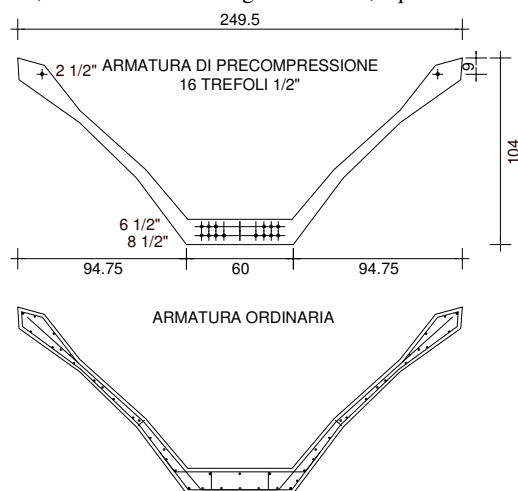


Figura 2 - Geometria della sezione trasversale del tegolo “ARGO” con disposizione dell’armatura nel caso del “tegolo I” (come definito in Tab. 1).

In Fig.2 sono schematicamente illustrate le dimensioni della sezione trasversale del tegolo e le armature nel caso del “tegolo I”.

3. INDAGINE NUMERICA SUL COMPORTAMENTO TRASVERSALE

Al fine di indagare il comportamento di questi elementi di copertura in parete sottile, è stato condotto uno studio numerico nel quale sono stati fatti variare alcuni parametri fondamentali per il comportamento del manufatto. A questo scopo, sono stati considerati quattro tegoli “ARGO”, caratterizzati dalle stesse proprietà meccaniche dei materiali, dalle stesse luci, ma da differenti interassi di utilizzo; tali quattro tegoli sono stati indicati con i numeri romani I, II, III, IV.

La lunghezza comune per tutti gli elementi è stata assunta pari a 18.60 m, mentre gli interassi sono stati scelti pari 5.5, 4.5, 3.5 e 2.5 m. È importante sottolineare che il valore di interasse pari a 2.5 m, corrispondente al caso di due tegoli accostati, non è quasi mai utilizzato nella pratica, ma è comunque stato qui considerato per completare lo studio teorico sul comportamento di questi manufatti. Il numero dei trefoli e l’armatura trasversale considerati nelle analisi eseguite varia al variare dell’interasse dei tegoli, così come indicato rispettivamente in Tabella 1 e Tabella 3. In Tabella 1 sono, inoltre, riportati anche i momenti resistenti M_{Rd} relativi alla sezione trasversale, calcolati con le resistenze di progetto dei materiali e con l’ausilio di un software di calcolo che considera solo il comportamento a trave di questi elementi.

Per quanto riguarda le proprietà meccaniche dei materiali, per tutti i tegoli è stata assunta una resistenza cubica a compressione $f_{ck,cube}$ pari a 55 MPa, una tensione di snervamento f_{yk} pari a 440 MPa per l’armatura ordinaria, una tensione di rottura f_{pk} pari a 1860 MPa e una tensione $f_{p0,1k}$ pari a 1600 MPa per i trefoli di precompressione.

Tabella 1 - Denominazione ed alcune caratteristiche dei tegoli esaminati.

Tegolo	Interasse [m]	N° di trefoli [1/2"]	Momento resistente M_{Rd} [kNm]
I	5.5	16	1720
II	4.5	14	1507
III	3.5	12	1296
IV	2.5	10	1067

I carichi agenti sulla sezione del tegolo sono rappresentati dal peso proprio (g), dal carico permanente (g_{imp}) dovuto all’impermeabilizzazione e dalla neve (q_{neve}); i carichi dovuti all’elemento interposto sono stati applicati all’estradosso dei bulbi delle ali (Fig.3). Si è considerato il caso di elemento interposto realizzato in conglomerato armato avente peso proprio pari 1.20 kN/m². Si è inoltre tenuto conto che la lunghezza dell’elemento interposto è di 30 cm maggiore della distanza netta fra le ali dei tegoli. I valori dei carichi caratteristici assunti per i tegoli esaminati sono riassunti in Tabella 2.

I quattro tegoli precedentemente definiti, sono stati studiati conducendo varie analisi non lineari ad elementi finiti. Innanzitutto sono stati modellati i tegoli I, II, III e IV conducendo quattro analisi che nel seguito sono rispettivamente chiamate A, B, C e D.

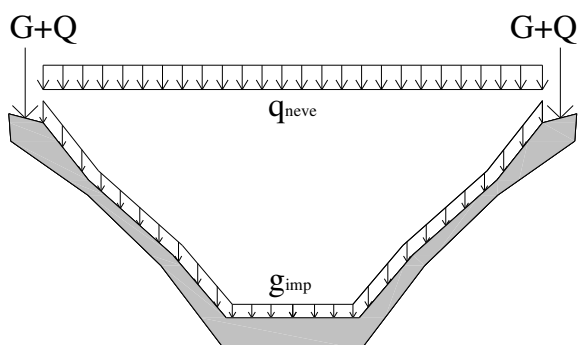


Figura 3 - Distribuzione dei carichi relativi ai tegoli esaminati.

Tabella 2 - Carichi considerati per le analisi non lineari ad elementi finiti

Tegolo	Carichi			Carichi dovuti all'interposto	
	Permanenti		Variabili	Perm.	Var.
	g [kN/m]	g_{imp} [kN/m ²]	q_{neve} [kN/m ²]	G [kN/m]	Q [kN/m]
I	7.5	0.2	1.30	4.62	4.29
II				3.22	2.99
III				1.82	1.69
IV				0	0

In queste analisi sono state adottate le resistenze di progetto dei materiali, calcolate dalle corrispondenti caratteristiche in accordo con le prescrizioni indicate nell'Eurocodice 2 [12]. Per le armature ordinarie è stato adottato un legame elastico-perfettamente plastico, mentre per i trefoli di precompressione è stato adottato un legame trilineare.

I legami costitutivi scelti sono congruenti con quelli utilizzati per il calcolo teorico del momento resistente M_{Rd} della sezione trasversale, valutato assumendo un comportamento a trave della struttura.

Successivamente, è stata condotta un'analisi ad elementi finiti, denominata E, sul tegolo I (avente interasse 5.5 m) adottando le resistenze medie dei materiali. Per il calcestruzzo, la resistenza media è stata valutata dalla corrispondente resistenza caratteristica secondo le indicazioni riportate nell'Eurocodice 2 – Tab. 3.1 [12], mentre le resistenze medie dell'armatura ordinaria e dei trefoli sono state desunte dai risultati delle prove a trazione contenuti nei certificati di produzione.

Per l'armatura ordinaria il legame costitutivo implementato nelle analisi ad elementi finiti prevede un comportamento elasto-plastico incrudente, mentre per i trefoli di precompressione il legame σ - ϵ è definito da una curva incrudente passante per cinque punti.

Sono state inoltre eseguite tre ulteriori analisi, indicate con le lettere F, G e H, sempre sul tegolo I (con interasse 5.5 m), adottando le stesse resistenze di progetto dei materiali ma incrementando la percentuale di armatura trasversale, come riportato in Tabella 3.

Tutte le analisi ad elementi finiti sono state condotte considerando i tegoli semplicemente appoggiati (con vincoli verticali unilateri) ed applicando la distribuzione dei carichi

indicata in Fig.3.

I tegoli sono stati modellati con elementi di tipo shell a 4 nodi, riproducendo la superficie media del manufatto.

Per la determinazione della matrice di rigidezza è stata adottata un'integrazione di Gauss nel piano ed un'integrazione di Simpson nello spessore degli elementi con tre punti di integrazione che permettono la lettura diretta dei risultati numerici all'estradosso e all'intradosso della struttura.

Tabella 3 - Riassunto delle analisi ad elementi finiti eseguite

Analisi	Tegolo	Resistenze dei materiali	Percentuale di armatura trasversale ρ_t (%)
A	I	Progetto	0.57
B	II	Progetto	0.49
C	III	Progetto	0.39
D	IV	Progetto	0.39
E	I	Media	0.57
F	I	Progetto	0.67
G	I	Progetto	0.84
H	I	Progetto	1.10

La matrice di rigidezza in corrispondenza di ogni punto di integrazione viene calcolata con il modello costitutivo PARC.

Per una più dettagliata descrizione della matrice di rigidezza del modello PARC, formulata per elementi in calcestruzzo armato in stadio fessurato e non fessurato, soggetti a stato piano di tensione si rimanda al lavoro [9].

Il modello costitutivo è a fessura fissa ed equidistanziata, ma per tener conto della possibile formazione di una seconda fessura in un punto già fessurato, è stata annullata, in tale evenienza, il modulo elastico del conglomerato presente fra una fessura e l'altra.

Gli effetti dovuti alla presenza di entrambe le modalità fessurative caratteristiche di questi elementi (fessure longitudinali e trasversali) che influenzano significativamente la capacità portante di questi elementi strutturali possono così essere tenuti in conto con un metodo semplice e numericamente non oneroso. La validità di questa procedura numerica è stata verificata nel lavoro [13].

La matrice non lineare di rigidezza del modello PARC è stata quindi implementata nel codice di calcolo ABAQUS [10], che permette di considerare anche gli effetti della non linearità geometrica.

La tensione di precompressione è stata applicata inserendo dei "rebar layer" nell'elemento shell in cui sono presenti i trefoli. Ogni "rebar layer" viene definito dall'area della sezione trasversale dell'armatura presente, dalla spaziatura delle barre nel piano dell'elemento shell, dal materiale costituente, dalla direzione dello strato di armatura e dalla sua distanza rispetto al piano medio dello shell.

La tensione di precompressione viene assegnata a questi elementi "rebar" come una condizione iniziale non equilibrata, cosicché la redistribuzione delle tensioni fra trefoli e calcestruzzo dovuta alla precompressione viene automaticamente calcolata. Questa procedura numerica per il calcolo della risposta strutturale di elementi precompressi e prefabbricati è stata verificata su varie tipologie strutturali [1-8, 14].

Sia per le analisi condotte con le resistenze di progetto che per le analisi condotte con le resistenze medie, i tegoli sono

stati caricati in successivi passi di carico corrispondenti alle combinazioni delle azioni relative allo stato limite di esercizio ed allo stato limite ultimo. Oltre lo stato limite ultimo i carichi sul tegolo sono stati ulteriormente incrementati fino alla rottura dell'elemento, mantenendo però costanti i carichi sulle ali dovuti all'elemento interposto.

4. RISULTATI NUMERICI

La capacità portante ottenuta con le analisi non lineari ad elementi finiti eseguite è espressa in termini di momento flettente nella mezzzeria.

A tal fine, per ogni tegolo (I, II, III, IV) è stato determinato il momento M_{0E} dovuto alla precompressione ed al peso proprio, il momento M_{EK} dovuto alla combinazione caratteristica delle azioni allo stato limite di esercizio (SLS); il momento M_{Ed} dovuto alla combinazione delle azioni di progetto allo stato limite ultimo (ULS) ed infine il momento resistente M_{Rd} valutato adottando le resistenze di progetto dei materiali in accordo con la teoria della trave, riportato per i quattro casi esaminati in Tabella 1.

Il valore del momento resistente M_{Rd} calcolato con la teoria della trave è stato quindi confrontato con la capacità portante ultima ottenuta dalle analisi non lineari ad elementi finiti (A, B, C e D), espressa in termini di momento in mezzzeria M_{Rd}^* .

La figura 4 mostra i risultati delle analisi non lineari ad elementi finiti denominate A, B, C e D condotte sui quattro elementi aventi differenti interassi e stesse resistenze di progetto dei materiali.

Dall'esame di questi grafici, si può osservare che il comportamento strutturale rimane sostanzialmente elastico lineare fino ad un valore del carico corrispondente alla combinazione delle azioni di stato limite ultimo, ovvero, fino al valore M_{Ed} del momento agente di progetto in mezzzeria.

Si rileva inoltre che nelle analisi A e B il momento resistente di progetto M_{Rd} è maggiore della capacità portante M_{Rd}^* ottenuta dall'analisi corrispondente ad elementi finiti (nel caso C M_{Rd} è di poco inferiore a M_{Rd}^*). Si osserva che le analisi ad elementi finiti, a differenza del calcolo a trave, riescono a tener conto degli effetti dovuti sia alla non linearità geometrica che alla non linearità meccanica; tali effetti influenzano sensibilmente la risposta strutturale nel caso in cui i carichi trasversali siano di rilevante entità, vale a dire, nel caso in cui gli interassi fra i tegoli sono maggiori.

Si fa presente, inoltre, che per le analisi A, B ed anche C la rottura è dovuta allo snervamento dell'armatura trasversale, mentre solo nel caso di interasse minimo fra i tegoli (analisi D) la rottura avviene a causa dello snervamento dell'armatura longitudinale.

Le figure 5, 6 e 7 mostrano alcuni risultati numerici ottenuti dalle analisi ad elementi finiti in corrispondenza della rottura per le analisi A e D, relative ai tegoli I (con interasse 5.5 m) e IV (con interasse 2.5 m), rispettivamente.

Si noti che grazie alla simmetria della geometria e delle condizioni di carico è stato possibile modellare solo metà della sezione trasversale del manufatto, che invece è stato modellato per intero nella direzione longitudinale.

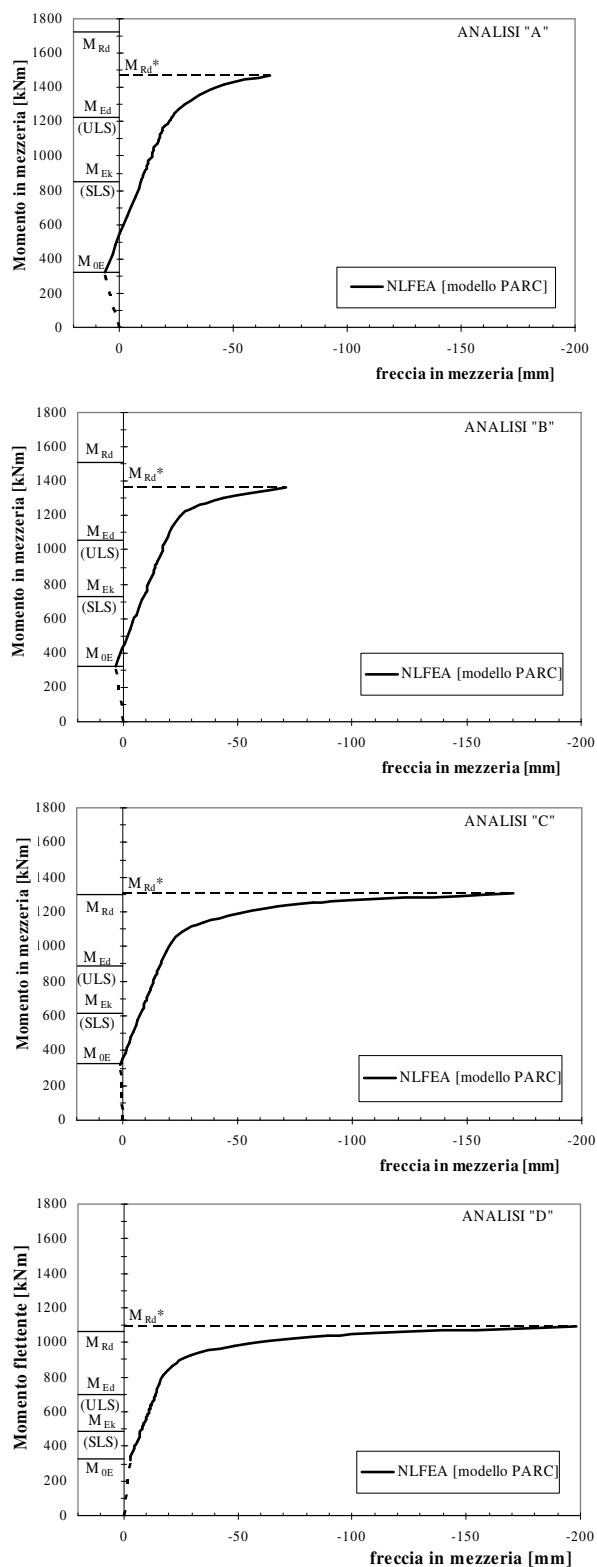


Figura 4. Curve momento – freccia in mezzzeria: analisi A, B, C e D.

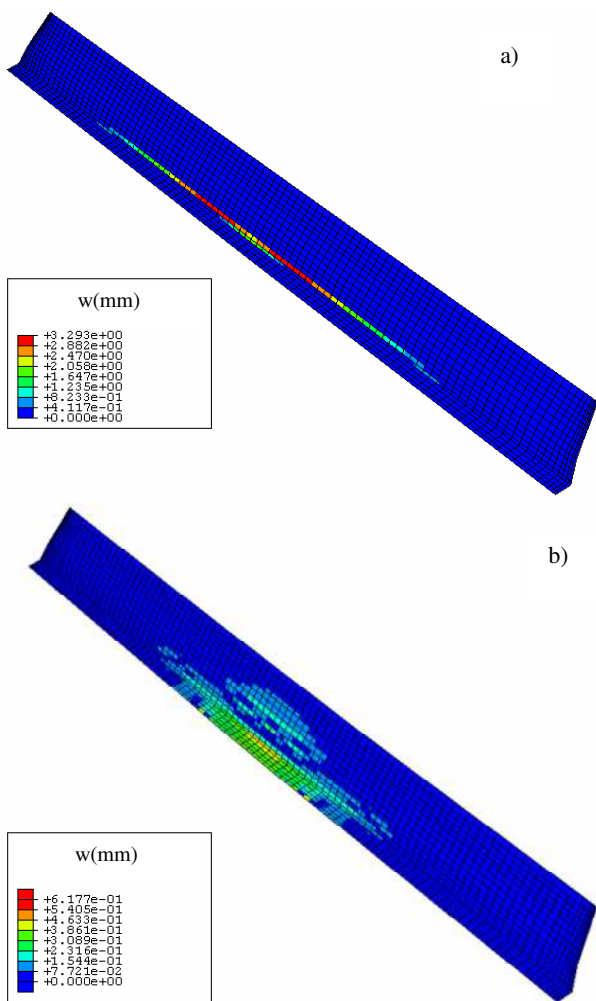


Figura 5 - Quadro fessurativo a rottura nel caso di (a) analisi A (ARGO con interasse 5.5 m) e (b) analisi D (ARGO con interasse 2.5 m) in corrispondenza dell'estradosso.

Per le ragioni sopra menzionate, mentre per l'analisi A il tipo di rottura è stato fortemente influenzato dalla perdita di forma della sezione trasversale e dunque dall'apertura delle ali, nell'analisi D la rottura è più simile alla rottura cosiddetta "a trave". I due differenti quadri fessurativi all'estradosso dei tegoli evidenziano infatti per l'analisi A una marcata fessurazione longitudinale in corrispondenza dell'attacco dell'ala con la soletta (con massima apertura delle fessure pari a 3.3 mm, Fig. 5a), mentre per l'analisi D una fessurazione più diffusa che interessa la soletta in mezzeria (con massima apertura delle fessure pari a 0.6 mm, Fig. 5b). In questo ultimo caso, al contrario del precedente, il quadro fessurativo evidenzia una tipica fessurazione trasversale. A conferma della diversa modalità di rottura registrata per le due analisi, nelle Figg. 6a, 6b vengono mostrate le deformazioni nelle barre trasversali. Nell'analisi A tutti gli elementi finiti posti in prossimità della mezzeria ed in corrispondenza dell'attacco dell'ala con la soletta presentano deformazioni prossime alla deformazione ultima di progetto assunta per la verifica allo stato limite ultimo, mentre nell'analisi D in corrispondenza della rottura nessun elemento raggiunge la massima

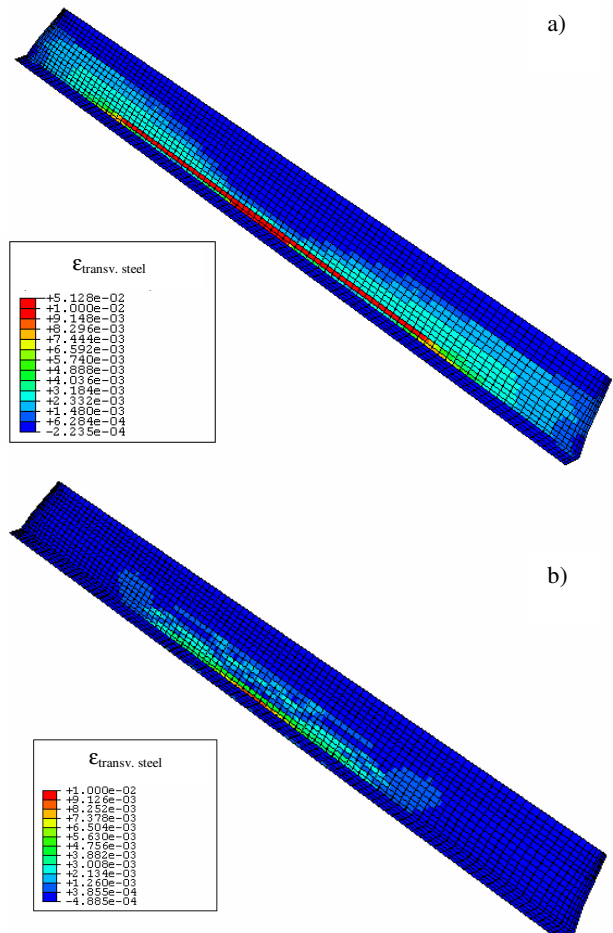


Figura 6 - Deformazione dell'armatura trasversale nel caso di (a) analisi A (ARGO con interasse 5.5 m) e (b) analisi D (ARGO con interasse 2.5 m) in corrispondenza dell'estradosso.

deformazione dell'armatura trasversale. Ne consegue che nell'analisi D la rottura non può essere attribuita alla crisi per flessione trasversale, come invece è stato osservato in tutte le altre analisi caratterizzate da un interasse maggiore fra i tegoli. La rottura nell'analisi D è dunque dovuta alla flessione longitudinale come si evince dalle figg. 7a, 7b, in cui sono riportate le tensioni dei trefoli di precompressione registrate per le analisi A (interasse 5.5 m) e D (interasse 2.5 m) in corrispondenza della rottura: mentre per l'analisi A le tensioni massime dei trefoli sono pari a 1340 MPa, nell'analisi D tali tensioni sono prossime al valore di snervamento.

Per valutare l'influenza della resistenza dei materiali sulla capacità portante e sulla duttilità della risposta strutturale, è stata condotta un'altra analisi (chiamata E, si veda la Tabella 3) sul tegolo I (con interasse 5.5 m) adottando le resistenze medie per i materiali. La Figura 8 riporta le curve ottenute dalle analisi ad elementi finiti in termini di momento flettente-freccia in mezzeria. Come ci si poteva aspettare, considerando le resistenze medie dei materiali (analisi E) si ottiene un incremento sia in termini di resistenza che di duttilità della risposta strutturale rispetto al caso in cui si considerano le

resistenze di progetto, opportunamente ridotte per mezzo dei coefficienti di sicurezza dei materiali, si veda la Tabella 2.

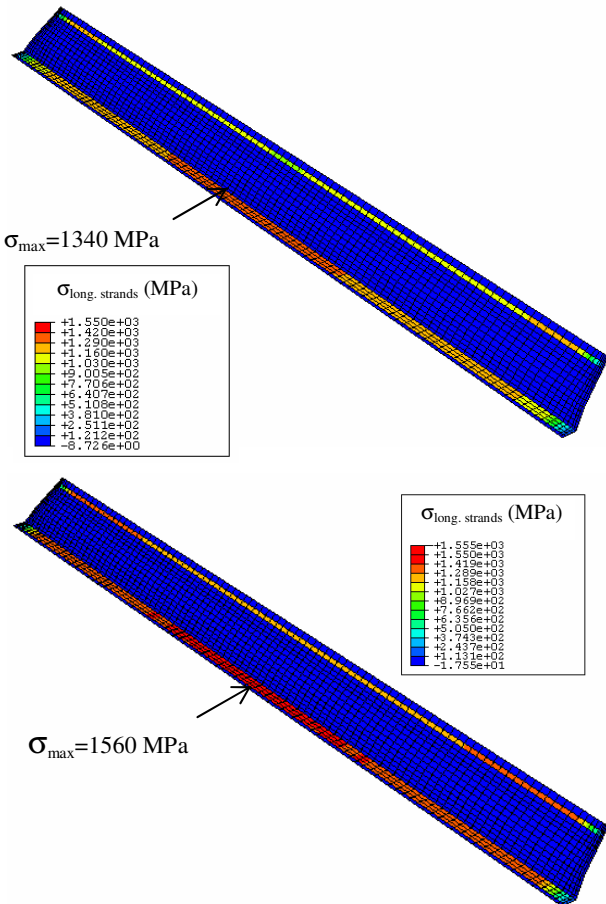


Figura 7 - Tensioni longitudinali nei trefoli in corrispondenza della rottura ottenuti (a) dall'analisi A (ARGO con interasse 5.5 m) e (b) dall'analisi D (ARGO con interasse 2.5 m).

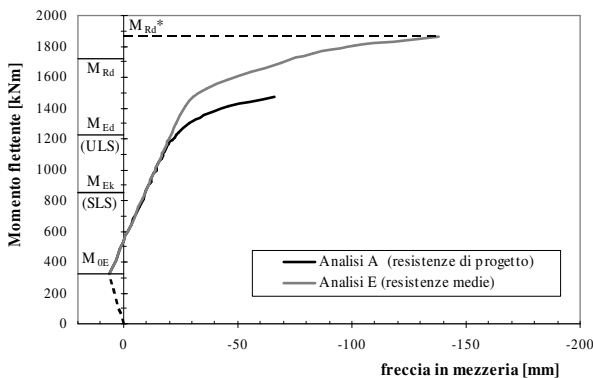


Figura 8 - Confronto fra le risposte strutturali del tegolo I ottenute considerando le resistenze di progetto (analisi A) e le resistenze medie (analisi F).

5. ALCUNE INDICAZIONI PER LA PROGETTAZIONE

5.1 Un metodo veloce per un calcolo accurato della capacità portante dei tegoli

Per confrontare la diversa risposta strutturale dei quattro tegoli analizzati all'aumentare dell'interasse, ed in particolare per stimare la differenza fra la capacità portante valutata con le analisi non lineari (M_{Rd}^*) ad elementi finiti e la capacità portante valutata con la teoria della trave (M_{Rd}), è stato definito il parametro β come segue:

$$\beta = M_{Rd}^*/M_{Rd}$$

dove il significato di M_{Rd}^* e M_{Rd} , è evidenziato in Figura 9.

Il valore di β ottenuto per i quattro casi di studio considerati relativi ad interassi diversi fra i tegoli è riportato in Fig. 10. Da questa figura si osserva come il valore di β diminuisca all'aumentare dell'interasse fra i tegoli. Tale riduzione della capacità portante è dovuta all'anticipata rottura per flessione trasversale rispetto ad un'ipotetica rottura per flessione longitudinale. La rottura per flessione trasversale, dovuta alla redistribuzione delle tensioni ed agli effetti del second'ordine, dipende fortemente anche dall'entità dei carichi gravanti sulle ali e dunque dall'interasse fra i tegoli. Il valore minimo di β (β_{min}), pari a 0.85, è stato, infatti, ottenuto per l'interasse massimo considerato fra i tegoli (pari a 5.5 m).

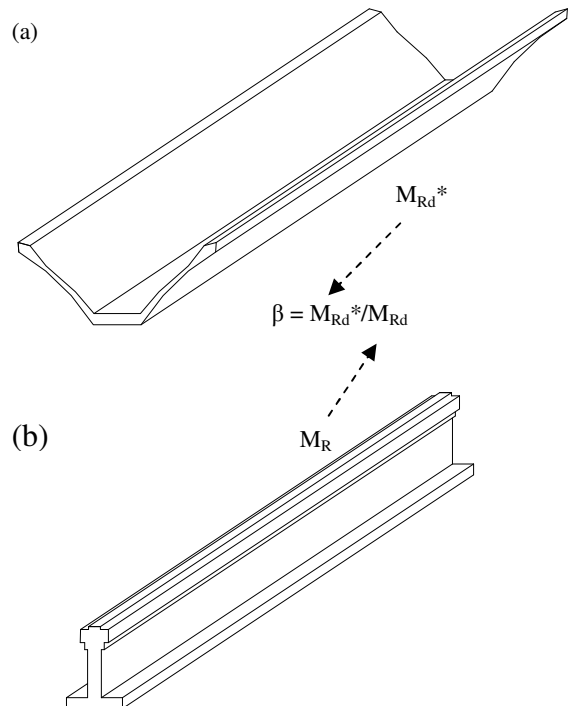


Figura 9 - (a) Capacità portante M_{Rd}^* desunta dalle analisi ad elementi finiti, ottenuta considerando l'effettiva geometria e distribuzione dei carichi, confrontata con (b) il momento resistente di progetto M_{Rd} desunto considerando la teoria della trave ed una sezione trasversale tale da poter tener conto del solo comportamento flessionale longitudinale.

Si fa presente che, una volta terminati gli studi iniziati con la presente memoria e supponendo di aver individuato i valori del coefficiente β_{\min} relativi a varie famiglie di tegoli, potrà essere possibile valutare, a favore di sicurezza, la capacità portante di un tegolo appartenente ad una delle suddette famiglie moltiplicando per β_{\min} il valore della capacità portante (che in termini di momento flettente si può esprimere con M_{Rd}) calcolata con le semplici formule che derivano dalla teoria della trave.

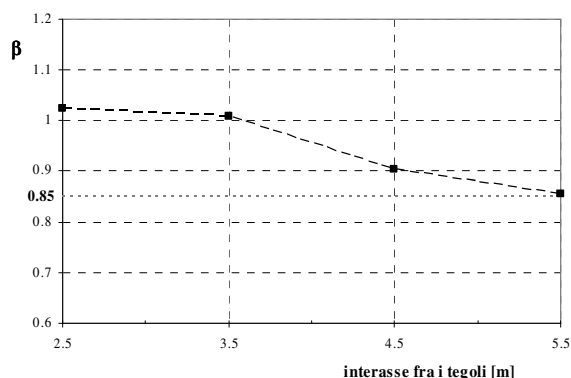


Figura 10 - Valore del rapporto β in funzione dell'interasse fra i tegoli.

5.2 Relazione fra capacità portante ed armatura trasversale

Nel seguito si dimostra come la quantità di armatura trasversale nella parte centrale del tegolo condiziona anche significativamente il valore della capacità portante del tegolo stesso. Si consideri il tegolo I per il quale, oltre all'analisi A, si sono eseguite tre ulteriori analisi, denominate F, G e H, caratterizzate dal fatto che in esse, a parità degli altri parametri, si è incrementata la quantità di armatura trasversale (espressa in termini di ρ_t) presente nel tegolo stesso.

Si precisa che il rapporto geometrico ρ_t (riassunto in Tabella 3), è valutato in funzione dell'armatura che interessa la parte centrale del manufatto in corrispondenza dell'attacco fra ali e soletta. In Fig.11 si mostra la variazione della capacità portante del tegolo (espressa in termini di momento resistente in mezzeria M_{Rd}^*) al variare di ρ_t .

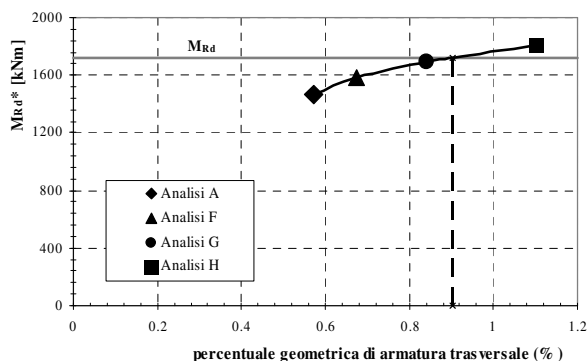


Figura 11 - Variazione della capacità portante M_{Rd}^* al variare della quantità di armatura trasversale (in accordo con la Tabella 3) per il tegolo avente interasse 5.5 m.

Come si può notare in Fig.11, incrementando, rispetto all'armatura trasversale considerata nell'analisi A, il rapporto geometrico di armatura trasversale del 18%, 47% e 92% (analisi F, G e H, rispettivamente), si ottiene un incremento di M_{Rd}^* del 7%, 15%, 23%. Si osserva che interpolando questi valori, si può ottenere la percentuale geometrica di armatura che conduce ad una rottura "contemporanea" per flessione longitudinale e trasversale, che equivale ad un valore del parametro $\beta=1$. La rottura contemporanea avviene, infatti, nel caso in cui $M_{Rd}^*=M_{Rd}$; tale condizione, nel caso esaminato, si verifica per $\rho_t=0.9\%$. Per rapporti geometrici di armatura trasversale inferiori a tale valore la rottura avviene principalmente per flessione trasversale, mentre per valori superiori la rottura avviene principalmente per flessione longitudinale. E' quindi possibile progettare con accuratezza un tegolo tenendo conto solo del comportamento a trave qualora la quantità di armatura trasversale sia tale da evitare un'anticipata rottura per flessione trasversale e quindi qualora il parametro β sia uguale ad 1.

E' ben noto che la rottura di un tegolo avviene a seguito di stati pluriassiali di tensione e deformazione, tuttavia sono state utilizzate espressioni quali "rottura per flessione longitudinale" e "rottura per flessione trasversale" che, pur nella loro inesattezza ed incompletezza, possono essere utili per indicare le due modalità di rottura prevalentemente osservabili.

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

In questo lavoro è stato analizzato il comportamento di tegoli di copertura, classificati come indicato nelle istruzioni CNR 10025/98. Per determinare la capacità portante di questi manufatti (espressa in termini di momento resistente in mezzeria M_{Rd}^*) è stata applicata una procedura non lineare ad elementi finiti in grado di tener conto sia della non linearità geometrica dovuta agli effetti del second'ordine, che della non linearità meccanica dovuta ai legami costitutivi dei materiali ed ai fenomeni di redistribuzione delle tensioni che si innescano al sopraggiungere della fessurazione del conglomerato.

Il valore della capacità portante così ottenuta (M_{Rd}^*), è stato confrontato con il valore della capacità portante ricavato dalle formule derivanti dalla classica teoria della trave ed usualmente utilizzate per la progettazione (M_{Rd}).

Per i valori più ricorrenti dell'interasse dei tegoli esaminati, la capacità portante (M_{Rd}^*) ottenuta con le analisi agli elementi finiti è risultata minore della capacità portante ottenuta con le usuali metodologie di calcolo a trave. In tali casi infatti si è ottenuto per via numerica una rottura a flessione trasversale che ha anticipato la rottura per flessione longitudinale. Per ciascun interasse dei tegoli è stato calcolato in valore di β , ottenendo $\beta_{\min}=0.85$.

Una volta terminata la presente ricerca e supponendo di aver individuato i valori del coefficiente β_{\min} relativi a varie famiglie di tegoli, potrà essere possibile valutare, a favore di sicurezza, la capacità portante di un tegolo appartenente ad una delle suddette famiglie moltiplicando per β_{\min} il valore della capacità portante (che in termini di momento flettente si può esprimere con M_{Rd}) calcolata con le semplici formule che derivano dalla teoria della trave.

Nella memoria si è osservato (analisi A, F, G, H) che il valore di β , a parità di armatura longitudinale (sia armatura di

precompressione che armatura ordinaria), varia al variare dell'armatura trasversale presente nel tegolo. Con $\beta=1$ si è in presenza di quantità bilanciate di armatura trasversale e longitudinale, tali per cui si verificano “contemporaneamente” la rottura per flessione trasversale e longitudinale.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano ringraziare la Ditta AREA Prefabbricati S.p.A. per il supporto tecnico fornito. Si ringrazia in modo particolare l'Ing. Pierluigi Molinari per la sua preziosa collaborazione.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BELLETTI, B. (2002) – Analisi non lineare agli elementi finiti di un elemento precompresso di copertura. Atti del 14° Congresso CTE, Mantova, Novembre 2002.
- [2] BELLETTI, B., CERIONI, R., GAZZOLA, G., IORI, I., MERONI, R. (2002) – A Precast Prestressed Reinforced Concrete Roof Element. Atti della 17° Conferenza Internazionale BIBM, Istanbul, Maggio 2002.
- [3] BELLETTI, B., CERIONI, R., IORI, I. (2002) – Theoretical and Experimental Analyses of Precast Prestressed Concrete Roof Elements for Large Span. Atti del 1° Congresso Internazionale *fib*, Osaka, Ottobre 2002.
- [4] BELLETTI, B., BERNARDI, P., MICHELINI, E. (2004) – Analisi numerica e sperimentale di un tegolo di copertura: alcune considerazioni progettuali. Atti del 23° Congresso AICAP, Verona, Maggio 2004.
- [5] BELLETTI, B., BERNARDI, P., BOZZANI, M., TODESCHINI, G., VISCONTI, N. (2005) – A study for the design of thin-webbed prestressed roof elements. Atti della 18° Conferenza Internazionale BIBM, Amsterdam, Maggio 2005.
- [6] DI PRISCO, M., BELLETTI, B., DOZIO, D. (2006) – Thin-webbed open cross-section roof elements: modelling of second order effects up to failure. Atti del 2° Congresso Internazionale *fib*, Napoli, Giugno 2006.
- [7] DI PRISCO, M., BELLETTI, B., DOZIO, D. (2007) – On the fracture behavior of thin-walled SFRC roof elements. Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures FraMCoS 6. 17-22 Giugno 2007.
- [8] BELLETTI, B., BERNARDI, P., MEDA, A., PLIZZARI, G. (2006) – Analisi sperimentale e numerica di tegoli prefabbricati in calcestruzzo fibrorinforzato. Atti del 16° Congresso CTE, Parma, Novembre 2006.
- [9] BELLETTI, B., CERIONI, R., IORI, I. (2001) – A Physical Approach for Reinforced Concrete (PARC) membrane elements. *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 127(12), 1412-1426.
- [10] ABAQUS (2004) – Theory Manual. Versione 6.5, ABAQUS Inc., RI (USA).
- [11] BELLETTI, B., BERNARDI, P., GASPERI, A. (2006) – Some Remarks Concerning The Evaluation Of The Bearing Capacity Of Thin Walled Prestressed Concrete Roof Elements. Atti del 2° Congresso Internazionale *fib*, Napoli, Giugno 2006.
- [12] Eurocode 2 (2003) – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, prEN 1992-1-1:2003E, CEN, Dicembre 2003.
- [13] BELLETTI, B., BERNARDI, P., CERIONI, R., IORI, I. (2003) – Non-linear analysis of reinforced concrete slabs. Atti della Conferenza Internazionale ISEC-02, Roma, Settembre 2003.
- [14] BELLETTI, B., BERNARDI, P., CERIONI, R., IORI, I. (2003) – Nonlinear analysis of prestressed hollow core slabs. Atti della Conferenza Internazionale ISEC-02, Roma, Settembre 2003.

ANALISI DELLE PRESTAZIONI NEL TEMPO DI UN PONTE STRALLATO ESISTENTE

Fabio Biondini, Pier Giorgio Malerba

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

La memoria presenta i risultati di una analisi probabilistica di vita utile per la riabilitazione strutturale di un ponte strallato esistente. Le analisi si basano su una nuova procedura per l'analisi non lineare nel tempo di strutture in calcestruzzo armato soggette all'azione diffusiva di agenti aggressivi. Le prestazioni strutturali nel tempo vengono valutate in forma sia deterministica, sia probabilistica, ponendo a confronto due casi: senza e con intervento di riabilitazione. Gli effetti delle incertezze associate a ciascuna variabile aleatoria vengono quantificati mediante opportuni fattori di sensitività variabili nel tempo. I risultati ottenuti evidenziano l'efficacia dell'intervento di riabilitazione adottato.

SUMMARY

This paper presents the results of the probabilistic lifetime analysis performed for the structural repair of an existing cable-stayed bridge. To this aim a novel procedure for lifetime nonlinear analysis of concrete structures subjected to diffusive attacks from external aggressive agents is applied. Based on this procedure, both the deterministic and probabilistic time-variant structural performances are analyzed considering two separate cases: without and with rehabilitation intervention. The effects of each random variable are finally quantified and compared by means of suitable time-dependent sensitivity factors. The results demonstrate the effectiveness of the adopted intervention.

1. INTRODUZIONE

Il ponte strallato di Milano Certosa fu inaugurato nel 1989 (Figura 1.a). Nel 2004, dopo circa quindici anni di esercizio il Comune di Milano decise di effettuare un'accurata ispezione generale dell'opera (Figura 1.b). I rilievi mostrarono la presenza di alcuni stati di danneggiamento, soprattutto alla base delle antenne, imputabili al severo ambiente di esercizio. Furono quindi preordinati degli interventi di ripristino, volti a risanare la struttura ed a proteggerla, per il ciclo di vita residuo, dall'attacco degli agenti aggressivi esterni.

L'efficacia degli interventi di riparazione fu studiata anche facendo ricorso ad una nuova metodologia per l'analisi della durabilità di strutture in calcestruzzo soggette all'azione diffusiva di cause aggressive [1], [2]. Sulla base di questa procedura sono state studiate le prestazioni attese in termini di durabilità, sia con approccio deterministico, sia con approccio probabilistico, modellando i comportamenti nel tempo senza e con interventi di ripristino [4].

I risultati di queste analisi hanno consentito di porre a confronto l'evoluzione dello stato della struttura nei primi 50 anni di servizio, nell'ipotesi di cause ammaloranti lasciate libere di propagarsi e nell'ipotesi di rettifica del comportamento strutturale dopo le azioni di ripristino.

Nel seguito verranno esposti i principali risultati di questa ricerca. Risultati di maggiore dettaglio sono presentati in [4].

Gli effetti sul comportamento strutturale derivanti dalle incertezze associate a ciascuna delle variabili aleatorie prese in esame nell'analisi probabilistica sono inoltre studiati facendo ricorso ad un fattore di sensitività, funzione del tempo, dedotto tramite regressione lineare sui dati ricavati dalle simulazioni numeriche.

2. CARATTERISTICHE DEL PONTE

Il ponte strallato di Milano Certosa fu progettato da Francesco Martinez y Cabrera [7]. La sua lunghezza totale è di 180 m, con una campata centrale di 90 m e due campate laterali di 45 m (Figura 2.a).

L'impalcato è un cassone a cinque celle, largo 19.80 m e con un angolo di obliquità di 26.7° rispetto all'asse stradale. La sezione trasversale è ad altezza variabile da 1.40 m a 1.80 m e la soletta superiore ha la stessa leggera pendenza trasversale della sede stradale (Figure 2.b e 2.c). Soletta superiore e controsoletta hanno spessore rispettivamente di 0.22 m e di 0.18 m. Lungo il suo asse il cassone è irrigidito da una serie di traversi che terminano ciascuno con due sbalzi laterali per alloggiare gli ancoraggi inferiori degli stralli. I traversi in corrispondenza delle pile sono più alti degli altri per poter reggere le risultanti delle forze trasmesse dalle antenne (Figura 2.d). Sia l'impalcato, sia i traversi sono precompressi con cavi composti da 14 e da 19 trefoli da 0.6 pollici.



(a)



(b)

Figura 1. Il ponte strallato di Milano Certosa (a) alla fine della fase di costruzione e (b) durante gli interventi di riparazione.

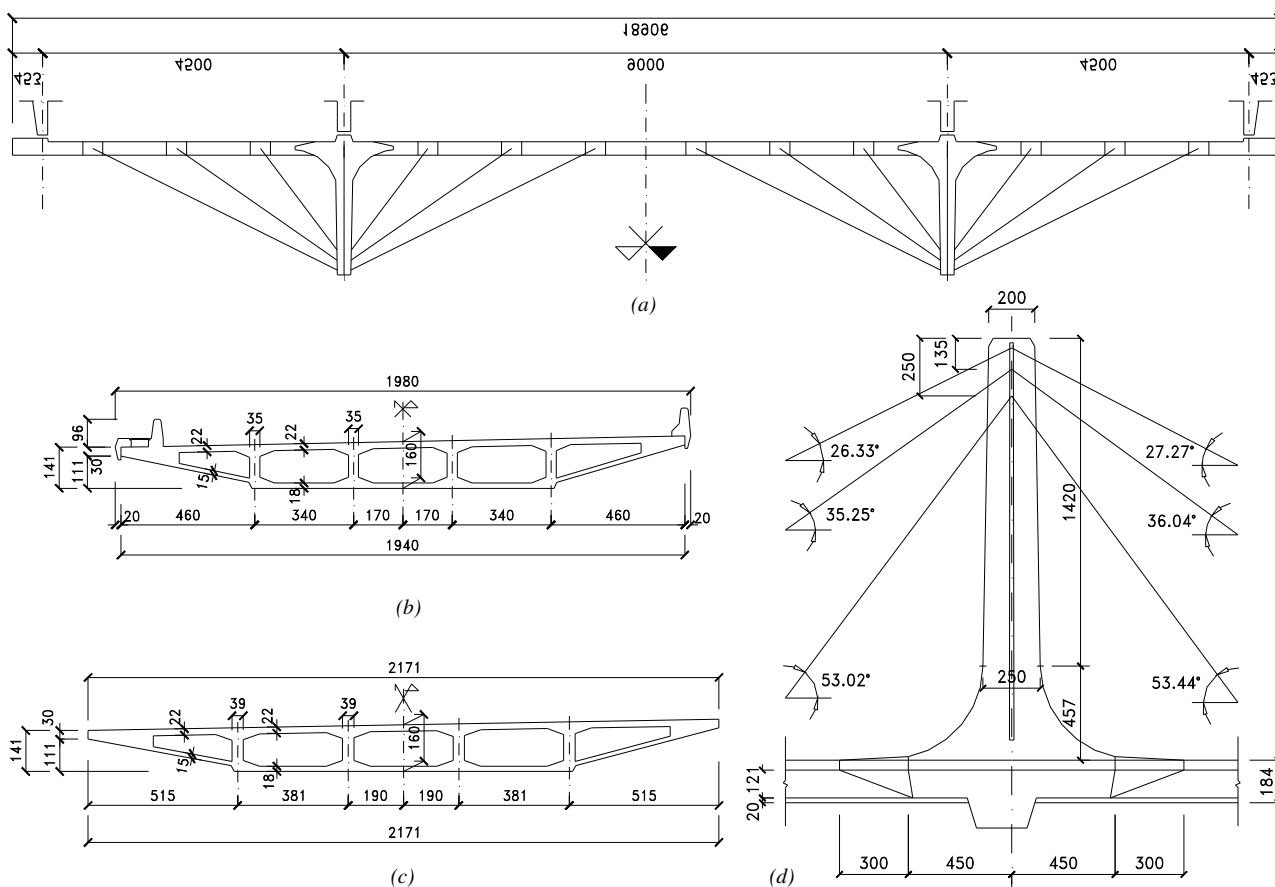


Figura 2. Caratteristiche geometriche del ponte strallato: (a) dimensioni complessive; (b-c) geometria e dimensioni dell'impalcato: (b) sezione retta e (c) sezione obliqua; (d) geometria e dimensioni delle antenne.

Le antenne del ponte sono alte 19.00 m ed hanno sezione rettangolare, variabile lungo l'altezza da 1.14x2.00 m in sommità a 1.14x2.50 m alla base (Figura 2.d). La forma rastremata dei prospetti laterali termina in due mensole tozze, progettate per il sollevamento del ponte durante la fase di varo. Le sommità delle antenne portano un castello metallico che alloggia le testate di ancoraggio degli stralli. Ogni castello è composto da tre selle di forma scatolare che consentono di ancorare gli stralli, in modo che i loro assi concorrano, senza incrociarsi, in punti posti lungo l'asse dell'antenna. Ad ogni pilone convergono tre coppie di stralli (Figura 2.d), leggermente sghembi in proiezione orizzontale. I cavi, dal più lungo al più corto, sono composti 2 x 45, 60, 45 trefoli da 0.6 pollici.

3. ISPEZIONE, MONITORAGGIO E RIABILITAZIONE DEL PONTE

Il disegno accurato della forma delle superfici, la cura posta nei tracciati delle barre di armatura, gli accorgimenti utilizzati per ottenere copriferrì adeguati e costanti ed il ricorso a materiali protettivi efficaci hanno contribuito a mantenere il ponte di Certosa in buone condizioni. Anche se sottoposto alle severe condizioni di carico e di esercizio che caratterizzano il più importante ed utilizzato accesso a Milano, il ponte si è presentato, in generale, in buono stato di conservazione. L'impalcato è intatto. Segni di danneggiamento si sono

riscontrati solo nelle antenne. I risultati delle prime ispezioni su tutto lo sviluppo delle antenne hanno rivelato tracce di carbonatazione e tracce di corrosione locale nell'intorno delle zone di ripresa dei getti. Solo nelle zone laterali inferiori delle antenne, direttamente esposte alle emissioni del traffico, si sono riscontrati fenomeni di espulsione del copriferro e di incipiente corrosione di alcune armature più esterne.

A seguito di tali ispezioni sono stati messi a punto interventi di ripristino, articolati a vari livelli [4]. Dopo una energica sabbatura, le fessure principali sono state scarificate, con solchi ben raccordati, fino alla zona integra e poi suturate con betonino tixotropico, antiritiro ad alta resistenza, additivato con fibre in polipropilene. Le fessure più piccole e le zone con segregazione degli inerti sono state riparate con malta cementizia ad alta adesione, additivata con microfibre di polivinilalcol. L'intera superficie dell'antenna è stata protetta con malta cementizia ad alta adesione ed alta elasticità e rinforzata da uno/due strati di rete in materiale sintetico con maglia 10x10mm. Nel suo complesso questo sistema di protezione contribuisce a contrastare la ripresa della carbonatazione ed è traspirante verso l'esterno ed impermeabile verso l'interno. La superficie così ottenuta è stata verniciata con vernice siliconica, anch'essa traspirante. In tal modo si è inteso prevenire gli effetti delle future azioni diffusive provocate dall'aggressività dell'ambiente e del traffico. La Figura 3 mostra una vista di una antenna prima e dopo gli interventi.



(a)



(b)

Figura 3. Vista di una delle antenne (a) prima e (b) dopo gli interventi di riparazione.

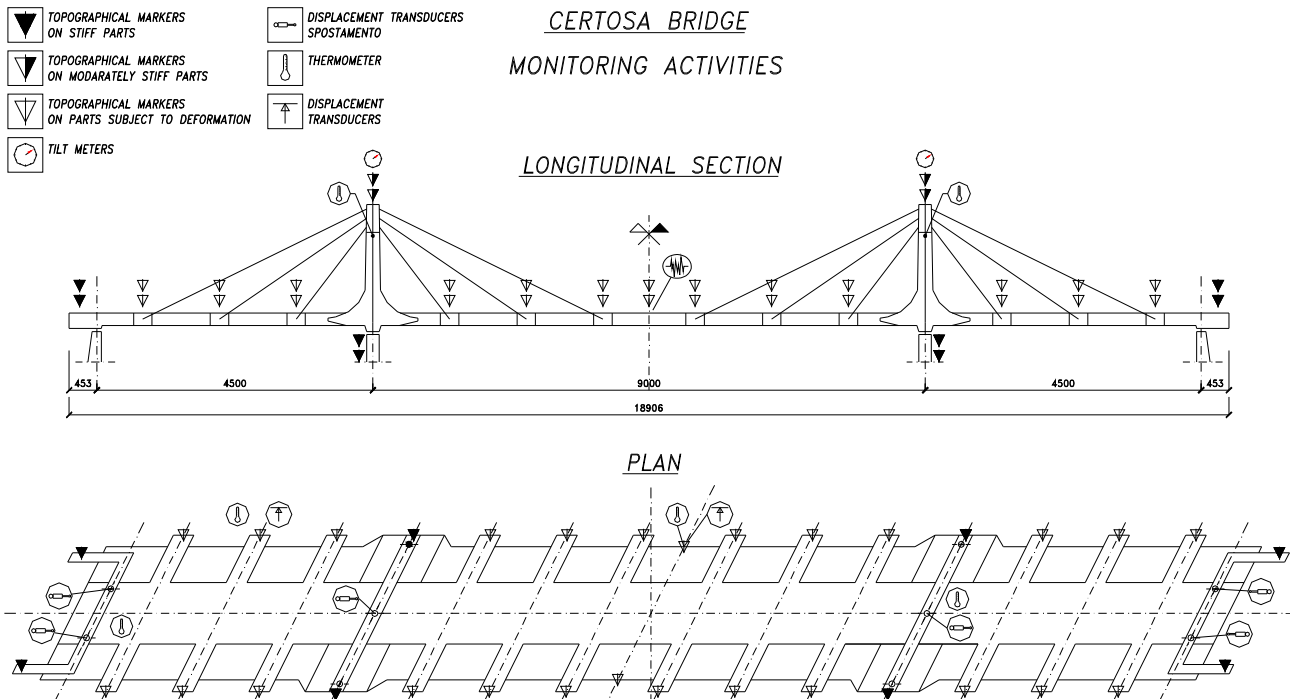


Figura 4. Il sistema di monitoraggio del ponte strallato di Milano Certosa.

Un'attenzione particolare è stata dedicata alla definizione di un sistema di monitoraggio semplice ed essenziale, che utilizza sia trasduttori elettronici, sia sistemi di controllo topografici (Figura 4).

4. ANALISI DETERMINISTICA

Nel seguito si vuole valutare l'efficacia degli interventi descritti, anche in relazione ad eventuali aggravii di costo che sarebbero potuti derivare da un rinvio nella loro attuazione. A tal fine, si studia l'evoluzione delle prestazioni del ponte di Milano Certosa con l'ausilio di una nuova metodologia per l'analisi di durabilità e di vita utile di strutture in calcestruzzo soggette all'azione diffusiva di agenti aggressivi [1]. La procedura si basa sulla formulazione di un elemento finito di trave in calcestruzzo armato con prestazioni variabili nel tempo che tiene conto degli effetti di accoppiamento fra processo diffusivo e stato fessurativo. In questo modo l'analisi di durabilità può essere svolta considerando non solo i meccanismi di degrado dei materiali, ma anche gli effetti che questi fenomeni locali possono avere sulle prestazioni globali della struttura. Ciò risulta particolarmente importante per sistemi iperstatici, dove gli effetti del degrado possono causare nel tempo significative ridistribuzioni delle sollecitazioni [1].

Nel caso della struttura in esame si osserva però che non sono attese ridistribuzioni significative, almeno nelle antenne. La pretensione del sistema di sospensione è stata infatti opportunamente calibrata in modo da compensare le perdite lente e mantenere approssimativamente costante nel tempo il livello tensionale degli stralli. La costanza delle azioni negli stralli risulta confermata anche dai rilievi svolti. Per questo motivo si focalizza l'attenzione solo sulla sezione critica alla base delle antenne, in prossimità della quale sono stati rilevati i segni più evidenti di danneggiamento. La sezione, di forma rettangolare, ha dimensioni $d_y=1.14$ m e $d_z=2.50$ m ed è armata con $8\varnothing 26$ (Figura 5.a). Con riferimento a tale sezione si vogliono valutare le prestazioni nel tempo nei primi 50 anni di servizio considerando due diversi scenari evolutivi. Nel primo scenario si consente la libera evoluzione del degrado, senza l'attuazione di alcun intervento di riparazione. Nel secondo scenario si mettono invece in conto gli effetti dell'intervento di ripristino eseguito dopo 15 anni di servizio (a) assumendo uno stato iniziale non danneggiato per lo strato di calcestruzzo riparato e (b) posizionando una barriera lungo il perimetro esterno della sezione, in modo tale che ulteriori ingressi di sostanze esterne aggressive risultino impediti e il degrado possa svilupparsi solamente a causa dell'agente aggressivo già all'interno della sezione all'atto dell'intervento.

In entrambi gli scenari esaminati la sezione si considera soggetta all'attacco diffusivo di un agente disposto lungo il perimetro esterno con concentrazione costante $C(t)=C_0$. Le equazioni di Fick che descrivono il processo diffusivo [6] vengono risolte numericamente facendo ricorso ad una speciale classe di algoritmi evolutivi noti come automi cellulari [1], [8]. Le mappe di concentrazione di Figura 6 mostrano l'evoluzione del processo diffusivo associata ad una diffusività del calcestruzzo $D=10^{-11}$ m²/sec per entrambi gli scenari di degrado esaminati, senza e con interventi di ripristino. Il confronto diretto fra le mappe di concentrazione mostrate nelle Figure 6.a e 6.b conferma l'elevata efficacia degli interventi adottati nel contrastare il processo diffusivo e, quindi, il conseguente meccanismo di degrado.

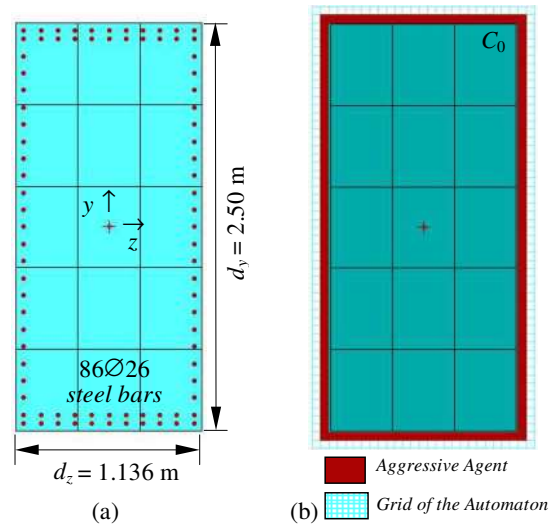


Figura 5. Sezione alla base delle antenne: (a) modello, dimensioni e distribuzione delle armature; (b) griglia dell'automata cellulare e disposizione dell'agente aggressivo.

L'evoluzione del degrado meccanico indotta dal processo diffusivo [5] viene descritta con una progressiva riduzione dell'area resistente della matrice di calcestruzzo e delle barre di armatura ed adottando, per entrambi i materiali, un legame lineare fra velocità di degrado e concentrazione dell'agente aggressivo. I coefficienti di proporzionalità che definiscono tali relazioni vengono indicati con $q_c=(C_c\Delta t_c)^{-1}$ e $q_s=(C_s\Delta t_s)^{-1}$, dove C_c e C_s rappresentano i valori di concentrazione costante che porterebbero ad un completo degrado dei materiali, calcestruzzo e acciaio, dopo un periodo di tempo pari rispettivamente a Δt_c e Δt_s [1]. Per il caso in esame si assume $C_c=C_s=C_0$, $\Delta t_c=25$ anni e $\Delta t_s=50$ anni.

Per caratterizzare il comportamento meccanico della sezione occorre assegnare i legami costitutivi. Per il calcestruzzo si adotta il legame di Saenz in compressione ed un modello elastico perfettamente plastico in trazione, con i seguenti parametri: resistenza a compressione $f_{ct}=35$ MPa; resistenza a trazione $f_{ct}=0.25|f_c|^{2/3}$ modulo elastico iniziale $E_{c0}=9500|f_c|^{1/3}$; deformazione di picco in compressione $\epsilon_{c0}=-0.20\%$; deformazione ultima in compressione $\epsilon_{cu}=-0.35\%$; deformazione ultima in trazione $\epsilon_{ctw}=2f_{ct}/E_{c0}$. Per l'acciaio il legame viene descritto da un modello elastico perfettamente plastico in trazione ed in compressione, con i seguenti parametri: tensione di snervamento $f_{sy}=500$ MPa; modulo elastico $E_s=206$ GPa; deformazione limite $\epsilon_{sr}=1.00\%$.

Sono numerosi gli indicatori che potrebbero essere adottati come misura delle prestazioni strutturali [1], [4]. La Figura 7 mostra ad esempio l'evoluzione nel tempo del momento di prima plasticizzazione M_y , ovvero del suo valore adimensionale $m_y=M_y/(|f_c|A_{c0}d_y)$, per un assegnato valore dell'azione assiale $N=-20$ MN, ovvero $n=N/(|f_c|A_{c0})=-0.201$. Il confronto di tale diagramma per i due scenari esaminati dimostra come l'intervento adottato abbia consentito non solo un ripristino, seppure limitato, delle risorse di resistenza iniziali, ma soprattutto una notevole riduzione della velocità di degrado e, di conseguenza, una significativa riduzione dei costi attesi associati alle attività future di ispezione e manutenzione.

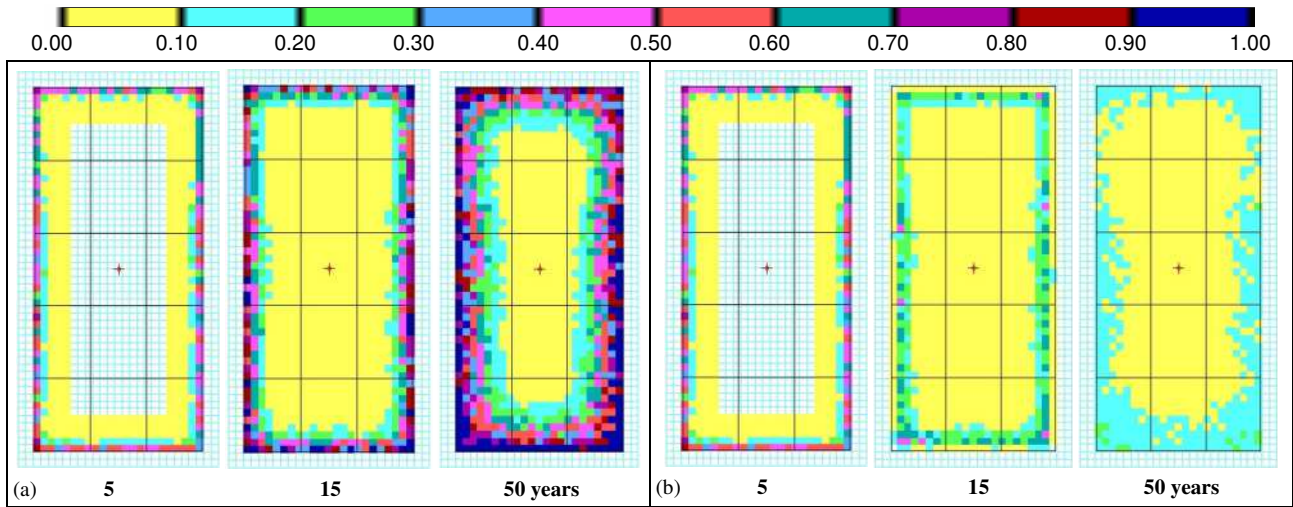


Figura 6. mappe di concentrazione $C(t)/C_0$ dell'agente aggressivo dopo 5, 15, e 50 anni dall'inizio del processo diffusivo.
(a) Struttura danneggiata. (b) Struttura riparata.

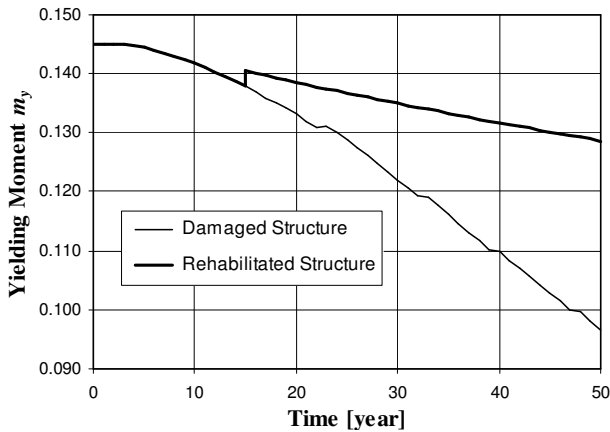


Figura 7. Evoluzione nel tempo del momento di prima plasticizzazione della sezione critica alla base delle antenne.

Il confronto operato evidenzia già con grande efficacia gli effetti benefici degli interventi attuati. Tuttavia, a causa delle numerose e inevitabili incertezze coinvolte nel problema, l'approccio deterministico sinora adottato non consente una stima affidabile della vita utile. Per questo motivo, nel seguito si opera una valutazione di vita utile in ambito probabilistico, ponendo nuovamente a confronto i due scenari già esaminati per evidenziare anche il ruolo delle incertezze.

5. ANALISI PROBABILISTICA

Il modello probabilistico viene definito considerando come variabili aleatorie le resistenze dei materiali f_c e f_{sy} , le coordinate (y_p, z_p) dei punti nodali $p = 1, 2, \dots$ che definiscono la geometria del modello della sezione di calcestruzzo, le coordinate (y_m, z_m) e il diametro \varnothing_m delle barre di armatura $m=1, 2, \dots$, la diffusività D , le velocità di degrado $q_c=(C_c \Delta t_c)^{-1}$ e $q_s=(C_s \Delta t_s)^{-1}$. Le distribuzioni adottate per ciascuna variabile aleatoria sono elencate in Tabella 1, insieme ai relativi parametri statistici (media μ e deviazione standard σ) [2].

Sulla base di questo modello, una misura probabilistica delle prestazioni nel tempo si ottiene per via numerica mediante il metodo Monte Carlo. Si opera con la tecnica delle variabili antitetiche e si verifica a posteriori l'accuratezza delle dimensioni del campione. Con riferimento ad un set di di 2000 simulazioni per ciascuno dei due scenari esaminati, la Figura 8 mostra l'evoluzione nel tempo dei parametri statistici (media μ , deviazione standard σ , valori minimo e massimo) del momento m_y , durante i primi 50 anni di servizio. Il confronto fra le Figure 8.a e 8.b conferma l'elevata efficacia degli interventi attuati anche con riferimento al ruolo delle incertezze. Infatti, se da un lato gli effetti delle incertezze attenuano l'importanza dell'incremento istantaneo di resistenza che si ha al momento dell'intervento, dall'altro esaltano gli effetti benefici del ripristino a lungo termine, che porta nel tempo ad una significativa riduzione della dispersione del momento m_y .

Variabile Aleatoria ($t=t_0$)	Distribuzione	μ	σ
Resistenza del calcestruzzo, f_c	Lognormale	$f_{c,nom}$	5 MPa
Resistenza dell'acciaio, f_{sy}	Lognormale	$f_{sy,nom}$	30 MPa
Coordinate dei punti nodali, (y_i, z_i)	Normale	$(y_i, z_i)_{nom}$	5 mm
Coordinate delle barre, (y_m, z_m)	Normale	$(y_m, z_m)_{nom}$	5 mm
Diametro delle barre, \varnothing_m	(*) Normale	$\varnothing_{m,nom}$	$0.10 \varnothing_{m,nom}$
Coefficiente di Diffusività, D	(*) Normale	D_{nom}	$0.10 D_{nom}$
Velocità di degrado calcestruzzo, q_c	(*) Normale	$q_{c,nom}$	$0.30 q_{c,nom}$
Velocità di degrado acciaio, q_s	(*) Normale	$q_{s,nom}$	$0.30 q_{s,nom}$

Tabella 1. Distribuzioni e parametri del modello probabilistico. (*) Distribuzioni troncate.

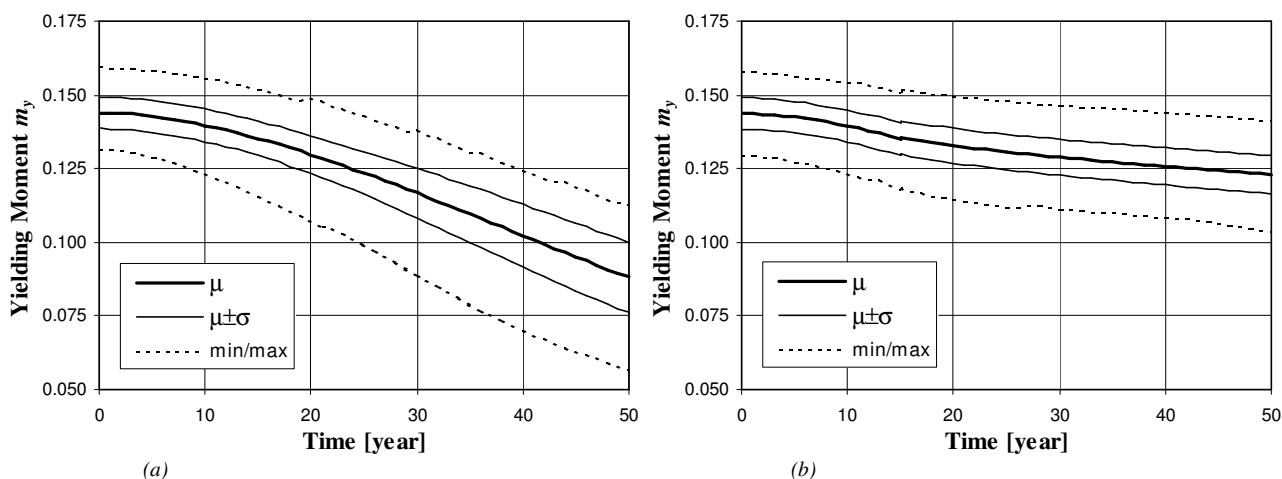


Figura 8. Evoluzione nel tempo del momento di prima plasticizzazione m_y : valore medio μ (linea spessa), scarto quadratico medio σ (linee sottili), valori minimo e massimo (linee tratteggiate). (a) Struttura danneggiata. (b) Struttura riparata.

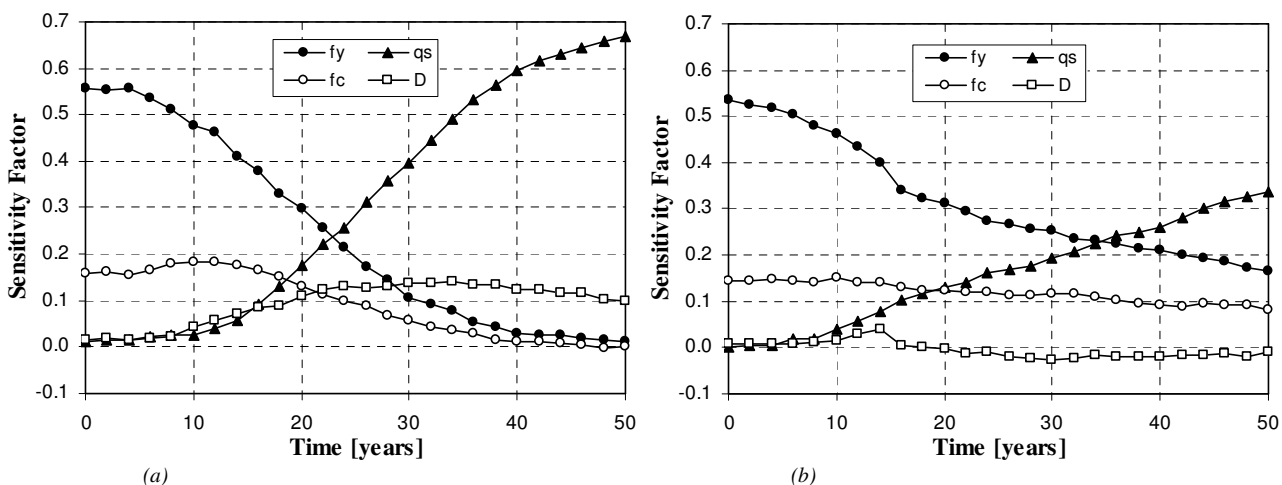


Figure 9. Fattori di sensibilità del momento flettente m_y associati alle incertezze sulle resistenze dei materiali f_y, f_s , sulla diffusività del calcestruzzo D e sulla velocità di degrado dell'acciaio q_s . (a) Struttura danneggiata. (b) Struttura riparata.

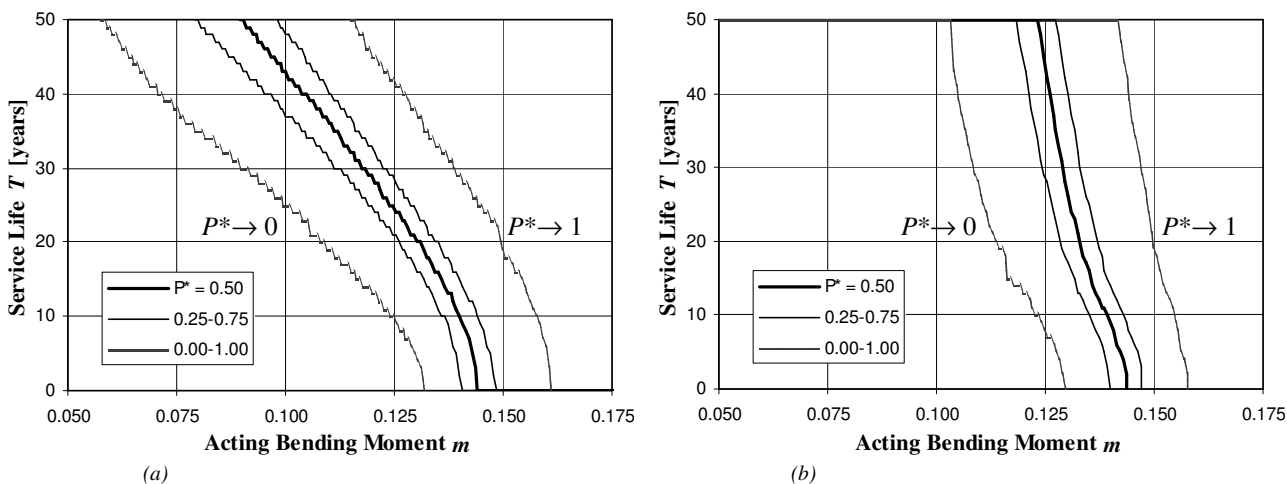


Figure 10. Vita utile T in funzione del momento flettente agente m per assegnati livelli di probabilità di collasso P^* . (a) Struttura danneggiata. (b) Struttura riparata.

Naturalmente l'importanza relativa degli effetti associati con ciascuna delle variabili aleatorie elencate in Tabella 1 può variare nel tempo. Questo aspetto può essere chiarito operando una regressione lineare nel tempo dei dati ottenuti dalle simulazioni ed assumendo come misura della sensitività del momento m_y rispetto a ciascuna delle variabili aleatorie i relativi coefficienti di regressione [3].

I risultati dell'analisi di regressione sono mostrati in Figura 9 per le variabili aleatorie che hanno mostrato di influire maggiormente sulla distribuzione del momento m_y : resistenze dei materiali f_c, f_y , diffusività del calcestruzzo D e velocità di degrado dell'acciaio q_s . Il confronto fra le Figure 9.a e 9.b mostra come gli interventi attuati influenzino fortemente anche l'evoluzione nel tempo degli effetti delle incertezze su queste variabili. Si può infatti osservare come nella configurazione iniziale non danneggiata le incertezze sul momento m_y dipendano principalmente dalle resistenze dei materiali. Con l'insorgere del degrado l'importanza di questa dipendenza diminuisce velocemente e, se non si interviene, dopo circa 25 anni la diffusività del calcestruzzo e la velocità di degrado dell'acciaio tendono ad assumere un ruolo primario ed a mantenerlo per l'intero periodo di vita residuo (Figura 9.a). Se invece si sceglie di intervenire, il ruolo primario delle resistenze dei materiali tende ad essere mantenuto più a lungo, sull'intero periodo di 50 anni per la resistenza del calcestruzzo e fino a 35 anni per la resistenza dell'acciaio, che dopo 50 anni mantiene una importanza confrontabile con quella della velocità di degrado dell'acciaio (Figura 9.b).

I risultati delle simulazioni possono inoltre essere impiegati anche per valutare la probabilità di crisi P associata ad assegnati valori del momento flettente agente m , ovvero alla condizione $m > m_y$. Sulla base delle funzioni di probabilità $P=P(t)$, si può valutare infine la vita utile T associata ad assegnati livelli di affidabilità P^* , come mostrato in Figura 10 per $P^* = [0.00, 0.25, 0.50, 0.75, 1.00]$. Il confronto fra le Figure 10.a e 10.b evidenzia ancora una volta l'efficacia degli interventi attuati, che consentono notevoli estensioni della vita utile attesa.

6. CONCLUSIONI

Questa memoria ha presentato i principali aspetti e le attività svolte per il ripristino strutturale del ponte strallato di Milano Certosa. Sono stati esposti una sintesi delle ispezioni e dei rilievi effettuati sulla struttura e delle analisi numeriche condotte per modellare gli effetti del danneggiamento indotto dalle particolari condizioni di esercizio e dall'interazione con l'ambiente circostante. In particolare, al fine di evidenziare l'importanza di una diagnosi precoce del danno e di studiare

l'efficacia degli interventi di riparazione programmati, è stata svolta un'analisi non lineare, sviluppata nel tempo, della risposta meccanica del sistema soggetto all'attacco di agenti esterni aggressivi. In questa analisi sono stati considerati i due casi distinti senza e con interventi di ripristino. Il confronto tra i risultati ottenuti nei due casi ha dimostrato che la strategia di riparazione adottata porta non solo ad un incremento delle prestazioni strutturali nel tempo, ma anche, e soprattutto, ad una sostanziale riduzione della velocità di degrado del sistema e, di conseguenza, ad una significativa riduzione dei costi da imputare a operazioni di ispezione e di manutenzione future.

RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata finanziata con fondi MIUR-PRIN2004 e MIUR-PRIN2005, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

BIBLIOGRAFIA

- [1] BIONDINI F, BONTEMPI F, FRANGOPOL DM, MALERBA PG. (2004) – Cellular Automata Approach to Durability Analysis of Concrete Structures in Aggressive Environments. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **130**(11), 1724-1737.
- [2] BIONDINI F, BONTEMPI F, FRANGOPOL DM, MALERBA PG. (2006) – Probabilistic Service Life Assessment and Maintenance Planning of Concrete Structures. *ASCE Journal of Structural Engineering*, **132**(5), 810-825.
- [3] BIONDINI F, BONTEMPI F, FRANGOPOL DM, MALERBA PG (2006) – Lifetime Nonlinear Analysis of Concrete Structures under Uncertainty. *3rd Int. Conf. on Bridge Maintenance, Safety, and Management (IABMAS'06)*, Porto, July 16-19.
- [4] BIONDINI F, FRANGOPOL DM, MALERBA PG. (2006) – Time-variant Performance of the Certosa Cable-Stayed Bridge. *Structural Engineering International*, **16**(3), 235-244.
- [5] CEB (1992) – *Durable Concrete Structures – Design Guide*, Thomas Telford..
- [6] GLICKSMAN ME (2000) – *Diffusion in Solids*, John Wiley and Sons.
- [7] MARTINEZ Y CABRERA F (2002) – *Collected Papers – In memory of Francesco Martinez Y Cabrera*, Politecnico di Milano, 421-426, 427-436.
- [8] WOLFRAM S (1994) – *Cellular Automata and Complexity – Collected Papers*, Addison-Wesley.

POSSIBILI IMPIEGHI DEI METODI ULTRASONICI NEL CONTROLLO DI QUALITÀ DEL CALCESTRUZZO

Giovanna Concu, Luisa Pani, Zaira Odoni

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Cagliari

SOMMARIO

Si presentano in questa memoria i risultati preliminari di una sperimentazione atta a verificare la possibilità di effettuare il controllo di qualità del calcestruzzo nel corso dei primi 28 giorni di maturazione mediante l'impiego della tecnica non distruttiva ultrasonica. Lo studio è stato sinora condotto su provini confezionati con tre tipologie di calcestruzzo, differenziate per il rapporto acqua/cemento: alto (0,65), medio (0,56) e basso (0,45), portati a maturazione secondo sei diverse condizioni di stagionatura; ciò al fine di testare la sensibilità della velocità ultrasonica alle variazioni di qualità del materiale.

SUMMARY

The aim of this study was to evaluate an ultrasonic method as a technique for quality control of concrete during curing time. It was studied how ultrasonic velocity correlates with the compressive strength at different curing time and at different curing conditions. Tests have been since now carried out on specimens obtained by three mix designs with different water/cement ratio, carried at six different curing conditions.

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi decenni le metodologie di indagine non distruttiva, nel campo dell'ingegneria civile, hanno assunto un ruolo sempre più protagonista.

Nell'ambito della tecnologia del calcestruzzo, lo sviluppo di tali metodologie assume particolare rilievo per via delle caratteristiche del materiale, il quale, avendo elevate caratteristiche di disomogeneità, predilige un metodo di indagine che abbia un approccio statistico più che deterministico, cosa che appunto si realizza mediante i metodi non distruttivi [1].

Tra le varie metodologie non distruttive, la tecnica ultrasonica si propone come uno dei metodi potenzialmente più potenti e versatili proprio nell'ambito dell'indagine in situ sui materiali penetrabili alle onde elastiche, essendo caratterizzato da: rapidità di esecuzione, economicità, maneggevolezza e, fattore ancora più importante, assoluta non invasività nei confronti dell'oggetto dell'indagine [2].

Alla luce di ciò, il Dipartimento di Ingegneria Strutturale di Cagliari ha intrapreso una campagna di sperimentazione finalizzata alla verifica dell'applicabilità e dell'efficacia della tecnica non distruttiva ultrasonica nello studio e nella conoscenza delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali da costruzione [3-5].

Nell'ambito di tale campagna sperimentale si è inteso sperimentare l'impiego del metodo ultrasonico nel controllo di

qualità del calcestruzzo nel corso dei primi 28 giorni di maturazione, tentando di rispondere all'esigenza di definire e ottimizzare metodi di controllo del materiale alternativi a quelli attualmente codificati dalla legge; il controllo del calcestruzzo infatti, viene effettuato per legge solo dopo 28 giorni dalla sua messa in opera, quando i getti sono spesso terminati o comunque giunti in una fase così avanzata che l'eventuale carenza prestazionale non può più essere tempestivamente corretta, e su provini che spesso non sono rappresentativi della reale condizione del materiale messo in opera.

Si riportano nella presente memoria i primi risultati relativi allo studio della correlazione tra la velocità di segnali ultrasonici e la resistenza a compressione di provini di calcestruzzo soggetti a diverse condizioni di maturazione.

2. SPERIMENTAZIONE

Lo studio è stato sinora condotto su provini di calcestruzzo confezionati con tre tipi di miscele, differenti per il rapporto acqua/cemento: A ($a/c = 0,65$), B ($a/c = 0,56$) e C ($a/c = 0,45$).

Al fine di testare la capacità della tecnica ultrasonica di discriminare le differenze qualitative dei materiali, i provini ottenuti dalle tre miscele sono stati portati a maturazione secondo sei diverse condizioni di stagionatura:

- 1) 3 gg. in acqua più 25 gg. con U.R. 50%;
- 2) 3 gg. in acqua più 25 gg. con U.R. 80%;
- 3) 14 gg. in acqua più 14 gg. con U.R. 50%;
- 4) 14 gg. in acqua più 14 gg. con U.R. 80%;
- 5) 28 gg. in acqua;
- 6) 28 gg. all'aria.

Il calcestruzzo fresco è stato gettato in appositi stampi di lato 150 mm; al termine del processo di presa, dopo 24h dal getto, i provini sono stati disarmati e pesati.

Sui provini si è rilevata a intervalli di tempo regolari la velocità di propagazione di opportuni segnali ultrasonici, e successivamente sono state effettuate le prove di rottura a compressione ai 28 giorni, secondo le indicazioni di legge. Si sono quindi elaborati i dati ricercando una correlazione tra velocità ultrasonica, tipologia dei materiali e risultato della prova di rottura a compressione.

2.1 Mix Design

Affinché le tre tipologie di calcestruzzo presentassero le stesse caratteristiche di lavorabilità, avendo ottenuto per la miscela A uno slump al cono di Abrams di classe S4, le miscele B e C sono state addittivate con fluidificante.

Le tabelle 1, 2 e 3 riportano le caratteristiche delle tre miscele realizzate.

Tabella 1 – Caratteristiche della miscela A

INERTI	quantità per mc	quantità per 0,8 mc		peso secchio	quantità misurate	
sabbia fine	280	22,40	kg	0,85	23,25	
sabbia grossa umida	300	23,35	kg	0,90	24,25	
sabbia grossa asciutta	300	24,65	kg	0,90	25,55	
risone	260	20,80	kg	0,90	21,70	
graniglia	600	48,00	kg	1,70	49,70	
TOTALE INERTI	1740	139,20	kg			
cemento Rck 32,5	400	32,00	kg	1,70	33,70	
acqua	rapporto A/C 0,65	260	20,80	LITRI	0,90	21,70
TOTALE CONGLOMERATO	2400					

Tabella 2 – Caratteristiche della miscela B

INERTI	quantità per mc	quantità per 0,8 mc		peso secchio	quantità misurate	
sabbia fine	280	22,40	kg	0,85	23,25	
sabbia grossa umida	300	23,10	kg	0,90	24,00	
sabbia grossa asciutta	300	24,90	kg	0,90	25,80	
risone	260	20,80	kg	0,90	21,70	
graniglia	600	48,00	kg	1,60	49,60	
TOTALE INERTI	1740	139,20	kg			
cemento Rck 32,5	400	32,00	kg	1,70	33,70	
acqua	rapporto A/C 0,56	224	17,92	LITRI	0,90	18,82
TOTALE CONGLOMERATO	2364					

Tabella 3 – Caratteristiche della miscela C

INERTI	quantità per mc	quantità per 0,8 mc		peso secchio	quantità misurate	
sabbia fine	280	22,40	kg	0,85	23,25	
sabbia grossa umida	300	23,10	kg	0,90	24,00	
sabbia grossa asciutta	300	24,90	kg	0,90	25,80	
risone	260	20,80	kg	0,90	21,70	
graniglia	600	48,00	kg	1,60	49,60	
TOTALE INERTI	1740	139,20	kg			
cemento Rck 32,5	400	32,00	kg	1,70	33,70	
acqua	rapporto A/C 0,45	180	14,40	LITRI	0,90	15,30
TOTALE CONGLOMERATO	2320					

Si sono quindi confezionati 24 cubetti per ciascuna miscela, per un totale di 72 provini di calcestruzzo.

2.2 Test ultrasonici

L'impiego dei test ultrasonici si basa sul fatto che la velocità di propagazione dei segnali acustici in un mezzo è direttamente legata alla densità e alle caratteristiche elastiche dello stesso (modulo elastico dinamico e coefficiente di Poisson dinamico), e dunque, in via mediata, alla sua resistenza meccanica.

L'applicazione più classica del metodo di indagine ultrasonica si basa appunto sulla misura del tempo impiegato dal segnale per attraversare il materiale lungo la traiettoria congiungente i punti di immissione e ricezione dello stesso; dalla misura del tempo di transito si ricava quindi la velocità del segnale come semplice rapporto spazio/tempo, dove lo spazio è la lunghezza della traiettoria considerata.

L'indagine ultrasonica sui provini di calcestruzzo è stata condotta applicando la tecnica diretta ("per trasparenza"), che prevede il posizionamento dei due trasduttori, impiegati per trasmettere e ricevere il segnale, in asse su superfici opposte del mezzo investigato.

Il set strumentale impiegato per la sperimentazione (Fig. 1), appositamente sviluppato e assemblato dal Dipartimento di Ingegneria Strutturale di Cagliari, è costituito da:

- un generatore di funzioni d'onda arbitrarie per la generazione del segnale;
- due trasduttori piezoelettrici (frequenza di risonanza 54 kHz) per l'immissione e la ricezione del segnale;
- un oscilloscopio digitale per la visualizzazione del segnale e la sua analisi preliminare;
- un PC per l'acquisizione e il trattamento dei segnali.

Per favorire l'ottimizzazione della trasmissione del segnale attraverso l'interfaccia trasduttore – materiale, si è utilizzato come agente di accoppiamento acustico il grasso di vaselina; al fine di garantire l'assialità dei trasduttori e le medesime condizioni operative è stato appositamente realizzato un sistema di supporto per provino e trasduttori.

Le misure ultrasoniche sono state eseguite su tutti i campioni a 1, 3, 7, 14 e 28 giorni di maturazione.

I provini sono stati quindi sottoposti alla prova di rottura a compressione a 28 giorni.



Figura 1 – Set strumentale per l'esecuzione dei test ultrasonici

3. RISULTATI

I dati rilevati sperimentalmente sono stati analizzati al fine di valutare il grado di correlazione tra la velocità del segnale, la resistenza a compressione dei provini e le condizioni di stagionatura.

L'analisi è stata effettuata sui valori medi dei dati acquisiti.

3.1 Velocità ultrasonica

Le Figure 2, 3 e 4 riportano per ciascuna miscela di calcestruzzo l'andamento della velocità ultrasonica nel tempo e la sua distribuzione in funzione delle condizioni di stagionatura.

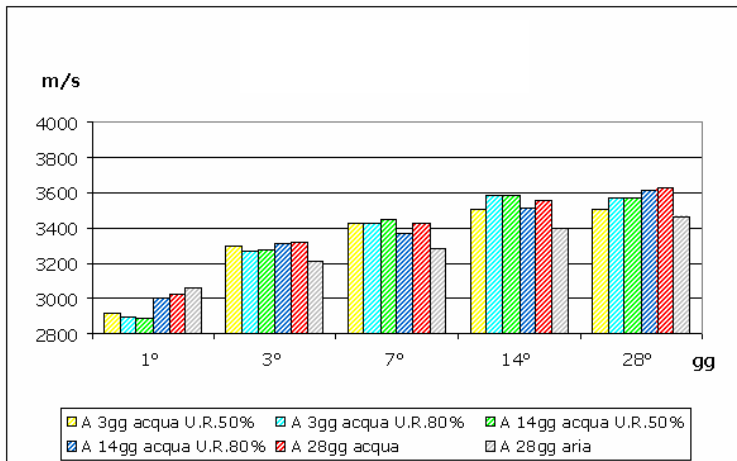


Figura 2 –Velocità ultrasonica nella miscela A

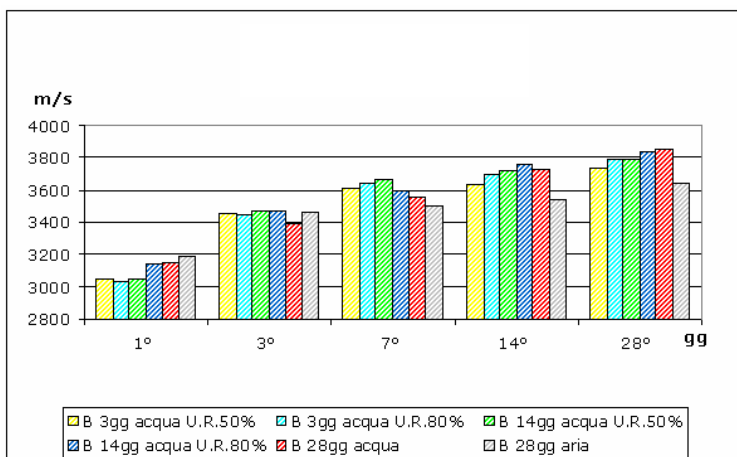


Figura 3 –Velocità ultrasonica nella miscela B

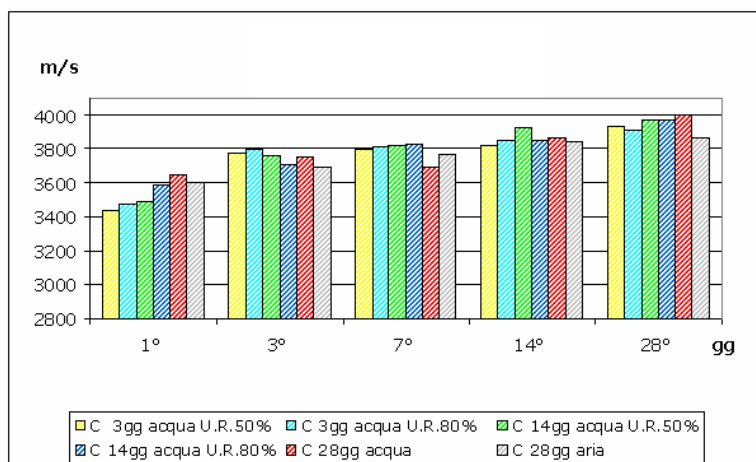


Figura 4 –Velocità ultrasonica nella miscela C

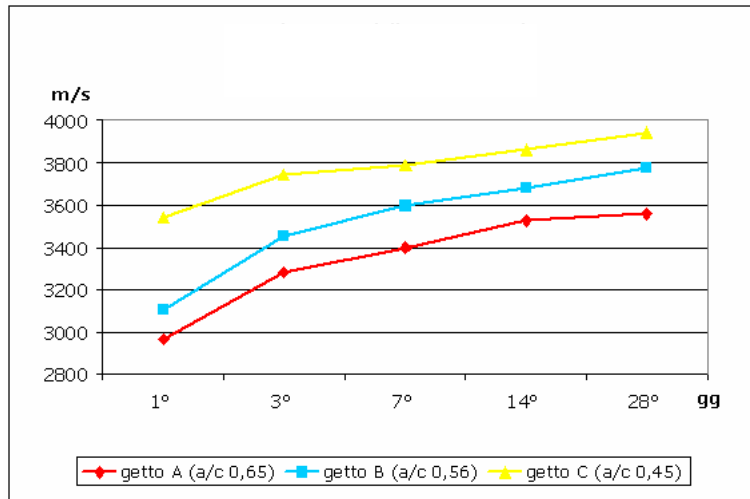


Figura 5 –Velocità ultrasonica nelle miscele A, B e C: comparazione dell'andamento nel tempo

La Figura 5 mostra in modo comparativo la tendenza nel tempo della velocità ultrasonica nelle tre miscele.

Dall'analisi dei dati sintetizzati nelle precedenti figure si evince che per tutte le miscele e per tutte le condizioni di stagionatura le velocità si presentano sempre crescenti dal 1° al 28° giorno.

La miscela A, caratterizzata da un alto rapporto a/c, e quindi di qualità più scadente rispetto agli altri, fa rilevare un campo di variabilità della velocità compreso tra 2900 m/s del 1° giorno e 3500 m/s registrati già dal 14° giorno. La miscela B, caratterizzata da un rapporto a/c medio, e quindi di qualità migliore rispetto alla A, fa rilevare un campo di variabilità della velocità compreso tra 3100 m/s del 1° giorno e 3780 m/s registrati il 28° giorno. La miscela C, caratterizzata da un rapporto a/c basso, e conseguentemente di qualità migliore rispetto alle altre due, fa rilevare un campo di variabilità della velocità compreso tra 3400 m/s del 1° giorno e 3900 m/s registrati il 28° giorno.

Si osserva dunque come al diminuire del rapporto a/c aumentino i valori di velocità ultrasonica rilevati.

Dal punto di vista della stagionatura, per tutti le miscele le velocità finali più elevate si registrano per le condizioni 28 gg. in acqua e 14 gg. in acqua più 14 gg. all'aria, che risultano le condizioni di stagionatura migliori per garantire una buona maturazione dei provini di calcestruzzo.

3.2 Resistenza a compressione

Le prove di compressione assiale hanno fornito un esito atteso: la miscela A, con il più alto rapporto a/c (0,65), fa registrare i valori di resistenza minori, che non superano 25 N/mm²; la miscela B (a/c = 0,56) fa registrare valori compresi tra 24 e 27 N/mm², mentre la miscela C, caratterizzata dal più basso rapporto a/c (0,45) è quella che fa registrare i valori di resistenza a compressione più elevati, superando 40 N/mm².

Dal punto di vista della stagionatura, si osserva come i valori più elevati della resistenza a compressione si registrano per le condizioni 28 gg. in acqua e 14 gg. in acqua più 14 gg. all'aria (Fig. 6), in analogia con quanto rilevato per i valori finali della velocità ultrasonica.

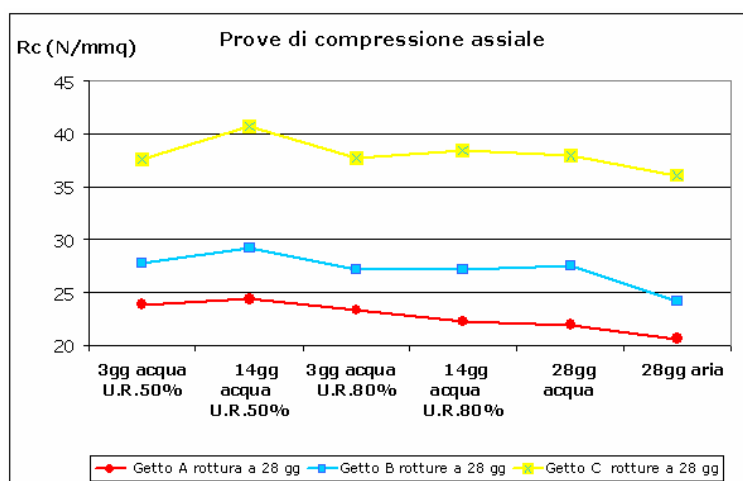


Figura 6 –Resistenza a compressione a 28 gg. in relazione alle condizioni di stagionatura del calcestruzzo

3.3 Analisi comparata di velocità e resistenza

La Figura 7 presenta la distribuzione della velocità ultrasonica, misurata a 1, 3, 7, 14 e 28 giorni, in funzione delle resistenze a compressione misurate a 28 giorni per le tre miscele nelle sei diverse condizioni di stagionatura.

Si evince come ai valori più bassi delle resistenze a compressione corrispondano, a partire dal 3° giorno di maturazione, i valori minori delle velocità.

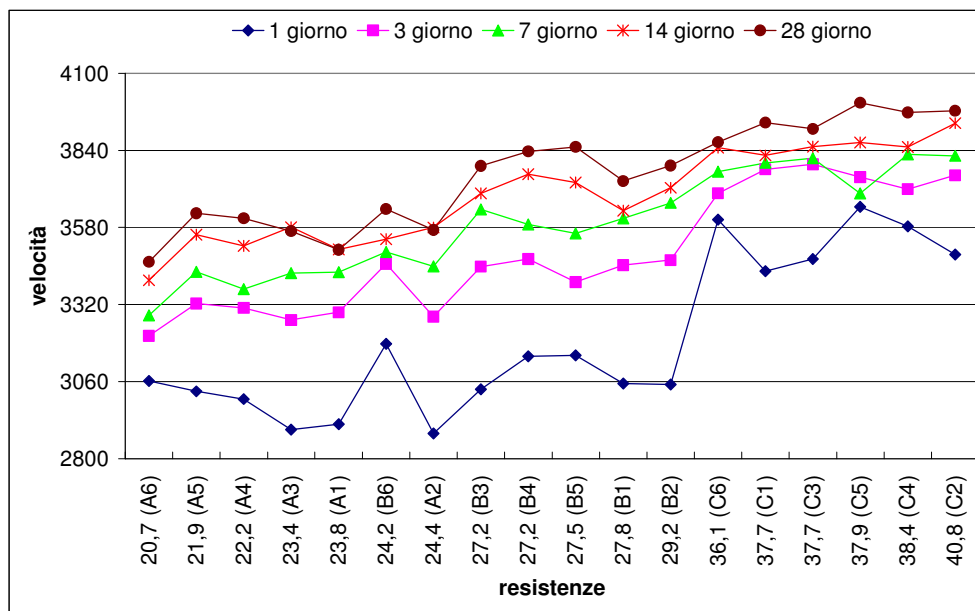


Figura 7 – Distribuzione delle velocità in funzione delle resistenze misurate per le diverse condizioni di maturazione. La dicitura Ai, Bi o Ci indica che il dato è relativo alla miscela A, B o C portata a maturazione secondo la condizione di stagionatura i (cfr. par. 2)

Comportamento “anomalo” presentano le misurazioni effettuate prima del 3° giorno di maturazione, per le quali si registrano i valori più elevati di velocità in corrispondenza delle condizioni di stagionatura caratterizzate da resistenza a compressione più bassa. Ciò indica la non opportunità di cercare correlazioni tra velocità ultrasonica e resistenza a compressione a tempi brevissimi, immediatamente successivi alla scasseratura dei provini.

4. CONCLUSIONI

Nell’ambito di un’ampia campagna sperimentale, finalizzata alla verifica dell’applicabilità e dell’efficacia della tecnica non distruttiva ultrasonica nello studio e nella conoscenza delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali da costruzione, si è inteso sperimentare l’impiego del metodo ultrasonico nel controllo di qualità del calcestruzzo nel corso dei primi 28 giorni di maturazione.

Le osservazioni espone nella presente memoria costituiscono i primi risultati di tale sperimentazione, e consentono di trarre alcune importanti informazioni:

- il parametro non distruttivo velocità ultrasonica è sensibile alla qualità del materiale: le tre tipologie di calcestruzzo sottoposte all’indagine sono apparse caratterizzate da range di velocità distinti e ben definiti sin dal primo giorno di misurazioni, e inoltre i valori della velocità ultrasonica aumentano con il diminuire del rapporto acqua / cemento;
- l’analisi comparata della velocità ultrasonica e della resistenza a compressione misurata a 28 giorni mostra che l’andamento delle velocità rispecchia quello delle resistenze: si osserva infatti la crescita dei valori di velocità con il tempo di maturazione;

- le condizioni di stagionatura influiscono in maniera analoga sulla velocità ultrasonica e sulla resistenza a compressione: per le tre tipologie di calcestruzzo analizzate i valori più elevati della resistenza a compressione si registrano per le condizioni 28 gg in acqua e 14 gg in acqua più 14 gg. all’aria, analogamente a quanto rilevato per i valori finali della velocità ultrasonica;
- la correlazione tra velocità ultrasonica e resistenza a compressione non sembra invece particolarmente definita per le brevissime stagionature, inferiori al terzo giorno di maturazione.

In conclusione, la sperimentazione effettuata ha messo in luce le interessanti prospettive legate all’impiego della velocità ultrasonica nel controllo di qualità del calcestruzzo, suggerendo l’opportunità di proseguire e affinare lo studio al fine di codificare e standardizzare un metodo alternativo per il controllo del calcestruzzo in opera.

BIBLIOGRAFIA

- [1] SIVIERO E. (1993) – Relazione introduttiva. *Atti del Seminario sul tema: Sperimentazione su Strutture; Attualità e Affidabilità delle Metodologie di Indagine* Venezia
- [2] CONCU G. (2006) – Indagine sonica e ultrasonica: evoluzione nel tempo e sviluppi futuri. *Convegno nazionale su Sperimentazione su materiali e Strutture*, Venezia
- [3] CONCU G., DE NICOLA B., MISTRETTA F., PANI L. (2006) - Ultrasonic test methods for assessment of concrete strength during construction. *10th International Conference on Inspection Appraisal Repairs & Maintenance of Structures*, Hong Kong

[4] DE NICOLO B., MISTRETTA F., CONCU G. (2005) - NDT ultrasonic evaluation of early compressive strength in SCC. *9th International Conference on Inspection Appraisal Repairs & Maintenance of Structures*, Fuzhou, China

[5] CONCU G., DE NICOLO B., MISTRETTA F., VALDES M. (2003) - NDT ultrasonic method for ancient stone masonry diagnosis in Cagliari (Italy). *Structural Faults and Repair 2003*, London, UK

ANALISI DELLO STATO DEI MATERIALI PER UNA VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ RESISTENTE RESIDUA DI UN EDIFICIO IN CALCESTRUZZO ARMATO

Valeria Corinaldesi¹, Giacomo Moriconi²

1 Ricercatrice, Dip.to di Fisica e Ingegneria dei Materiali e del Territorio, Università Politecnica delle Marche - Ancona

2 Professore Ordinario, Dip.to di Fisica e Ingegneria dei Materiali e del Territorio, Università Politecnica delle Marche

SOMMARIO

La riabilitazione delle vecchie strutture in calcestruzzo armato pone il problema della rispondenza ai requisiti richiesti dalla nuova normativa, caratterizzata da un approccio più conservativo rispetto a quello previsto dalla normativa vigente all'epoca della costruzione. In questo lavoro viene suggerita una procedura per raccogliere informazioni sullo stato originale dei materiali in servizio per valutare l'opportunità di riabilitare vecchie strutture con lo scopo di soddisfare le nuove normative. Questa procedura è articolata in varie fasi, da una diffusa analisi non distruttiva sui materiali, fino al calcolo delle sollecitazioni agenti sui telai strutturali. Questa procedura è stata applicata ad una struttura di oltre 50 anni per valutare l'efficacia del metodo.

SUMMARY

The rehabilitation of old reinforced-concrete structures raises the problem of satisfying new standard requirements, characterized by a more conservative approach with respect to that of standards in force at the time of construction. In this paper, a procedure is suggested to recover reliable information on the original status of the materials in service in order to evaluate the opportunity of rehabilitating old reinforced concrete structures to meet new standard requirements. This procedure is articulated into several phases, from widespread non-destructive analysis on working materials, to calculations developed for the most significant structural frames. This procedure was applied to a 50-year old building in order to evaluate the effectiveness of this method.

1. INTRODUZIONE

Recenti analisi compiute su edifici in calcestruzzo armato obsoleti hanno messo in luce carenze progettuali e costruttive, e talora anche uno stato di degrado dei materiali, probabilmente comuni a molti degli edifici costruiti in Italia prima degli anni '80. Inoltre, la riabilitazione delle vecchie strutture in calcestruzzo armato pone il problema della rispondenza ai requisiti richiesti dalla nuova normativa, con particolare riferimento all'Ordinanza n°3274 del 20 marzo 2003. Si evidenzia, infatti, come la normativa di riferimento per gran parte delle opere edificate nel dopoguerra (Regio Decreto 16 novembre 1939 n°2229) prevedesse un valore minimo da assumersi per la resistenza cubica del conglomerato a 28 giorni di maturazione di 120 kg/cm², valore questo inferiore sia a quello di 150 kg/cm² prescritto nel D.M. 27 luglio 1985 n. 37 relativo alla legge n. 1086 del 05.11.1971, sia al valore di 250 kg/cm² richiesto dalle recenti norme tecniche per le costruzioni in zona sismica relative all'Ordinanza n°3274. Ci si trova quindi nella condizione per cui numerosi edifici pubblici normalmente in servizio offrono prestazioni statiche inferiori a quelle di sicurezza previste dalle normative attuali.

Nella prima parte del lavoro è stato preso in considerazione un edificio esistente sul quale è stata eseguita una serie di prove sperimentali in situ ed in laboratorio volte a determinarne lo stato di fatto. È stata quindi condotta una campagna sperimentale allo scopo di chiarire alcuni aspetti relativi all'evoluzione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo conseguente allo stato di tensione indotto in esso dai carichi agenti.

2. ACQUISIZIONE DI INFORMAZIONI SUL PROGETTO ORIGINARIO

La valutazione dello stato di fatto e la progettazione di eventuali interventi su edifici esistenti è normalmente condizionata da un grado di incertezza maggiore rispetto a quello di edifici di nuova progettazione. È risultata pertanto fondamentale l'assunzione di diverse informazioni, reperibili attraverso l'acquisizione del progetto originario in modo tale da poter verificare i criteri ed i metodi di calcolo utilizzati per la progettazione all'epoca di costruzione dell'edificio, le dimensioni geometriche degli elementi strutturali, la disposizione delle armature e delle staffe, le proprietà meccaniche dei materiali utilizzati e le caratteristiche dei collegamenti e dei particolari costruttivi.

L'edificio oggetto di studio è stato realizzato nella seconda metà degli anni '40, con struttura portante costituita da uno scheletro in calcestruzzo armato, solai in latero-cemento gettati in opera e tamponature esterne realizzate in muratura di mattoni pieni. L'edificio ha abbondantemente superato i 50 anni di servizio che, comunemente, sono considerati come valore medio della vita utile di una struttura in calcestruzzo armato. Negli anni '70 la struttura ha subito una scossa sismica di intensità relativamente elevata, a seguito della quale non ha riportato danni significativi.

Nel caso in esame è stato possibile reperire gran parte delle documentazioni originarie di progetto, nonostante per esso fosse previsto solo il deposito del certificato di collaudo presso la Prefettura, in quanto antecedente all'entrata in vigore della Legge n. 1086 del 1971, che ha imposto il deposito degli elaborati di progetto presso l'Ufficio del Genio Civile competente per il territorio. Si è ritenuto, tuttavia, opportuno verificare la rispondenza del progetto originario al costruito attraverso un rilievo abbastanza dettagliato di tutti gli elementi geometrici dell'edificio al fine di poter stabilire con esattezza le dimensioni di tutti gli elementi, strutturali e non.

Successivamente, si sono verificate la quantità e la disposizione delle armature nei vari elementi strutturali. È evidente che il solo modo certo di ottenere queste informazioni sarebbe quello di condurre una campagna esplorativa per mezzo di tecniche non distruttive (misura di permeabilità magnetica) e distruttive (eliminazione del copriferro e valutazione della situazione reale) su tutti gli elementi strutturali. È altrettanto evidente che questa possibilità non è perseguibile, particolarmente dal punto di vista economico. L'alternativa seguita è stata quella di eseguire un calcolo di progetto delle armature sulla base della normativa in vigore all'epoca della redazione del progetto, tenendo conto della tecnica costruttiva corrente in quel tempo. Le armature così individuate sono state poi confrontate con i risultati ottenuti in successive esplorazioni a campione condotte con metodi distruttivi o poco invasivi.

Sono stati eseguiti sopralluoghi finalizzati a:

a) verifica della corrispondenza tra lo stato attuale dell'edificio e gli elaborati strutturali di progetto, condotta mediante:

- verifiche di tutte le caratteristiche geometriche necessarie alla costruzione di un modello realistico della struttura (dimensioni degli elementi strutturali, interassi, altezze di interpiano...);
- verifica mediante pacometro della quantità e disposizione delle armature principali e delle staffe e verifica saltuaria del loro stato di conservazione mediante rimozione del copriferro;

b) analisi dello stato di conservazione della struttura;

c) individuazione preliminare degli elementi strutturali indagabili, in considerazione di vari fattori quali l'accessibilità degli elementi (travi emergenti, pilastri con lati opposti liberi).

3. ANALISI DEL COMPORTAMENTO STRUTTURALE DELL'EDIFICIO

È stato successivamente realizzato un modello tridimensionale della struttura agli elementi finiti al fine di poter studiare le sollecitazioni indotte dalle varie condizioni di carico e valutare il tasso di lavoro dei materiali nei vari elementi strutturali dovuto ai soli carichi verticali. Questa fase risulta particolarmente importante per la definizione dei punti in cui realizzare le indagini sui materiali.

3.1 Modellazione agli elementi finiti

Partendo dalle caratteristiche geometriche della struttura, desumibili dalle carpenterie di piano, è stato possibile realizzare un modello tridimensionale dell'edificio tramite un programma agli elementi finiti (SAP 2000 Non Linear, vedi Figura 1).

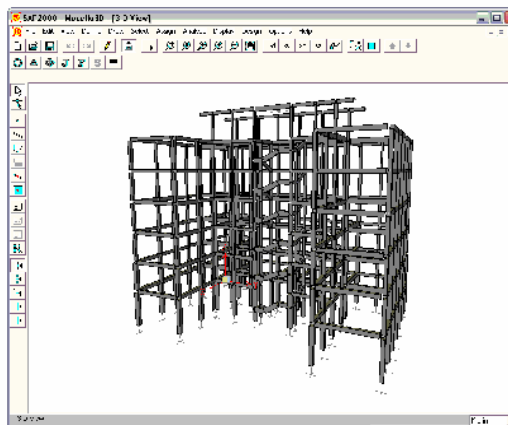


Figura 1 - Modellazione dell'edificio agli elementi finiti

La realizzazione di un modello tridimensionale è stata necessaria in quanto la suddivisione della struttura in sottostrutture piane sarebbe potuta avvenire solo a scapito di eccessive approssimazioni, in quanto non potevano definirsi due direzioni principali, essendo i telai costituenti la struttura disposti con angolazioni diverse e non sempre ortogonali. Oltretutto, la nuova normativa in materia di costruzioni antisismiche, prevede, a causa dell'irregolarità in pianta e in elevazione dell'edificio in questione, l'utilizzo di un modello tridimensionale.

Nel modello si tiene conto solo della struttura portante costituita dallo scheletro in calcestruzzo armato, trascurando la presenza e quindi la collaborazione delle tamponature e degli altri elementi non strutturali. Sempre con riferimento alla nuova normativa antisismica, in assenza di specifiche analisi, gli effetti della fessurazione sono stati considerati assumendo la rigidità flessionale ed a taglio degli elementi in calcestruzzo armato pari alla metà della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati.

È stato calcolato il livello delle sollecitazioni agenti sulla struttura tenendo conto dei soli carichi verticali totali senza considerare alcuna azione orizzontale indotta da vento o sisma.

Sulla base della distribuzione delle tensioni, l'affidabilità degli elementi strutturali è stata verificata a tenso-flessione in accordo con quanto previsto dall'Eurocodice 2 (EN 1992-2004). Gli elementi pilastro risultano verificati per tutti i tipi di sollecitazione, tenendo conto delle attuali (cioè misurate sperimentalmente, vedi §6.1) prestazioni meccaniche del calcestruzzo in opera. Anche per gli elementi trave le sollecitazioni non sono mai risultate superiori ai valori ammissibili anche nel caso della sollecitazione di taglio.

3.2 Analisi modale

Realizzato il modello tridimensionale, considerando i solai infinitamente rigidi nel proprio piano, è stata eseguita un'analisi dinamica modale. Sono stati determinati i vari modi

di vibrare della struttura caratterizzando ciascuno di essi con il valore del periodo di vibrazione.

Ogni struttura ha un numero di modi propri di vibrare pari ai gradi di libertà della struttura stessa. Avendo considerato i solai infinitamente rigidi, il numero di gradi di libertà del sistema è ridotto a tre per piano (due traslazioni e una rotazione); nel caso in esame, con sette impalcati, si ha un numero di gradi di libertà e quindi un numero di modi di vibrare pari a 21.

Come si può osservare nelle Figure 2-4, il primo modo è sostanzialmente di tipo traslazionale nella direzione di minore rigidezza della struttura (asse x), il secondo è di tipo traslazionale nella direzione di maggiore rigidezza (asse y) ed il terzo è di tipo rotazionale.

In Tabella 1 sono riportati i valori dei periodi propri e dei coefficienti di partecipazione dei primi 10 modi di vibrare della struttura. La normativa (Ordinanza n°3274) riporta quanto segue: "Dovranno essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%".

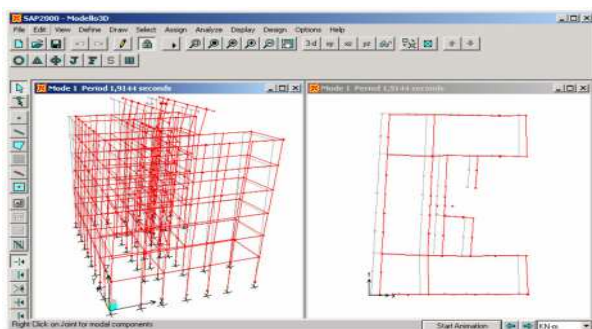


Figura 2 - Primo modo di vibrare

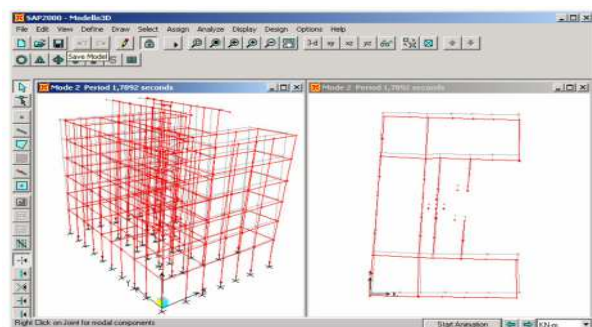


Figura 3 - Secondo modo di vibrare

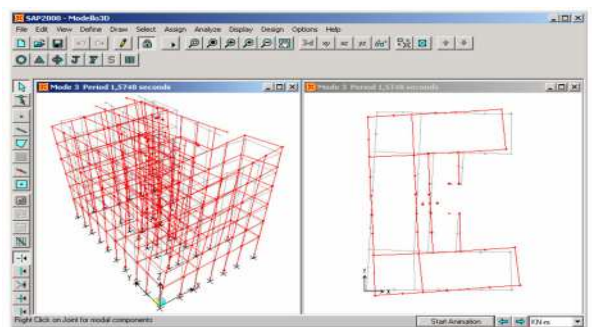


Figura 4 - Terzo modo di vibrare

Come si vede dai risultati riportati in Tabella 1, per poter far partecipare l'85% delle masse in entrambe le direzioni bisognerebbe arrivare a considerare almeno l'ottavo modo di vibrare.

In questo caso, come ci si poteva aspettare, le verifiche degli elementi strutturali a tenso-flessione, condotte in accordo con l'Eurocodice 2, non sono state soddisfatte: infatti, l'azione sismica non era stata considerata durante il progetto originario della struttura.

Tabella 1 - Tipici valori del periodo di vibrazione (T) della struttura e delle percentuali di massa partecipante secondo la direzione (M_x , M_y)

No.	T (sec)	M_x (%)	M_y (%)
1	1.91	68.02	0.45
2	1.78	0.21	34.54
3	1.57	1.80	40.48
4	1.12	8.42	0.02
5	0.81	0.00	0.22
6	0.74	0.02	9.53
7	0.64	1.53	0.39
8	0.62	10.49	0.00
9	0.54	0.05	5.39
10	0.39	0.27	0.22

4. PIANIFICAZIONE DELLE INDAGINI

Nell'individuazione degli elementi strutturali da indagare si è tenuto conto del fatto che per gli edifici esistenti, realizzati senza la cultura della progettazione antisismica (gerarchia delle resistenze), è molto probabile che s'innesci un meccanismo di collasso di piano, ossia un meccanismo che coinvolge prevalentemente i pilastri di un piano provocando la formazione di cerniere plastiche alle loro estremità ("travi forti e colonne deboli").

Nella scelta degli elementi su cui condurre le indagini è stato quindi ritenuto opportuno privilegiare l'elemento pilastro rispetto all'elemento trave, sia nel numero di indagini da eseguire sia nella scelta del tipo di prova, effettuando sugli elementi strutturali verticali prove sia distruttive che non distruttive; sulle travi, invece, si sono effettuate indagini volte per lo più alla verifica delle armature e dello stato di conservazione del materiale.

Alla definizione dei punti in cui eseguire le indagini hanno concorso varie considerazioni.

La prima operazione è stata quella di determinare il livello di sollecitazione del calcestruzzo, in corrispondenza dell'azione dei carichi verticali previsti dall'attuale normativa in relazione alla destinazione d'uso dell'immobile.

Il risultato di questo studio preliminare è stato quello di poter disporre, per ogni piano dell'edificio, della distribuzione delle sollecitazioni sui pilastri evidenziando gli elementi più sollecitati e quelli più scarichi. È stata a tal proposito utilizzata una rappresentazione basata sull'adozione di una scala di colori, ciascuno corrispondente ad un certo intervallo di tensioni sul calcestruzzo (Fig. 5).

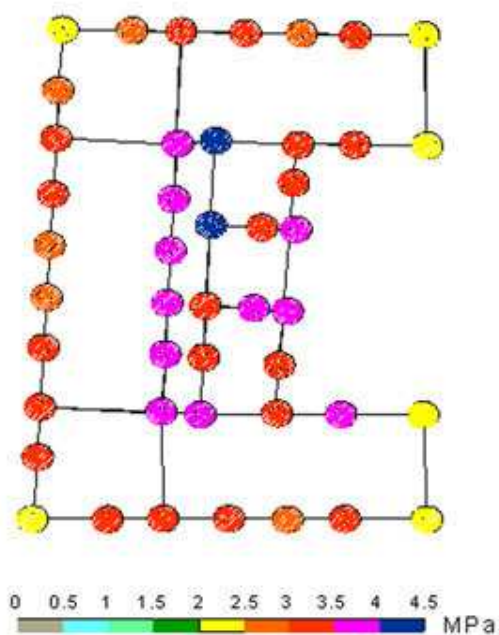


Figura 5 - Sforzo di compressione agente sui pilastri del secondo piano

In questa fase del lavoro si è deciso di indagare il comportamento di quei pilastri caratterizzati da una grande differenza relativa nello stato di sollecitazione indotto dai carichi verticali. Lo scopo di questa procedura è stato quello di valutare l'eventuale differenza nelle proprietà del calcestruzzo indagato (in particolare nella resistenza a compressione) in funzione, appunto, dello stato di tensione cui il calcestruzzo stesso è stato soggetto per anni. Il calcestruzzo soggetto a basse tensioni di lavoro dovrebbe aver mantenuto, nel tempo, all'incirca le stesse caratteristiche che aveva inizialmente. Per contro, il calcestruzzo molto sollecitato potrebbe aver subito un fenomeno di invecchiamento e quindi una sensibile riduzione delle caratteristiche di resistenza. Sono stati presi in considerazione, in questa fase, i soli carichi verticali in quanto è solo ad essi che è dovuto lo stato tensionale persistente che può essere responsabile di un'eventuale diminuzione di resistenza nel tempo del calcestruzzo.

Si è scelto di non realizzare le indagini di tipo distruttivo ai piani bassi dell'edificio per non disturbare elementi strutturali (pilastri in particolare) chiamati a fronteggiare sollecitazioni (sia nel caso dei soli carichi verticali che in quello, più importante, comprendente anche il sisma) molto più elevate.

Per quanto riguarda i pilastri meno sollecitati ($0,5 < \sigma < 1,0$ MPa), la scelta è avvenuta fra i pilastri dell'ultimo piano.

Per quanto riguarda i pilastri maggiormente sollecitati ($4,0 < \sigma < 4,5$ MPa), tenendo conto di quanto detto sopra, si è deciso di non scendere sotto il secondo piano.

Poiché la diminuzione di sezione resistente derivante dal prelievo poteva comportare problemi in una zona particolarmente sollecitata ed in presenza di un calcestruzzo di qualità scadente, si è scelto di effettuare il carotaggio a metà altezza del pilastro, dove il momento è pressoché nullo.

5. PROVE NON DISTRUTTIVE

Su ogni elemento strutturale sottoposto ad indagine sono state condotte le seguenti prove:

- misura dello spessore del copriferro e della collocazione delle barre di armatura mediante pacometro (Fig. 6);
- misure dell'indice di rimbalzo mediante sclerometro (Fig. 7);
- misure della velocità dell'impulso ultrasonico;
- valutazione delle profondità dello strato di calcestruzzo carbonatato.

5.1 Prova pacometrica

La prima operazione è stata quella di rilevare la disposizione dei ferri di armatura dell'elemento strutturale da indagare mediante l'utilizzo di un pacometro, per evidenziare sia le barre longitudinali sia le staffe ed evitare così l'intercettamento di barre di armatura durante l'esecuzione delle battute sclerometriche e delle letture ultrasoniche, ed ancor più durante il carotaggio [1].

5.2 Prova sclerometrica (ASTM C 805)

Le prove sclerometriche, condotte secondo le indicazioni delle specifiche dell'American Concrete Institute [2], consentono di determinare la durezza superficiale di una struttura in calcestruzzo mediante la misura del cosiddetto "indice di rimbalzo".



Figura 6 – Pacometro impiegato nella sperimentazione



Figura 7 – Sclerometro impiegato nella sperimentazione

Diversi autori hanno eseguito ricerche sperimentali al fine di mettere in relazione le misure sclerometriche eseguite su provini di calcestruzzo e la loro effettiva resistenza a compressione determinata con una prova di rottura, evidenziando un errore che si attesta attorno a $\pm 30\%$.

L'indice di rimbalzo, infatti, è fortemente influenzato dallo stato di carbonatazione dello strato superficiale di calcestruzzo, dall'eventuale presenza di lesioni, dal grado di invecchiamento del materiale, dalla presenza di inerti affioranti, più o meno visibili.

È stato rimosso preventivamente con martello e scalpello l'intonaco nella zona da indagare al fine di portare alla luce il calcestruzzo sottostante, avendo cura di lasciare il più indisturbato possibile lo strato superficiale di calcestruzzo (vedi Figura 8).



Figura 8 - Indicazione dei punti scelti per la valutazione dell'indice di rimbalzo

5.3 Misura dell'impulso ultrasonico (ASTM C 597)

Il metodo di prova si basa sul fatto che la velocità con cui gli impulsi ultrasonici si propagano in un mezzo è funzione delle caratteristiche elastiche dello stesso (modulo di elasticità e rapporto di Poisson dinamici), della sua massa volumica e delle eventuali disomogeneità (fessure, zone degradate, cavità, ecc.). La prova fornisce una valutazione indiretta della resistenza meccanica del calcestruzzo e risulta efficace per un'analisi qualitativa e comparativa [3]. Si è comunque tenuto conto del fatto che la velocità dell'impulso, misurata nel calcestruzzo armato in vicinanza delle barre, porta a valori più elevati di quelli ottenibili nel calcestruzzo non armato, perché le onde che si propagano nell'acciaio giungono al trasduttore ricevente in un tempo minore. Anche per questo è stato utile l'esame preventivo condotto con il pacometro per individuare l'esatta collocazione delle barre d'armatura.

Le prove di lettura ultrasoniche sono state effettuate nelle zone in cui, precedentemente, erano state realizzate le battute sclerometriche in modo da poter mettere in relazione i risultati (Fig. 9).

I risultati relativi all'indagine non distruttiva sono riportati in Tabella 2.



Figura 9 - Misura dell'impulso ultrasonico

Tabella 2 - Risultati sperimentali ottenuti in situ

		Valore medio	Deviazione standard
Indice di rimbalzo	Pilastrini molto sollecitati	51.0	± 1.1
	Pilastrini poco sollecitati	51.7	± 1.1
Velocità dell'impulso ultrasonico (m/s)	Pilastrini molto sollecitati	3561	± 174
	Pilastrini poco sollecitati	3565	± 135

5.4 Misura della profondità di carbonatazione

La valutazione dello spessore di calcestruzzo carbonatato per effetto dell'ingresso di anidride carbonica nella matrice cementizia è stata condotta tramite prova colorimetrica. È stata

impiegata allo scopo una soluzione in alcool etilico di fenolftaleina.

In Figura 10 è mostrato un tipico risultato di questa prova condotta spruzzando la soluzione su una carota appena estratta dalla struttura: si può notare lo strato carbonatato (di colore bianco) in contrasto con la zona più interna di calcestruzzo non interessato da carbonatazione, e quindi con pH superiore a 9 (color rosa).



Figura 10 – Risultato del test colorimetrico su carota estratta

6. PROVE DISTRUTTIVE

6.1 Prove di compressione su carote di calcestruzzo

Per verificare la resistenza a compressione del conglomerato in situ si è effettuato il prelievo di campioni cilindrici (carote) di calcestruzzo mediante una carotatrice a corona diamantata. Una volta estratte, le carote sono state sottoposte in laboratorio alla prova di compressione.

Si è tenuto conto del fatto che i risultati forniti dal carotaggio non coincidono con quelli che si otterrebbero con prove condotte su cubetti confezionati durante il getto delle strutture per due motivi.

Il primo sta nel fatto che i cubetti confezionati al momento del getto vengono realizzati seguendo una procedura standardizzata che prevede il loro costipamento fino a rifiuto e una loro stagionatura per 28 giorni a 20°C con umidità relativa di 95%. Il calcestruzzo gettato in opera, invece, matura in condizioni ambientali variabili e soprattutto non ha modo di essere compattato con la stessa efficacia dei cubetti. Le carote, che rappresentano la situazione reale del calcestruzzo costituente la struttura, sono infatti generalmente caratterizzate da un grado di compattazione minore di 1.

Il secondo motivo sta nel fatto che con le operazioni di carotaggio ed estrazione della carota inevitabilmente si perturba il campione e quindi se ne alterano, in maniera più o meno evidente, le caratteristiche.

Al fine di correlare i risultati delle prove di resistenza meccanica sulle carote con quelli delle prove non distruttive, le estrazioni delle carote sono state eseguite in corrispondenza delle aree in cui, precedentemente, si era indagato con misure sclerometriche e con ultrasuoni (Fig. 11).



Figura 11 - Punto di estrazione di una carota di calcestruzzo

Le carote, giunte in laboratorio, sono state preparate per la prova di compressione diretta (Fig. 12) con un'operazione di rettifica condotta al fine di ottenere un cilindro con le due basi parallele fra loro e con rapporto tra altezza e diametro pari a 2. I risultati delle prove di compressione sono riportati in Tabella 3.



Figura 12 - Prova di compressione su carota di calcestruzzo

Tabella 3 - Risultati delle prove di compressione sulle carote di calcestruzzo estratte

		Valore medio	Deviazione standard
Resistenza a compressione cilindrica (MPa)	Pilastrini molto sollecitati	16.9	±0.6
	Pilastrini poco sollecitati	21.2	±0.7

6.2 Prove di trazione su spezzoni di armatura metallica

Ulteriore elemento, essenziale per una corretta valutazione dello stato di fatto di una struttura esistente, è la conoscenza delle caratteristiche dell'acciaio utilizzato nella costruzione. Il solo metodo di valutazione attendibile è basato sul prelievo di un campione di armatura da qualche elemento strutturale e la successiva prova di trazione diretta eseguita sullo stesso.

Anche nel caso dell'acciaio, ovviamente, sarebbe opportuno indagare su un campione significativo di elementi al fine di cogliere i valori delle caratteristiche medie del materiale, secondo le indicazioni della nuova normativa antisismica che prevede un numero minimo di campioni da esaminare in funzione del livello di conoscenza che si vuole raggiungere. In particolare, per il livello di conoscenza limitata LC1 è previsto il prelievo di un campione di armatura per ogni piano dell'edificio. Per i livelli di conoscenza adeguata (LC2) o accurata (LC3) tale numero sale, rispettivamente, a due e a tre.

Premesso che il prelievo di uno spezzone di barra di armatura è una operazione molto invasiva che può determinare anche importanti riduzioni di capacità portante dell'elemento nel quale viene eseguita, si è posta particolare attenzione alla scelta del punto da indagare in modo da non arrecare eccessivo danno alle strutture. È stata, quindi, subito scartata la possibilità di realizzare il prelievo in corrispondenza dei pilastrini, optando invece per una trave non gravata dal peso del solaio. I risultati delle prove eseguite in laboratorio sono riportati in Tabella 4 assieme ai valori limite di accettazione imposti dal D.M. 9 Gennaio 1996 relativamente a barre lisce (Fe B 32 k) e ad aderenza migliorata (Fe B 44 k).

Tabella 4 - Confronto tra i risultati sperimentali ed i limiti di accettazione del D.M. 9 gennaio 1996

	Acciaio prelevato in situ	Fe B 32 k	Fe B 44 k
Diametro della barra (mm)	10.5	5÷30	5÷26
Tensione di snervamento (MPa)	476.2	≥ 315	≥ 430
Tensione massima (MPa)	755.0	≥ 490	≥ 540
Allungamento a rottura (%)	23.1	≥ 23	≥ 12

La tensione di snervamento misurata sugli spezzoni di barra d'acciaio liscia prelevati in situ è risultata particolarmente alta probabilmente per effetto di fenomeni di invecchiamento che hanno portato ad un incrudimento progressivo del materiale stesso con conseguente perdita di

duttilità. Comunque, il valore di allungamento a rottura misurato è sembrato soddisfacente.

7. ELABORAZIONE ED INTERPRETAZIONE DEI RISULTATI

Con l'impiego del metodo Sonreb [4], si combinano i risultati derivanti da una prova sclerometrica e quelli derivanti da una prova con gli ultrasuoni al fine di compensare (per quanto possibile) i limiti intrinseci delle due procedure. Infatti, realizzando su una stessa area, sia prove sclerometriche che prove di misura ultrasonica, si dispone, per un determinato calcestruzzo, di una coppia di valori dati dai valori medi della velocità degli ultrasuoni e dell'indice di rimbalzo. A partire da questa coppia di valori medi si ottiene un valore stimato della resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzando formulazioni generalmente note in letteratura [5-7].

Nel caso in esame i valori di resistenza a compressione stimati con il metodo Sonreb a partire dalle misure riportate in Tabella 2, si aggirano attorno a 24-26 MPa. In realtà, confrontando tale intervallo con i valori reali riportati in Tabella 3 si nota una sensibile differenza: infatti, la presenza di uno strato superficiale carbonatato (Fig. 10) ha alterato l'affidabilità della stima della durezza del calcestruzzo mediante battuta sclerometrica, portando a valori dell'indice di rimbalzo superiori a quelli registrabili in un calcestruzzo giovane e quindi non affetto da tale fenomeno.

In assenza di informazioni sulla classe di resistenza di progetto del calcestruzzo, il valore più probabile è stato stimato non inferiore e vicino a 20 MPa, tenendo presenti i risultati riportati in Tabella 3.

Comunque, sulla base dei risultati riportati nelle Tabelle 2 e 3 si può notare come la qualità del calcestruzzo costituente i pilastrini poco carichi non abbia subito sostanziali cambiamenti al trascorrere del tempo, mentre si può dedurre che i pilastrini molto carichi abbiano subito una certa perdita di resistenza attribuibile a fenomeni di invecchiamento.

In realtà, questa osservazione non risulta confermata da alcuni dati sperimentali raccolti su campioni di calcestruzzo preparati in laboratorio e sottoposti a cicli di carico prima della rottura [8-12]. Infatti, l'effetto di cicli di carico preliminari è stato quello di aumentare sia le resistenza meccanica a compressione che il modulo elastico del calcestruzzo che li ha subiti [8, 10-12].

Nell'ambito di tale lavoro è stata quindi condotta un'ulteriore sperimentazione sugli effetti a lungo termine di un carico protratto nel tempo sulle prestazioni del calcestruzzo. In particolare, dai primi risultati acquisiti sembrerebbe che la resistenza meccanica del calcestruzzo possa essere influenzata dalla direzione del carico applicato, ovvero sembrerebbe aumentare nella direzione del carico e diminuire in quella ortogonale [13-14]. Questo fatto comporterebbe una sottostima della resistenza reale quando essa viene valutata su carote di calcestruzzo estratte in direzione orizzontale dall'elemento strutturale (come nel caso in esame).

Sulla base di tali risultati si potrebbero interpretare in modo più corretto i risultati ottenuti con la prova di compressione su carote di calcestruzzo estratte in direzione orizzontale dagli elementi strutturali (riportati in Tabella 3). Infatti, è molto probabile che essi sottostimino la resistenza a compressione in direzione verticale, che è quella in cui il calcestruzzo è realmente sollecitato in opera.

8. CONCLUSIONI

In questo lavoro è stata suggerita una procedura utile a raccogliere informazioni affidabili sullo stato originale dei materiali costituenti strutture in opera allo scopo di riabilitare vecchie strutture in calcestruzzo armato per soddisfare i requisiti imposti dalle nuove normative.

Questa procedura è articolata in varie fasi, partendo da un'analisi non distruttiva dei materiali ampiamente diffusa nella struttura in esame fino ad un'analisi distruttiva concentrata su pochi punti per ridurre al minimo l'invasività dell'indagine nel suo complesso. Questa fase sperimentale è stata affiancata dallo sviluppo di un'analisi strutturale dei principali telai della struttura operata mediante simulazione con modello agli elementi finiti dell'edificio.

La fase successiva si è svolta in laboratorio dove i campioni prelevati sono stati sottoposti a prova direttamente per determinarne le caratteristiche meccaniche. Dall'analisi dei risultati ottenuti sulle carote di calcestruzzo prelevate e portate a rottura si è visto come effettivamente poteva esistere una dipendenza fra i valori di resistenza ottenuti e il valore dello stato di sollecitazione dei pilastri dai quali tali carote erano state estratte.

La successiva campagna sperimentale ha messo in evidenza tale dipendenza suggerendo interessanti considerazioni sull'evoluzione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera e fornendo interessanti spunti per poter trarre, con ulteriori sperimentazioni, indicazioni utili per una più corretta interpretazione dei risultati delle prove in sito.

Infatti, sembra che la minore resistenza meccanica registrata nel caso delle carote di calcestruzzo estratte dai pilastri soggetti in opera a livelli di sollecitazione maggiori possa essere attribuita ad un comportamento ortotropo del calcestruzzo per effetto della compattazione indotta in direzione verticale proprio dalla presenza della sollecitazione di compressione.

Per quanto riguarda le prove non distruttive, con particolare riferimento al metodo Sonreb, potrebbero non risultare uno strumento adeguato per analizzare calcestruzzi appartenenti a vecchie strutture poiché il fenomeno della carbonatazione del calcestruzzo, influenzando fortemente le misure dell'indice di rimbalzo, porta a sovrastimare la resistenza del calcestruzzo.

In conclusione, i problemi maggiori nel soddisfare i requisiti richiesti dalle nuove normative per l'edificio in esame, e più in generale per edifici vecchi in calcestruzzo armato, riguardano soprattutto gli aspetti legati all'analisi sismica. A tal proposito una possibile soluzione potrebbe essere quella dell'inserimento di isolatori alla base per

modificare radicalmente il comportamento dinamico di tali edifici, riducendo fortemente l'azione sismica su di essi agente, nei casi in cui la tipologia delle fondazioni lo consenta.

9. BIBLIOGRAFIA

- [1] RAIKAR C.R. (2001) - N.D.T. Techniques: Application in Repairs and Rehabilitation of Civil Engineering Structures, *Proc. Technical session on 'Non-destructive Testing of Concrete', Fifth CANMET/ACI intern. conf., Singapore, 2001*. P.A.M. Basheer (ed), ACI Publishing, Farmington Hills, U.S.A..
- [2] ACI COMMITTEE 228 - (1995), In-place Methods to Estimate Concrete Strength, *ACI-SP-228.IR*.
- [3] ACI COMMITTEE 228 - (1998), Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures, *ACI-SP-228.2R*.
- [4] RILEM - (1984), Recommendations for testing concrete by hardness methods, *TC43-CND*.
- [5] GASPARIRIK J. (1992) - Prove non distruttive in edilizia, *Quaderno didattico A.I.P.N.D.*, Brescia.
- [6] DI LEO A., PASCALE G. (1994) - Prove non distruttive sulle costruzioni in cemento armato, *Atti del Convegno Sistema Qualità e Prove non Distruttive per l'Affidabilità e la Sicurezza delle Strutture Civili*, Saie'94, Bologna.
- [7] GIACCHETTI R., LACQUANITI L. (1995) - Controlli non distruttivi su impalcati da ponte in calcestruzzo armato, *Nota tecnica 04, 18980*, Università degli Studi di Ancona, Istituto di Scienza e Tecnica delle Costruzioni.
- [8] BENNET, E.W., MUIR, S.E. (1967) - Some fatigue tests of high-strength concrete in axial compression, *Magazine Concrete Research*, 19, 113-117.
- [9] BERRA M., BOCCA P. (1993) - Thermoelastic stress analysis temperature-strain relationship in concrete and mortar, *Materials and Structures*, 26, 395-404.
- [10] BOCCA P., CROTTI M. (2001) - Comportamento meccanico e termico del calcestruzzo presollecitato con carichi ciclici di numero limitato (in Italian), *L'Industria Italiana del Cemento*, 761, 58-63.
- [11] BALLATORE E., BOCCA P. (1997) - Variations in the mechanical properties of concrete subjected to low cyclic loads, *Cement and Concrete Research*, 27, 453-462.
- [12] CORINALDESI, V., LIBERATORE F., MORICONI G. (2005) - Unpublished results.
- [13] CANALA M., CORINALDESI V., MORICONI G. (2006) - Unpublished results.
- [14] NAIK T.R. (1990) - Variation in concrete core strength, *Report n° CBU-1990-13*, Presented at ACI Annual Meeting, Toronto, Canada, March 23, 1990.

CONCA DI NAVIGAZIONE “VITTORIO EMANUELE III” DI GOVERNOLO (MN). DIAGNOSI, MONITORAGGIO, CONSOLIDAMENTO E CONTROLLO QUALITÀ

C. Dall’Oglio¹, D. Almesberger², A. Rizzo², M. Rizzo²

¹ Libero professionista Mantova

² SER.CO.TEC. S.r.l. – Dolina 547/2 – Trieste

SOMMARIO

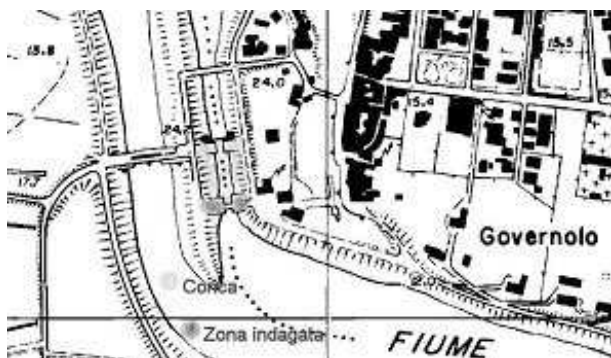
Vicino all’abitato del comune di Governolo in provincia di Mantova è situata la Conca una struttura che sin dai remoti tempi dei Gonzaga ha regolato la navigazione fluviale tra i fiumi Mincio e Po. Le strutture in cemento armato, risalenti al 1925, hanno mostrato segni di degrado così gravi che si è reso necessario intervenire in maniera sistematica. Una prima indagine condotta con i metodi non distruttivi seguita da un adeguato periodo di monitoraggio strutturale ha fornito gli elementi utili alla progettazione dei lavori di consolidamento. Attualmente, finiti i lavori e con le necessarie modifiche richieste dalle mutate condizioni, è in funzione un aggiornato sistema di monitoraggio per il controllo della qualità dei lavori effettuati.

SUMMARY

Near Governolo (Mantua) is located “the Conca” a structure that, since the Gonzaga family ancient times, allows fluvial navigation between Mincio and Po rivers. The reinforced concrete structures, dating from 1925, have shown so important signs of decay that systematic renovation become necessary. A first campaign of diagnosis, carried out with ndt methods, and a second long period of structural monitoring allowed to design the proper restoration processes. Now, after renovation and with the necessary adjustments that the different condition imposed, on the Conca is running a new monitoring system to check the quality of executed works

1. PREMESSA

La **Conca di Governolo** rende possibile la navigazione fluviale, commerciale e turistica, tra i laghi di Mantova, il fiume Po ed il mare Adriatico pur mantenendo la differenza altimetrica dei livelli idrici nei rispettivi bacini.



La “Nuova Conca”, che oggi, sostituendo quella più antica, possiede caratteristiche tali da consentire il transito di natanti da 1200 t con lunghezza utile di 81 m e larghezza massima di 10 m, fu inaugurata il 22 maggio 1925 dal re d’Italia Vittorio Emanuele III da cui ne derivò il nome.

A causa della grande importanza del traffico commerciale odierno che non è possibile interrompere e alla non trascurabile importanza della funzione di stabilizzazione del livello idrico del fiume Mincio e dei collegati laghi di Mantova è stato necessario intervenire per rimediare alla

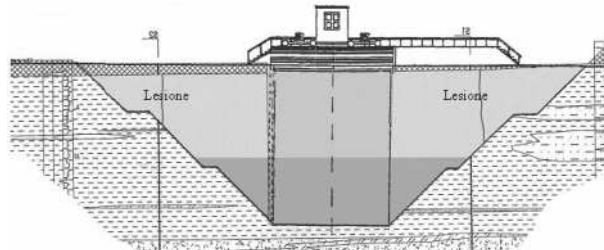
situazione di evidente degrado delle parti in calcestruzzo armato.

L’Azienda Regionale per i Porti di Cremona e Mantova, Ente preposto al controllo, manutenzione e gestione della **Conca di Governolo** (MN) con il fine di progettare gli interventi più urgenti, ha dato l’incarico per la diagnosi ed il monitoraggio del manufatto allo stato iniziale. Successivamente il sistema di monitoraggio è stato mantenuto con gli opportuni aggiornamenti per il controllo qualitativo dei lavori di consolidamento effettuati.

Tutti i lavori sono stati eseguiti mantenendo il normale funzionamento di esercizio dell’intera struttura.

2. DIAGNOSI

La conca è essenzialmente costituita da un tronco di canale artificiale che, unitamente alle porte con funzione di ritegno della massa d’acqua a livello variabile, consente il transito dei natanti tra le due differenti quote del Mincio e del Po.



Posizione delle lesioni più importanti nei due paramenti della testata a valle con porta traslabile

I lavori di diagnosi sono iniziati con l'indagine storica per risalire dalle caratteristiche di progetto ed esecutive con successivi interventi di modifica o rifacimenti a quelle delle attuali strutture in c.a. costituenti le testate della conca.



Nella foto si vede, da valle, la chiusa con porta traslabile mentre il rimorchiatore in manovra genera vortici che scazano alle fondamenta la struttura in c.a.

Le due testate quella a monte e quella a valle manifestano differenti condizioni di degrado statico. La testata di monte, equipaggiata con una porta vinciana, non presenta segni di degrado statico tali da richiedere interventi urgenti.

La testata a valle, equipaggiata con una porta traslabile, presenta preoccupanti segni di dissesto statico imputabili sia ai maggiori dislivelli d'acqua sia alle particolari manovre dei rimorchiatori. Per questi motivi la parte più importante dei lavori riguarda esclusivamente la testata a valle per la quale la campagna di indagini ha fornito il seguente quadro riassuntivo della situazione statica.

Tutte le opere murarie in elevazione poggiano su una platea in calcestruzzo di notevole spessore. A causa di motivazioni dovute al tipo di terreno su cui la platea di fondazione poggia ed agli accertati fenomeni di asporto di materiale di sottofondazione, si presume che la platea di fondazione sia fratturata con cedimenti differenziali che hanno provocato le visibili fessurazioni delle murature di contenimento in elevazione.

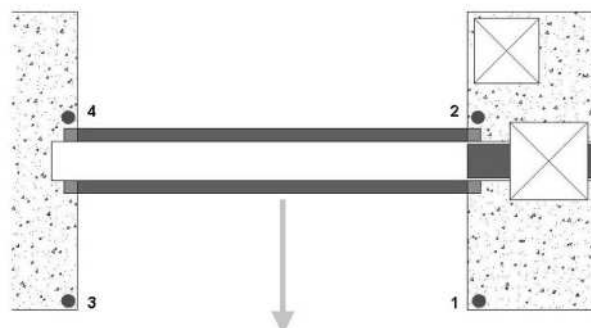
I materiali, calcestruzzi e acciaio, costituenti le murature in elevazione indagate con tecniche non distruttive sono risultati di ottima qualità e di idoneo dimensionamento.

L'indagine visiva, esaminando le lesioni con spostamenti dei lembi che denotano movimenti di rotazione dei singoli blocchi in entrambe le direzioni planimetriche, aveva ipotizzato una discontinuità strutturale che le indagini effettuate con prove dinamiche hanno successivamente confermato.

3. PROVA DINAMICA

Le prove dinamiche sono state programmate ed eseguite solamente per accertare l'integrità in termini di continuità strutturale tra quegli elementi dei paramenti verticali che visivamente apparivano separati con movimenti di cedimento differenziale indipendente che non erano giustificati dalla apparente monoliticità del progetto iniziale. In pratica si è cercato di indagare sulle possibili vie di propagazione dei

fenomeni vibratorii lungo le singole murature sia direttamente sia attraverso la platea di fondazione sia attraverso la massa d'acqua dell'invaso.



Nello schema sono riportate le posizioni degli accelerometri utilizzati nella indagine dinamica fatta per valutare il comportamento globale delle strutture della chiusa

Sono stati utilizzati quattro accelerometri sismici disposti, come evidente nello schema e nelle fotografie, in quattro punti significativi sulla sommità delle murature adiacenti la porta traslabile. Come sorgente di eccitazione è stato, a posteriori, giudicato sufficiente l'insieme di sollecitazioni impulsive prodotte dal movimento della porta traslabile effettuato quando non esiste differenza tra i livelli dell'acqua a monte e a valle della porta.



Oltre alle sollecitazioni dinamiche prodotte dal movimento della porta con acqua praticamente ferma si è verificato il comportamento dei moti idraulici nelle fasi più impegnative. Una serie di misurazioni è stata fatta nella fase di svuotamento dell'invaso per verificare se il deflusso vorticoso dell'acqua attraverso le vie di scarico innescasse fenomeni vibratorii di risonanza. Queste misure si sono dimostrate praticamente non utilizzabili ai fini della indagine dinamica.

I segnali provenienti dagli accelerometri sono stati continuamente registrati, su oscillografo digitale, per tutti gli eventi connessi al movimento della porta nelle due fasi di apertura e chiusura compresi gli istanti di avvio e di stop.

I disturbi di tipo impulsivo sono originati in maniera temporalmente casuale e, siccome sono connessi alla posizione spaziale della porta in movimento, hanno localizzazione di origine e via di propagazione differente.

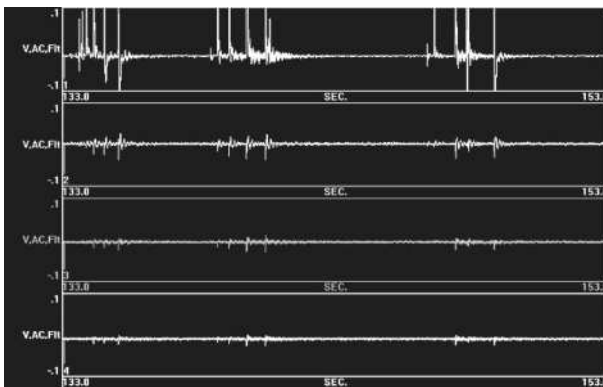


Posizione dell'accelerometro n° 3. La freccia indica il verso della corrente

La porta traslabile è appesa ad un carrello mobile su apposito binario. La via di corsa del carrello è in parte posta direttamente sulla muratura in c.a. in parte alloggiata su due travate metalliche separate costituenti un ponte metallico appoggiato sui due paramenti della testata in calcestruzzo.

Quando la porta è aperta essa risulta alloggiata in un apposito vano che interrompe la continuità del paramento su cui sono alloggiati gli accelerometri 1 e 2.

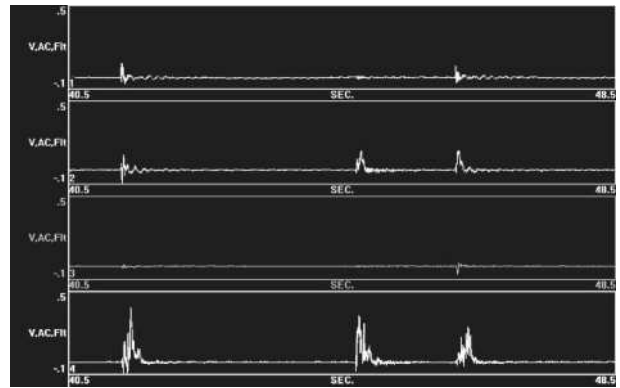
La via veloce di propagazione degli impulsi dinamici tra gli accelerometri 1 e 2 pertanto può essere attraverso la platea di fondazione o direttamente attraverso il carrello quando le sue ruote passano esattamente sull'appoggio del ponte.



Le sollecitazioni prodotte dal movimento della porta raggiungono soprattutto il punto 1

La cosa è diversa per l'altro paramento su cui sono sistemati gli accelerometri 2 e 4 ove la via veloce di propagazione è principalmente costituita dalla continuità del muraglione e secondariamente dalle altre due come nel caso dei punti 1 e 2. Dallo studio di tutti gli accelerogrammi registrati è risultato che gli impulsi che si originano durante il moto della porta sono trasmessi agli accelerometri esclusivamente attraverso le strutture portanti. Resta esclusa la via diretta a partire dalla superficie della porta attraverso l'acqua che comunque, essendo la porta nella condizione di poter essere aperta, risulta avere la minima altezza possibile.

Lo studio delle parti salienti degli accelerogrammi registrati, fatto, in termini di ampiezza massima, relazione di fase e contenuto armonico, con il software a corredo dell'oscillografo digitale utilizzato, da una risposta comune ed unica per tutti i casi esaminati consistente nella conferma della multipla discontinuità dei percorsi fatti dalle onde elastiche che si propagano entro le strutture in calcestruzzo della testata.



Le sollecitazioni prodotte in altra posizione della porta si propagano diversamente

Da questi risultati restando accertata la discontinuità strutturale, peraltro evidenziata dalle vistose lesioni, restava da determinare se i fenomeni di assestamento, pur di lontana origine, fossero ancora in evoluzione e con quale velocità o fossero ormai stabilizzati.

4. MONITORAGGIO E CONSOLIDAMENTO

Al fine di verificare se le condizioni di dissesto evidenziate da vistose lesioni e dai fuori piombo di alcuni elementi murari fossero stabili o in evoluzione si decise di installare un sistema di monitoraggio in tempo reale da mantenere in funzione per un periodo sufficiente a studiare il comportamento delle strutture in tutte le condizioni relative alle variazioni climatiche stagionali.



Disposizione di due clinometri e di un fessurimetro per monitoraggio lesione 5

Oltre ai rilevamenti delle condizioni ambientali relative all'aria e all'acqua è stato messo sotto controllo il movimento relativo delle principali lesioni mentre le possibili variazioni della verticalità delle murature sono state osservate da quattro clinometri sistemati alla sommità dei paramenti adiacenti la porta traslabile.

I segnali di tutti i trasduttori sono raccolti, con l'ausilio di apposito data logger equipaggiato con modem cellulare, su richiesta in partenza dai centri responsabili dei rilevamenti periodici che contemporaneamente provvedono ad analizzarli ed interpretarli nella maniera giudicata più opportuna in relazione alla influenza dei parametri ambientali correnti.

Dopo oltre un anno di rilevamenti è risultato evidente che i movimenti delle murature in c.a. continuavano e che la causa era da attribuire al degrado del sistema fondazionale dovuto alla vetustà dell'opera ed alle più onerose condizioni di esercizio. L'analisi delle deformazioni e dei fuori piombo accumulatisi negli anni ha fornito gli elementi sufficienti a giustificare il tipo di intervento programmato.

La necessità di consolidare il terreno al di sotto della platea di fondazione e contemporaneamente ristabilire il collegamento tra la stessa e le murature in elevazione è stata affrontata con un sistema di pali profondi del tipo jet grouting.

Tutti i muri perimetrali sono stati perforati a tutta altezza realizzando una palificata con pali di piccolo diametro distanti circa 50 cm che attraversano la platea di fondazione e, proseguendo per alcuni metri nel terreno di fondazione, creano un prolungamento effettivo delle murature in elevazione costituenti i paramenti costituenti la testata a valle della Conca.



Vista della fila di pali che attraversano a tutta altezza un muro perimetrale

Pali di diametro maggiore sono stati perforati, entro il terrapieno compreso tra i muri in elevazione, sino ad attraversare la platea di fondazione ed interessare il terreno sottostante per alcuni metri.

I criteri a cui ci si è attenuti per il progetto dell'intervento di consolidamento sono principalmente due.

Il primo criterio ovviamente è quello di ristabilire una continuità strutturale dei diversi blocchi indipendenti come le lesioni evidenziano.

Il secondo criterio è quello di ovviare alle cause che hanno prodotto il degrado aumentando l'efficienza del sistema di

fondazioni che, negli anni e per le mutate condizioni d'uso, si è mostrato insufficiente.

Nei tempi passati i natanti che utilizzavano la conca erano piccoli e con potenze motrici ragionevoli. La necessità di natanti di stazza sempre maggiore ha portato alle attuali dimensioni corrispondenti al massimo ingombro, in larghezza e in lunghezza, che la conca può contenere.



Questo palo è stato trivellato in corrispondenza di una lesione al fine di ripristinare la continuità strutturale



Vista del cantiere durante l'esecuzione dei pali. Rimosse tutte le precedenti sovrastrutture sono rimaste solamente le attrezzature indispensabili al regolare funzionamento della Conca



Particolare della trivella in funzione e aspetto del cantiere durante i lavori

Per movimentare le enormi chiatte adibite al trasporto di prodotti chimici dagli stabilimenti di Mantova sino al mare Adriatico si usano dei rimorchiatori di notevole potenza.

Il moto vorticoso generato dalle eliche dei rimorchiatori ha, oltre ad altri fenomeni di escavazione degli argini, prodotto il formarsi di una cavità sotto un paramento della chiusa a valle.

In definitiva per una serie di motivi di cui è difficile stabilire le cause vere si è venuta a creare una insufficiente portanza del terreno di fondazione sottostante la chiusa a valle.

La soluzione di una palificata con il metodo del jet grouting promette ottimi risultati per i motivi seguenti.

Al di sotto della platea globale di fondazione con pali di diametro maggiore posti a maggiore distanza reciproca, si aumenta la portanza del terreno e contemporaneamente si irrigidisce la platea stessa

La trivellazione di pali di minor diametro a tutta altezza, entro le murature perimetrali in cemento armato, ottiene il doppio scopo di cucire le murature alla platea di fondazione e di prolungare le murature al di sotto della stessa.

Il prolungamento delle murature perimetrali è virtualmente ottenuto con la reciproca vicinanza dei micropali.

La maggiore altezza delle murature perimetrali offre una maggiore difesa all'azione disgregatrice dei vortici prodotti dalle eliche mentre contemporaneamente aumenta la portanza locale riducendo la sollecitazione sulla restante platea.

Durante i lavori di consolidamento con la tecnologia del jet grouting, a causa delle notevoli pressioni generate nel terreno al di sotto delle fondazioni originarie, si sono verificati ulteriori e diversi movimenti degli elementi strutturali costituenti la testata di valle.

Le maggiori preoccupazioni per gli effetti delle iniezioni ad alta pressione hanno riguardato soprattutto la realizzazione dei pali di grande diametro che, interessando la platea di per sé fratturata e sconnessa, provoca il rialzo della parte centrale della struttura con conseguente rotazione verso l'esterno della sommità delle murature perimetrali. Sono ovviamente aumentate le aperture di alcune lesioni principali mentre lesioni secondarie precedentemente statiche hanno assunto nuova importanza.

Per ridurre l'entità delle deformazioni strutturali, pur misurate e tenute sotto osservazione del sistema di monitoraggio sempre in funzione, si è proceduto ad una progressione motivata dell'ordine di esecuzione dei singoli pali.



Lesione aggravata durante l'esecuzione dei pali



Altra lesione aggravata durante l'esecuzione dei pali

Si è cercato, per quanto possibile, di scegliere la locazione per l'esecuzione del palo successivo in modo che gli effetti secondari fossero minimi o ancor meglio tendessero a compensarsi.

La difficoltà maggiore nel programmare la miglior successione delle perforazioni è derivata dalla relativa lentezza con cui sono avvenuti i fenomeni di riequilibrio delle pressioni sotto gli elementi di fondazione interessati.

Anche l'esecuzione dei pali entro le murature perimetrali è stata effettuata con localizzazione decisa in funzione dei movimenti rilevati e attentamente valutati.

5. CONTROLLO QUALITA'

Per procedere ai lavori di consolidamento è stato necessario eliminare tutte le vecchie sovrastrutture che in passato servivano per i lavori di ordinaria e straordinaria manutenzione che attualmente risultavano inutili. Tutte le strutture indispensabili al regolare funzionamento della conca, che non è stato mai interrotto, sono state provvisoriamente spostate su aree momentaneamente libere. Queste strutture comprendevano nella maggior parte la rete di alimentazione elettrica e dei segnali di controllo oltre che della cabina ove sono alloggiati le apparecchiature di comando. Anche la rete di cavi elettrici relativa ai trasduttori dell'impianto di monitoraggio ha dovuto essere riposizionata e riparata a causa delle precarie condizioni del cantiere inondato dai fanghi di perforazione e cementazione..

Alla fine dei lavori di consolidamento statico si è dovuto procedere alla risistemazione e riadattamento dei piazzali per

renderli idonei alle nuove esigenze di esercizio della Conca anche in vista dei futuri ampliamenti.

In pratica, dopo aver asportato tutto il terreno superficiale inquinato è stato ricostruito con ghiaia e ghiaietto tutto lo spazio operativo della testata a valle.



I lavori di rifacimento delle infrastrutture del piazzale

Il sistema di monitoraggio che ha seguito l'evoluzione delle strutture durante i lavori è stato di conseguenza smontato, riprogettato e riposizionato per poter verificare l'evoluzione della situazione statica durante i lavori



La fase finale dei lavori di riassetto del piazzale

Quando sono stati ultimati i lavori di riassetto del piazzale si è proceduto ad una nuova verifica della situazione qual essa si presentava ed è stato deciso di mantenere l'impianto di monitoraggio, con le opportune variazioni richieste dalle nuove lesioni, per valutare l'efficacia degli interventi di consolidamento effettuati.

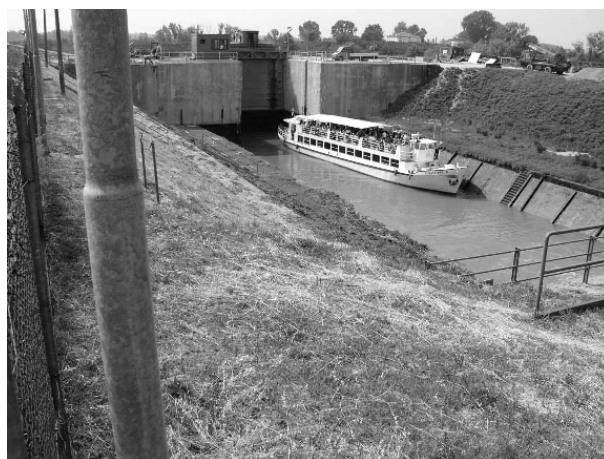
Si ritiene di continuare a seguire i movimenti di tutta la costruzione durante il periodo di assestamento necessario per il raggiungimento dei nuovi equilibri e stabilizzazione dei terreni di sottofondazione.

6. CONCLUSIONI

Con la presente relazione si intende riportare in maniera organica la successione di tutte quelle operazioni di indagine e

diagnosi che sono propedeutiche allo studio, progettazione, esecuzione e verifica di importanti lavori su opere in calcestruzzo armato alquanto vetuste.

La vetustà delle opere non sempre è motivo di degrado ma successivi adattamenti delle strutture alle nuove esigenze di utilizzo ed anche il tipo di utilizzo più aggressivo possono portare a situazioni insostenibili con criteri di sicurezza accettabili.



La conca rigenerata con battello turistico in transito

Le metodiche di indagine con i controlli non distruttivi permettono di acquisire un numero notevole di informazioni sulla cui base si può progettare un impianto di monitoraggio.

I risultati del monitoraggio forniranno gli elementi necessari a stabilire la dinamica della evoluzione del degrado.

I risultati del monitoraggio sono quelli decisivi per stabilire i tempi di quell'intervento che le precedenti indagini hanno già delineato.

Durante le operazioni previste dall'intervento è sempre possibile utilizzare in tutto o in parte l'impianto primitivo di monitoraggio per osservarne gli effetti e valutarne la rispondenza alle aspettative.

Quando tutte le operazioni previste dall'intervento sono ultimate è buona norma mantenere attivo l'impianto di monitoraggio, anche se con qualche riassetto sul numero o sulla localizzazione dei trasduttori, al fine di una valutazione dei risultati ottenuti.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Relazione tecnica "Diagnosi e monitoraggio dello stato di conservazione della conca di navigazione "Vittorio Emanuele III" di Governolo (MN)", SER.CO.TEC. S.r.l..
- [2] Relazione tecnica "Monitoraggio strutturale della conca di navigazione "Vittorio Emanuele III" di Governolo (MN)", SER.CO.TEC. S.r.l..
- [3] M. Collepardi, "Scienza e tecnologia del calcestruzzo", Ed. U. Hoepli, Milano, 1991.
- [4] P. Pedeferra e L. Bertolini, "La corrosione del calcestruzzo e negli ambienti naturali", Milano: McGraw-Hill Libri Italia, 1996.

TRAVI DA PONTE IN C.A.P. DANNEGGIATE: COMPORTAMENTO TEORICO-SPERIMENTALE E PROGETTO DI RINFORZO CON FRP

M. Di Ludovico¹, A. Prota¹, G. Fabbrocino², G. Manfredi¹, O. Manni³, W. Arena³

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Napoli Federico II, Napoli.

² Dipartimento SAVA, Università del Molise, Campobasso.

³ Divisione Ingegneria dei materiali e delle strutture, Consorzio CETMA, Cittadella della ricerca, Brindisi.

SOMMARIO

Ogni anno numerose travi da ponte in cemento armato precompresso (c.a.p.) vengono accidentalmente danneggiate a causa dell'impatto di mezzi fuori sagoma o di impropria movimentazione di macchinari necessari per la posa in opera delle stesse. Il ripetuto verificarsi di tali eventi ha fatto emergere l'esigenza di trovare un'efficace strategia di intervento mirata al ripristino della funzionalità di travi in c.a.p. danneggiate, evitando così la sostituzione delle stesse che, benché sia una soluzione tecnicamente efficace, costituisce di gran lunga il tipo di intervento economicamente meno valido. A tal fine, il presente lavoro è mirato allo studio del comportamento flessionale di travi da ponte in c.a.p. con soletta collaborante danneggiate e riparate mediante compositi fibrorinforzati (FRP), il cui utilizzo, specie nel campo dei ponti, è oggi in continua crescita a causa sia della loro alta resistenza alla corrosione ed alla fatica sia del loro notevole rapporto resistenza-peso e della loro facilità di movimentazione ed applicazione. Nell'ambito del progetto di ricerca MITRAS (Materiali, Tecnologie e Metodi di Progettazione Innovativi per il Ripristino ed il Rinforzo di Infrastrutture di Trasporto Stradale) si è pertanto proceduto alla messa a punto di una campagna sperimentale che prevede la realizzazione di dieci prove sperimentali da effettuare su altrettante travi in c.a.p. in scala reale (lunghezza 13 m, altezza 1.05 m), progettate secondo le specifiche tecniche dell'Azienda Nazionale Autonoma delle Strade (ANAS). In particolare, il presente lavoro focalizza la sua attenzione sulla prima fase di tale campagna sperimentale riguardante l'esecuzione di tre prove sperimentali, di cui una su trave non danneggiata e due su travi intenzionalmente danneggiate con percentuali di trefoli tranciati pari al 16% e 33%, e la progettazione del rinforzo mediante l'utilizzo di tessuti in fibra di carbonio (CFRP) per il ripristino dell'originale capacità flessionale di due travi danneggiate come le precedenti e riparate con compositi prima di essere testate. A causa delle notevoli dimensioni delle travi da testare, l'esecuzione delle prove sperimentali è stata subordinata alla realizzazione di un laboratorio "a cielo-aperto" necessario per movimentare e testare le stesse in uno spazio appositamente pensato, progettato e opportunamente strumentato (possibilità di applicare carichi verticali fino a 2000 kN e di effettuare prove in controllo di spostamento) per prove in four point bending su elementi in scala reale. Nel presente lavoro si riportano le fasi più significative della progettazione e realizzazione sia delle travi che del laboratorio a "cielo aperto", le procedure di calcolo per la determinazione teorica della capacità flessionale delle travi testate, i confronti con i risultati sperimentali ottenuti in termini di freccia, momento di fessurazione, momento ultimo e modalità di rottura nonché la progettazione dell'intervento di rinforzo mediante CFRP.

SUMMARY

Every year, several prestressed concrete (PC) bridge girders are accidentally damaged by over-height vehicles or construction equipment impact. The continuous verifying of such events has led to the necessity of finding a technical and economical effective repair strategy to restore the structural integrity of the bridge, without its complete replacement. Repair and rehabilitation, in fact, can be far more economical, especially when the time and the social cost of the method are drastically reduced. In the present paper the opportunities provided by the use of Fiber Reinforced Polymers (FRP) to repair damaged PC bridge girders is investigated. The use of FRP composites is being increasingly considered for bridge applications due to their high strength-to-weight ratios, their corrosion and fatigue resistance, their ease of transport and handling, and their potential for tailorability. Such objective has been pursued by an experimental campaign conducted on ten full-scale (13.0 m long, 1.05m high) PC double T-beams with a reinforced concrete slab, designed according to Azienda Nazionale Autonoma delle Strade (ANAS) standard specifications. In particular, the paper deals with five beams analysed during the first phase of the experimental research. Such phase was focussed on the development of three experimental tests and on the design of the FRP strengthening of the remaining two. One test was performed on the control beam, other two on intentionally damaged beams in order to simulate a vehicle collision. Tests, on the control and damaged beams, without adopting any repair system, have been performed with the aim of improving the comprehension of their flexural behaviour and then compare their performances with those of the specimens upgraded by using CFRP laminates. Given the specimens dimensions, in order to carry out the experimental tests, both for laboratory space restrictions and equipments limitation, an appropriate "open space laboratory" specifically designed for four point bending tests has been designed and realized. Theoretical predictions, main experimental steps along with tests results are herein presented and discussed. Moreover, the comparison between analytical predictions and experimental results in terms of flexural capacity, deflections and failure modes is presented along with the design calculation for the CFRP strengthening of specimens to be tested in the next months.

1. INTRODUZIONE

Sulla base dei dati reperiti presso l'ANAS, la maggior parte degli interventi di manutenzione su travi in c.a.p., utilizzate come elementi portanti di viadotti di varia lunghezza, è l'impatto con veicoli fuori sagoma o con veicoli eccezionali come quelli utilizzati per la realizzazione o la manutenzione dei viadotti stessi.

Nelle condizioni più favorevoli il danno può riguardare il solo copriferro della sezione e quindi per riparare la trave è sufficiente ripristinare la parte di calcestruzzo mancante; nella maggior parte dei casi, tuttavia, nell'impatto vengono danneggiate anche le barre ed i trefoli disposti lungo l'asse longitudinale delle travi costituenti il ponte. In queste condizioni la capacità portante dell'elemento danneggiato, in funzione del tipo di trave che si sta analizzando, può risultare compromessa anche in modo considerevole. La riparazione risulta più complessa perché il danneggiamento di uno o più trefoli produce non solo una riduzione del momento ultimo, ma anche una riduzione dello sforzo normale di precompressione. Poiché, inoltre, solitamente il danno riguarda solo uno dei lati del bulbo inferiore della trave e quindi solo alcuni dei trefoli alloggiati al suo interno, tale sforzo non risulta essere più centrato, ma eccentrico, sottoponendo la sezione ad un regime di pressoflessione non più retta ma deviata.

In tali casi, sono fattori come l'entità del danno riportato, la disponibilità economica e la necessità di garantire un ripristino più o meno rapido ad indirizzare il progettista verso la soluzione più idonea per il ripristino della capacità portante della trave danneggiata. Nelle condizioni più sfavorevoli, cioè nei casi in cui i danni strutturali sono di notevole entità, la sola strada percorribile è quella di sostituire integralmente l'elemento danneggiato: in tal modo il viadotto ritorna alle condizioni ottimali, ma la spesa da affrontare risulta essere decisamente elevata poiché al costo della trave o delle travi interessate dal danno bisogna aggiungere i costi necessari alla demolizione ed al ripristino della soletta superiore, della pavimentazione e degli eventuali elementi di arredo stradale; a tali costi vanno poi sommati i disagi legati alla necessità di chiudere completamente o parzialmente la strada al flusso veicolare durante l'esecuzione dei lavori e prima degli stessi qualora la sicurezza della struttura non risulti più garantita.

Nei casi in cui il danno non sia tale da giustificare la sostituzione dell'intera trave, ma riguardi comunque sia il copriferro che le armature longitudinali, alcune tra le tecniche di intervento tradizionalmente utilizzate consistono nel ripristino delle armature danneggiate attraverso l'ausilio di particolari sistemi di ancoraggio passivo, il placaggio con lamine in acciaio, o l'utilizzo di sistemi di ancoraggio esterni in grado non solo di ripristinare la resistenza flessionale dell'elemento lesionato, ma anche di garantire un recupero parziale o totale dello sforzo normale di precompressione.

Negli ultimi anni, tuttavia, si sta sempre più diffondendo come tecnica di rinforzo/riparazione l'utilizzo di materiali compositi. Tali materiali, infatti, presentano una serie di vantaggi quali la facilità di trasporto e di messa in opera, elevate proprietà meccaniche, ottima resistenza alla corrosione ed alla fatica, ed offrono la possibilità di ripristinare buona parte della resistenza flessionale dell'elemento danneggiato, il tutto con considerevoli risparmi sia in termini di costi diretti (risparmio sulla manodopera dovuto ai ridotti tempi di intervento) sia indiretti (l'intervento può essere effettuato senza richiedere la chiusura del traffico).

Nonostante siano stati già effettuati, sia in Italia che oltreoceano, molteplici interventi di ripristino di travi danneggiate in c.a.p mediante l'utilizzo di fibre di carbonio, (tra i quali si ricordano: in Italia, Strada Statale Appia, nei pressi di Roma [1], negli Stati Uniti, Bridge A10062, Contea di S.Louis, Missouri [2]; Bridge A5657 nei pressi di Dixon, Missouri [3]), prove di laboratorio su travi in c.a.p. in scala reale sono ancora estremamente rare. Prove sperimentali condotte sia in situ che in laboratorio sono state condotte da Klaiber et al. [4] e Wipf et al. [5]; sperimentazioni su travi rimosse direttamente da ponti sono state eseguite da Reed and Peterman [6] e Nanni et al. [7] e risultati di prove sperimentali su travi in scala reale sono riportati in Di Ludovico et al. [8].

Al fine dunque di validare sperimentalmente tale tecnica di rinforzo, è stata prevista, nell'ambito del progetto di ricerca MITRAS, un'estesa campagna sperimentale che prevede la realizzazione di dieci prove da effettuare su altrettante travi in c.a.p in scala reale a doppia T, sormontate da una soletta in cemento armato ordinario (lunghezza 13 m, altezza 1,05 m), progettate secondo le specifiche tecniche dell'ANAS in modo da essere del tutto simili a quelle normalmente messe in opera sulle strade italiane (ponti di 2ª Categoria).

Il presente lavoro focalizza la sua attenzione sulla prima fase di tale campagna sperimentale riguardante lo studio di cinque travi denominate rispettivamente S-1, S-2, S-3, S-4 ed S-5. In particolare, si presentano i risultati sperimentali ottenuti in termini di massima capacità flessionale, freccia e modalità di rottura in relazione a: trave di controllo non danneggiata, S-1; travi intenzionalmente danneggiate mediante rimozione del copriferro e taglio di percentuali di trefoli pari rispettivamente al 16% ed al 33%, travi S-2 ed S-3. Si riportano, inoltre, in relazione alle travi S-4 ed S-5 (caratterizzate dalle medesime percentuali di trefoli tranciati delle travi S-2 ed S-3), le procedure di calcolo adottate e lo schema di rinforzo progettato al fine di ripristinarne l'originale capacità flettente della trave mediante l'utilizzo di tessuti in fibra di carbonio (CFRP).

2. PROGRAMMA SPERIMENTALE

2.1 Geometria dei provini

Il primo obiettivo della campagna sperimentale è stato quello di analizzare il comportamento di travi in cemento armato precompresso danneggiate a causa dell'impatto con veicoli fuori sagoma in funzione della percentuale di trefoli tranciati, per poi valutare, successivamente, l'efficacia di interventi di riparo mediante l'utilizzo di lamine in FRP.

Al fine di perseguire tale obiettivo è stato necessario, in primo luogo, definire la sezione delle travi da testare. La scelta della sezione delle travi è stata dettata dall'esigenza di attenersi il più possibile a casi reali; in tal senso le dimensioni delle travi da testare sono state definite con riferimento alle reali tipologie di travi che normalmente si utilizzano per la realizzazione di viadotti in Italia (vedi *Figura 1*). In accordo con le specifiche fornite dall'ANAS, si è optato dunque per travi con sezione a doppio T di altezza $H=0.80$ m, lunghezza $L=13$ m, caratterizzate da un'armatura di precompressione costituita da 12 trefoli ad andamento rettilineo di diametro $D=12.5$ mm (1/2") e da armatura dolce costituita da 6 barre $\Phi=18$ in corrispondenza sia del bulbo superiore che inferiore.

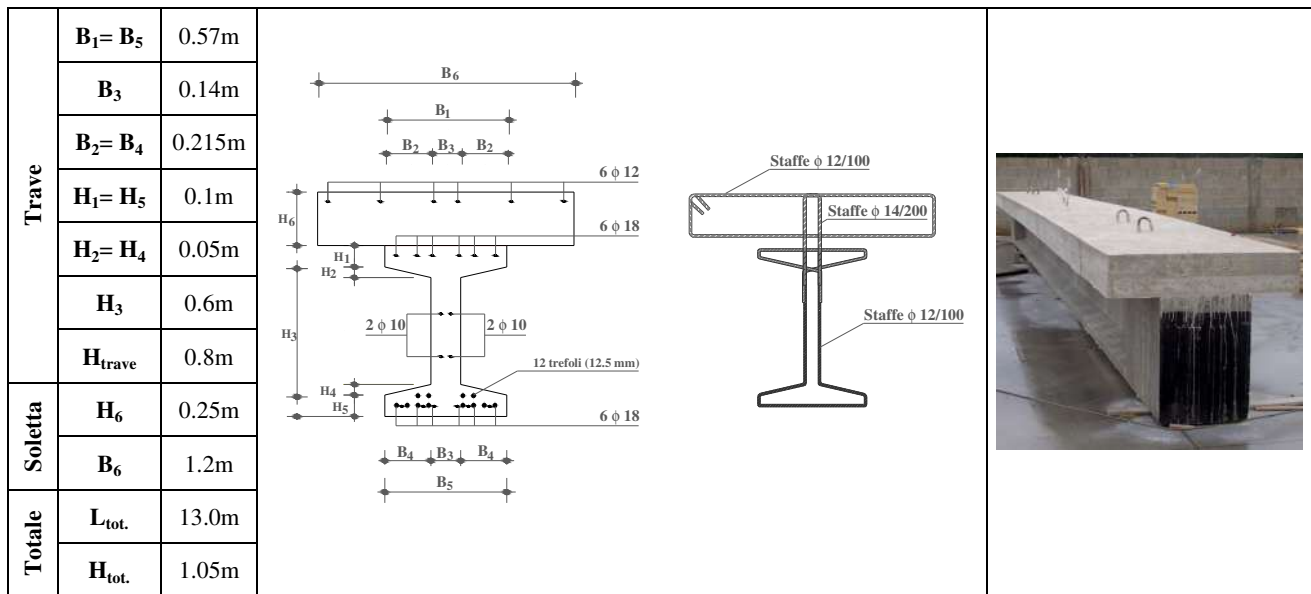


Figura 1. Caratteristiche geometriche delle travi

L'armatura trasversale (staffe $\Phi=12/10$ c m) è stata appositamente progettata al fine di evitare rotture a taglio durante l'esecuzione delle prove sperimentali. La progettazione delle travi ha, inoltre, previsto la realizzazione di una soletta in cemento armato (c.a.) (dimensioni 0.25 m x 1.20 m armata con 6 barre $\Phi=12$ longitudinali e staffe $\Phi=12/100$) di completamento che consentisse di riprodurre fedelmente la sezione reagente di una trave da ponte.

2.2 Laboratorio "a cielo aperto"

In virtù delle dimensioni adottate per le travi, è immediatamente emerso con chiarezza che, per effettuare le prove programmate, sarebbe stato necessario disporre di uno spazio sufficientemente ampio per lo stoccaggio, la movimentazione e l'esecuzione delle prove sperimentali. Considerando le limitazioni e in termini di spazio e di strumentazioni sia per la movimentazione che per l'esecuzione di prove di carico su travi di dimensioni così elevate, si è dunque, ritenuto opportuno progettare e realizzare un apposito laboratorio "a cielo aperto" opportunamente equipaggiato per lo sviluppo di tali specifiche tipologie di prove sperimentali.

Dunque, prima della realizzazione delle travi, si è provveduto alla progettazione di tale spazio ed alla realizzazione dello stesso presso la zona industriale di Brindisi (Italia). Il "laboratorio a cielo aperto" realizzato è caratterizzato da una pianta rettangolare (dimensioni 30 m x 35 m) al cui interno è stata prevista una fondazione rigida cui possono essere collegati due telai in acciaio da utilizzare come contrasto degli attuatori per l'applicazione dei carichi.

Si è prevista una fondazione rigida costituita da una trave a sezione scatolare, di lunghezza $L=20$ m, e dimensioni pari a $B = 4.2$ m e $H = 3.1$ m (Figura 2-(a) e (b)). La scelta di una sezione scatolare è stata essenzialmente dettata dalla necessità di limitare le azioni sul terreno di fondazione le cui caratteristiche di portanza, a seguito di indagini geologiche, sono risultate scadenti.

Nella parte centrale della trave rigida di fondazione, per una lunghezza pari 6.0 m, si è prevista la presenza di barrotti

filettati $\Phi 20$ a forma di U annegati nella trave e fuoriuscenti dalla stessa per una lunghezza pari a 20 cm (Figura 2-(c) e (d)). Tali barrotti, disposti con passo di 20 cm, sono stati predisposti al fine di poter ancorare sugli stessi, a diverse distanze, i telai di contrasto in acciaio. In questo modo si è prevista la possibilità di modificare in maniera semplice e veloce la posizione dei telai di contrasto e quindi, nel caso di prove su quattro punti di carico ("four point bending") realizzare differenti regioni a momento costante. I ritti dei telai di acciaio di contrasto sono stati realizzati mediante due profili HE 240M (di altezza pari a 6.0 m) collegati trasversalmente mediante due profili UPN 400 accoppiati. Infine, ai piedi dei ritti, sono stati disposti due profili HEM 320 opportunamente dimensionati al fine di consentire il trasferimento degli sforzi tra il telaio di contrasto e la fondazione.

2.3 Caratteristiche dei materiali e preparazione dei provini.

Dieci travi in c.a.p., di lunghezza pari a 13 m ciascuna, sono state gettate in opera su una pista di prefabbricazione. Dopo la fase di stagionatura, le travi realizzate sono state condotte presso il "laboratorio a cielo aperto" dove è stata gettata in opera la soletta in c.a. collaborante al fine di ottenere la sezione tipica delle travi adottate per la realizzazione di ponti e viadotti. A questo punto le travi denominate S-2 ed S-3 sono state artificialmente danneggiate in mezzaria. In particolare il danneggiamento è stato effettuato nel seguente modo: 1) rimozione del copriferro per una lunghezza totale di 0.25 m; 2) taglio di due trefoli per il provino S-2 e quattro trefoli per il provino S-3. In entrambi i casi il danno prodotto è stato concentrato su un solo lato della trave in modo da simulare l'impatto con un mezzo fuori sagoma. La preparazione delle travi S-2 e S-3 è stata poi completata mediante la ricostruzione del copriferro con malta cementizia. Si sottolinea che il taglio dei trefoli ha comportato in ogni caso il tranciamento anche di una barra di armatura dolce (vedi Figura 1). Le travi S-4 ed S-5, da riparare successivamente mediante l'utilizzo di tessuti in CFRP, sono stati tenuti da parte per la successiva fase sperimentale.

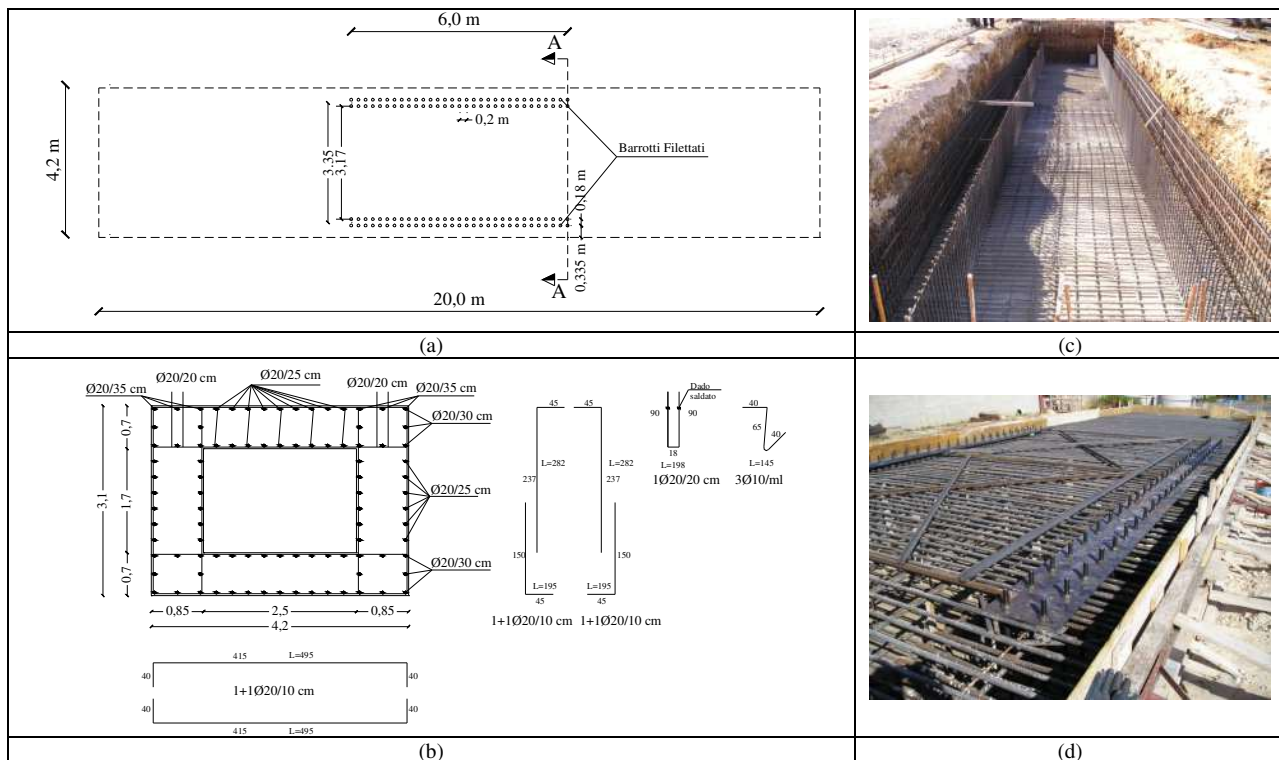


Figura 2. Laboratorio "a cielo aperto": pianta della trave di fondazione (a); caratteristiche geometriche della trave di fondazione (b) fasi realizzative (c) e (d)

Tutti i materiali costituenti le travi sono stati preventivamente caratterizzati mediante prove di compressione (sul calcestruzzo della trave e della soletta e sulla malta utilizzata per la riparazione delle zone danneggiate) e trazione (sui trefoli, le barre di armatura dolce, le staffe ed i tessuti in CFRP da utilizzare per riparare le travi). Le proprietà desunte dalle prove di caratterizzazione dei materiali sono riportate nella seguente Tabella 1.

Trefoli	Diametro Nominale, mm	12,7
	Area, mm ²	93
	Resistenza a trazione, MPa	1900
	Tensione di snervamento, MPa	1770
Acciaio dolce trave e soletta	Modulo di Elasticità, GPa	196
	Resistenza a trazione, MPa	675
	Tensione di snervamento, MPa	585
Calcestruzzo	Modulo di Elasticità, GPa	210
	Soletta f_{cmd} , MPa	28,9
	Trave f_{cmg} , MPa	50,3
CFRP	Malta, f_{cm} MPa	49,8
	Spessore per strato, mm	0,332
	Resistenza a trazione, MPa	2918
	Deformazione ultima, MPa	0,013
	Modulo di Elasticità, GPa	225

Tabella 1. Proprietà dei materiali

2.4 Test Setup.

Ogni provino è stato sottoposto ad uno schema di prova a flessione su quattro punti ("four point bending", (vedi Figura 3) con luce netta tra gli appoggi pari a 12.0 m ed una regione con momento costante pari a 1.20 m. Il carico è stato applicato

mediante l'utilizzo di due attuatori idraulici (carico massimo +/- 500 kN, corsa massima +/- 750 mm). Durante lo sviluppo di ciascuna prova il carico è stato applicato secondo predeterminati cicli di carico e scarico; ciascuna prova è stata condotta in controllo di forza fino al raggiungimento di un momento pari a quello di snervamento del provino e poi proseguita in controllo di spostamento. Per la misurazione dei valori della freccia sono stati utilizzati 3 trasduttori lineari (LVDTs): uno in mezzeria e due in corrispondenza delle sezioni di applicazione del carico. Due LVDTs sono stati, inoltre, montati in prossimità di ciascuna sezione di appoggio per poter monitorare le rotazioni di estremità durante la prova. Ciascun provino, infine, è stato strumentato con strain gages ed LVDTs per la misurazione delle deformazioni: quattro LVDTs per ogni provino sulla sezione di mezzeria disposti su ambo i lati della trave in corrispondenza del bulbo inferiore e della soletta in c.a.; 10 strain gages sui trefoli (disposti prima del getto della trave) di cui 2 in mezzeria, 6 a 300 mm e 2 a 500 mm dalla mezzeria e 2 strain gages all'estradosso della soletta in c.a..

3. PREVISIONI TEORICHE

Su ciascun trefolo della trave è stata applicata dal prefabbricatore una forza di pretensione pari a 123.7 kN (133KN/cm² x 0.93 cm²) corrispondente ad uno sforzo normale totale di precompressione pari a $P_i = 1484$ kN. Sulle travi S-2 ed S-3, a seguito del tranciamento di 2 e 4 trefoli, tale sforzo assiale di pretensione si è ridotto sino a valori rispettivamente pari a $P_i = 123.7 \times 10 = 1237$ kN e $P_i = 123.7 \times 8 = 990$ kN.

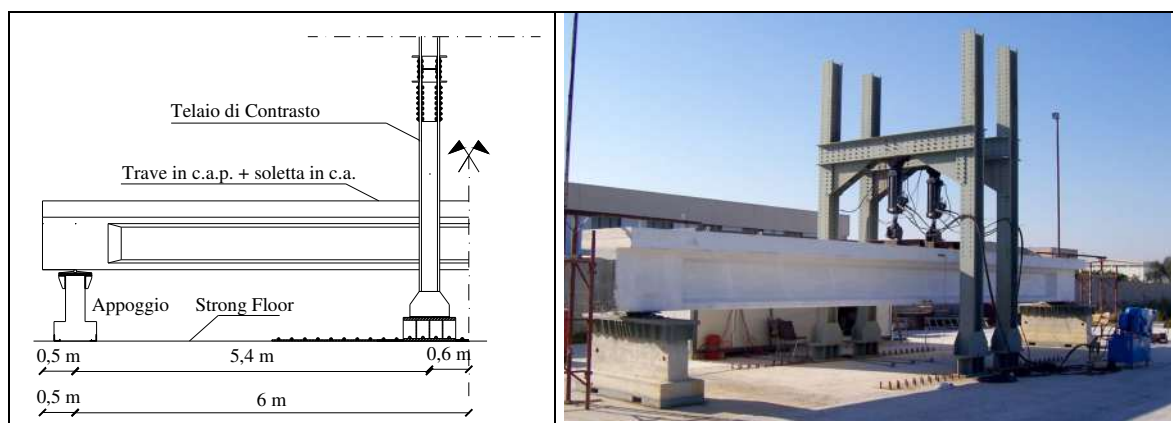


Figura 3. Test Setup

ultimo delle diverse travi, si è proceduto, in primo luogo, alla valutazione delle cadute di tensione istantanee (ES) e da ritiro del calcestruzzo (SH). La valutazione di quest'ultime consente di valutare lo sforzo normale di precompressione effettivo, P, attraverso la seguente equazione:

$$P = P_i - ES - SH \quad (1)$$

Per effetto dell'accorciamento elastico del calcestruzzo, dovuto alla forza di precompressione, anche i trefoli (nell'ipotesi di perfetta aderenza tra calcestruzzo e acciaio) subiscono un equivalente accorciamento; tale effetto conduce ad un decremento dello sforzo di precompressione valutabile mediante la seguente espressione:

$$\Delta f_{pES} = E_p \Delta \epsilon_p = E_p \Delta \epsilon_{ci} = E_p \frac{\sigma_{ci}}{E_c} \rightarrow ES = \Delta f_{pES} A_p \quad (2)$$

$$\text{con } \sigma_{ci} = P_i \left(\frac{1}{A_0} + \frac{e_{totg}}{J_c} \right) \quad (3)$$

in cui Δf_{pES} rappresenta la caduta di tensione dovuta all'accorciamento elastico, A_p indica l'area totale di trefoli, A_0 l'area della sola sezione a doppio T della trave, J_c il momento di inerzia di tale trave, e_{totg} l'eccentricità tra il baricentro dei trefoli e della sezione a doppio T della trave, P_i lo sforzo di precompressione iniziale ed E_c ed E_p il modulo elastico del calcestruzzo e dei trefoli.

Inoltre, considerando che più dell'80% del ritiro del calcestruzzo si esplica nel primo anno di stagionatura dello stesso e che le prove sperimentali sono state condotte a poco più di un anno dal getto delle travi (a causa della costruzione del "laboratorio a cielo aperto") si è ritenuto opportuno

prendere in considerazione anche le cadute di tensione dovute al ritiro del calcestruzzo utilizzando la seguente equazione:

$$\Delta f_{pSH} = E_p \Delta \epsilon_p = E_p \epsilon_{SH} \rightarrow SH = \Delta f_{pSH} A_p \quad (4)$$

in cui Δf_{pSH} rappresenta la caduta di tensione dovuta al ritiro del calcestruzzo ed ϵ_{SH} rappresenta il valore medio di caduta di deformazione dovuta al ritiro.

Valutata l'entità delle cadute di tensione è stato, dunque, possibile calcolare per ciascun provino (S-1, S-2 ed S-3) il valore del momento di prima fessurazione, M_{cr} attraverso la seguente equazione:

$$M_{cr} = (f_{cfm} + \frac{P}{A} + \frac{Pe_{tot}}{W_i}) W_i \quad (5)$$

dove P indica il valore dello sforzo di precompressione effettivo, f_{cfm} indica la resistenza a trazione del calcestruzzo della trave, A rappresenta l'area della intera sezione della trave (comprensiva di soletta), e_{tot} rappresenta l'eccentricità tra il baricentro dei trefoli e dell'intera sezione, e W_i indica il modulo di resistenza della sezione rispetto al lembo inferiore della stessa. Per quanto concerne la valutazione del momento ultimo, le previsioni teoriche sono state effettuate attraverso due differenti metodologie: 1) attraverso un approccio convenzionale basato sul metodo dello stress-block; 2) ed attraverso un'analisi più accurata mediante un opportuno programma di calcolo a fibre. Tale secondo approccio ha consentito, infatti, attraverso una discretizzazione a fibre della sezione, di tenere in conto e valutare l'influenza dell'eccentricità dello sforzo normale di precompressione a

		S-1	S-2	S-3
$P_i = f_{s,pi} A_p$	Precompressione iniziale P_i , kN	1484	1237	990
$ES = \Delta f_{pES} A_p$	Perdite istantanee ES, kN	95	65	42
$SH = \Delta f_{pSH} A_p$	Perdite da ritiro SH, kN	90	75	60
$P = P_i - ES - SH$	Precompressione effettiva, P, kN	1299	1097	888
$M_{cr} = (f_{cfm} + \frac{P}{A} + \frac{Pe_{tot}}{W_i}) W_i$	Momento di fessurazione M_{cr} , kNm	1183	1031	881
STRESS-BLOCK	Momento Ultimo M_u , kNm	3107	2597	2280
	Modalità di rottura	Lato cls	Lato trefoli	Lato trefoli
FIBRE MODEL	Momento ultimo M_u , kNm	2985	2563	2248
	Modalità di rottura	Lato cls	Lato trefoli	Lato trefoli

Tabella 2. Previsioni teoriche

Informazioni più dettagliate sul programma di calcolo sviluppato possono essere reperite in Di Ludovico et al.[9]; il software di calcolo implementato è inoltre gratuitamente scaricabile dal web ([10]). Le previsioni teoriche così ottenute in termini di sforzo di precompressione iniziale ed effettivo, momento di fessurazione ed ultimo e modalità teoriche di rottura sono riportate in *Tabella 2*.

4. RISULTATI SPERIMENTALI

In relazione al provino non danneggiato S-1, durante la prova sperimentale, la prima fessura è comparsa, nella zona a momento costante, in corrispondenza di un valore del carico totale verticale applicato pari a 361 kN, corrispondente ad un momento di prima fessurazione $M_{cr.} = 1204$ kN-m; in corrispondenza di tale momento è stata registrata una freccia in mezzeria pari a 7.9 mm. La curva relativa al provino S-1 mostra che, superato il valore di carico pari a 361 kN, si ha un chiaro cambiamento di pendenza fino al raggiungimento di un valore di carico pari a 963 kN. In corrispondenza di tale carico, cui è corrisposta una freccia in mezzeria pari a 68.0 mm, si osserva un nuovo cambiamento di pendenza della curva indice dell'attingimento della tensione di snervamento dei trefoli (momento di snervamento sperimentale pari a $M_y = 2823$ kN-m). Per quanto concerne l'evoluzione del quadro fessurativo a partire dal carico di prima fessurazione fino al carico di snervamento, durante la prova si è potuto osservare lo svilupparsi di una serie di fessure verticali con passo all'incirca uguale a 150 mm all'interno della regione a momento costante. Il carico massimo registrato durante la prova è stato pari a 1083 kN, corrispondente ad un valore del momento massimo $M_{max} = 3145$ kN-m. Si sottolinea che in corrispondenza di tale valore del carico si è manifestato un problema agli attuatori che ha imposto di terminare la prova; perciò, nonostante il valore del momento sperimentale raggiunto fosse maggiore del momento ultimo teorico, tale valore non può essere assunto come momento ultimo sperimentale, bensì come momento massimo. La massima freccia registrata è stata pari a 129 mm (uguale a $L/93$, con L distanza tra gli appoggi pari a 12000mm). Al fine di determinare il momento ultimo, la prova verrà prossimamente completata. Il carico di prima fessurazione registrato durante i test sulle travi S-2 ed S-3 è risultato prossimo a quello emerso nella prova sul provino di controllo: 359 kN e 356 kN corrispondente ad un momento di prima fessurazione pari a $M_{cr.} = 1198$ kN-m per S-2 e $M_{cr.} = 1190$ kN-m per S-3. In corrispondenza di tali carichi si sono registrate frecce pari rispettivamente a 8.9 mm per S-2 e 10.5 mm per S-3. Dalle curve carico freccia (vedi *Figura 4*) è stato possibile desumere il carico di snervamento ed il relativo valore del momento di snervamento: 780 kN e 750 kN corrispondenti a $M_y = 2330$ kN-m per S-2 kN-m e $M_y = 2250$ kN-m per S-3. Le frecce registrate in corrispondenza di tale valore del carico sono state rispettivamente pari a 54.8 mm e 65.6 mm. Superato il carico di snervamento, su entrambe le travi si è osservata, sul lato opposto a quello sul quale sono stati tranciati i trefoli, una fessura orizzontale in corrispondenza della sezione di attacco tra la trave a doppio T e la soletta (vedi *Figura 5 (a)* e *Figura 6 (a)*). Si sottolinea, peraltro, che tale tipo di fessura è stata già osservata in altre

prove sperimentali [8]. Sul lato non danneggiato del provino sono apparse, inoltre, un gran numero di fessure con andamento diverso rispetto a quelle osservate sul provino S-1 (non del tutto verticali). Allo stesso modo, anche il quadro fessurativo rilevato sul lato danneggiato è emerso alquanto diverso da quello rilevato sul provino S-1; si sono osservate, infatti, una serie di fessure a ventaglio a partire dalla zona in cui sono stati tranciati i trefoli (vedi *Figura 5 (b)* e *Figura 6 (b)*). L'asimmetria registrata nel quadro fessurativo può essere chiaramente addebitata all'effetto dovuto all'eccentricità dello sforzo normale di precompressione causata dal taglio dei trefoli su un lato della trave. Su entrambe le travi S-2 ed S-3 la rottura si è attinta per compressione del calcestruzzo ad un valore del carico rispettivamente pari a 907 kN e 835 kN, cui corrispondono momenti ultimi pari a $M_u = 2672$ kN-m per S-2 e $M_u = 2478$ kN-m per S-3 (valori di freccia pari a 131.5 mm per S-2 e 133.0 mm per S-3). Successivamente si è osservato in entrambi le travi un significativo incremento della freccia, a carico pressochè costante. Sul provino S-2 si è registrata una freccia pari a 281.4 mm (*Figura 5 (c)*); in corrispondenza di tale valore della freccia si è potuta rilevare la rottura di uno dei trefoli della trave, come mostrato in *Figura 5 (d)*. La freccia massima registrata sul provino S-3 è stata, invece, pari a 264.0 mm. I risultati sperimentali registrati in termini di carico, momento e freccia sono riportati in *Tabella 3*. Dal confronto delle pendenze delle curve sperimentali si desume che il tranciamento dei trefoli ha indotto differenze trascurabili in termini di rigidezza iniziale del provino. I risultati sperimentali, inoltre, hanno messo in luce, diversamente dalle previsioni teoriche, differenze trascurabili tra le tre travi in termini di momento di prima fessurazione. Tale differenza è stata, invece, più pronunciata nei riguardi del momento di snervamento ed ultimo rispetto ai quali sulle travi danneggiate S-2 ed S-3 si sono registrati decrementi percentuali pari al 19% e 22% (per il momento di snervamento) e 16% e 23% (per il momento ultimo).

	S-1	S-2	S-3
Carico di fessurazione kN	361	359	356
Carico di snervamento, kN	963	780	750
Carico massimo/ultimo, kN	1083*	907	835
Momento di fessurazione kN	1204	1198	1190
Momento di snervamento, kN	2823	2330	2250
Momento massimo/ultimo, kN	3145*	2672	2478
Freccia alla fessurazione, mm	7.9	8.9	10.5
Freccia all'osnervamento, mm	68.0	54.8	65.6
Freccia a rottura, mm	129.0	131.5	133.0
Freccia massima, mm	129.0	281.4	264.0

*Carico e Momento massimo

Tabella 3. Risultati Sperimentali

5. PROGETTO DEL RINFORZO CON FRP

Si riporta in tale sezione il progetto di rinforzo per le travi S-4 e S-5 (sulle quali si sono tranciati rispettivamente 2 e 4 trefoli) attraverso l'utilizzo di tessuti CFRP disposte all'intradosso della trave con le fibre parallele all'asse longitudinale della stessa. La procedura di calcolo adottata

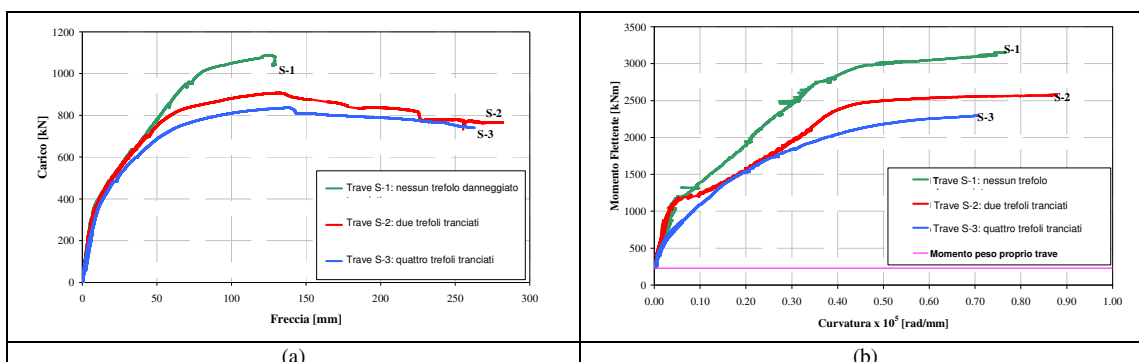


Figura 4. Diagrammi sperimentali: carico-freccia (a); momento-curvatura (b)

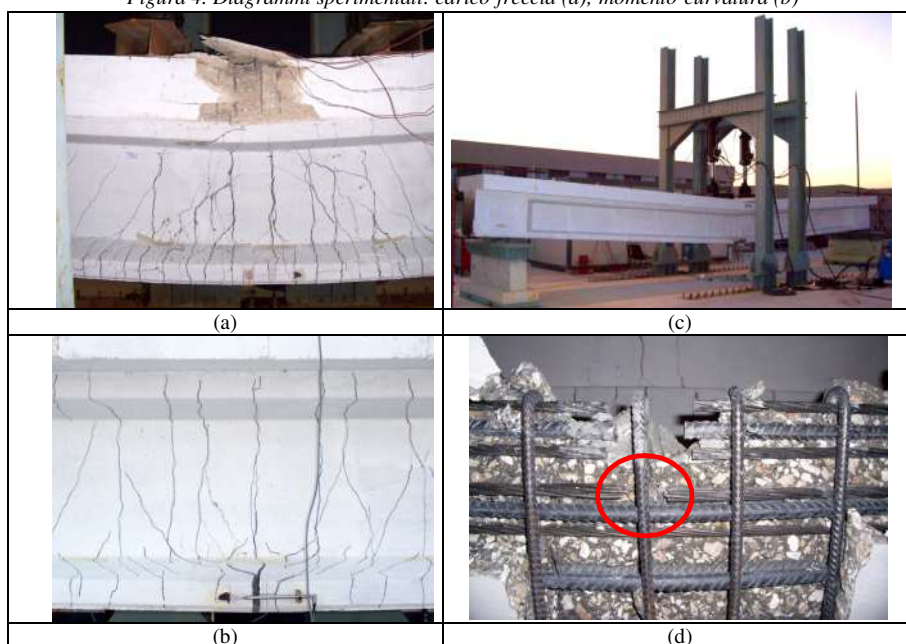


Figura 5. Provino S-2: quadro fessurativo sul lato non danneggiato (a) e danneggiato (b); (c) freccia; (d) vista dal basso rottura di un trefolo

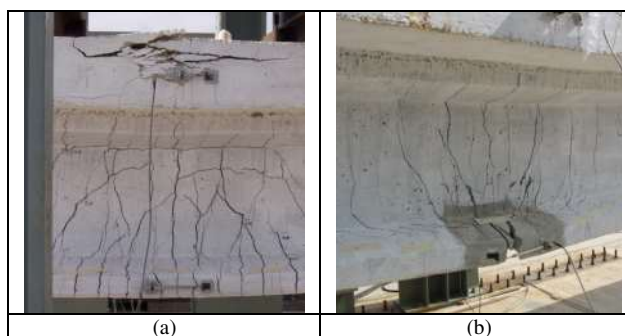


Figura 6. Provino S-3: quadro fessurativo sul lato non danneggiato(a) e danneggiato (b).

per determinare l'area di fibre necessarie per ripristinare la capacità flettente della trave non danneggiata è basata sull'approccio semplificato dello stress-block in cui si tiene conto, però, anche del contributo dovuto alle fibre. Per quanto concerne la deformazione di progetto delle fibre da assumere nel calcolo, si è proceduto mediante due diversi approcci: 1) limitando tale deformazione al fine di considerare gli effetti dovuti alla delaminazione delle fibre come riportato nelle Istruzioni CNR DT-200/2004 [11] (che regolamentano

l'utilizzo dei materiali compositi in Italia); 2) assumendo una deformazione di progetto pari alla deformazione ultima del tessuto in conseguenza dell'utilizzo di opportuni sistemi di ancoraggio costituiti da fogli a forma di U avvolti attorno al bulbo inferiore della trave e disposti lungo lo sviluppo delle fibre longitudinali (per prevenire la delaminazione). I risultati ottenuti mediante tali approcci, con riferimento a diversi numeri di strati di rinforzo e larghezza degli stessi, sono sintetizzati in Tabella 4. Dalla tabella si evince che utilizzando

le deformazioni di progetto ridotte per effetto della delaminazione, l'incremento di momento prodotto dalle stesse, sebbene significativo (8.8% e 15.5% rispettivamente per 2 e 3 strati da 550 mm) non consente di ripristinare la capacità flettente della trave non danneggiata. Viceversa, se si assume una deformazione ultima pari a quella di rottura delle fibre tale obiettivo è perseguibile per entrambe le travi S-4 ed S-5 utilizzando rispettivamente 2 e 3 strati di larghezza 350 mm. Risulta chiara, dunque, l'importanza di investigare sull'efficacia di sistemi di ancoraggio quali l'installazione di fasce ad U per la prevenzione del fenomeno della delaminazione sia intermedia che di estremità. Le prove sulle travi S-4 ed S-5 saranno pertanto condotte utilizzando diverse configurazioni di rinforzo: 1) con fasciatura ad U continua avvolta sul bulbo inferiore della trave lungo tutto lo sviluppo longitudinale del rinforzo; 2) utilizzando sistemi discontinui di fasciatura ad U con differenti valori del passo tra le fasce (partendo da due sole fasce di estremità).

	S-4	S-5	S-4	S-5
	Ipotesi 1		Ipotesi 2	
Numero di strati	2	3	2	3
Spessore fogli CFRP, b_f (mm)	0.332	0.332	0.332	0.332
Largh. fogli CFRP, b_f (mm)	550	550	350	350
Def. di progetto FRP, ϵ_{fm}	0,0069	0,0057	0,013	0,013
Momento Ultimo, M_u (kNm)	2816	2596	3064	3071

* Capacità flettente delle travi non rinforzate S-1 = 3012 kNm, S-2=2588 kNm, S-3 2244 kNm.

Tabella 4. Previsioni teoriche travi riparate con FRP

6. CONCLUSIONI

Il lavoro presenta i risultati della prima fase sperimentale riguardante prove da condurre su 10 travi in c.a.p in scala reale. I risultati delle prove sperimentali condotte su tre travi (non danneggiata S-1, danneggiate con tranciamento di 2 e 4 trefoli, S-2 e S-3) ed il progetto del rinforzo con CFRP (per le travi S-4 ed S-5) hanno messo in luce i seguenti aspetti:

- il tranciamento di una percentuale di trefoli pari al 16% ed al 33% induce una perdita in termini di capacità flettente pari rispettivamente al 16% e 23%;
- nei casi in esame l'influenza dell'eccentricità dello sforzo di precompressione dovuta al tranciamento dei trefoli (con percentuale massima pari al 33%) può essere trascurata ai fini del calcolo del momento ultimo;
- per ripristinare la capacità flessionale di una trave danneggiata mediante l'utilizzo di tessuti in CFRP è necessario disporre opportuni sistemi di ancoraggio in grado di ritardare o prevenire il fenomeno della delaminazione che consentano di sfruttare a pieno il contributo del rinforzo.

Il prosieguo della campagna sperimentale su travi diversamente riparate con tessuti in CFRP consentirà di investigare sulla possibilità di: 1) incrementare il valore della deformazione di progetto dei laminati fino al valore di deformazione di rottura; 2) calibrare le espressioni fornite dalla CNR DT 200/2004 per il calcolo della deformazione di progetto nel caso di delaminazione su travi in c.a.p.

7. RINGRAZIAMENTI

L'attività sperimentale è stata condotta nell'ambito del progetto di ricerca MITRAS. Il laboratorio "a cielo aperto",

progettato dal gruppo del Dipartimento di Ingegneria Strutturale, è stato realizzato dalla COGIT s.r.l. Gli autori desiderano ringraziare tutto lo staff del Laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Strutturale dell'Università Federico II di Napoli, senza la cui competenza, professionalità e dedizione, l'impegnativa attività sperimentale qui descritta non avrebbe potuto essere portata a termine con successo: in particolare, si ringrazia l'ing. Pino Campanella responsabile dell'esecuzione delle prove. Le procedure di calcolo per finalizzate alle previsioni teoriche dei risultati sono state sviluppate nell'ambito delle attività di ricerca della "Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica - ReLUIS" finanziato dal Dipartimento di Protezione Civile - Progetto Esecutivo 2005-2008.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Nanni, A., (1997), "Carbon FRP Strengthening: New Technology Becomes Mainstream", Concrete International: Design and Construction, Vol. 19, No. 6, June, pp. 19-23
- [2] Nanni, A.; Huang, P. C.; and Tumialan, J. G., (2001), "Strengthening of Impact Damaged Bridge Girder Using FRP Laminates", Ninth International Conference on Structural Faults and Repair, London, July 4-6, 7 pp.
- [3] Parretti R.; Nanni A.; Cox J.; Jones C. and Mayo, R., (2003), "Flexural Strengthening of Impacted PC Girder with FRP Composites", Field Applications of FRP Reinforcement: Case Studies, SP-215, S. Rizkalla and A. Nanni, eds., American Concrete Institute, pp. 249-262.
- [4] Klaiber, F.W., Wipf F.M., Russo T.J, Paradis R.R. and Mateaga R.E., (1999), "Field/Laboratory Testing of Damaged Prestressed Concrete Girder Bridges," Iowa DOT Report HR-397, Iowa State Univ., Ames, Iowa, Dec., 261 pp.
- [5] Wipf, F.M., Klaiber, F.W., Rhodes, J.D. and Kempers B.J., (2004), "Repair of impacted Damaged Prestressed Concrete Beams with CFRP", Iowa DOT Project TR - 428 Final Report, March 2004.
- [6] Reed C. E. and Peterman R. J., (2004) "Evaluation of prestressed concrete girders strengthened with carbon fiber reinforced sheets." ASCE Journal of Bridge Engineering., Vol. 9, N. 2, pag. 185-192, 2004.
- [7] Nanni A., Di Ludovico M. and Parretti R., (2004) "Shear Strengthening of a PC Bridge Girder with NSM CFRP Rectangular Bars", Advances in Structural Engineering, Vol. 7, N. 4, 2004.
- [8] Di Ludovico M., Nanni A., Prota A. and Cosenza E., (2005), "Repair of Bridge Girders with Composites: Experimental and Analytical Validation", ACI Structural Journal, Vol. 102., N. 5, September-October 2005.
- [9] Di Ludovico M., Lignola G.P., Prota A., Cosenza E., "Analisi non lineare di sezioni in c.a. soggette a presso flessione deviata", accettato per ANIDIS 2007 XXII Convegno Nazionale, L'Ingegneria Sismica in Italia, Pisa 10-14 giugno 2007.
- [10] <http://www.reluis.it> (sezione Divulgazione, Progettazione, Software: <http://reluis.rdm-web.com/pagine/Software.htm>).
- [11] CNR-DT 200/2004, Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati.

RIPRISTINO STRUTTURALE E FUNZIONALE DEI DIGESTORI DI DEPURAZIONE AMMALORATI IN C.A.

Gian Paolo Gamberini¹, Manuel Demontis²

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università di Cagliari

² Ingegnere Civile, Libero Professionista, Cagliari

SOMMARIO

Nell'ambito dell'innovazione delle opere d'ingegneria civile, riveste notevole importanza l'adeguamento strutturale e funzionale di strutture in cemento armato esistenti al fine di conseguire nuovi livelli di servizio dell'opera ed un prolungamento della sua vita utile. Nella presente gli autori analizzano un caso reale proponendo un intervento di recupero e di adeguamento funzionale mediante un accoppiamento tra una scelta adeguata dei materiali e un intervento di recupero con cavi esterni di precompressione. La soluzione adottata risalta il fatto che, talune volte, con l'impiego relativamente modesto di risorse finanziarie, è possibile recuperare una struttura in c.a. quasi obsoleta e per di più renderla funzionale verso un uso per il quale non era stata originariamente progettata.

SUMMARY

In the innovation of civil engineering works, great importance is attached to structural and functional repairs of existing reinforced concrete structures so as to increase their levels of service and extend their working lives. In this report the authors examine a real case and propose intervening to repair and functionally upgrade a work through the use of suitable materials in making repairs with external prestressing cables. The solution adopted highlights the fact that in some cases, with relatively modest financial resources, it is possible to repair an almost obsolete reinforced concrete structure and also make it suitable for a use for which it was not originally designed.

1. PREMESSA

Nell'ambito dell'innovazione delle opere d'ingegneria civile, riveste notevole importanza l'adeguamento strutturale e/o funzionale di strutture in cemento armato già esistenti al fine di conseguire nuovi livelli di servizio dell'opera ed un prolungamento della sua vita utile. In quest'ottica ricadono, ad esempio, gli interventi di miglioramento delle vasche e dei serbatoi di trattamento dei liquami fognari degli impianti di depurazione del Comune di Cagliari sito in località "Is Arenas". Queste strutture, infatti, soggette sin dalla loro messa in servizio nel 1990 ad un ambiente fortemente aggressivo, hanno visto un progressivo ed irreversibile decadimento della loro funzionalità, tale da compromettere le condizioni di servizio. Essendo noto che per tali tipi di strutture il superamento dello stato limite di esercizio coincide con limite di funzionalità, gli autori hanno analizzato nel presente lavoro lo stato tenso-deformativo e fessurativo della struttura alla luce delle mutate condizioni di sollecitazioni che sono derivate dalla necessità di utilizzare i serbatoi anche come contenitori del biogas prodotto dai fanghi della depurazione. In virtù di

ciò, la progettazione originaria del digestore è risultata insufficiente sia dal punto di vista statico che dal punto di vista del livello prestazionale di servizio. L'analisi del digestore, effettuata mediante codice di calcolo agli elementi finiti, è stata eseguita con la presa in conto delle pressioni interne generate dal biogas e dell'interazione terreno-struttura, che per questo tipo di strutture parzialmente interrato, non poteva essere certamente trascurato. L'analisi teorica è stata supportata inoltre da una vasta campagna d'indagini non distruttive che hanno consentito di avere un riscontro sulle resistenze dei materiali impiegati nella costruzione risalente ormai a 15 anni fa e di valutare il grado e il tipo di lesionamento delle pareti del digestore. Le modalità operative di progettazione sono state basate sulla discretizzazione del modello strutturale col fine di individuare il miglior intervento di recupero, individuato nella posa di cavi esterni di precompressione. La soluzione adottata mette in risalto il fatto che, talune volte, con l'impiego relativamente modesto di risorse finanziarie, è possibile recuperare una struttura in c.a. quasi obsoleta e per di più renderla funzionale verso un uso (contenitore di biogas) per il quale non era stata progettata.

2. L'ISPEZIONE E LA DIAGNOSI DELLA STRUTTURA

Col fine di progettare il miglior intervento di recupero e individuare quindi una oculata scelta delle metodologie di intervento, l'ispezione visiva prima e quella mediante prove poi, costituiscono un passo preliminare fondamentale.

Nella presente pubblicazione si farà riferimento come detto al caso reale dei serbatoi di trattamento dei liquami fognari degli impianti di depurazione del Comune di Cagliari sito in località "Is Arenas".

La struttura in oggetto, che è sostanzialmente un serbatoio composto da piastre in calcestruzzo armate collegate in serie e irrigidite sul collegamento tra la parte troncoconica e quella cilindrica da una trave ad anello, risulta immersa in un contesto ambientale ad alta aggressività che è quello delle saline del golfo di Cagliari localizzato a circa 1-1.5 km dalla zona costiera. La zona è inoltre soggetta frequentemente a venti provenienti dalla costa in grado di trasportare sulla struttura cloruri. Si tratta pertanto di una classe di esposizione ambientale XS1 secondo quanto riferito nella norma UNI-EN 206-1.

L'analisi storica della struttura effettuata sulla base dei documenti e delle tavole progettuali del periodo risalente alla sua costruzione, confermata poi dai controlli *in situ*, consente di affermare che il calcestruzzo utilizzato è del tipo Portland di classe 25 ($R_{ck} = 25$ MPa) mentre l'acciaio è un FeB44k ad aderenza migliorata.

I copriferri nominali adottati in sede di progetto prevedevano un ricoprimento delle armature di circa 3 cm.

A seguito di ispezione visiva si è constatato che il calcestruzzo messo in opera risulta essere molto poroso, altamente permeabile e talvolta mal costipato; la rimozione del calcestruzzo successivamente eseguita mediante idroscarifica ha infatti mostrato diversi nidi di ghiaia interni alla struttura con presenza di fenomeni di segregazione degli inerti. Il problema risulta molto più accentuato nelle zone di discontinuità di geometria. Inoltre si è osservato un difetto di costruzione al livello di imposta della trave ad anello imputabile ad una ripresa di getto mal eseguita che si traduce in due lesioni circolari che corrono per tutto lo sviluppo della parete cilindrica laterale del digestore (Fig.1b).

Internamente al serbatoio la situazione di degrado è maggiormente accentuata; gli spessori di copriferro sono, per ampie zone, totalmente assenti mostrando le barre d'acciaio nudo vistosamente corrose. Il fenomeno di degrado più accentuato delle barre è rilevato per l'intradosso della piastra di copertura. Quest'ultima infatti, risulta la più esposta agli agenti chimici gassosi derivanti dai processi di digestione dei fanghi fognari.

All'analisi visiva è stata affiancata una vasta campagna d'indagine di ispezione con

1. prove di misurazione del copriferro e dei ferri mediante pacometro;

2. prove di prelievo di polveri di trapanatura per la misura del contenuto di cloruri nel cls;

3. prove sclerometriche;

4. prove di misura della profondità della carbonatazione con fenolfelaina;

a queste indagini è stato poi affiancato un rilievo delle lesioni sulle pareti esterne del digestore. Il dettaglio di queste ultime è riportato in Figura 1a,b.

Le prove sclerometriche eseguite mediante sclerometro di tipo Schmidt hanno confermato una sostanziale disuniformità del calcestruzzo messo in opera evidenziando caratteristiche meccaniche diverse della sezione di piastra in prossimità della trave ad anello nella quale probabilmente, per difficoltà di getto legate alla geometria della struttura, si sono riscontrate le resistenze meccaniche di compressione più basse (orientativamente $R_{ck} \approx 20$ MPa).

Le indagini con fenolfelaina hanno confermato un elevato stato di degrado della struttura: la profondità media di carbonatazione misurata è di circa 4 cm quindi ben oltre la posizione in sezione delle barre di armatura.

I risultati della campagna delle prove col pacometro hanno mostrato una sostanziale riduzione del copriferro e del diametro dei ferri di armatura che in talune zone ha sfiorato il 15% del diametro nominale di progetto ma che mediamente si è attestato sul 10%.

Con questi dati è facile prevedere un'evoluzione nel tempo del degrado: con un fronte carbonatato di 4 cm dalla (1)

$$s = K \cdot \sqrt{t} \quad (1)$$

in cui s è lo spessore della carbonatazione, t è il tempo di misurazione del fenomeno corrosivo e K è il coefficiente di penetrazione della carbonatazione si ricava $K=11,62$ mm/anno^{0,5}. Questo significa che dopo circa 6.5 anni il fronte di carbonatazione ha raggiunto le barre che si sono corrose con una velocità di circa. Questo valore elevato, tipico di strutture molto contaminate e soggette a condizioni di U.R. molto alte, testimonia l'effettiva aggressività del contesto ambientale in questione in cui la corrosione da cloruri gioca un ruolo fondamentale.

3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Constatato un avanzato fenomeno di corrosione del calcestruzzo e dei ferri di armatura in seguito ai fenomeni esposti (presenza di cloruri, aggressione da parte delle soluzioni chimiche e dei gas presenti all'interno) e la presenza di lesioni sia in corrispondenza della copertura che lungo le pareti con possibili perdite di gas, che oltre ad incidere negativamente sulla quantità di biogas da recuperare e riutilizzare non permetterebbero l'ottimale verificarsi dei processi di digestione anaerobica, si è programmato un intervento di ripristino prima e di adeguamento poi mediante l'utilizzo di speciali malte scelte ad hoc e di un sistema di precompressione a cavi esterni.

La metodologia di recupero ha visto il procedere della sequenza in fase delle seguenti operazioni:

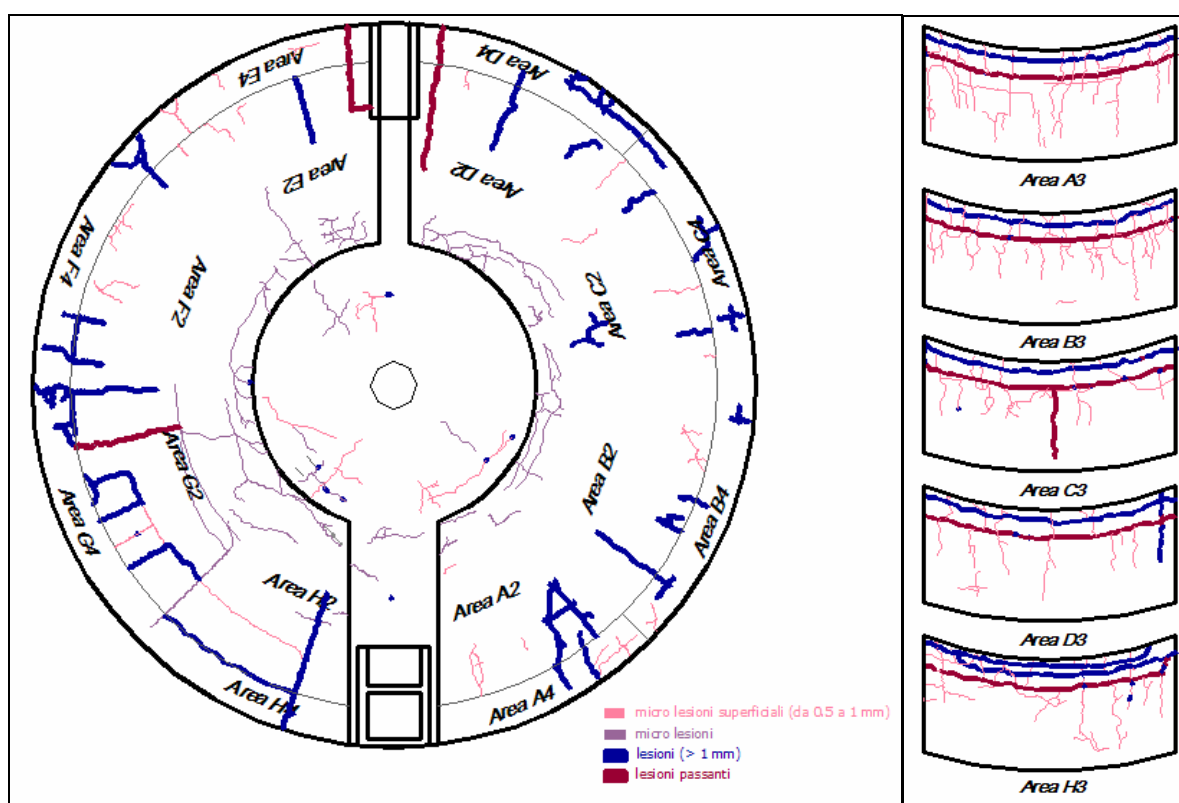


Figura 1a,b – Mappatura delle lesioni esterne del digestore sulla copertura e lungo le pareti cilindriche laterali.

1. Rimozione selettiva delle parti di calcestruzzo incoerenti, deteriorate o a scarsa resistenza meccanica, all'interno ed all'esterno del serbatoio mediante idroscarifica controllata a 2400 atm; il trattamento è stato esteso in profondità in modo da rimuovere tutto il cls contaminato dai cloruri, andando spesso oltre le barre di armatura sulla base di quanto emerso dal profilo di cloruri; è stato spesso rilevato infatti un contenuto critico di cloruri a livello delle armature;

2. sabbiatura delle barre di armatura a vista al grado SA2½ per la rimozione dei prodotti di corrosione e protezione delle stesse mediante prodotto a base di resina epossidica avente duplice funzione di proteggere dalla corrosione e di favorire il ponte adesivo;

3. Ripristino della continuità strutturale dei digestori mediante sigillatura delle lesioni passanti e iniezione delle stesse con resina bicomponente di tipo poliuretano a bassa viscosità e permanentemente elastica iniettata attraverso ugelli inseriti nel calcestruzzo a 45° con passo pari a metà spessore della piastra e sfalsati.

4. Riparazione di tutte le cavità derivanti dall'idrodemolizione e degli spigoli con malta cementizia monocomponente modificata con polimeri (Polymer Cement Compound PCC) che è stata applicata in uno o più strati in funzione dello spessore da riparare;

5. Ripristino del copriferro con malta SPCC (Sprayed Polymer Cement Compound) in spessore di 4 cm;

6. Applicazione, nella parte interna del digestore, di una protezione superficiale impermeabile e chimico resistente applicata in quattro strati successivi per formare un ciclo protettivo; un primo strato costituito da una resina epossidica additivata con cemento ed aggregati minerali fini avente lo

scopo di chiudere le porosità residue della malta SPCC, un secondo strato costituito da un promotore di adesione a base di resina epossidica. Un terzo strato costituito da una resina epossidica modificata chimicamente resistente in grado di assorbire eventuali lesioni capillari del sottofondo ed infine un ultimo strato dello stesso prodotto;

7. Protezione della parte superficiale esterna (fuori terra) con una malta cementizia modificata con polimeri flessibile, in grado di assorbire senza danni eventuali lesioni capillari del supporto, di contrastare gli agenti aggressivi e di consentire la diffusione del vapor d'acqua. La protezione è stata poi completata con l'applicazione di una vernice elastica protettiva monocomponente a base acrilica;

8. Introduzione di precompressione esterna supplementare per il controllo dello stato fessurativo della parete verticale cilindrica del serbatoio con cavi a doppia guaina di protezione in polietilene di spessore minimo di 2 mm;

9. Coibentazione delle superfici esterne dei digestori realizzata nella parte interrata con lastre in vetro cellulare espanso e nella parte fuori terra con pannelli in lana di vetro idrorepellente trattata con speciali leganti a base di resine termoindurenti;

10. Rivestimento esterno di copertura tramite lamiera di zinco al titanio prepatinato dello spessore di 0,8 mm;

Tutte le fasi di applicazione dei vari prodotti sono state seguite monitorando opportunamente con prove i vari parametri chimico-fisico-meccanici delle malte e l'adesione dei vari strati al supporto con una campagna di prove di tipo pull-off.

4. ANALISI TENSO-DEFORMATIVA TEORICA

L'analisi del problema verrà effettuata assumendo le condizioni di regime dell'impianto ovvero nell'ipotesi che la struttura sia in equilibrio termico ad una temperatura uniforme di $37\text{ }^{\circ}\text{C}$ (temperatura di digestione dei fanghi) e che il comportamento reologico del calcestruzzo non sia influenzato dalla temperatura di esercizio del serbatoio stesso.

Con queste ipotesi di partenza, lo studio teorico è stato condotto nelle zone indisturbate di emisimmetria della struttura, approfondendo l'analisi tenso-deformativa delle zone diffusive in una fase successiva mediante il codice di calcolo agli elementi finiti STRAUS 7.

Il sistema strutturale, le cui dimensioni geometriche sono riportate in Figura 2a,b, prevede una piastra circolare piana di

copertura connessa ad una piastra tronco-conica sul cui perimetro di base è impostata una trave ad anello che funge da irrigidimento per il collegamento con le pareti cilindriche laterali del serbatoio. Queste ultime sono state supposte incastrate alla base e supportate lateralmente da molle alla winkler per simulare l'effetto del terreno (Fig.3).

Generalmente il calcolo delle piastre curve in serie viene condotto mediante l'uso dei coefficienti elastici di bordo che consente di determinare le sollecitazioni massime ai bordi o in un parallelo intermedio nell'ipotesi che gli effetti di "disturbo" dei bordi stessi tipici di queste strutture si smorzino a breve distanza da essi; tuttavia, per una serie di ragioni che verranno ora esposte, nel caso in esame si è proceduto per un'altra via.

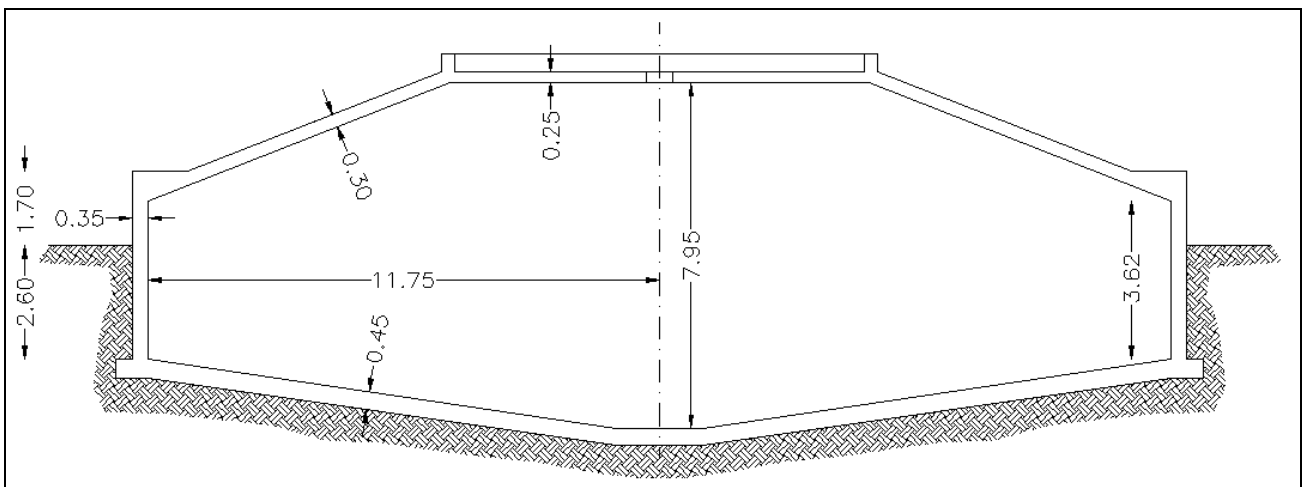


Figura 2b – Particolare della sezione quotata del digestore

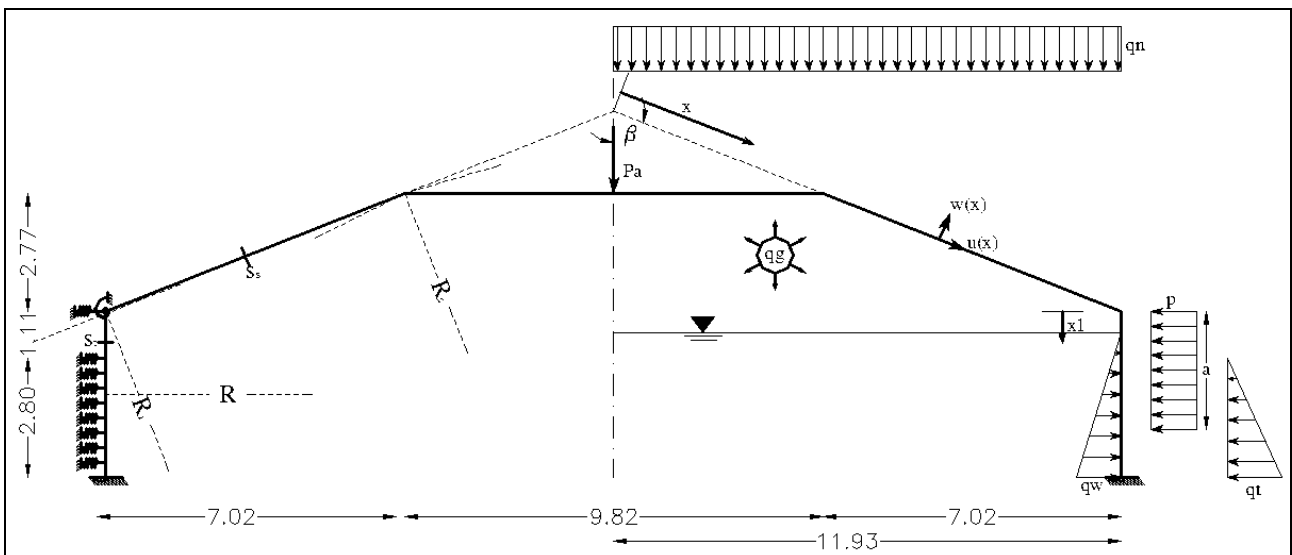


Figura 3 – Schema statico adottato per l'analisi teorica del digestore.

4.1 Il complesso Piastra Circolare di Copertura-Piastra Troncoconica-Piastra Cilindrica di Parete

La difficoltà dello studio è legata principalmente al fatto che gli elementi che compongono la struttura sono sostanzialmente delle piastre a doppia e semplice curvatura in cui gli effetti di bordo tipici di queste strutture non si smorzano presto dal bordo stesso. La lunghezza d'onda della piastra cilindrica con i dati assunti risulta essere infatti

$$\lambda = 2\pi \cdot \frac{\sqrt{R \cdot s_c}}{\sqrt[4]{3 \cdot (1 - \nu^2)}} = 9.85m$$

ben superiore alla lunghezza del cilindro (3.6 m) che perciò può essere trattato solo con la teoria dei tubi molto corti. Lo stesso dicasi per la parte troncoconica che presenta delle lunghezze d'onda pari a:

$$\lambda_i = 2\pi \cdot \frac{\sqrt{R_s \cdot s_t}}{\sqrt[4]{3 \cdot (1 - \nu^2)}} = 15.58m$$

$$\lambda_s = 2\pi \cdot \frac{\sqrt{R_i \cdot s_t}}{\sqrt[4]{3 \cdot (1 - \nu^2)}} = 9.70m$$

rispettivamente al bordo inferiore e superiore anch'esse di molto superiori alla lunghezza della generatrice della superficie in esame (7.5 m). In sostanza questo significa che il "disturbo" prodotto da azioni o coppie distribuite ad un bordo non si smorza rapidamente ma si propaga ed influisce anche sul comportamento dell'altro bordo; sostanzialmente ciò si traduce in un'alterazione del regime di membrana che genera distribuzione di azioni flettenti e taglianti non più trascurabili. Questo fatto importantissimo, nel caso della piastra troncoconica in esame costituisce l'impossibilità di adottare soluzioni semplici mediante coefficienti elastici di bordo o soluzioni approssimate come quella di Geckeler.

Pertanto lo studio della struttura è stato effettuato mediante una trattazione rigorosa facendo uso delle equazioni differenziali che descrivono i gusci a doppia e semplice curvatura.

Per brevità di trattazione si riportano di seguito solo i passaggi fondamentali della trattazione che riguarda le piastre coniche rimandando per i dettagli all'opera di E. Orabona [1] e a quelle degli altri autori richiamati in bibliografia.

Con riferimento alla Figura 3 la piastra conica è governata dalle cosiddette equazioni fondamentali derivanti dalle condizioni differenziali di equilibrio delle piastre a doppia curvatura le quali vengono espresse nella seguente forma:

$$\begin{cases} \ell(\vartheta) + \frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot s_t^3} V \cot \beta = 0 \\ E \cdot s_t^3 \cdot \vartheta \cdot \cot \beta - \ell(V) = \Phi_1(x) \end{cases} \quad (2)$$

dove $\ell(\dots) = x \cdot \frac{d^2(\dots)}{dx^2} + \frac{d(\dots)}{dx} - \frac{(\dots)}{x}$ è l'operatore differenziale

di Meissner [2], $V = T \cdot x \cdot tg\beta$ è la prima incognita del problema (essendo T il taglio lungo il meridiano),

$\vartheta = \frac{dw}{dx}$ l'incognita ausiliaria e $\Phi_1(x)$ una funzione nota di x .

Nello studio delle piastre coniche, inoltre, giova assumere per comodità l'ascissa corrente x a partire dal vertice del cono così

come riportato in Figura 3. La soluzione del sistema (2) si ottiene aggiungendo a una soluzione particolare la soluzione generale del problema reso omogeneo; quest'ultima richiede calcoli lunghi e laboriosi nel caso in esame ed è data in forma di funzioni ipergeometriche dal Meissner. Tuttavia con gli spessori in esame la lentezza della convergenza di queste ultime suggerisce l'adozione della soluzione proposta dal Blümenthal [3] con la quale dopo alcune sostituzioni di variabile al sistema (2) reso omogeneo si ottengono le componenti di spostamento del generico punto delle superficie, rispettivamente in direzione normale al piano medio del cono e in direzione tangente al meridiano, nella seguente forma:

$$\begin{aligned} w &= \frac{tg\beta}{E \cdot s_t} \left(A_1 \int I_2 d\chi - A_2 \int I_1 d\chi + A_3 \int I_4 d\chi - A_4 \int I_3 d\chi \right) + c \\ u &= \frac{N_2}{E \cdot s_t} x + \frac{1}{E \cdot s_t} \left(A_1 \int I_2 d\chi - A_2 \int I_1 d\chi + A_3 \int I_4 d\chi - A_4 \int I_3 d\chi \right) + c \cot \beta \end{aligned} \quad (3)$$

Nelle (3), A_1, A_2, A_3, A_4 , sono le costanti da determinare con le condizioni al contorno del problema e c è la costante di integrazione. Per il significato dei restanti termini si rimanda per questioni di spazio alla già citata opera di Orabona. Va detto che a tale soluzione va aggiunta la soluzione particolare che dipende dai carichi agenti sulla struttura, ma che è facilmente determinabile differendo di pochissimo dalla soluzione di membrana.

La soluzione della lastra cilindrica (integrale generale dell'omogenea associata più integrale particolare) è invece data nella seguente forma:

$$\begin{aligned} w(x_1) &= C_1 \cdot e^{\alpha x_1} \cdot \sin(\alpha x_1) + C_2 \cdot e^{\alpha x_1} \cdot \cos(\alpha x_1) \\ &+ C_3 \cdot e^{-\alpha x_1} \cdot \sin(\alpha x_1) + C_4 \cdot e^{-\alpha x_1} \cdot \cos(\alpha x_1) + \frac{c \cdot x_1^n}{4\alpha^4 \cdot B} \end{aligned} \quad (4)$$

dove C_1, C_2, C_3, C_4 sono le costanti da determinare con le condizioni al contorno e le condizioni di saldatura, $\alpha = \sqrt[4]{\frac{\beta_0}{4B}}$

$\beta_0 = \frac{E \cdot s_c}{R^2}$, $B = \frac{E \cdot s_c^3}{12(1 - \nu^2)}$ è la rigidezza a flessione della

piastra e $c \cdot x^n$ è la legge di variazione della pressione (carichi distribuiti) lungo il cilindro.

Assumendo come parametro il carico distribuito p che è l'effetto equivalente della precompressione si perviene, impostate le opportune condizioni al contorno e di saldatura tra i vari elementi che compongono la struttura e prefissata una data quota del pelo libero del liquido, ad una relazione del tipo

$$\begin{aligned} w(x_1, p, a) &= C_1(p, a) \cdot e^{\alpha x_1} \cdot \sin(\alpha x_1) + C_2(p, a) \cdot e^{\alpha x_1} \cdot \cos(\alpha x_1) \\ &+ C_3(p, a) \cdot e^{-\alpha x_1} \cdot \sin(\alpha x_1) + C_4(p, a) \cdot e^{-\alpha x_1} \cdot \cos(\alpha x_1) + \frac{c \cdot x_1^n}{4\alpha^4 \cdot B} \end{aligned}$$

in cui compare l'ulteriore parametro a che rappresenta l'altezza di distribuzione dei cavi di precompressione sulla superficie cilindrica. E' così possibile studiare l'influenza della precompressione e della sua distribuzione nei riguardi di tutte le caratteristiche di sollecitazione determinando il valore che minimizza le trazioni anulari in grado di fessurare la sezione in calcestruzzo armato bilanciandola con gli inevitabili stati di trazione al piede che si vengono a creare.

Questo è un aspetto fondamentale dell'intervento di recupero che ha dovuto ovviare ad una palese carenza in fase di progettazione che ha comportato un quadro fessurativo eccessivo per le condizioni di funzionamento del digestore in prossimità dell'innesto della copertura troncoconica con la parete cilindrica (Fig 1a,b).

Nell'impostare il sistema risolvete si è tenuto anche conto degli effetti della trave ad anello introducendoli con una modellazione che prevede delle molle traslazionali e rotazionali le cui rigidità sono facilmente calcolabili a partire dalle loro dimensioni geometriche.

L'analisi condotta in tale modo ha individuato un intervento di ripristino mediante l'adozione di 16 paia di cavi da 15,7 mm ($A=150 \text{ mm}^2$) raggruppati a gruppi di 4 e uniformemente distribuiti sull'altezza $a=2,60 \text{ m}$ misurata a partire da 1 m dal piede. La tensione di tiro in esercizio di ogni singolo cavo è di 186 kN. Le caratteristiche tecniche dell'acciaio per la precompressione sono di seguito riportate:

Acciaio tipo St 1570/1770 SUSPA-Monolitzen

Cavi scorrevoli in trefoli da 15.7 mm ($A = 150 \text{ mm}^2$)

$$f_{ptk} = 1770 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p1k} = 1570 \text{ N/mm}^2$$

5. ANALISI F.E.M.

L'analisi della struttura è stata affinata e verificata in una seconda fase mediante un modello ad elementi finiti predisposto mediante il software di analisi Straus 7 composto interamente da elementi di tipo *brick* (Fig.4).

E' stato così possibile, una volta verificata la modellazione teorica di cui in precedenza, analizzare anche zone oggetto di fenomeni locali difficili da quantizzare in fase teorica; a tal proposito, una volta introdotti i dati sulle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati in opera, si è prestata particolare attenzione alla *meshatura* del modello infittendo opportunamente le zone sede di discontinuità geometriche accentuate quali ad esempio quelle oggetto di nuove aperture

che si è reso necessario realizzare per i nuovi impianti di estrazione del biogas o le zone di accesso all'interno della struttura quali il pozzetto di accesso e quello di scolmatura di troppo pieno (si è visto che queste ultime zone non alterano, se non per brevissimi tratti, il regime tensionale di emisimmetria del serbatoio).

Le ipotesi di vincolo adottate per il modello FEM considerano un incastro alla base della parete laterale e l'effetto del terreno laterale di costipamento mediante l'utilizzo di elementi *link only compression*. L'ipotesi di vincolo di incastro è certamente la più attinente alla realtà anche in considerazione del fatto che il terreno presente al di sotto del serbatoio è ormai consolidato e non si attendono cedimenti differenziali tra la struttura e il terreno stesso.

I carichi che sono stati adottati nel modello sono:

1. Pesi propri delle piastre strutturali;
2. Carichi permanenti portati; comprendono principalmente:

peso complessivo della lamiera zincata + strati di isolante

$$P_{li} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

peso dell'agitatore dei fanghi :

$$P_a = 8,85 \text{ kN}$$

3. Spinta idrostatica dei fanghi interni;

$$\gamma_f = 11,00 \text{ kN/m}^3$$

Nel considerare questo carico sono state adottati diversi livelli di pelo libero in relazione alle verifiche di fessurazione e al tipo di combinazione di verifica adottata per esse. Sono stati adottati tre diversi livelli di colmo:

- livello di pelo libero a 5,30 m per la combinazione di azioni frequente;
- livello di pelo libero a 6,15 m per la combinazione di azioni rara;

Il livello del liquido viene misurato a partire dal fondo del serbatoio.

4. In tutte le combinazioni di carico in cui è messa in conto la presenza dei fanghi è stata altresì considerata la

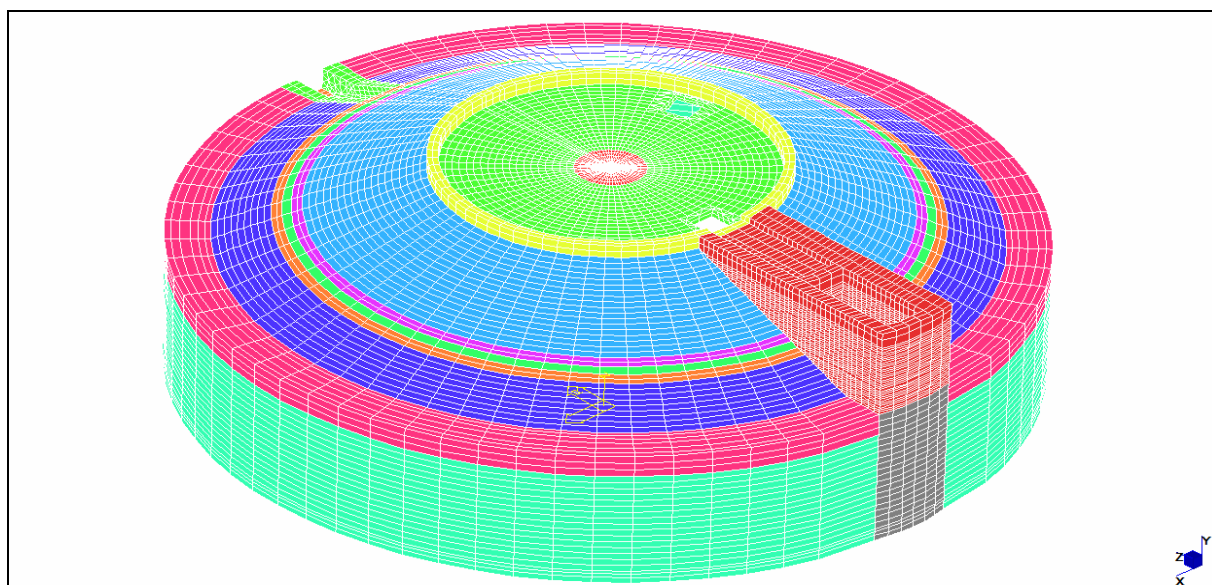


Figura 4 – Vista assometrica del modello ad elementi finiti adottato.

pressione dei gas provenienti dalla digestione dei fanghi;
 $q_g = 2,60 \text{ mbar}$

5. Carico da neve: in accordo con quanto previsto dalle norme è stato adottato un carico da neve pari a
 $q_n = 0,60 \text{ kN/m}^2$

6. Spinta del terreno: in relazione alla natura del terreno di riporto che verrà impiegato per il ricoprimento del digestore, a operazioni di ripristino concluse, si è adottato un peso specifico dello stesso pari a: $\gamma_t = 17,65 \text{ kN/m}^3$

7. Carico equivalente indotto dalla precompressione mediante cavi esterni; il sistema di precompressione applicato prevede 16 cavi tesati ad una sollecitazione di 186 kN l'uno. Il tiro totale risulta pertanto:

$$P = 186 \text{ kN} \cdot 16 = 303,47 \text{ t}$$

Ripartendo tale valore per la fascia di distribuzione dei cavi e dividendo ulteriormente per il raggio del serbatoio si ottiene la componente di confinamento che tali cavi esercitano sulla struttura.

Quest'ultimo carico, nel modello adottato, è stato esaminato attentamente poichè, come visto in fase teorica, la distribuzione dei cavi lungo l'altezza delle pareti gioca un ruolo fondamentale ai fini della valutazione delle azioni che esso induce sul serbatoio. Infatti, mentre da una parte esso deve confinare maggiormente le trazioni anulari del liquido e dei gas interni, dall'altra non deve generare elevate tensioni di trazione nella sezione al piede della struttura in direzione del meridiano della parete cilindrica.

6. RISULTATI DELL'ANALISI TENSO-DEFORMATIVA DELLA STRUTTURA

L'analisi è stata condotta esaminando, ai fini delle verifiche di fessurazione, le seguenti combinazioni di carico:

1. peso proprio + permanenti portati + precompressione esterna (C1);

2. peso proprio + permanenti portati + precompressione esterna + spinta delle terre (C2);

3. peso proprio + permanenti portati + precompressione esterna + spinta delle terre + spinta del fango per un pelo libero di 5,30 m + pressione interna del biogas (C3);

4. peso proprio + permanenti portati + precompressione esterna + spinta delle terre + spinta del fango per un pelo libero di 6,15 m + pressione interna del biogas + carico da neve (C4);

Sono state altresì condotte le dovute combinazioni di carico per le verifiche di resistenza di tutti gli elementi della struttura, anche se va subito detto che, come precedentemente affermato, risultano certamente più restrittive le prescrizioni di verifica in esercizio riguardanti la fessurazione. Lo stato di apertura delle fessure, se non adeguatamente controllato, per tali tipi di strutture, può infatti coincidere con il limite di inutilizzabilità della stessa.

La combinazione di carico C3 è la frequente, mentre le combinazioni C1, C2, C4 sono le combinazioni di carico di tipo raro. Più specificatamente la condizione di carico C1 è legata ad una probabilità di raggiungimento, nell'arco della vita della struttura stessa, di una sola volta essendo la condizione di carico legata alla precompressione in fase di recupero del digestore, la combinazione C2 è legata invece

allo svuotamento del serbatoio in esercizio, mentre la C4 è una possibile combinazione di carico raro in esercizio.

La comparazione della modellazione teorica con quella ad elementi finiti ha sostanzialmente mostrato, nelle zone distanti dalle discontinuità geometriche, una pressochè uniformità di risultati.

Le zone più critiche ai fini delle verifiche di fessurazione sono state, come era atteso, la sezione al piede della piastra cilindrica (sez. 1), la sezione a circa mezza altezza del cilindro (sez. 2, lembo interno) nonché le sezioni della piastra circolare di copertura in prossimità del bordo in comune con la volta tronco-conica (sez. 3) e in mezzeria (sez. 4).

Da un punto di vista delle combinazioni di carico, le situazioni di serbatoio vuoto così come quella di applicazione in fase di recupero della post-tensione, risultano discriminanti ai fini di una buona riuscita dell'intervento; infatti, in tale situazione, l'azione combinata della precompressione e della spinta del terreno circostante (C2) determinano uno stato di trazione al lembo esterno della sezione al piede al lembo interno della sezione a mezza altezza del cilindro che deve essere attentamente valutato in fase progettuale.

L'intervento di precompressione adottato ha però consentito di eliminare le sollecitazioni di trazione anulari nella parete cilindrica che nel quadro fessurativo rilevato in fase di ispezione avrebbero determinato una situazione inaccettabile dal punto di vista funzionale del digestore.

Nella combinazione di carico C4, si è infatti rilevato che gli anelli sono mediamente sollecitati, in direzione circonferenziale, da una tensione di compressione residua che oscilla tra $-7,5 \text{ kg/cm}^2$ nei bordi e $-10,5 \text{ kg/cm}^2$ nell'anello centrale.

Un altro fenomeno, che può essere attribuito sicuramente ad un errore progettuale, e che è stato limitato con l'intervento descritto riguarda le forti azioni di trazione nella direzione della generatrice cilindrica che si venivano a ingenerare in prossimità dell'innesto della parete cilindrica con la trave ad anello. In quest'ottica, la modellazione teorica descritta precedentemente, costituisce un buon (anche se piuttosto oneroso) metodo per ottenere un buon bilanciamento dello stato di coazione da introdurre consentendo di controllare, al variare dei parametri più importanti, gli effetti statici che si producono.

Di seguito, in Tabella 1, viene proposto un quadro sintetico dei risultati delle verifiche di fessurazione.

Tabella 1-Quadro riassuntivo delle verifiche di fessurazione.

COMBINAZIONE		Stato Limite di Apertura fessure	
		RARA $\leq w_2=0,2 \text{ mm}$	FREQUENTE $\leq w_1=0,1 \text{ mm}$
C1	Sez. 1	0,037mm	
	Sez. 3	0,028mm	
	Sez. 4	0,030mm	
C2	Sez. 1	0,042mm	
	Sez. 2	0,028mm	
	Sez. 4	0,030mm	
C4	Sez. 1	0,041mm	
	Sez. 3	0,029mm	
	Sez. 4	0,031mm	
C3	Sez. 1		0,044mm
	Sez. 2		0,022mm
	Sez. 3		0,028mm
	Sez. 4		0,030mm

Le zone oggetto di fenomeni diffusivi (D-regions) sono state invece indagate con l'ausilio del software.

L'importanza di queste zone spesso risulta cruciale in quanto il loro dimensionamento, che in passato è stato effettuato con regole di progettazione di tipo empirico o molto approssimate, spesso determina zone ad alta probabilità di nascita di fessurazioni. A tal proposito la zona più critica è risultata essere quella posta poco al di sotto del pozzetto di scolmatura di troppo pieno in prossimità del congiungimento di quest'ultimo con le pareti verticali; un'indagine sul coefficiente di sicurezza σ_{fe} da adottare in fase di progettazione ha sostanzialmente confermato i risultati già trovati in [4].

Le verifiche statiche di resistenza hanno dato tutte esito positivo.

6. CONCLUSIONI

Si intende mettere in evidenza come talvolta un accurato studio della struttura accompagnato da una opportuna scelta dei materiali e delle metodologie di recupero possano contribuire, nell'ottica del raggiungimento o del prolungamento della vita di servizio della struttura, ad una buona riuscita di un intervento di ripristino e, nel caso, anche di adeguamento funzionale senza dover ricorrere necessariamente ad intervento di demolizione e di ricostruzione totale della struttura stessa.

Per dimostrare ciò si può ricorrere ad un'analisi dei prezzi di mercato correnti di materiali e manodopera con riferimento alla realtà locale (contesto) a cui si riferisce il presente studio.

Il costo di totale ricostruzione del digestore, escludendo gli adeguamenti inevitabilmente necessari, si può facilmente stimare in circa € 645570. Questo costo, necessario per il solo raggiungimento del precedente livello di servizio che come detto non può essere considerato soddisfacente, può essere confrontato con il costo degli interventi di solo ripristino che si aggirano intorno ai € 473750. E' facile osservare che, a fronte di un costo degli interventi inferiore del 26,5% a quello di sola ricostruzione, si riesca tuttavia a raggiungere il livello di servizio auspicato garantendo sicuramente una vita di servizio dell'opera di almeno 50 anni.

Il costo degli interventi di adeguamento si aggira invece intorno ai € 191000 ed è sostanzialmente un costo fisso essendo lo stesso sia nel caso in cui l'adeguamento venga

effettuato nell'ambito di lavori di ricostruzione totale del digestore che nel caso dei lavori in esame a fronte di un esistente.

BIBLIOGRAFIA

- [1] ORABONA E. – 1929, “Calcolo delle Piastre a Doppia Curvatura, Laterza Editore, Bari, pagg 149.
- [2] MEISSNER E. – 1913, “Das Elastizitätsproblem für dünne Schalen ecc.”, *Zs. für Mathematik und Physik Bd. 14*, pagg. 343.
- [3] BLÜMENTHAL O. – 1914, “Ueber Die Asymptotische Integration Von Differentialgleichungen Mit Anwendung Auf Die Berechnung Von Spannungen In Kugelschalen”, *Zs. für Mathematik und Physik Bd. 62*, pagg. 343.
- [4] GAMBERINI G.P., RUGGIERI F., BADAS A. M. – 2002, “Metodologia di Ripristino Strutturale e Funzionale per Digestori di Depurazione Ammalorati in C.A. il cui Stato di Esercizio sia Stato Compromesso da Fenomeni di Deterioramento e Fessurativi”, *Giornate AICAP 2002*, Patron Editore, Bologna, pagg. 625.
- [5] CESTELLI - GUIDI C. – 1970, “Cemento Armato Precompresso”, Hoepli, Milano, pagg. 801.
- [6] ANTONINI T. – 1973, “Cemento Armato Precompresso”, Tamburini Editore, Milano, pagg. 606.
- [7] THONIER H. – 1985, “Le Beton Precontraint aux Etats - Limites”, Presses de l'ecole nationale des Ponts et chausseés, Paris, pagg. 557.
- [8] NAAMAN A., BREEN J. – 1990, “External Prestressing in Bridges, Computer evaluation of the effect of prestressing on a shell structure”, *ACI-SP120*, Detroit, pagg.458.
- [9] BELLUZZI O. – 1960, “Scienza delle Costruzioni” Vol.3, Zanichelli Editore, Bologna, pagg.760.
- [10] BERTOLINI L. – 2006, “Materiali da Costruzione” Vol.1 e 2, Città Studi Editore, Torino.
- [11] PEDEFERRI P., BERTOLINI L. – 2000, “La Durabilità del Calcestruzzo Armato”, Mc Graw-Hill Editore, Milano.
- [12] SAETTA A.V., SCHREFLER B.A., VITALIANI R.V.– 1992, “Analisi dei Fenomeni di Diffusione di Sostanze Aggressive all'Interno delle Strutture di Calcestruzzo Armato”, *Studi e Ricerche n° 13*, pagg. 506.

L'UTILIZZO DEL CALCESTRUZZO AUTOCOMPATTANTE NELLE RIPARAZIONI

Luca Giordano¹, Giuseppe Mancini²

¹ Ricercatore, Politecnico di Torino

² Professore Ordinario di Tecnica delle Costruzioni, Politecnico di Torino

SOMMARIO

Il tema della riparazione delle strutture in cemento armato in cui il livello di degrado non è più compatibile con i requisiti prestazionali per cui l'opera è stata progettata, appare da alcuni anni centrale nell'ambito dell'ingegneria strutturale. Il problema ha sia risvolti tecnologici, legati alla individuazione dei materiali più idonei da utilizzare nelle riparazioni, sia teorici, a causa delle difficoltà legate alla valutazione dell'efficacia dell'intervento di ripristino, che sperimentali.

In questo contesto, soprattutto quando la riparazione interessa la ricostruzione degli strati corticali della struttura, in genere con aggiunta di nuovi layers di armatura, il calcestruzzo autocompattante offre interessanti prospettive grazie alle sue caratteristiche intrinseche, alla semplicità di applicazione e alla economicità dell'intervento soprattutto in paragone all'utilizzo di altri materiali.

Nel seguito verranno brevemente riassunte le principali cause del degrado delle strutture e le modalità di riparazione utilizzate. Verranno poi discussi i risultati di una indagine sperimentale eseguita su pile da ponte riparate con il calcestruzzo autocompattante, avente lo scopo di investigare l'efficacia dell'accoppiamento fra il nuovo calcestruzzo e quello pre-esistente. Infine saranno illustrate le analisi numeriche da eseguire in fase di progetto al fine di controllare sia la capacità portante che il comportamento in condizione di esercizio delle pile riparate

SUMMARY

The repair of concrete structures showing a deterioration level incompatible with design requirements is today a very discussed subject. This problem implies, at the same, technological and modeling difficulties due to the compositions of material to be used and the theoretical evaluation of repair efficiency, consideration taken to the execution difficulties.

In such field, when the repair interests essentially thin layers of concrete and addition of reinforcement, the self compacting concrete (SCC) plays an important role due to its reliability and cost reducing possibilities.

In the following the result of an experimental investigation on bridge piers repaired with SCC will be discussed; the numerical analysis necessary to evaluate the effect of repair at serviceability limit state and ultimate limit state will be presented too.

1. INTRODUZIONE

Da molti anni il tema del degrado delle strutture in cemento armato occupa un ruolo centrale nell'ambito della ricerca, sia sperimentale che numerica. È infatti noto [1] che, se il calcestruzzo ha dato prova di resistere nel tempo all'aggressione ambientale (almeno in assenza di cause particolari quali la presenza di acidi, solfati, aggregati reattivi, ecc), la presenza di armature nel conglomerato cementizio può portare ad una forte diminuzione della durata di vita attesa delle strutture.

Come indicato in [2], [3] e [4], la velocità di aggressione delle strutture può subire una notevole accelerazione nel caso di una non corretta progettazione e/o di una inadeguata messa in opera del calcestruzzo.

Per quanto riguarda la progettazione possiamo

elenicare:

- errato concettuale design iniziale della struttura: scelta dello schema statico e delle condizioni di vincolo, raccolta ed allontanamento delle acque, ecc;
- esasperato ricorso alla prefabbricazione con scarsa cura nella progettazione dei getti di collegamento fra i vari elementi strutturali
- non adeguata presa in conto degli effetti di ritiro e della viscosità;

Le cause più comuni di una non adeguata messa in opera sono invece:

- errato mix design del calcestruzzo;
- inadeguata costipazione del calcestruzzo al momento del getto;
- curing incompleto o assente;

- copriferro effettivo inferiore rispetto a quello nominale previsto in progetto;
- scarsa cura nella realizzazione dei particolari costruttivi.

Pur essendo molteplici le cause di aggressione (vedi ancora [1]), il degrado della maggior parte delle strutture è essenzialmente dovuto a due fattori:

1. diminuzione dell'alcalinità del calcestruzzo a causa dell'anidride carbonica presente nell'atmosfera (carbonatazione, Figura 1);
2. presenza di cloruri nell'ambiente in cui si trova la struttura (Figura 2).



Figura 1 – Corrosione da carbonatazione



Figura 2 – Corrosione per attacco di cloruri

In entrambi i casi, la corrosione ha luogo solo se in corrispondenza della superficie delle armature sono presenti acqua e ossigeno.

Pur essendo diverso il tipo di attacco che queste due cause comportano (la carbonatazione porta a corrosione diffusa delle armature, mentre la presenza di cloruri induce, per concentrazioni di cloruri relativamente modeste, un attacco localizzato), appare chiaro che il degrado delle strutture in cemento armato interessa dapprima gli strati corticali di calcestruzzo, e cioè quelli a diretto contatto con gli elementi aggressivi, per poi diffondersi verso strati più profondi, con velocità che risulta funzione della concentrazione degli agenti aggressivi, della permeabilità del materiale, delle condizioni al contorno, ecc.

2. MODALITÀ OPERATIVE PER IL RIPRISTINO

Qualora il degrado dell'opera interessi esclusivamente gli strati corticali di calcestruzzo, la sequenza delle operazioni generalmente seguita negli interventi di ripristino ed eventuale rinforzo può essere riassunta nei seguenti punti:

1. rimozione degli strati di calcestruzzo degradato, dello spessore in genere di pochi centimetri, tramite idrodemolizione ad alta pressione (da 600 a 1500 bar) e grande portata (fino a 250 l/min);
2. rimozione dell'armatura più esterna, e cioè inclusa nello strato idrodemolito, che risulta solitamente corrosa, e che peraltro, durante le operazioni di ripristino non è aderente al calcestruzzo e quindi non è collaborante ai fini della resistenza;
3. posizionamento delle nuove armature in sostituzione e/o integrazione di quelle corrose;
4. esecuzione dei fori necessari all'ancoraggio dell'armatura di collegamento fra il vecchio calcestruzzo ed il nuovo calcestruzzo in numero tale da assicurare un comportamento monolitico del complesso a riparazione avvenuta;
5. posizionamento dell'armatura di collegamento e successiva sigillatura delle armature di cucitura;
6. ricostruzione dello strato di calcestruzzo idrodemolito, nonché eventuale successiva impregnazione con prodotti protettivi.

Va sottolineato che la fase relativa al punto 2 può essere la più gravosa per la valutazione della sicurezza della struttura, soprattutto se gli interventi di ripristino sono effettuati in presenza del traffico veicolare.

Il nuovo strato di calcestruzzo sarà caratterizzato da spessori limitati, in genere inferiori a 10 cm, con presenza di gabbie di armatura tridimensionali. Inoltre dovrà presentare elevata impermeabilità all'acqua ed ai gas aggressivi, elevata alcalinità ed ottima adesione al metallo. Infine, soprattutto se pompato ad altezze elevate, come nel caso di interventi su pile di grande altezza, dovrà manifestare una bassa tendenza alla segregazione.

La soluzione abitualmente utilizzata per la ricostruzione del copriferro, consiste nell'applicazione a spruzzo di malte tissotropiche a ritiro compensato che eliminano il problema della segregazione e rispondono agli altri requisiti richiesti; tale modalità operativa comporta il posizionamento di una rete aggiuntiva di armatura necessaria per "l'aggrappo" della malta, nonché l'eventuale rifinitura finale della superficie con spatola.

Una via alternativa è rappresentata dall'utilizzo del calcestruzzo autocompattante: l'elevata fluidità lo rende ideale al getto di spessori di calcestruzzo di modeste entità, anche in presenza di più layers di armature; il quasi totale grado di compattazione gli conferisce una elevata impermeabilità all'acqua ed ai gas aggressivi; l'aderenza alle armature risulta superiore rispetto a quella dei calcestruzzi tradizionali; infine la tendenza alla segregazione risulta ridotta anche in condizioni di getto estreme. Peraltro tale tipologia di intervento risulta

più economica e più veloce rispetto a quella precedentemente illustrata.

In definitiva il calcestruzzo autocompattante si presenta come materiale da costruzione idoneo alla riparazione e/o rinforzo di strutture o elementi strutturali in cui gli strati corticali di calcestruzzo risultino degradati da aggressioni di carattere chimico-fisico-ambientale.

Naturalmente devono essere risolti alcuni problemi, in particolare di interfaccia fra il nuovo ed il vecchio calcestruzzo, come di seguito elencati:

- valutazione dell'efficacia della superficie di contatto fra nuovo e vecchio calcestruzzo nei riguardi dei meccanismi necessari alla mutua trasmissione delle tensioni interne (shear friction);
- valutazione dell'entità delle cuciture in modo che possa essere ipotizzato un comportamento monolitico della struttura, sia in situazione di esercizio che in situazioni di stato limite ultimo;
- individuazione del contributo dell'adesione fra i due calcestruzzi;
- valutazione degli effetti delle differenti proprietà meccaniche (modulo elastico) e reologiche (ritiro e viscosità) del calcestruzzo autocompattante e del vecchio calcestruzzo;
- individuazione di una corretta strategia per la valutazione della sicurezza allo stato limite ultimo.

Solo la definizione di questi aspetti e la loro corretta presa in conto nel progetto possono consentire una valutazione affidabile del comportamento strutturale dell'opera riparata. Nel seguito saranno analizzati in dettaglio questi fenomeni e le loro implicazioni sul comportamento globale della struttura.

3. EFFICACIA DELLA SUPERFICIE DI CONTATTO FRA I DUE GETTI E LORO COLLEGAMENTO

L'efficacia della superficie di interfaccia fra il nuovo getto (calcestruzzo autocompattante) ed il calcestruzzo pre-esistente nei riguardi dell'ingranamento (interlock) può certamente essere considerata positiva grazie all'idrodemolizione che, con pressioni di iniezione dell'ordine di almeno 900 bar, rimuove il calcestruzzo con resistenze inferiori a circa 15÷20 MPa, lasciando esposti gli aggregati, realizzando una superficie caratterizzata da elevata rugosità (Figura 3). Inoltre la massima dimensione dell'aggregato usata per i calcestruzzi autocompattanti per getti di ridotto spessore (14÷16 mm) risulta sicuramente sufficiente a garantire la mobilitazione dell'ingranamento; naturalmente deve essere prevista una adeguata percentuale di armatura di collegamento fra i due getti, in accordo al Model Code 90 (1990).



Figura 3 – Superficie di una pila ad idrodemolizione ultimata

4. ADESIONE FRA IL VECCHIO E IL NUOVO CALCESTRUZZO

Per quanto riguarda la valutazione dell'adesione fra il nuovo calcestruzzo (autocompattante) ed il calcestruzzo pre-esistente, non sono reperibili in bibliografia indicazioni esaurienti. Allo scopo di ottenere una valutazione attendibile di tale parametro è stato predisposto un estensivo programma di prove in situ durante la riparazione delle pile del viadotto Gordana, viadotto di cui si parlerà più nel dettaglio in seguito.

L'adesione è stata valutata attraverso una particolare prova di pull-out organizzata nelle seguenti fasi:

- perforazione, come per l'estrazione di una carota, della superficie della pila, a riparazione ultimata, per una profondità di circa 15 cm, essendo lo strato di autocompattante caratterizzato da uno spessore nominale di 10 cm (Figura 4a);
- incollaggio di una piastra di acciaio alla superficie esterna della carota, in modo da renderne possibile l'estrazione (Figura 4b);
- estrazione della carota, applicando la forza di trazione direttamente sulla piastra di acciaio (Figura 4c), misura della massima forza e registrazione della modalità di rottura.

La particolarità di tale approccio, rispetto alle prove sperimentali realizzate in laboratorio, consiste nella possibilità di prendere in conto tutte le cause di aleatorietà legate alla messa in opera del materiale:

- trasporto del calcestruzzo dallo stabilimento di produzione al cantiere;
- diverse tempistiche di getto;
- condizioni termiche e igrometriche variabili;
- modifiche delle caratteristiche fisiche del calcestruzzo a seguito del pompaggio ad altezze elevate.

Tabella 1a – Risultati delle prove in situ (prima parte)

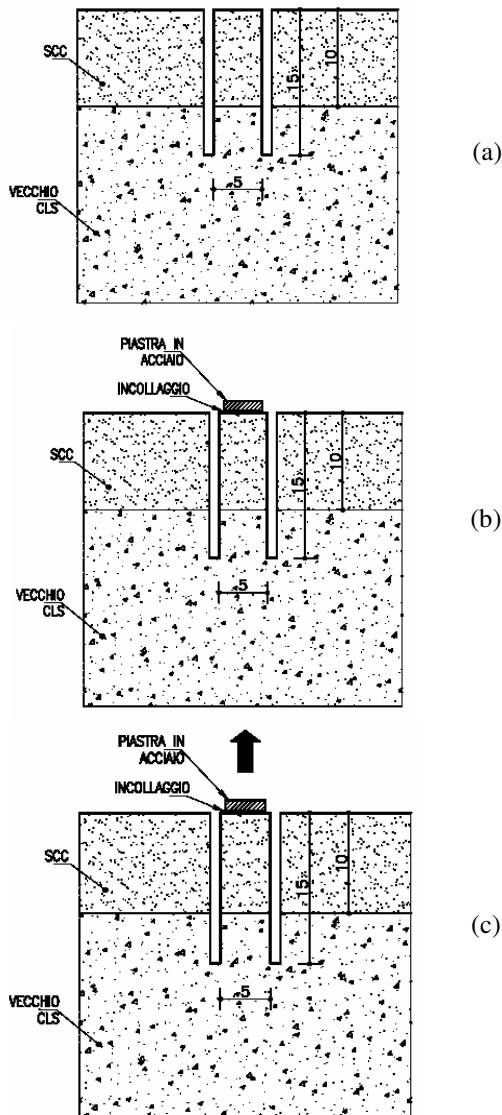


Figura 4 – Prova in situ per la valutazione dell'aderenza

La resistenza caratteristica del vecchio e del nuovo calcestruzzo risultano rispettivamente pari a 20 e 30 MPa; le resistenze di aderenza registrate durante le prove in situ sono riportate in Tabella 1.

Sono state individuate quattro diverse modalità di rottura:

- modalità di rottura A: avvenuta in 44/98 casi, dovuta al distacco della piastra di acciaio dalla superficie del calcestruzzo autocompattante. È caratterizzata da resistenze molto elevate, con valor medio pari a 1.75 MPa e coefficiente di variazione pari a 0.43; naturalmente l'adesione fra i due getti risulterà superiore rispetto ai valori registrati nella prova;
- modalità di rottura B: avvenuta in 21/98 casi, dovuta alla rottura in trazione all'interno del calcestruzzo autocompattante, con valor medio e coefficiente di variazione rispettivamente pari a 1.87 MPa e 0.31;

Posizione	σ [MPa]	Modalità di rottura
Pila 2	2.06	A
Pila 2	0.25	A
Pila 2	0.61	A
Pila 2	2.06	A
Pila 2	0.25	A
Pila 2	0.61	A
Pila 2	2.09	A
Pila 2	2.14	A
Pila 2	2.09	A
Pila 2	2.14	A
Pila 3	2.55	A
Pila 3	2.55	A
Pila 3	2.55	A
Pila 3	0.82	A
Pila 3	0.23	A
Pila 3	2.55	A
Pila 3	1.94	A
Pila 3	2.55	A
Pila 3	2.55	A
Pila 3	1.94	A
Pila 3	0.81	A
Pila 3	0.23	A
Pila 4	1.94	A
Pila 4	2.55	A
Pila 4	1.63	A
Pila 4	2.55	A
Pila 4	2.55	A
Pila 4	2.55	A
Pila 4	2.55	A
Pila 6	2.30	A
Pila 7	1.20	A
Pila 7	1.50	A
Pila 8	1.60	A
Pila 8	1.80	A
Pila 8	1.60	A
Pila 8	1.50	A
Pila 9	1.50	A
Pila 9	2.50	A
Pila 9	2.50	A
Pila 9	2.50	A
Pila 10	1.00	A
Pila 10	2.10	A
Pila 12	1.00	A
Pila 12	1.50	A
Pila 12	1.40	A
Pila 2	2.34	B
Pila 2	2.34	B
Pila 2	2.14	B
Pila 2	1.83	B

- modalità di rottura C: avvenuta in 13/98 casi, dovuta alla rottura in trazione all'interno del vecchio calcestruzzo, caratterizzata da un valor medio pari a 1.57 MPa e da un coefficiente di variazione di 0.34;
- modalità di rottura D: avvenuta in 20/98 casi, dovuta alla rottura in corrispondenza dell'interfaccia fra i due calcestruzzi, con media pari a 1.42 MPa ed una significativa dispersione dei risultati (coefficiente di variazione 0.46).

I valori di resistenza riportati in Tabella 1 possono essere trattati statisticamente; ipotizzando, ad esempio, una distribuzione log-normale si ha:

- funzione densità di probabilità:

$$f_x(x) = \frac{1}{\zeta x \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \lambda}{\zeta} \right)^2 \right] \quad (1)$$

- funzione cumulativa di frequenza

$$F_x(x) = \int_0^x \frac{1}{\zeta t \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(t) - \lambda}{\zeta} \right)^2 \right] dt \quad (2)$$

dove i parametri ζ e λ sono definiti dalle equazioni (3) e (4)

$$\zeta = \sqrt{\ln \left(1 + \frac{\sigma_L^2}{\mu_L^2} \right)}, \quad \lambda = \ln(\mu_L) - \frac{1}{2} \zeta^2 \quad (3), (4)$$

e μ_L e σ_L sono rispettivamente la media e lo scarto quadratico medio.

La rappresentazione grafica delle curve di distribuzione di frequenza dell'adesione per le diverse modalità di rottura è riportata in Figura 5; la figura mette in evidenza una significativa dispersione dei risultati, ma la sequenza dei valori medi delle modalità B/C/D risulta in accordo con i valori previsti, in quanto la resistenza a trazione media del calcestruzzo autocompattante (modalità B) risulta superiore alla resistenza a trazione media del vecchio calcestruzzo (modalità C). Una seconda considerazione è che in 34/54 casi l'adesione risulta minore della resistenza a trazione del nuovo o del vecchio calcestruzzo, come è logico attendersi sulla base delle conoscenze sperimentali di getti omogenei.

In ogni caso, considerando la sola modalità di rottura D (effettiva rottura dell'interfaccia), si ottiene un frattile 0.05 dell'adesione pari a 0.60 MPa, a cui corrisponde un valore di calcolo uguale a 0.40 MPa. Se viceversa si considerano le rotture dei modi A/B/C come rotture incipienti anche nella modalità D, le resistenze caratteristiche e di calcolo risultano rispettivamente pari a 0.74 e 0.49 MPa.

Appare comunque chiaro che la significativa dispersione dei risultati sperimentali in situ suggerisce l'introduzione di armature di cucitura fra autocompattante e vecchio calcestruzzo, anche nel caso in cui le tensioni tangenziali di calcolo risultino inferiori alle rispettive resistenze.

Tabella 1b – Risultati delle prove in situ (seconda parte)

Posizione	σ [MPa]	Modalità di rottura
Pila 2	1.48	B
Pila 2	2.34	B
Pila 2	2.14	B
Pila 2	1.83	B
Pila 2	1.48	B
Pila 2	2.34	B
Pila 5	2.50	B
Pila 5	0.70	B
Pila 5	1.60	B
Pila 6	0.50	B
Pila 7	1.70	B
Pila 8	1.00	B
Pila 8	2.50	B
Pila 10	2.00	B
Pila 10	2.40	B
Pila 10	2.00	B
Pila 12	2.10	B
Pila 5	2.20	C
Pila 5	2.30	C
Pila 5	1.50	C
Pila 6	1.90	C
Pila 6	1.40	C
Pila 6	1.20	C
Pila 6	2.00	C
Pila 8	0.80	C
Pila 8	1.70	C
Pila 8	0.80	C
Pila 8	0.80	C
Pila 10	1.90	C
Pila 10	1.90	C
Pila 3	2.14	D
Pila 3	0.31	D
Pila 3	0.31	D
Pila 4	1.63	D
Pila 4	2.04	D
Pila 5	2.10	D
Pila 5	1.60	D
Pila 6	1.10	D
Pila 6	0.50	D
Pila 6	2.20	D
Pila 6	0.50	D
Pila 6	1.20	D
Pila 6	1.00	D
Pila 8	0.80	D
Pila 10	1.60	D
Pila 12	1.80	D
Pila 12	2.00	D
Pila 12	1.90	D
Pila 12	2.20	D
Pila 12	1.50	D

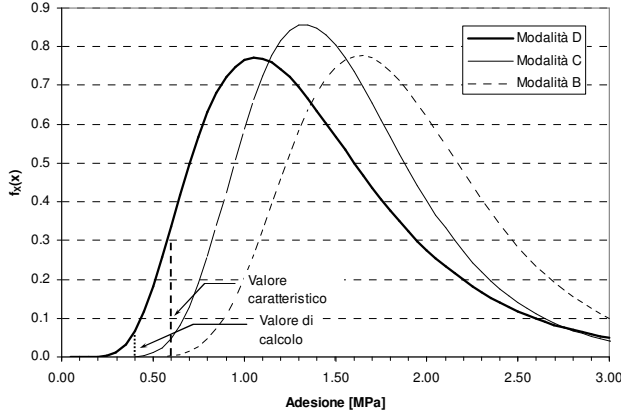


Figura 5 – Rappresentazione grafica delle curve di distribuzione dell'adesione nuovo-vecchio calcestruzzo

Tale considerazione assume maggior importanza in presenza di azioni ripetute; l'utilizzo del calcestruzzo autocompattante per la riparazione in queste particolari situazioni (ad esempio nelle solette dei ponti) necessita di ulteriori studi, per indagare l'influenza della fatica sull'efficacia del collegamento fra i due getti.

5. DIVERSE PROPRIETÀ MECCANICHE E REOLOGICHE

Il problema dell'analisi di strutture eterogenee composte da materiali visco-elastici può essere risolto attraverso l'utilizzo di un approccio algebrizzato, evitando in tal modo la soluzione delle relative equazioni integro-differenziali.

In accordo con [5] nel caso di sezione con doppio asse di simmetria, i parametri λ e μ rappresentanti rispettivamente la deformazione assiale e la curvatura dovute alle azioni normali N e flettenti M , possono essere valutati come:

$$\lambda = \bar{\lambda}_e + \lambda_{e0} \varphi(1 - \chi) \frac{A_c}{A_c^*} \quad (5)$$

$$\mu = \bar{\mu}_e + \mu_{e0} \varphi(1 - \chi) \frac{J_c}{J_c^*} \quad (6)$$

con

$$\bar{\lambda}_e = \left(\lambda_{e0} + \lambda_{es} + \lambda_{ec} \frac{E'_c}{E_c} \right) \frac{E_c A_c^*}{E'_c A_c} \quad (7)$$

$$\bar{\mu}_e = \left(\mu_{e0} + \mu_{es} + \mu_{ec} \frac{E'_c}{E_c} \right) \frac{E_c J_c^*}{E'_c J_c} \quad (8)$$

dove

$\lambda_{e0} = \frac{N}{E_c A_c^*}$ e $\mu_{e0} = -\frac{M}{E_c J_c^*}$ sono i contributi relativi alle azioni esterne applicate,

$\lambda_{ec} = \frac{1}{A_c^*} \int \bar{\varepsilon}_c dA_c$ e $\mu_{ec} = \frac{1}{J_c^*} \int \bar{\varepsilon}_c y dA_c$ sono i contributi relativi alle deformazioni impresse nel calcestruzzo $\bar{\varepsilon}_c$,

$\lambda_{es} = -\frac{E_s/E_c}{A_c^*} \int \bar{\varepsilon}_s dA_s$ e $\mu_{es} = -\frac{E_s/E_c}{J_c^*} \int \bar{\varepsilon}_s y dA_s$ sono i contributi relativi alle deformazioni impresse nell'acciaio $\bar{\varepsilon}_s$,

$A_c^* = \int dA_c + \frac{E_s}{E_c} \int dA_s$, $J_c^* = \int y^2 dA_c + \frac{E_s}{E_c} \int y^2 dA_s$ sono le caratteristiche geometriche omogeneizzate della sezione riferite al modulo elastico effettivo del calcestruzzo E_c ,

$A_c^* = \int dA_c + \frac{E_s}{E'_c} \int dA_s$ e $J_c^* = \int y^2 dA_c + \frac{E_s}{E'_c} \int y^2 dA_s$ sono le caratteristiche geometriche omogeneizzate della sezione riferite al modulo elastico fittizio del calcestruzzo $E'_c = \frac{E_c}{1 + \chi \varphi}$, χ e φ sono rispettivamente

il coefficiente di invecchiamento ed il coefficiente di fluage.

Le tensioni nei materiali (per il calcestruzzo positive in compressione, per l'acciaio positive in trazione) possono essere valutate con le equazioni (9) e (10)

$$\sigma_c = E'_c \left[\lambda + \mu y - \bar{\varepsilon}_c + \frac{\sigma_{c0}}{E_c} \varphi(1 - \chi) \right] \quad (9)$$

$$\sigma_s = E_s (-\lambda - \mu y - \bar{\varepsilon}_s) \quad (10)$$

dove σ_{c0} è la tensione iniziale nel calcestruzzo.

6. VERIFICHE DI RESISTENZA

Per quanto riguarda la valutazione della sicurezza in condizioni di stato limite ultimo si può ipotizzare che le risorse plastiche dei materiali siano in grado di redistribuire le sollecitazioni, per cui l'effetto delle deformazioni impresse può essere considerato trascurabile. In definitiva, una volta assicurata la monoliticità del complesso, le verifiche di resistenza non si discostano rispetto a quelle di una tradizionale sezione in cemento armato, sia pure composta da calcestruzzi di diversa resistenza. Pertanto devono essere prese in conto le diverse leggi costitutive dei due getti, e qualora il problema presenti non linearità rilevanti, come ad esempio nel caso di pile di grande altezza, deve essere utilizzato un safety format idoneo a tenere conto di tutte le cause di aleatorietà.

7. CASO STUDIO: VIADOTTO GORDANA

Il viadotto Gordana, costruito durante gli anni 70 sull'Autostrada Parma-La Spezia, è caratterizzato da pile a sezione scatolare ed un impalcato a travi precomprese di luce variabile da 44.60 m a 58.00 m. Le pile, di altezza massima pari a circa 60 m, sono state costruite con casseri autovaranti e, a causa di un inadeguato mix design, la loro superficie risultava fin da subito molto permeabile e fessurata orizzontalmente.

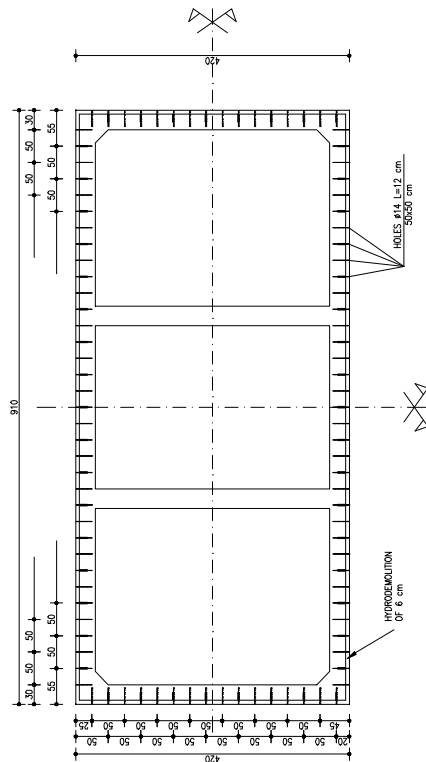


Figura 6a – Idrodemolizione (pianta)

Di conseguenza, sia gli strati superficiali di calcestruzzo che le armature esterne delle pile presentano oggi livelli di degrado avanzati, con conseguente riduzione del livello di sicurezza dell'intera opera. In aggiunta, nel progetto originale non erano stati presi in conto gli effetti del second'ordine, nonostante la snellezza delle pile più alte.

L'importanza strategica dell'Autostrada richiede che l'opera sia mantenuta in servizio durante le operazioni di riparazione (e di rinforzo conseguenti anche all'adeguamento ad una classificazione sismica più severa), durante le fasi di idrodemolizione degli strati di calcestruzzo degradato, operazione che comporta una sostanziale riduzione degli spessori delle pareti e la perdita del contributo dell'armatura più esterna. La sequenza delle operazioni di riparazione e rinforzo può essere riassunta nei seguenti punti (Figura 6a e Figura 6b):

- idrodemolizione superficiale con pressione di circa 800 bar, per una profondità di circa 6 cm su tutta la lunghezza della pila, con conseguente rimozione dell'armatura corrosa;
- aggiunta dell'armatura integrativa necessaria per l'adeguamento sismico;
- esecuzione dei fori nelle pareti delle pile, necessari all'ancoraggio dell'armatura di cucitura fra i due getti;
- getto di uno strato di calcestruzzo autocompattante dello spessore di circa 10 cm su tutto il perimetro della pila (con l'utilizzo di casseri autovaranti e velocità di getto di circa 1.8 metri/giorno).

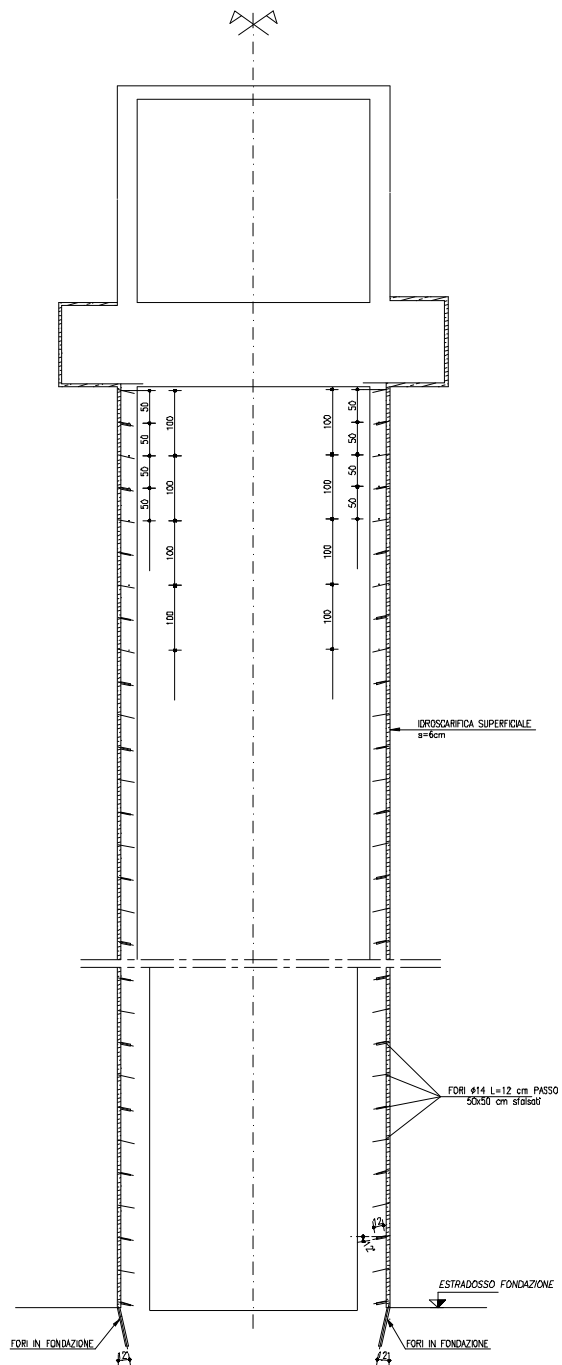


Figura 6b – Idrodemolizione (sezione)

7.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

Alla base della pila l'armatura longitudinale originaria risulta pari a $1\phi 20/25$ cm su tutto il perimetro (interno ed esterno).

Lo sforzo normale alla base della pila nella combinazione quasi permanente delle azioni è pari a 36'065 kN; assumendo un'eccentricità non intenzionale pari a $h/200$ (0.30 m) si avrà inoltre un momento flettente pari a 10'820 kNm. Considerando la sezione trasversale di Figura 6a, e assumendo per il calcestruzzo originario la resistenza dichiarata sugli elaborati

progettuali ($f_{ck} = 20$ MPa), i parametri suggeriti dal Model Code 90 forniscono i seguenti valori per i coefficienti di fluage, di invecchiamento ed di ritiro:

$$\varphi = 3.03 \quad \chi = 0.73 \quad \varepsilon_{sh} = \bar{\varepsilon}_c = 0.31\%$$

Applicando le equazioni da (5) a (8) si valutano i livelli tensionali massimi riportati in Tabella 2, dove i valori riportati nell'ultima colonna sono ancora relativi alle sollecitazioni soprariportate, ma non considerano il contributo dello strato esterno di 6 cm (supposto completamente degradato, e quindi non più collaborante alla resistenza) e dell'armatura in esso contenuta.

Tabella 2 – Tensioni nel calcestruzzo e nelle armature

	Fine costruzione	Pila integra (t = 30 anni)	Pila degradata (t = 30 anni)
$\sigma_{c,min}$ [MPa]	1.84 ^(a)	1.32 ^(a)	1.56 ^(e)
$\sigma_{c,max}$ [MPa]	3.07 ^(b)	2.41 ^(b)	2.84 ^(f)
$\sigma_{s,max}$ [MPa]	-12.28 ^(c)	-100.30 ^(c)	/
$\sigma_{s,min}$ [MPa]	-20.23 ^(d)	-129.54 ^(d)	
^(a) y=-2.10 m, ^(b) y=2.10 m, ^(c) y=-2.05 m, ^(d) y=2.05 m, ^(e) y=-2.04 m, ^(f) y=2.04 m			

L'idrodemolizione, asportando su tutta l'altezza della pila uno strato di 6 cm di spessore, ha come conseguenza il trasferimento delle tensioni presenti in questa zona della struttura e nell'armatura in esso contenuta alla parte non degradata della pila. In particolare, l'incremento di sforzo normale e di momento flettente per la parte sana risultano rispettivamente pari a 4'321 kN e 1'650 kNm. Contemporaneamente va considerata la riduzione del peso della pila stessa e la riduzione delle azioni permanenti scaricate sugli appoggi a causa dei contemporanei interventi effettuati sull'impalcato, consistenti nella eliminazione delle finiture ed in una parziale idroscarifica della soletta. Se la riduzione dell'azione verticale risulta pari al 10% del valore iniziale, la variazione complessiva di sforzo normale e momento flettente sulla pila è pari rispettivamente a 4'628 kN (di trazione) e -670 kNm.

Conseguentemente la massima e la minima tensione nel calcestruzzo diventano uguali a 1.25 MPa (a y=-2.04 m) e a 2.44 MPa (a y=2.04 m).

La riparazione della pila consiste nel getto di un nuovo strato corticale di calcestruzzo autocompattante di 10 cm di spessore, con una nuova armatura di 1 ϕ 20/25 + 1 ϕ 25/25 cm necessaria per l'adeguamento sismico. Le azioni permanenti che interessano la sezione composta sono rappresentate dalle azioni applicate dopo il getto: l'incremento di peso della pila ed le azioni permanenti precedentemente sottratte dall'impalcato. Si ottiene quindi un incremento di sforzo normale pari a 6'224 kN (di compressione) ed un incremento di momento flettente di 670 kNm. In questa fase si suppone che il vecchio calcestruzzo abbia esaurito le proprie caratteristiche reologiche (la quota di ritiro teoricamente ancora da scontare è lo 0.08 ‰), e le

equazioni da (5) a (8) diventano, per tener conto della deformazione impressa applicata al solo calcestruzzo autocompattante

$$\lambda = \bar{\lambda}_e + \lambda_{e0} \varphi(1 - \chi) \frac{A_{scc}^*}{A_{scc}^*} \quad (11)$$

$$\mu = \bar{\mu}_e + \mu_{e0} \varphi(1 - \chi) \frac{J_{scc}^*}{J_{scc}^*} \quad (12)$$

con

$$\bar{\lambda}_e = \left(\lambda_{e0} + \lambda_{es} + \lambda_{ec} \frac{E'_{scc}}{E_{scc}} \right) \frac{E_{scc} A_{scc}^*}{E'_{scc} A_{scc}^*} \quad (13)$$

$$\bar{\mu}_e = \left(\mu_{e0} + \mu_{es} + \mu_{ec} \frac{E'_{scc}}{E_{scc}} \right) \frac{E_{scc} J_{scc}^*}{E'_{scc} J_{scc}^*} \quad (14)$$

dove

$$\lambda_{e0} = \frac{N}{E_{scc} A_{scc}^*} \quad \text{e} \quad \mu_{e0} = -\frac{M}{E_{scc} J_{scc}^*} \quad \text{sono i contributi}$$

relativi alle azioni esterne applicate,

$$\lambda_{ec} = \frac{1}{A_{scc}^*} \int \bar{\varepsilon}_{scc} dA_{scc} \quad \text{e} \quad \mu_{ec} = \frac{1}{J_{scc}^*} \int \bar{\varepsilon}_{scc} y dA_{scc} \quad \text{sono i}$$

contributi relativi alle deformazioni impresse nel calcestruzzo autocompattante $\bar{\varepsilon}_{scc}$,

$$\lambda_{es} = -\frac{E_s/E_{scc}}{A_{scc}^*} \int \bar{\varepsilon}_s dA_s \quad \text{e} \quad \mu_{es} = -\frac{E_s/E_{scc}}{J_{scc}^*} \int \bar{\varepsilon}_s y dA_s$$

sono i contributi relativi alle deformazioni impresse nell'acciaio $\bar{\varepsilon}_s$,

$$A_{scc}^* = \int dA_{scc} + \frac{E_c}{E_{scc}} \int dA_c + \frac{E_s}{E_{scc}} \int dA_s \quad \text{e}$$

$$J_{scc}^* = \int y^2 dA_{scc} + \frac{E_c}{E_{scc}} \int y^2 dA_c + \frac{E_s}{E_{scc}} \int y^2 dA_s \quad \text{sono le}$$

caratteristiche geometriche omogeneizzate della sezione riferite al modulo elastico effettivo del calcestruzzo autocompattante E_{scc} ,

$$A_{scc}^* = \int dA_{scc} + \frac{E_c}{E'_{scc}} \int dA_c + \frac{E_s}{E'_{scc}} \int dA_s \quad \text{e}$$

$$J_{scc}^* = \int y^2 dA_{scc} + \frac{E_c}{E'_{scc}} \int y^2 dA_c + \frac{E_s}{E'_{scc}} \int y^2 dA_s \quad \text{sono}$$

le caratteristiche geometriche omogeneizzate della sezione riferite al modulo elastico fittizio del calcestruzzo autocompattante $E'_{scc} = \frac{E_{scc}}{1 + \chi\varphi}$, χ e φ

sono rispettivamente il coefficiente di invecchiamento ed il coefficiente di fluage del calcestruzzo autocompattante.

Applicando le equazioni dalla (11) alla (14) si possono valutare gli incrementi tensionali e le tensioni totali, quali riportati in Tabella 3 e Tabella 4.

Dall'analisi dei risultati si può osservare che, a tempo infinito, le tensioni nel nuovo getto indotte dalle azioni permanenti sono praticamente pari a zero, per cui l'applicazione delle azioni variabili potrebbe portare il calcestruzzo più esterno in trazione. Se si vogliono

evitare tensioni di trazione in esercizio è necessario coordinare al meglio le operazioni su impalcato e pila in modo da re-introdurre quanto più possibile le azioni permanenti sull'impalcato solo dopo la riparazione delle pile. Soluzione alternativa è l'utilizzo di un calcestruzzo autocompattante a ritiro compensato. A tal proposito va però ricordato che gli additivi espansivi utilizzati per compensare il ritiro presentano generalmente uno sviluppo temporale delle loro caratteristiche più veloce di quello del ritiro, e quindi inducono delle tensioni (di segno opposto rispetto a quelle del ritiro) su un calcestruzzo più giovane; tali tensioni tendono poi nel tempo a smorzarsi maggiormente rispetto a quelle dovute al ritiro, per cui in definitiva l'espansione del calcestruzzo deve risultare 2÷3 volte più grande rispetto al ritiro per poter poi ottenere a tempo infinito uno stato tensionale dovuto alle sole deformazioni impresse praticamente nullo.

Tabella 3 – Incrementi di tensione [MPa] sulla sezione composta

	Fine della riparazione (30 anni)	$t = \infty$
$\Delta\sigma_{c,min}$ (y=-2.14 m)	0.373	0.026
$\Delta\sigma_{c,max}$ (y=2.14 m)	0.445	0.038
$\Delta\sigma_c$ (y=-2.04 m)	0.347	0.359
$\Delta\sigma_c$ (y=2.04 m)	0.411	0.445
$\Delta\sigma_{s,max}$ (y=-2.09 m)	-2.300	-2.374
$\Delta\sigma_{s,min}$ (y=2.09 m)	-2.724	-2.951

Tabella 4 – Tensioni totali [MPa] sulla sezione composta

	Fine della riparazione (30 anni)	$t = \infty$
$\sigma_{c,min}$ (y=-2.14 m)	0.373	0.026
σ_c (y=2.14 m)	0.445	0.038
σ_c (y=-2.04 m)	1.595	1.606
$\sigma_{c,max}$ (y=2.04 m)	2.850	2.884
σ_s (y=-2.09 m)	-2.300	-2.374
σ_s (y=2.09 m)	-2.724	-2.951

7.2 VERIFICHE DI RESISTENZA

La valutazione della sicurezza delle pile è stata effettuata in tre diverse situazioni:

- pila integra;
- pila senza lo strato esterno di calcestruzzo idrodemolito e con le armature in esso contenute completamente inattive;
- pila rinforzata alla fine delle operazioni di riparazione.

Per la valutazione della sicurezza è stato utilizzato il Metodo Generale, così come descritto nel Model Code 90 [6], adottando il safety format proposto per la prima volta in [7] e recentemente accettato come metodo suggerito all'interno dell'Eurocodice EN1992-2 [8].

La Figura 7, la Figura 8 e la Figura 9 illustrano i diagrammi momento curvatura relativi alla pila di maggiore altezza rispettivamente nella situazione originale (pila integra), dopo l'idrodemolizione e al termine delle operazioni di rinforzo nei tre campi in cui è divisa la pila stessa; appare evidente l'effetto dell'idrodemolizione con la conseguente riduzione temporanea di capacità portante e viceversa l'incremento di capacità portante per la pila rinforzata.

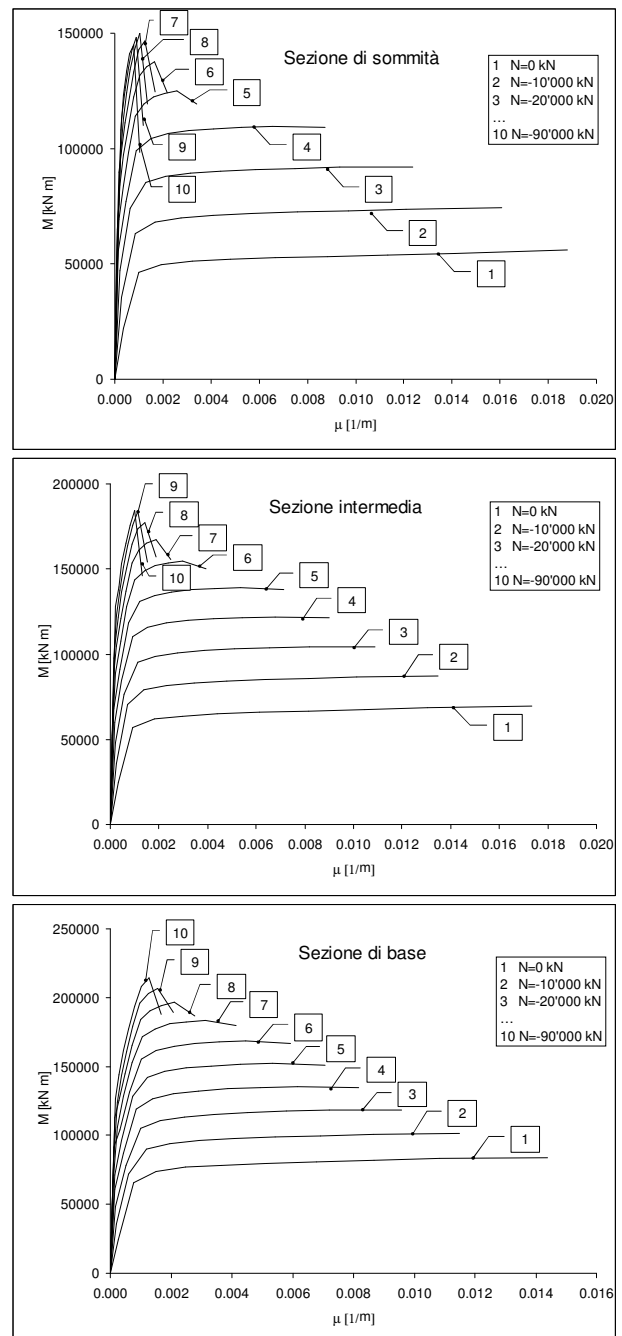


Figura 7 – Diagrammi M-μ per la pila integra

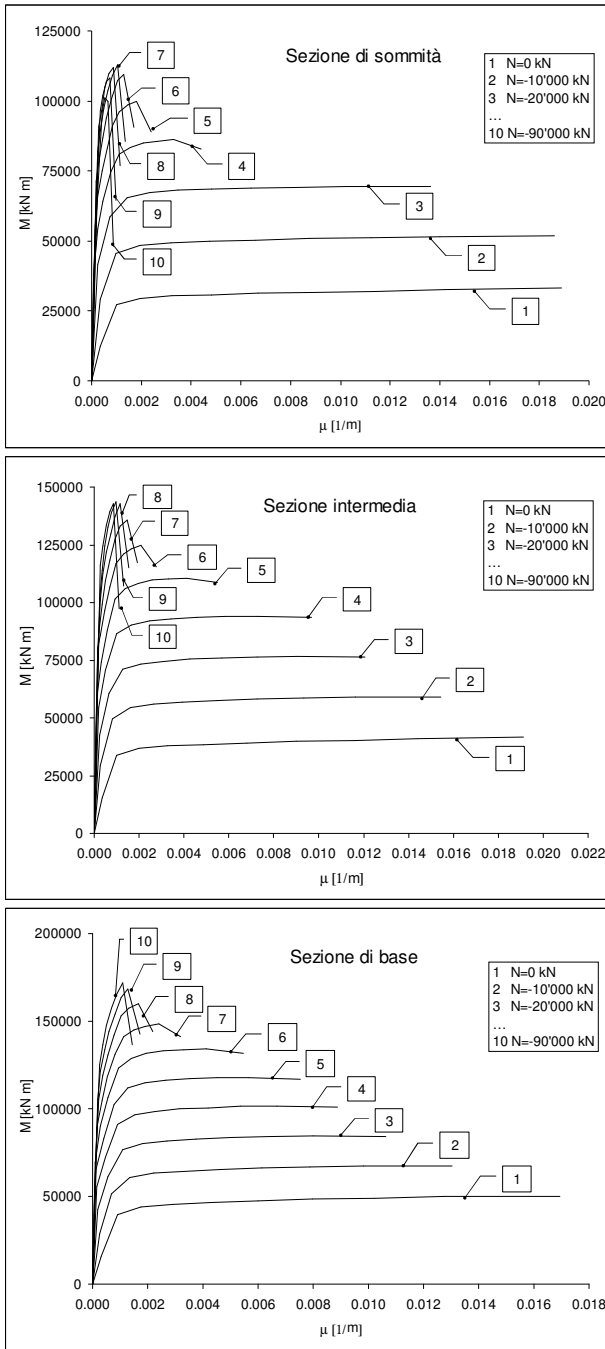


Figura 8 – Diagrammi $M-\mu$ per la pila idrodemolita

La Figura 10, la Figura 11 e la Figura 12 illustrano rispettivamente l'applicazione del safety format per i tre differenti casi; si può osservare che:

- per la pila sana sono state considerate le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo dichiarate nei progetti originali ($f_{ck}=20$ MPa, $f_{yk}=430$ MPa); il calcestruzzo è stato modellato con la legge di Sargin, mentre l'acciaio è descritto come materiale elasto-plastico con un modulo di Young di 200'000 MPa, resistenza caratteristica a rottura pari a $1.1f_{yk}$ e deformazione ultima pari al 7.5%. La verifica di sicurezza può essere considerata positiva, anche se con modeste riserve di resistenza (punto D rispetto al punto C) a causa

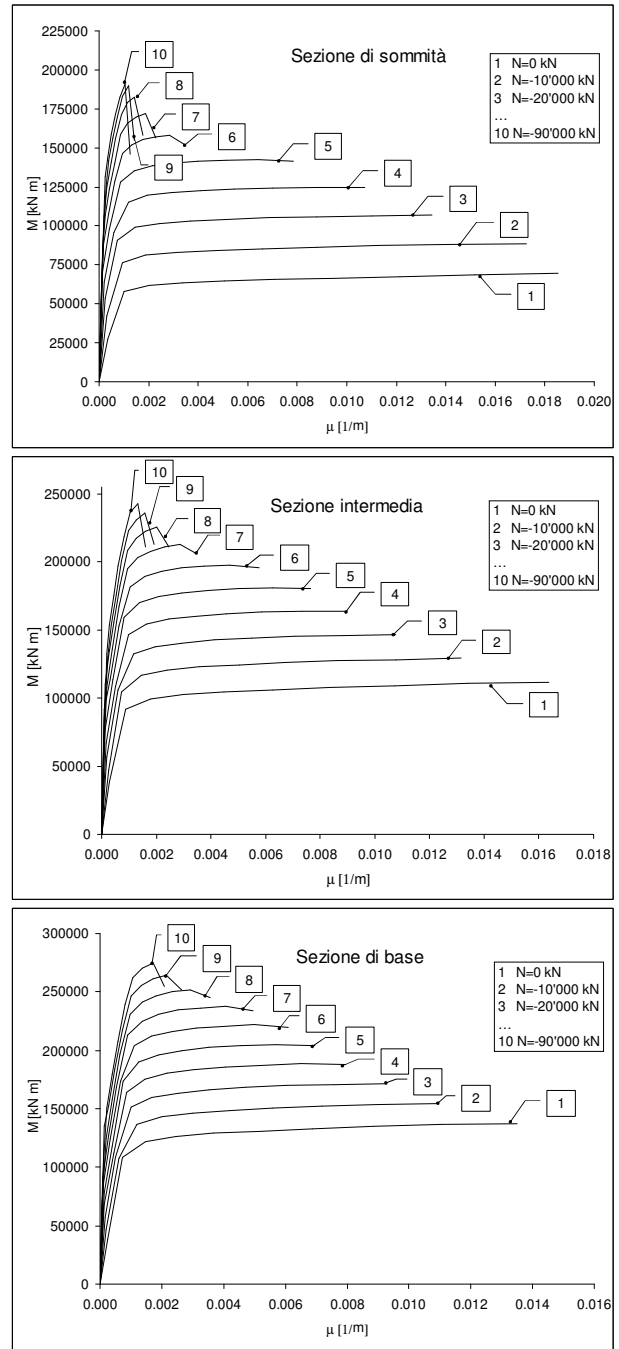


Figura 9 – Diagrammi $M-\mu$ per la pila rinforzata

della presa in conto degli effetti del second'ordine, omessi nel progetto originario;

- per la pila idrodemolita la verifica di sicurezza è negativa, ma considerando che la resistenza effettiva del calcestruzzo integro è superiore rispetto a quella indicata nel progetto originario ($f_{ck}=25$ MPa invece di $f_{ck}=20$ MPa), il livello di sicurezza durante le operazioni di rinforzo (situazione transitoria) può essere considerato accettabile ($\gamma_g=1.1$, $\gamma_q=1.18$ in luogo rispettivamente di 1.4 e 1.5), con l'integrazione di un sistema di monitoraggio idoneo ad intervenire in tempo reale;

- nella pila rinforzata, il calcestruzzo aggiuntivo ha, come già riportato precedentemente, una resistenza $f_{ck}=30$ MPa, e l'armatura integrativa risulta pari a ϕ 25 / 25 cm nella porzione di pila inferiore, ϕ 22 / 25 cm nella porzione di pila intermedia e ϕ 12 / 25

cm nella porzione di pila superiore. In tale situazione anche in presenza dell'evento sismico il coefficiente di sicurezza risulta adeguato, essendo il punto C ed il punto D praticamente coincidenti.

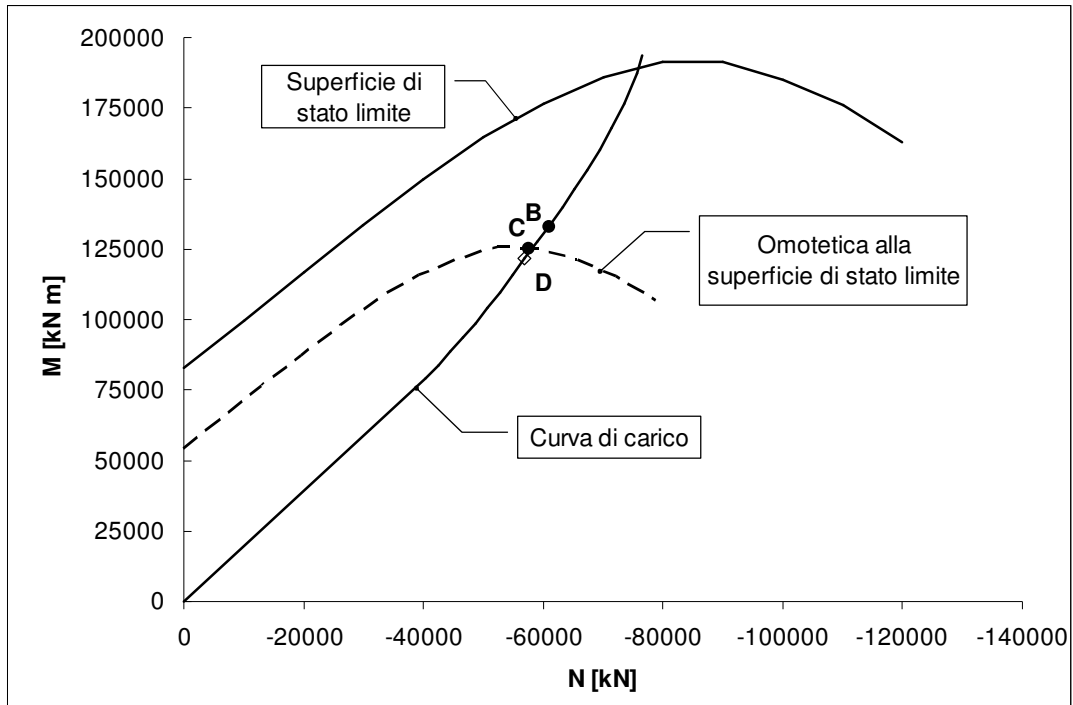


Figura 10 – Applicazione del safety format per la pila integra

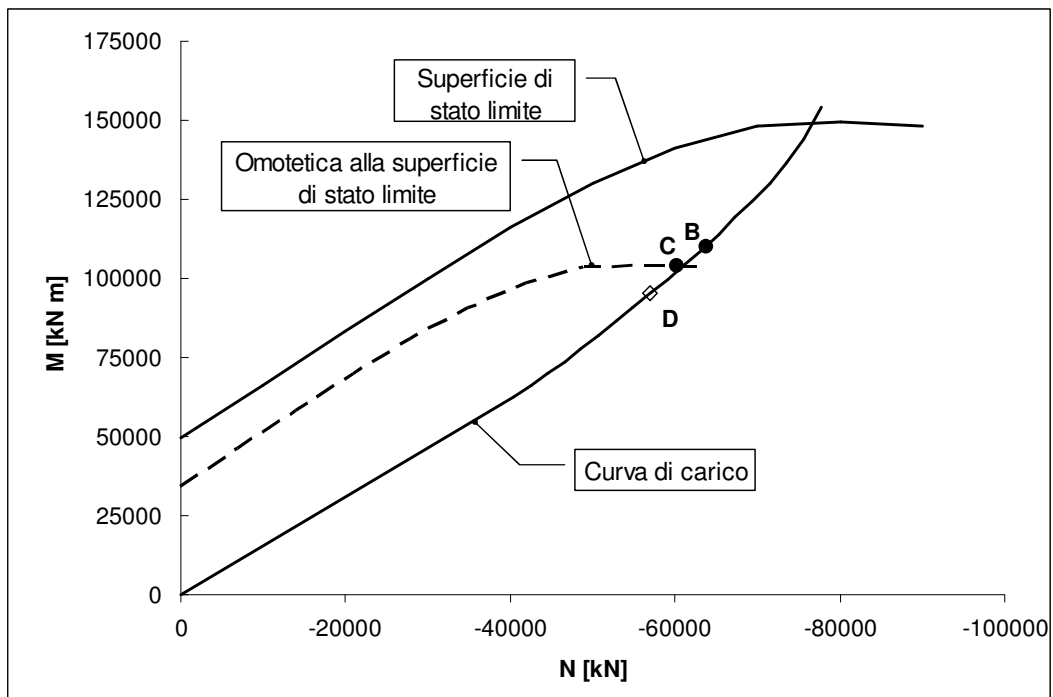


Figura 11 – Applicazione del safety format per la pila idroscarificata

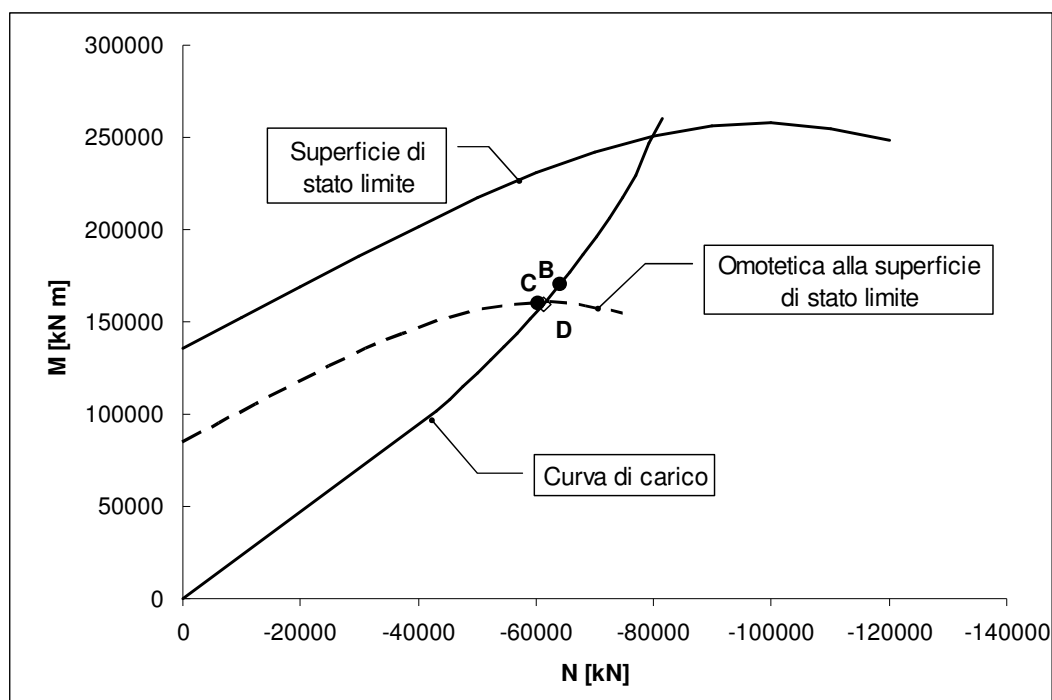


Figura 12 – Applicazione del safety format per la pila riparata

8. CONCLUSIONI

Dopo una breve illustrazione delle principali cause che provocano l'ammaloramento delle strutture in cemento armato, sono state descritte le modalità di riparazione usualmente seguite per le strutture che presentano degrado limitato ai soli strati corticali e alle relative armature. In questo contesto, in cui devono essere eseguiti getti di spessore limitato, il calcestruzzo autocompattante offre innegabili vantaggi legati alla sua fluidità, alla capacità di compattarsi perfettamente e senza intervento dall'esterno, alla elevata impermeabilità agli agenti aggressivi e alla bassa tendenza alla segregazione, anche in condizioni estreme di getto. Sulla base di un'indagine sperimentale condotta in situ su una serie di pile da ponte riparate con calcestruzzo autocompattante, si è potuto accertare che l'adesione fra il nuovo calcestruzzo e quello preesistente presenta valori medi elevati, ma dispersioni significative; ne consegue la necessità di prevedere elementi meccanici di collegamento fra i due getti (armature di cucitura). Tale aspetto necessita inoltre di essere ulteriormente approfondito in presenza di azioni cicliche, che possono indurre fatica (solette da ponte). La valutazione numerica della efficacia della riparazione deve tener conto dei fenomeni differiti su una struttura eterogenea; allo scopo può essere utilizzato il metodo algebrizzato, di cui sono riportate le relative formulazioni adattate al caso in oggetto. Tali fenomeni possono essere trascurati nella valutazione della sicurezza strutturale, grazie alle risorse plastiche presenti; la valutazione della sicurezza non può però prescindere dall'utilizzo di un safety format idoneo a tenere conto di tutte le incertezze. Il caso studio

proposto permette infine di apprezzare che, nella combinazione quasi permanente delle azioni, al fine di evitare tensioni di trazione nel nuovo calcestruzzo, occorre utilizzare calcestruzzo auto-compattante a ritiro compensato, e, se possibile, coordinare le operazioni di ripristino su pila ed impalcato, in modo da applicare azioni permanenti di significativa rilevanza sulla sezione composita

9. BIBLIOGRAFIA

- [1] AICAP, La corrosione nel calcestruzzo. Fenomenologia, prevenzione, diagnosi, rimedi, 2005
- [2] CEB, "Durability of concrete structures", Bulletin d'information n. 152, 1982
- [3] CEB, "Comportement en service, entretien et réparations", Bulletin d'information n. 163, 1983
- [4] CEB, "Durable concrete structures", Bulletin d'information n. 183, 1992
- [5] Migliacci, Mola, "Progetto agli stati limite delle strutture in cemento armato", Masson ed. Milano, 1996
- [6] CEB – FIP, Model Code 1990, Thomas Telford, London, 1993 ISBN 0-7277-1696-4.
- [7] MANCINI G., "Non Linear Analysis and Safety Format for Practice", Proceeding of the First fib Congress, October 2002, Osaka, Japan, pp. 53-58
- [8] EUROCODE 1992-2, Concrete Bridges – Design and Detailing Rules

COMPORTAMENTO STRUTTURALE DI ELEMENTI IN CALCESTRUZZO ARMATO SOGGETTI A CORROSIONE

Luca Giordano¹, Giuseppe Mancini¹, Francesco Tondolo¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Politecnico di Torino

SOMMARIO

La corrosione delle armature metalliche nelle strutture in calcestruzzo è il più diffuso fenomeno di degrado che investe un numero sempre crescente di opere. Descrivere e valutare il comportamento strutturale di elementi portanti corrosi è necessario al fine di stabilire il livello di sicurezza attuale del manufatto. Nel presente lavoro, utilizzando modelli fisico-matematici, si evidenzia la modifica della risposta strutturale degli elementi soggetti a corrosione. La riduzione di sezione dell'armatura metallica, il degrado del calcestruzzo compresso attraversato da barre corrose ed infine il mancato trasferimento di sforzi tra acciaio e calcestruzzo per effetto della diminuzione di aderenza, concorrono a rendere più deformabile, fragile e dunque meno sicura l'intera struttura.

SUMMARY

Rebar corrosion in concrete is the most important degrading phenomenon involving a growing number of structures. It is necessary to analyze and estimate the structural behaviour of corroded bearing elements in order to assign the actual safety level. In the present work, using physical-mathematical models, the change of the structural response of corroded elements is demonstrated. The reduction of the area in the corroded bars, the degradation of compressed concrete including corroded bars and the change of bond efficiency between concrete and steel, increases deformability and fragility and then reduce the safety of the structure.

1. INTRODUZIONE

Lo studio degli effetti provocati dall'ammaloramento delle strutture sta divenendo sempre più attuale poiché paesi come l'Italia, possiedono un patrimonio di opere con una vita media di servizio molto elevata. Nei manufatti in calcestruzzo armato, spesso realizzati senza gli accorgimenti costruttivi che sono ora suggeriti dai nuovi codici [1], [2], la carbonatazione del calcestruzzo e la presenza di cloruri hanno portato alla corrosione delle barre di armatura. Il primo elemento di degrado è colto visivamente a causa della fessurazione superficiale del copriferro e della fuoriuscita di ossido, ma ciò nondimeno si registra un rischio di ammaloramento strutturale che riduce la sicurezza e impone una sostanziale riverifica delle capacità statiche. Diversi studi presenti in letteratura si rivolgono al problema della corrosione e descrivono le fasi di innesco del meccanismo e la correlazione tra la variabile tempo ed il progredire del fenomeno, in riferimento alle proprietà dei materiali ed alle condizioni ambientali. Solo alcuni lavori [3], [4], si sono concentrati sugli effetti strutturali della corrosione. Tra questi, molti hanno proposto sperimentazioni nelle quali grazie a delle tecniche elettrochimiche si è cercato di riprodurre quantitativamente la corrosione e, a seguire, sono state realizzate prove di carico a livelli di esercizio e fino a rottura su elementi così degradati. Le ricerche hanno registrato una variazione di comportamento

strutturale evidente: l'elemento è risultato più deformabile in fase di esercizio e maggiormente fragile in fase ultima.

Le barre di armatura, corrodendosi vedono ridursi la loro sezione resistente. All'interno dell'elemento strutturale si assiste anche al degrado delle zone di calcestruzzo compresso attraversate da barre longitudinali di armatura corrosa: l'espansione degli ossidi determina uno stato tensionale di trazioni trasversali alla direzione di compressione longitudinale tale da ridurre la capacità portante. Un altro aspetto del danneggiamento, osservato da diversi gruppi di ricerca [5] [6] [7], è la modifica del legame di aderenza per effetto della formazione dello strato di ossido tra barra e conglomerato; si assiste ad una variazione del comportamento strutturale che porta sotto i carichi di esercizio ad un globale aumento della deformabilità, e in fase ultima alla possibilità di una rottura meno duttile per effetto dello scivolamento dell'armatura tesa e dell'aumento di deformazione nel calcestruzzo compresso.

2. GLI EFFETTI DELLA CORROSIONE

2.1 L'acciaio

La corrosione si manifesta sulla superficie esterna delle armature. Si suppone che la riduzione di sezione, specialmente nella corrosione indotta da carbonatazione, possa ritenersi uniforme e dunque si possa simulare pensando ad una

decremento del raggio della sezione resistente. Alcuni studi si sono soffermati anche su di un'eventuale modifica del legame σ - ϵ dell'acciaio corrosivo [8]: la tensione di snervamento f_y , la tensione ultima f_u e la deformazione ultima ϵ_s , si modificherebbero in funzione della percentuale di armatura corrosa Q_{corr} e del tipo di corrosione a cui la barra è soggetta (parametri α_y , α_u e α_s) come nelle Equazioni sotto riportate.

$$f_y = (1.0 - \alpha_y \cdot Q_{corr}) \cdot f_{y0} \quad (1)$$

$$f_u = (1.0 - \alpha_u \cdot Q_{corr}) \cdot f_{u0} \quad (2)$$

$$\epsilon_s = (1.0 - \alpha_s \cdot Q_{corr}) \cdot \epsilon_{s0} \quad (3)$$

con f_{y0} , f_{u0} , e ϵ_{s0} si sono indicati i valori iniziali in assenza di corrosione.

Come suggerito dagli stessi autori, tali indicazioni andrebbero comunque utilizzate con una certa cautela considerata la presenza in letteratura di evidenze sperimentali contrastanti.

2.2 Il calcestruzzo

Nelle sezioni dove il calcestruzzo in compressione è attraversato da barre longitudinali corrosive, si manifesta un regime di trazioni trasversali alla direzione delle barre che diminuisce le caratteristiche di resistenza a compressione del calcestruzzo stesso. La zona di copriferro esterna alle barre longitudinali e alle staffe, risulta la più soggetta a tale tipo di degrado e la sezione in calcestruzzo diventa dunque eterogenea come evidente dalla Figura 1.

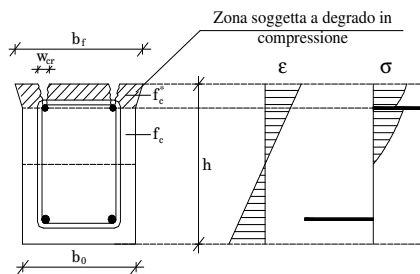


Figura 1 – Effetto del calcestruzzo degradato in compressione

Considerando la resistenza cilindrica f_c come il parametro di riferimento del tipo di calcestruzzo e adottando come legge tensioni-deformazioni l'equazione di Sargin, si può valutare la resistenza a compressione ridotta f_c^* in funzione della penetrazione dei attacco corrosivo X così come suggerito in [9]:

$$f_c^* = \frac{f_c}{1 + k \cdot \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{c0}}} \quad (4)$$

dove $k = 0.1$, ϵ_{c0} è la deformazione di picco;

$$\epsilon_1 = \frac{b_f - b_0}{b_0} = \frac{n_{bars} \cdot w_{cr}}{b_0} \quad (5)$$

dove b_0 e b_f sono rispettivamente la larghezza della sezione prima e dopo la corrosione, n_{bars} è il numero delle barre corrosive che attraversano la sezione;

$$w_{cr} = \sum_i u_{i,corr} = 2 \cdot \pi (v_{rs} - 1) \cdot X \quad (6)$$

dove v_{rs} è il rapporto di espansione volumetrica preso pari 2 in accordo con [10].

2.3 Il legame di aderenza

La formazione di ossido sulla superficie delle barre di armatura, per effetto della corrosione modifica il legame di aderenza. Secondo il Bollettino *fib* n°10 "Bond of reinforcement in concrete" [11] a causa della corrosione, fino alla fessurazione del copriferro, la tensione massima di aderenza tenderebbe ad aumentare, per effetto del confinamento prodotto dalla pressione laterale esercitata dall'espansione degli ossidi e successivamente tenderebbe a diminuire. In Figura 2 viene mostrata una quantificazione del fenomeno riportata in Berra et al. [12].

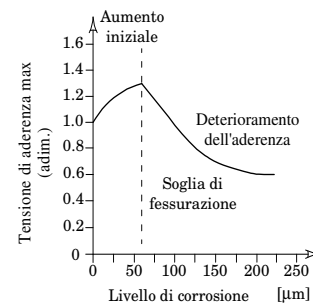


Figura 2 – Tensioni di aderenza massima per differenti livelli di corrosione [12]

Nella valutazione del comportamento strutturale e della capacità portante residua si pone l'attenzione sulla diminuzione dell'aderenza successiva alla formazione di fessure longitudinali peraltro del tutto simili a quelle da splitting. L'andamento della tensione massima di aderenza, così come dell'intera legge aderenza-scorrimento, in funzione della corrosione è strettamente dipendente dal tipo di calcestruzzo, dal tipo di barre di acciaio (nervate o lisce), dal tipo e velocità di corrosione (naturale o accelerata), dal rapporto c/ϕ ed infine dal livello di confinamento. La sensibilità a tutti questi fattori è risultata elevata ma è indubbiamente determinante il fattore legato al livello di confinamento presente. Le prove eseguite sperimentalmente riportano condizioni di elevato confinamento, oppure di assenza completa di quest'ultimo. Il comportamento in termini di legge τ - s risulta radicalmente differente. Per il calcestruzzo confinato, sulla curva τ - s , in prima fase fino al raggiungimento del valore di picco, denota una rigidità maggiore con l'aumentare della corrosione ed il valore

massimo risulta lievemente diminuito o addirittura mediamente inalterato; l'andamento non sembra risentire dell'intervento della fessurazione per effetto della corrosione. In condizione di assenza totale di confinamento laterale invece, si registra lo stesso aumento di rigidezza iniziale, accompagnato da un aumento del valore di picco solo per valori di corrosioni inferiori all'incirca al 2÷3% di perdita in massa; successivamente, con lo svilupparsi della fessurazione si registra una esponenziale perdita di aderenza non solo in termini di valore di picco, ma anche l'aderenza residua degrada in modo evidente tendendo allo zero per valori di scorrimento elevati. Di seguito, a titolo di esempio, vengono riportate le evidenze sperimentali di Lee et al. [7]; le prove di pull-out sono state eseguite su provini cubici di lato 104mm con barre $\phi 13$ aderenti per un tratto pari a 8 volte il diametro.

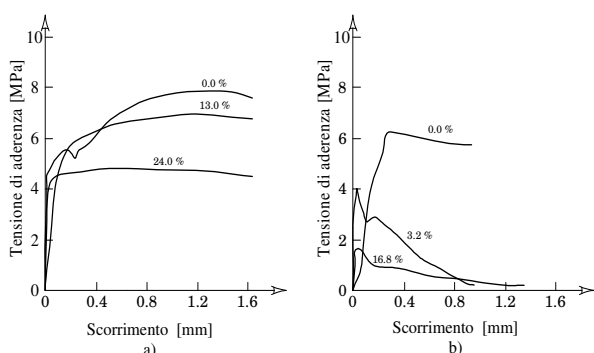


Figura 3 – Comparazione tra prove di pull-out eseguite su provini con a) e senza b) armatura di confinamento [7]

Inserendo in un grafico i risultati sperimentali ottenuti in prove di aderenza (pull-out, beam-test) per calcestruzzi non confinati e confinati, con il progredire della corrosione si possono ricavare due differenti andamenti della tensione di picco in funzione della corrosione. Il meccanismo di degrado chimico è stato effettuato prima delle prove meccaniche per cui dai risultati non è percepibile un'eventuale interazione dei fenomeni. Al pari della variazione subita dal valore di τ_{max} si potrebbe assumere una riduzione omotetica per tutta la legge aderenza-scorrimento.

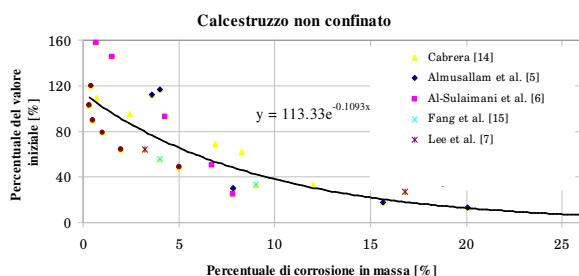


Figura 4 – Diminuzione della tensione di aderenza di picco in assenza di confinamento laterale

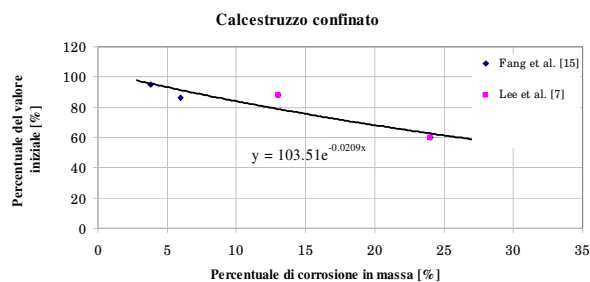


Figura 5 – Diminuzione della tensione di aderenza di picco in presenza di elevato confinamento laterale

Dall'analisi delle due curve interpolatrici, come prevedibile si evidenzia la differenza di prestazione meccanica nelle condizioni limite.

Nelle strutture si è spesso in presenza di un livello di confinamento intermedio tra le due condizioni normalmente analizzate in sperimentazione. Peraltro l'armatura di confinamento utilizzata per il cerchiaggio laterale nelle prove sperimentali di laboratorio, non è stata corrosa contemporaneamente alle barre longitudinali. Le analisi delle condizioni in sito su strutture corrose ci dimostrano che le staffe, essendo gli elementi metallici più esterni tendono a corrodersi prima delle barre longitudinali, soprattutto nelle zone di piegatura [13], creando fessurazioni trasversali visibili e quindi di fatto riducendo prematuramente la propria azione confinante. Se dunque la Figura 4 può ben rappresentare un comportamento fisico-meccanico possibile, la condizione di perfetto confinamento non risulta quasi mai raggiungibile. Quest'ultima deve essere anche garantita lungo un tratto opportuno per dar modo al fenomeno di aderenza di manifestarsi sull'intera lunghezza di trasferimento.

3. IL COMPORTAMENTO STRUTTURALE

3.1 La deformabilità in esercizio

La corrosione, come mostrato nel capitolo precedente, produce i suoi effetti sulla struttura modificando le caratteristiche meccaniche ed alterando il complesso meccanismo di trasferimento degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo. Utilizzando un modello sezionale per l'analisi del comportamento strutturale di travi inflesse, corrose artificialmente si è valutato il comportamento in esercizio. Le travi in questione, nella sperimentazione di Rodriguez et al. [17] e di Francois et al. [18], sono state sottoposte rispettivamente a corrosione elettrochimica e a corrosione artificiale da cloruri ma entrambe hanno mostrato una diminuzione di sezione pressoché uniforme.

Introducendo in un modello sezionale momento-curvatura le informazioni circa la geometria delle sezioni e le caratteristiche dei materiali si è potuto notare come, utilizzando per il calcestruzzo compresso la riduzione al valore f_c^* e per l'acciaio la sola riduzione di area dovuta alla corrosione, supposto che essa avvenga uniformemente sull'intera barra, il modello riproduce con fedeltà il comportamento strutturale a patto di intervenire sul fattore β che regola il fenomeno dell'aderenza [19]. In Figura 6 sono riportate rispettivamente la geometria, le caratteristiche

meccaniche e lo schema di carico per le travi di Rodriguez et al. [17]; nelle Tabelle 1 e 2 invece sono riportati i valori degli attacchi corrosivi e i valori di f_c^* utilizzati.

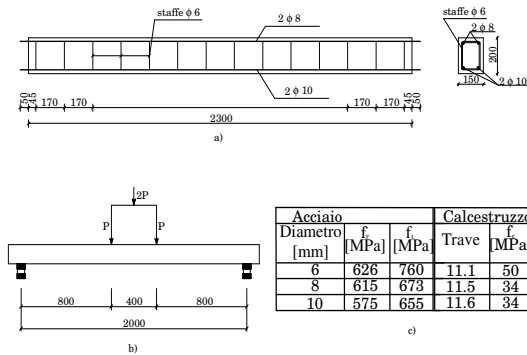


Figura 6 – Dimensioni trave tipo 11, b) schema di carico, c) caratteristiche dei materiali [17]

Trave	Penetrazione dell'attacco [mm]			Trave	f_c [MPa]	$f_c^* = \frac{f_c}{1 - 0.1 \epsilon / \epsilon_{lc}}$ [MPa]
	Barre inferiori	Barre superiori	Staffe			
11.1	0	0	0	11.1	50	50
11.5	0.36	0.26	0.37	11.5	34	17
11.6	0.71	0.48	0.66	11.6	34	12

1

Tabella 1 e 2 – Penetrazione di attacco corrosivo e modifica del valore di f_c in f_c^* .

Come riportato nel MC90 [20] il fattore β effettua una graduazione del passaggio tra lo stadio I di sezione interamente reagente e lo stadio II di sezione interamente fessurata e dunque rappresenta per il modello sezionale l'effetto dell'aderenza.

Nelle prove sperimentali, grazie ad una corrosione piuttosto uniforme, ma non limitata nella sua entità, si è riusciti a cogliere l'aumento di deformabilità fornito proprio dal degrado dell'aderenza. Di seguito si riportano nelle Figure 7 e 8 e 9 le caratteristiche geometriche, meccaniche e la configurazione di carico per la trave di Francois et al.[18] e la distribuzione dell'attacco corrosivo lungo le barre di armatura.

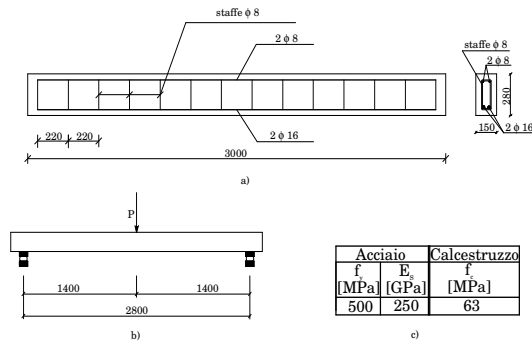


Figura 7 – Dimensioni trave tipo A1CL, b) schema di carico, c) caratteristiche dei materiali [18]

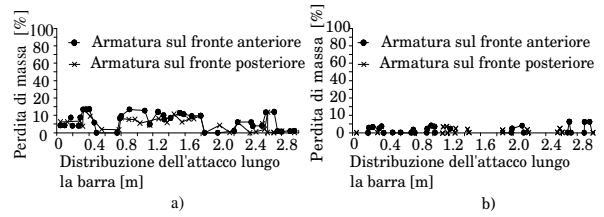


Figura 8 – a) Percentuale di degrado delle barre inferiori, b) degrado delle barre inferiori

Si riportano infine i grafici delle simulazioni numeriche condotte ove si evidenzia l'influenza di β per la trave 11.6 e A1CL.

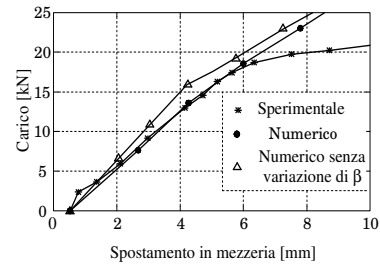


Figura 9 – Risultati sperimentali e numerici per la trave 11.6 nella condizione di esercizio

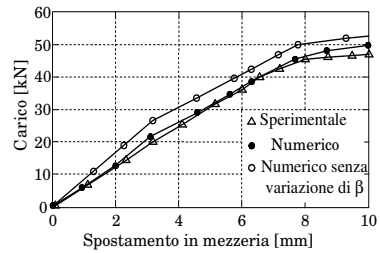


Figura 10 – Risultati sperimentali e numerici per la trave A1CL nella condizione di esercizio

Con l'aumentare della penetrazione di attacco corrosivo, in condizioni di esercizio si è potuta esaminare la modifica del comportamento in termini deformativi. Diagrammando ed interpolando i valori di β trovati nei casi analizzati, si può ipotizzare per tale coefficiente un andamento decrescente a partire dal suo valore iniziale pari a 0.8 del tutto simile a quello che descrive il decremento della tensione di aderenza massima al crescere della corrosione presentato in Figura 2.

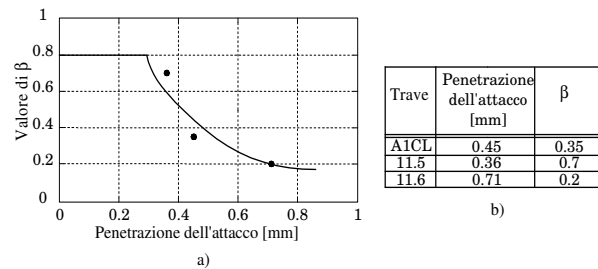


Figura 11 – Variazione del coefficiente β in funzione della penetrazione di attacco corrosivo nelle armature tese

3.2 L'aumento di fragilità in condizioni ultime

La valutazione delle condizioni in esercizio secondo il modello M-μ assume per ipotesi il mantenimento delle sezioni piane tra il calcestruzzo compresso e l'acciaio teso. Questa assunzione potrebbe essere considerata valida anche in condizioni ultime nelle zone di momento costante in cui, per evidenti ragioni di simmetria in ogni concio inflesso, delimitato tra due fessure, la condizione impone all'acciaio di mantenere una deformazione piana con il calcestruzzo compresso a meno dell'influenza del calcestruzzo teso e dell'aderenza che tra i due materiali regola il passaggio di sforzi. Con l'ipotesi di analogia di comportamento tra il tirante semplicemente teso e il concio di trave inflesso si può pensare di studiare e valutare le condizioni ed il comportamento strutturale in un tirante sottoposto ad uno sforzo di trazione variabile in modo da simulare ciò che avviene al lembo teso di una trave inflessa in zone di momento variabile.

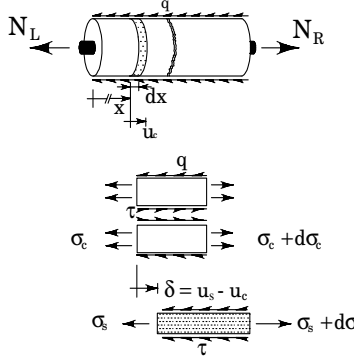


Figura 12 – Schema degli sforzi che intervengono in un tirante soggetto a carico linearmente variabile

Per la risoluzione del problema differenziale è opportuno riferirsi alle note equazioni che regolano il fenomeno:

$$\begin{cases} \frac{ds}{dx} = \epsilon_s - \epsilon_{ct} \\ \frac{d\sigma_s}{dx} = \frac{4}{\phi} \tau(x) \end{cases} \quad (7)$$

dove s = scorrimento, ϵ_s = deformazione dell'acciaio, ϵ_{ct} = deformazione del calcestruzzo, σ_s = tensione nell'armatura, ϕ = diametro della barra di armatura, τ = tensione di aderenza, N = sforzo normale agente, q = carico laterale applicato al tirante.

$$\epsilon_{ct} = \frac{N - q \cdot x - \sigma_s \cdot A_s}{E_c A_c} \quad (8)$$

Ponendo le opportune condizioni al contorno si risale al complesso di sforzi e deformazioni interne all'elemento. Dalle simulazioni effettuate su di un tirante lungo 30 cm sottoposto ad uno sforzo di trazione variabile sulla sua lunghezza; ci si accorge che il punto a scorrimento nullo, che in condizioni di simmetria è situato a metà dell'elemento, per

effetto della particolare condizione di carico risulta ora leggermente traslato dalla parte opposta a quella dove viene imposto il tiro maggiore.

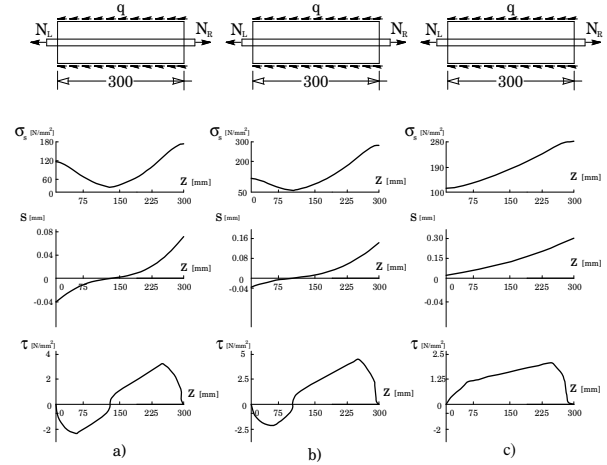


Figura 13 – a) Esempio di un tirante sottoposto ad uno sforzo $N=9200N$ $q=15$ N/mm, b) $q=43$ N/mm, c) $q=43$ N/mm e aderenza ridotta al 30%; $f_c = 34$ N/mm²

Per effetto di incrementi tensionali associati al degrado della legge τ - s a causa ad esempio della corrosione il punto a slip nullo finisce al di fuori dell'elemento, le tensioni di aderenza diventano tutte dello stesso segno e quindi il fenomeno di aderenza si riduce ad un fenomeno attritivo. L'armatura diventa un cavo con attrito che scorre all'interno del calcestruzzo.

In base a tale evidenza numerica si è sviluppato un modello teorico limite, per conci di trave inflessa, per simulare la condizione a cui tenderebbero le strutture in fase ultima.

Il concio in considerazione, delimitato tra due fessure e sottoposto alla massima variazione di momento flettente, viene ipotizzato con armatura non aderente. Il modello non risulta più essere sezionale ma per ipotesi, dovendo tenere conto della deformabilità globale del tratto di trave considerato, necessita che assieme alle relazioni che impongono l'equilibrio in ciascuna delle sezioni che formano il concio stesso, vi sia una condizione di congruenza delle deformazioni tra l'acciaio teso e la deformazione del calcestruzzo a livello dell'armatura tesa lungo l'intero concio:

$$\int_{A_c} \sigma_c dA_c + \sigma_s A_s + \sigma'_s A'_s = N(z) \quad (9)$$

$$\int_{A_c} \sigma_c y dA_c + \sigma_s y_s A_s + \sigma'_s y'_s A'_s = M(z) \quad (10)$$

$$\int_1 \epsilon_s dl = \int_1 \epsilon_c dl \quad (11)$$

Tale ipotesi di calcolo sul concio in riferimento può essere eseguita utilizzando il flow-chart presentato in Figura 14.

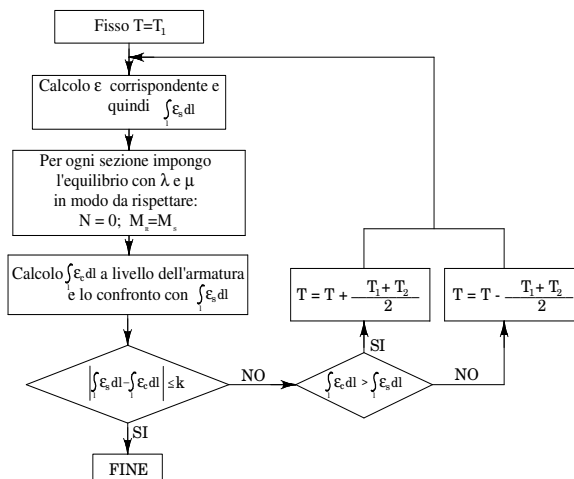


Figura 14 – Flow-chart della procedura per arrivare a stabilire il parametro di schiacciamento λ e di curvatura μ nel caso di concio unbonded per ciascuna sezione che compone il concio

La procedura esposta risulta del tutto simile a quella proposta da Cairns e Rafeeqi [21]. In tal modo per il concio di trave analizzato si manifesta un comportamento del tipo rappresentato in Figura 15.

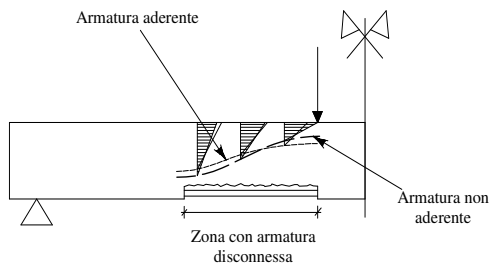


Figura 15 – Schema della differenza di comportamento strutturale così come individuato da Cairns [21]

Come evidente, per effetto della mancata aderenza si sviluppa un effetto arco-tirante locale con innalzamento dell'asse neutro nella zona con momento maggiore e dunque un aumento della deformazione del calcestruzzo; nelle zone di momento inferiore l'asse neutro rimane al di sotto del livello ottenuto nell'analisi con armatura aderente per rispettare la congruenza delle deformazioni definita nell'equazione 11. Appare chiaro che tale situazione giustifica un aumento di fragilità strutturale: l'armatura nell'intera lunghezza del concio manterrà costante il suo livello tensionale mentre il calcestruzzo sarà soggetto a deformazioni maggiori.

Utilizzando la sperimentazione di Mangat ed Elgarf [4] si è simulato il comportamento di tali travi modellando la condizione unbonded per il concio di trave a momento variabile a ridosso della zona a momento costante. La lunghezza di tale concio è stata valutata secondo le condizioni geometriche e meccaniche presenti in condizione di fessurazione stabilizzata ed è risultata pari a $s_{rm} = 137\text{mm}$.

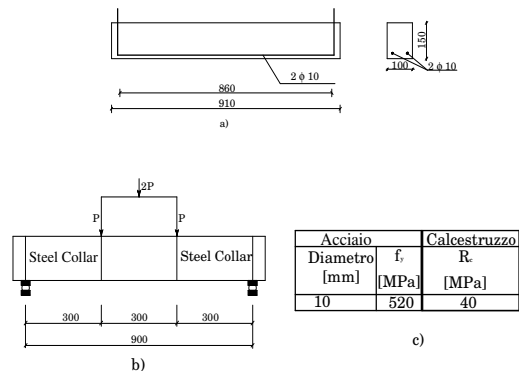


Figura 16 – a) Dimensioni trave tipo di Mangat e Elgarf [4], b) schema di carico, c) caratteristiche dei materiali [17]

Dalla Figura 16 che riporta la geometria della prova si evidenzia la presenza di steel collars, utilizzati per evitare la rottura a taglio. Tarando la deformazione limite del calcestruzzo in compressione sul risultato sperimentale ottenuto sulla trave di controllo, e mantenendo tale parametro invariato, si è potuto osservare come, con l'assunzione di concio unbonded si sia riusciti, con il modello numerico a cogliere bene la deformazione ultima registrata per travi con percentuali di corrosione crescente nelle due barre inferiori. Le simulazioni numeriche sono riportate nelle Figure 18, 19, 20 e 21, mentre nella Figura 17 si evidenzia la riduzione di capacità portante e di duttilità per corrosione crescente.

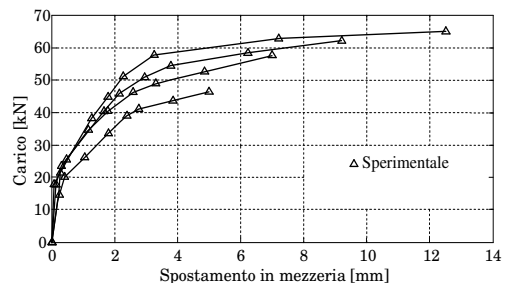


Figura 17 – Sperimentazione condotta da Mangat ed Elgarf [4], travi con livello di corrosione crescente pari a 0%, 1.25%, 2.5% e 5% in massa

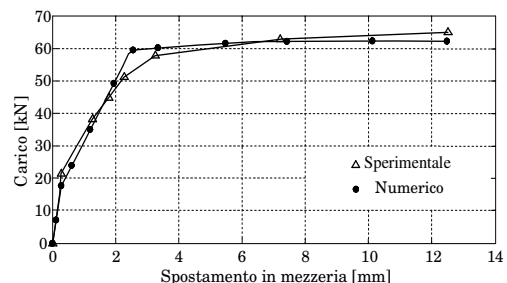


Figura 18 – Risultato sperimentale e numerico per la trave di controllo

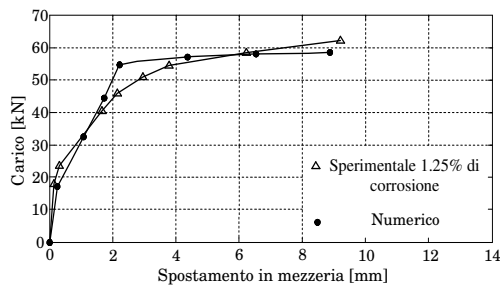


Figura 19 – Risultato sperimentale e numerico per la trave di con l'1.25% di corrosione

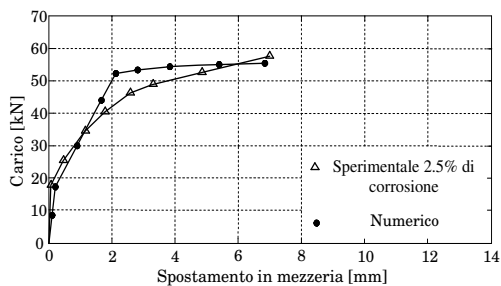


Figura 20 – Risultato sperimentale e numerico per la trave di con l'2.5% di corrosione

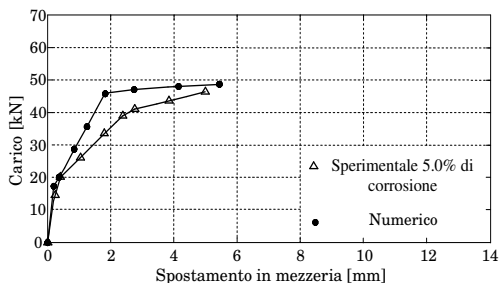


Figura 21 – Risultato sperimentale e numerico per la trave di con l'5.0% di corrosione

Questo tipo di risultato mette in evidenza la modifica radicale del meccanismo resistente ai carichi esterni. Per causa della perdita di aderenza, la struttura diviene nettamente più fragile perdendo le sue caratteristiche di deformabilità.

4. CONCLUSIONI

La corrosione nelle strutture in conglomerato cementizio armato è un fenomeno di degrado diffuso per il quale si necessita di una valutazione della capacità portante residua degli elementi coinvolti. Gli effetti si manifestano inizialmente solo sulle barre metalliche ma da queste interessano il calcestruzzo circostante e l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo. In condizioni di esercizio un elemento corroso risulta più deformabile sotto l'effetto dei carichi non solo per

la diminuzione di sezione resistente nell'armatura o per il danneggiamento del calcestruzzo compresso, ma anche per il degrado dell'aderenza. In condizioni ultime è proprio il mancato trasferimento di sforzi tra i due materiali a conferire fragilità alla struttura per il crearsi di meccanismi arco-tirante locali che aumentano le deformazioni nel calcestruzzo compresso abbattendo di fatto la duttilità strutturale.

BIBLIOGRAFIA

- [1] UNI EN 206-1 - (2001), Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità.
- [2] Fib (2006). Model Code for Service Life Design. Fib Bulletin n°34.
- [3] Rodriguez, J., Ortega, L., Garcia, A. (1994) – *Corrosion of reinforcing bars and service life of R/C structures: Corrosion and bond deterioration*. Proceedings of International Conference on Concrete Across Borders, Vol.2, 315-326.
- [4] Mangat, P. S., Elgarf, M. S. (1999) – *Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement*. ACI Structural Journal, Vol.96, n°1, 149-158.
- [5] Almusallam, A. A., Al-Gahtani, A. S., Rauf Aziz, A., Rasheeduzzafar (1996) – *Effect of reinforcement corrosion on bond strength*. Construction and Building Materials, Vol.10, n°2, 123-129.
- [6] Al-Sulaimani, G. J., Kaleemullah, M., Basunbul, I. A., Rasheeduzzafar, (1990) – *Influence of corrosion and cracking on bond behaviour and strength of reinforced concrete members*. ACI Structural Journal, Vol.87, n°2, 220-231
- [7] Lee, H. S., Noguchi, T., Tomosawa, F. (2002) – *Evaluation of the bond properties between concrete and reinforcement as a function of the degree of reinforcement corrosion*. Cement and Concrete Research, Vol.32, 1313-1318.
- [8] Cains, J., Plizzari, G. A., Du, Y., Law, D. W., Franzoni, C. (2005) – *Mechanical Properties of Corrosion-Damaged Reinforcement*. ACI Materials Journal, Vol.102, n°4, 256-264.
- [9] Coronelli, D., Gambarova, P. (2004) – *Structural Assessment of Corroded Reinforced Concrete Beams: Modelling Guidelines*. Journal of Structural Engineering, Vol.130, n°8, 1214-1224.
- [10] Molina, F. J., Alonso, C., Andrade, C. (1993) – *Cover cracking as a function of rebar corrosion*. Materials and Structures, Vol.26, 532-548.
- [11] International Federation for Structural Concrete (fib) (2000) – *Bond in reinforcement in concrete*. State-of-art-report.
- [12] Berra, M., Castellani, A., Coronelli, D., Zanni S., Zhang, G. (2003) – *Steel-concrete bond deterioration due to corrosion: finite-element analysis for different confinement levels*. Magazine of concrete research, Vol.55, n°3, 237-247.
- [13] Castel, A., Vidal, T., Francois, R., Arliguie, G. (2003) – *Influence of steel-concrete interface quality on reinforcement corrosion induced by chlorides*. Magazine of concrete research, Vol.55, n°2, 151-159.
- [14] Cabrera, J., G. (1996) – *Deterioration of Concrete due to Reinforcement Steel Corrosion*. Cement and Concrete Composite, Vol.18, 47-59.

- [15] Fang, C., Lundgren, K., Chen, L., Zhu, C. (2004) – *Corrosion influence on bond in reinforced concrete*. Cement and Concrete Research, Vol.34, 2159-2167.
- [16] Mangat, P. S., Elgarf, M. S. (1998) – *Bond characteristics of corroding reinforcement in concrete beams*. Materials and Structures, Vol.32, 89-797.
- [17] Rodriguez, J., Ortega, L. M., Casal, J., Diez, J. M., (1996)– *Assessing structural conditions of concrete structures with corroded reinforcement*. International congress of Concrete in the Service of Mankind, Conference n°5 Concrete Repair Rehabilitation and Protection, Dundee, UK, pp. 14.
- [18] Francois, R., Castel, A., Vidal, T. (2006) – *A finite macro-element for corroded concrete*. Materials and Structures, Vol.39, n°286, 571-584.
- [19] Bertagnoli, G., Mancini, G., Tondolo, F. (2006) – *Bond deterioration due to corrosion and actual bearing capacity*. 2nd fib Congress 5-8 June, Naples.
- [20] Comité Euro-International du Béton – Fédération Internationale du Béton (CEB- FIP) (1993) – *Model Code 90 (final draft)*. Bulletin 203, Lausanne (CH), Switzerland, 637.
- [21] Cairns, J., Rafeeqi, S. F. A. (2003) – *Strengthening reinforced concrete beams with external unbonded bars: theoretical investigation*. Structures and Buildings Vol.156, n°1, 39-48.

SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI IN CEMENTO ARMATO E SISTEMI ESPERTI

Rita Greco¹, Mauro Mezzina¹, Giuseppina Uva¹

¹ Dipartimento di Scienze dell'Ingegneria Civile e dell'Architettura, Politecnico di Bari, Via Orabona, 4 – 70125 Bari,

SOMMARIO

La memoria riguarda le valutazioni di sicurezza delle costruzioni esistenti in cemento armato che sono vulnerabili nei confronti dell'azione sismica e che sono state danneggiate e deteriorate dopo un certo numero di anni di servizio a causa, sia di eventi sismici, sia per effetto dei naturali processi di invecchiamento dei materiali costituenti. Come caso di studio viene esaminato il problema della valutazione delle condizioni di sicurezza del Porto Industriale - Alti Fondali – sito nella città di Manfredonia. Un indice sintetico, rappresentato dal “condition rating”, è ricavato per esprimere il livello di danno/degrado nei diversi elementi strutturali dell'opera, ed è quindi elaborato su base fuzzy per tenere in conto delle incertezze e soggettività insite nell'analisi. Il risultato finale, esprimendo il livello del danno/degrado in una prefissata scala, può quindi essere utilizzato per programmare delle azioni di intervento immediato, lì dove necessario, od eventualmente per pianificare future e più approfondite indagini.

SUMMARY

This paper deals with the safety assessment of existing constructions that are vulnerable against seismic actions and that are damaged and deteriorated after a number of years of life service (because of the occurrence of external events – such as ground motions – or simply because of an “early” aging process). The case study described is concerned with the assessment of the structures of an industrial Harbour in Southern Italy (City of Manfredonia). Although being a quite recent construction, a significant degradation affects great part of the structural elements either underwater, near or far from the seafront. Damages exhibited by the structure comprise generalized and widespread corrosion of reinforcements, concrete delamination, spalling, cracking, local pulling out of steel bars, loss of protection of the anchoring device. Hence, a fuzzy based condition rating has been here exploited in order to rank the level of damage within the different groups of elements and prioritize the immediate actions, on the one hand, or the planning of further experimental tests.

1. INTRODUZIONE

Il lavoro è incentrato sulla valutazione delle condizioni di vulnerabilità di costruzioni esistenti in cemento armato che versano, dopo un certo numero di anni di servizio, in uno stato di danno e degrado a causa di eventi esterni, quali ad esempio i terremoti, o semplicemente perchè sono state soggette ai naturali processi di invecchiamento.

Le problematiche connesse alla vulnerabilità delle costruzioni in cemento armato, in relazione anche alla loro durabilità, rappresentano una questione impellente, anche a livello Normativo, soprattutto nelle aree sismiche dove più pressante è l'esigenza di predisporre piani sistematici di ispezione, manutenzione ed adeguamento.

Una attenta analisi della vulnerabilità strutturale porta a concludere che essa si basa fundamentalmente su due aspetti distinti:

- l'esame delle condizioni attuali della struttura, in termini di danni pre-esistenti, causati dai terremoti o da altri eventi esterni, od ancora dal degrado dei materiali costituenti i diversi elementi strutturali;

- la stima della potenziale danneggiabilità, derivante da deficienze generali nella sua concezione, da una configurazione geometrica inappropriata, da difetti di progettazione, esecuzione o “detailing”.

Nella valutazione della vulnerabilità di costruzioni esistenti, specialmente in c.a., il primo punto assume particolare rilevanza. Infatti, una condizione severa di danno e degrado riscontrata su una costruzione ha un grande impatto sul giudizio complessivo di vulnerabilità. È questo il caso di gran parte delle costruzioni in c.a. che, realizzate nel secolo scorso (specie nella seconda metà), mostrano attualmente severi segni di degrado dei materiali, a causa della loro scarsa durabilità.

La valutazione dei fenomeni di danno e degrado delle costruzioni in c.a. rappresenta un problema di conoscenza e, pertanto, grande interesse è stato rivolto da parte della comunità scientifica alla messa a punto di metodologie semplici ed efficaci per la valutazione di questi complessi fenomeni. L'attenzione dedicata negli ultimi anni alla creazione di tecniche e protocolli diagnostici, e contemporaneamente alla proposta di idonei strumenti per il trattamento dei dati incerti ed il "decision making", finalizzati all'emissione di un giudizio sulla condizione di sicurezza della costruzione, confermano, chiaramente, la rilevanza del problema.

In particolare, questioni cruciali sono rappresentate da:

- l'individuazione dei dati significativi su cui basare l'analisi;

- la sistematizzazione di un protocollo di indagine;

- l'implementazione, la gestione ed il trattamento automatico dei dati disponibili su base esperta (tenendo conto, oltre che della diversità e variabilità dei dati coinvolti nel problema, anche degli elementi di incertezza ed errore che tali problematiche coinvolgono);

- la formulazione di un giudizio sintetico sullo stato di danno/degrado della costruzione e quindi, in definitiva, sul suo livello di sicurezza, che tenga opportunamente in conto da un lato della variabilità ed incertezza dei dati raccolti per effettuare l'analisi, dall'altro della soggettività dei giudizi coinvolti nella stessa analisi.

Oltre al problema della messa a punto di un protocollo procedurale di assessment, e della scelta più appropriata dei parametri da considerare peculiari ai fini della valutazione del livello di danno e degrado, una questione delicata ed attualmente fortemente dibattuta è rappresentata dal trattamento ed interpretazione dei dati coinvolti nell'analisi, e dall'emissione finale del giudizio. Tutte le diverse fasi dell'indagine (mancanza/incompletezza dei dati, errori strumentali ed umani durante le misurazioni ed i rilievi; affidabilità ed errori insiti nella modellazione strutturale adottata e nelle procedure materiali di calcolo, ...) sono, infatti, attività avvolte da incertezza e vaghezza.

Tutti questi aspetti possono essere trattati attraverso le metodologie del Soft Computing. Queste sono finalizzate ad emulare la mente umana in termini di acquisizione e trattamento di quei dati che per loro stessa natura si presentano vaghi ed imprecisi, difficilmente assegnabili a categorie ben definite. In questo contesto la logica fuzzy, utilizzata nel caso di studio della presente memoria, appare lo strumento più idoneo a combinare dati numerici e non numerici incerti con l'obiettivo di quantificare ed interpretare una descrizione linguistica del degrado e del danneggiamento strutturale.

Come caso di studio è esaminato il problema della valutazione delle attuali condizioni di sicurezza del Porto Industriale - Alti Fondali - sito nella città di Manfredonia, in provincia di Foggia. Si tratta di una costruzione risalente ai primi anni '70, realizzata mediante una sovrastruttura in cemento armato e cemento armato precompresso, sorretta da una palificata realizzata in acciaio. Nonostante sia trascorso dall'epoca della costruzione un periodo di tempo relativamente breve, se confrontato con il normale tempo di vita utile di una costruzione dello stesso tipo, la struttura in questione versa in uno stato di avanzato degrado. Quest'ultimo è da imputarsi, oltre che alle sfavorevoli condizioni ambientali (tenuto conto dell'aggressione esercitata dagli agenti atmo-

sferici in ambiente marino) anche alla scarsa manutenzione che ha riguardato l'opera in oggetto nonché ad alcune soluzioni progettuali e ad alcuni difetti di costruzione.

Le valutazioni delle condizioni di sicurezza dell'opera in oggetto sono state svolte secondo la strategia del "condition rating". Si tratta di un efficace strumento messo a punto per la quantificazione dei processi di danno e degrado delle strutture, in particolare dei ponti e dei viadotti, finalizzato alla programmazione delle operazioni di management, per identificare le strutture e gli elementi più danneggiati e per stabilire la priorità degli interventi di ripristino e recupero statico - funzionale. I dati e le informazioni ricavate seguendo questo metodo sono stati quindi elaborate su base fuzzy, al fine di individuare il livello di danno nei diversi elementi strutturali, per programmare le azioni di intervento immediato, lì dove necessario, od eventualmente pianificare future e più approfondite indagini.

2. PROCEDURE PER LE VALUTAZIONI DI VULNERABILITÀ DELLE COSTRUZIONI ESISTENTI

2.1 Concetti generali

È necessario sottoporre a valutazione di vulnerabilità una costruzione per la quale si riconosce una situazione di pericolo, la quale può essere il risultato, sia di una generalizzata condizione di degrado dei materiali e/o di danneggiamento causato da precedenti eventi sismici, sia di una nuova condizione di carico cui la stessa sarà sottoposta. Quando si opera nei confronti di un gran numero di costruzioni (come ad esempio per i ponti di una rete viaria, per gli ospedali, per le scuole ecc...) si presenta, inoltre, la necessità di programmare delle valutazioni periodiche per garantirne la salvaguardia e la funzionalità ed eventualmente predisporre dei piani di manutenzione ed intervento. È evidente che l'estensione e gli scopi di tutte le operazioni coinvolte in questo tipo di valutazione dipendono dalla severità del danno/degrado rilevato ad una prima sommaria ispezione, dall'importanza dell'opera e dalla sismicità dell'area.

2.2 Il protocollo diagnostico

Il procedimento diagnostico si basa su un albero decisionale in cui, sulla scorta delle informazioni raccolte e delle interpretazioni elaborate, si determina il successivo passo da compiere, secondo un diagramma di flusso rappresentato in figura 1.

Fase di conoscenza preliminare "speditiva" (I livello).

Questa fase, essenzialmente basata su indagini e rilevazioni visive, misurazioni e test di base in loco, consente di identificare le situazioni estreme di elevato rischio, nelle quali è subito segnalata la necessità di adottare opportuni provvedimenti, e viene espresso un giudizio sulla necessità di prolungare le indagini.

Fase di indagine estensiva ed approfondita (II livello).

Nella maggior parte dei casi, la fase di indagine preliminare deve essere integrata e completata con analisi più approfondite per stabilire le caratteristiche dei materiali e l'entità dei fenomeni di degrado occorsi sulle strutture.

Tale fase si avvale di investigazioni sul campo più dettagliate ed è supportata da prove in laboratorio e in situ

(mediante l'applicazione di tecniche diagnostiche non distruttive o parzialmente distruttive).

Fase di elaborazione ed interpretazione. Concluse le operazioni sul campo, i dati disponibili devono essere processati ed interpretati, per ricavare la diagnosi finale, ovvero il giudizio sul livello di danneggiamento dell'edificio, la sua sicurezza e gli interventi di riparazione e rafforzamento

corrosione delle barre di armature, causata dalla penetrazione della CO₂ e degli ioni cloruro. Altre cause di deterioramento sono legate alle azioni di gelo e disgelo durante la stagione invernale, dall'attacco dei solfati e dei silicati alcalini, capaci di innescare reazioni chimiche che inducono, come effetto finale, un deterioramento, a volte severo, del calcestruzzo e degli stessi elementi strutturali.

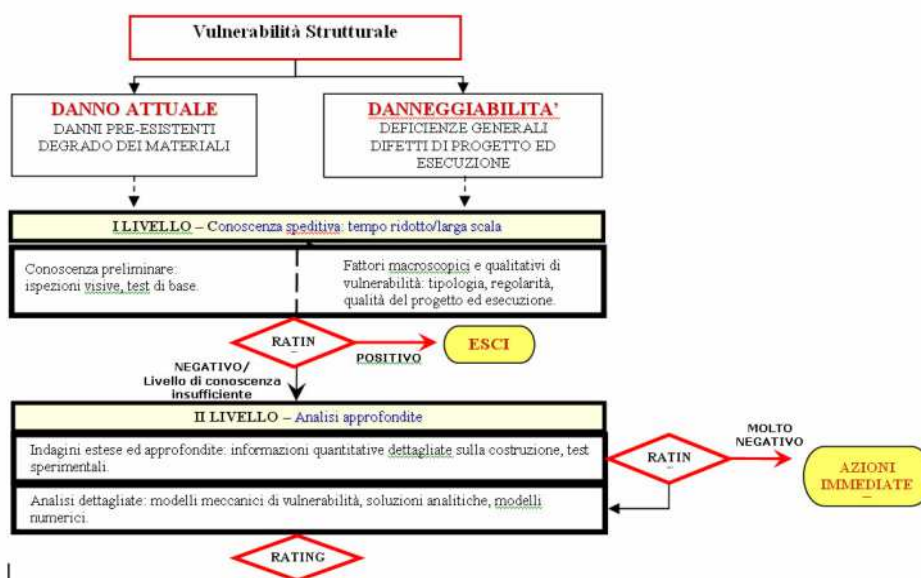


Figura 1: Flow chart operativo del protocollo diagnostico.

necessari a garantire requisiti di sicurezza adeguati alle normative vigenti. In alcuni casi, è possibile che i livelli di degrado e di danno siano così lievi da indicare che nessun ulteriore programma di indagine e intervento è necessario.

3. LE PROCEDURE DI ASSESSMENT PER I PONTI ED IL “CONDITION RATING”

3.1 Lo structural assessment dei ponti e viadotti

L'obiettivo principale dello *structural assessment*, e nel caso specifico con particolare riferimento ai ponti e viadotti, è quello di garantire la sicurezza di coloro che della struttura sono gli utilizzatori. Ponti e viadotti costituiscono infrastrutture pubbliche le quali, spesso, si trovano esposte a condizioni meteorologiche avverse, ad un intenso utilizzo e, per tali ragioni, sovente versano in una condizione severa di degrado. In questo contesto, appare evidente la necessità e l'importanza della programmazione di ispezioni di routine, di interventi di manutenzione e di riparazione, specialmente considerata l'impellenza, a livello delle Pubbliche Amministrazioni, di dover effettuare una ripartizione delle risorse destinate a queste attività.

Per quanto concerne le forme più comuni di degrado dei ponti in cemento armato, queste sono rappresentate dalla

Il monitoraggio delle condizioni di ogni elemento strutturale costituisce, evidentemente, il punto di partenza di questo articolato processo. Esso deve individuare ogni possibile processo di deterioramento/danneggiamento e determinarne le cause.

La ragione fondamentale del monitoraggio dei processi di danno/degrado (valutazione della loro intensità ed estensione) è quella di fornire “le giuste decisioni nel giusto tempo”, lì dove le decisioni sono seguite da attività dirette a preservare, dove possibile, le condizioni di servizio-sicurezza dell'opera o a riportarle all'interno di limiti accettabili, attraverso lavori di manutenzione o riparazione.

Per valutare quale struttura richiede un intervento più o meno immediato è necessario mettere in atto un programma sistematico di ispezioni. Uno degli obiettivi principali di queste ispezioni è rappresentato dalla raccolta dei dati su quelle strutture che versano in precarie o critiche condizioni e necessitano, pertanto, di interventi di riparazione, rinforzo e riabilitazione. Stabilire le liste di priorità rappresenta, dunque, uno degli aspetti più difficili del management.

Un sistema semplice ed efficace per selezionare quale ponte o gruppo di ponti richiede un intervento più o meno urgente prevede l'utilizzo di indici sintetici, che permettono di stilare rapidamente delle liste di priorità per i programmi di manutenzione e riabilitazione.

3.2 Il condition rating

Il condition rating rappresenta una particolare forma di stima delle condizioni prestazionali di un'opera, messa a punto con l'obiettivo principale di individuare e monitorare i processi di deterioramento dei ponti e dei viadotti, con particolare riferimento a quelli immersi in ambienti aggressivi. Esso è un indicatore numerico capace di esprimere un giudizio concernente lo stato di consistenza di una struttura riguardo le sue capacità prestazionali in termini di servizio e sicurezza, sulla base di dati ed informazioni derivanti dalla sola ispezione visiva (CEB Bulletin N° 243 – Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structure). Per procedere a queste valutazioni è necessario individuare le principali componenti strutturali (nel caso dei ponti e dei viadotti: sottostruttura, sovrastruttura, ecc), con riferimento alle quali viene determinato l'indicatore numerico per ciascun elemento, in modo tale da giungere alla valutazione finale complessiva delle condizioni prestazionali dell'opera oggetto dell'indagine. Nel caso di strutture molto complesse, come per il caso di studio di seguito analizzato, l'intera opera può essere suddivisa in "sotto opere" (ad esempio nel caso dei viadotti a molte campate si possono individuare delle sotto opere nelle singole campate del viadotto), in modo da risalire, effettuando una semplice sommatoria delle condizioni prestazionali delle sotto opere, alla valutazione finale sull'opera complessiva.

La determinazione numerica del condition rating consiste in un semplice punteggio, ottenuto assegnando una serie di punteggi di deficienza, in accordo con precise regole stabilite per la classificazione del livello di degrado.

In particolare, nella valutazione numerica si tiene conto per ogni danno:

- del suo impatto nei confronti degli effetti sulla durabilità e sicurezza complessiva dell'opera o del singolo elemento analizzato;
- dell'impatto che il singolo elemento analizzato, sul quale si è rilevato il particolare tipo di danno, ha sulla stabilità complessiva dell'opera;
- del grado/intensità del danno;
- della estensione e della possibile propagazione del danno.

Secondo tale approccio, il condition rating viene determinato sommando tutti i punteggi attribuiti ad ogni tipo di danno rilevato sulla struttura (partendo dagli elementi presenti nelle diverse componenti strutturali che costituiscono l'opera). In alternativa, è possibile valutare il condition rating attraverso il rapporto tra la somma di tutti i punteggi assegnati ai diversi tipi di danno effettivamente riscontrati nell'opera in esame, e la somma di tutti i danni potenziali, valutati nell'ipotesi della massima estensione ed intensità. Il parametro che indica le condizioni prestazionali dell'opera viene quindi determinato attraverso il rapporto tra:

- la somma effettiva dei valori di danno (estrapolandoli da una lista di possibili tipi di danno) osservati durante l'ispezione;
- la somma di riferimento dei valori di danno (estrapolandoli da una lista di possibili tipi di danni) che possono potenzialmente riscontrarsi nella struttura, presi tutti con il loro valore massimo.

Secondo tale logica, le condizioni prestazionali di una struttura o di una sua porzione/componente vengono definite attraverso la frazione o la percentuale di una condizione/prestazione di degrado di riferimento.

Si osserva che la somma/prestazione di riferimento non è un valore fisso, ma deve sempre essere assunta in relazione alla particolare struttura analizzata, così come deriva a seguito della ispezione, tenendo conto di tutti i possibili danni potenziali sulla struttura. Tale somma, pertanto, tiene conto solo ed esclusivamente di quei tipi di danno che hanno una elevata probabilità di verificarsi sulla struttura, ed esclude quindi quei danni che nel caso della struttura reale non potrebbero mai verificarsi.

Il condition rating è dunque espresso da:

$$R_c = \frac{\sum V_D}{\sum V_{D,ref}} - 100 \quad (1)$$

dove $\sum V_D = \sum_1^{32} B_i k_{1i} k_{2i} k_{3i} k_{4i}$ è la somma dei valori di danno

V_D osservati sulla struttura o su una sua parte e selezionati da una lista di possibili tipi di danno, essendo:

- **B_i - Valore di riferimento associato al danno i-esimo.** Esso esprime l'effetto potenziale del danno i-esimo sulla sicurezza e/o durabilità dell'elemento strutturale analizzato. I suoi valori sono compresi nell'intervallo 1-4.

- **K_{1i} - Fattore che legato all'elemento strutturale sul quale è rilevato il danno i-esimo.** Esso tiene conto dell'effetto che il danno rilevato sull'elemento riveste sulla sicurezza/durabilità dell'opera (o di una sua parte).

Nel caso dei ponti e dei viadotti, il fattore K_{1i} attribuito ad ogni singolo elemento strutturale deve essere selezionato in modo tale che il valore totale valutato sulla componente strutturale, di cui l'elemento indagato è parte, resti all'interno dei seguenti limiti:

- (a) sottostruttura: $1,0 \pm 0,2$
- (b) soprastruttura $1,2 \pm 0,2$
- (c) soletta $0,4 \pm 0,1$

Per gli elementi precompressi, il valore di base K_{1i} deve essere moltiplicato per 1,2.

Per quanto riguarda i valori di K_{1i} riferiti ai vari elementi strutturali che costituiscono le principali componenti delle strutture dei ponti, si rimanda ai documenti specifici (CEB Bulletin N° 243, 1998).

- **K_{2i} - Fattore che indica l'intensità/grado del danno i-esimo;**

- **K_{3i} - Fattore che tiene conto della estensione e propagazione del danno sul singolo membro strutturale o sull'insieme dei membri dello stesso tipo;**

- **K_{4i} - Fattore che indica l'urgenza dell'intervento nel caso il danno i-esimo.**

I valori insieme ai criteri generali per la loro determinazione sono forniti dal CEB Bulletin N° 243 (1998).

Nella (1) $\sum V_{D,ref}$ è la somma di riferimento dei valori di danno (estrapolandoli da una lista di possibili tipi di danni) che possono potenzialmente riscontrarsi nella struttura, presi tutti con il loro valore massimo.

Tabella 1. Descrizione del danno - degrado.

Classe di degrado	Descrizione delle condizioni, della necessità degli interventi, esempi di degrado	Condition rating
I	Assenza di difetti, presenti solo deficienze legate alla costruzione.	da 0 a 5
II	Basso livello di danno/degrado, che solo dopo lunghi periodi di tempo può causare una riduzione delle condizioni di servizio e/o durabilità sull'elemento strutturale, se non riparata in tempo. Le situazioni di degrado possono essere riparate con bassi costi, vale a dire con lavori di manutenzione.	da 3 a 10
III	Medio grado di danno/degrado, che può causare una riduzione delle condizioni di servizio e/o durabilità della componente interessata, ma che non richiede limitazioni sulla fruizione della struttura. I lavori di riparazione possono avvenire in un ridotto lasso di tempo.	da 7 a 15
IV	Elevato livello di danno/degrado, che riduce le condizioni di servizio e durabilità dell'opera ma che non richiede serie limitazioni di uso della struttura. Sono necessari interventi urgenti mirati a riparare e /o preservare le condizioni di servizio e durabilità della costruzione.	da 12 a 25
V	Danno/degrado molto intenso, che richiede limitazioni di utilizzo, puntellamento della maggior parte delle componenti critiche, o altro tipo di misure preventive.	da 22 a 35
VI	Condizione critica di danno/degrado, che richiede un immediato puntellamento della struttura ed una seria limitazione alla sua fruizione, sino ad arrivare alla sua chiusura. Sono necessari interventi di riparazione e rinforzo estesi ed immediati; le condizioni di progetto originarie di servizio e di sicurezza della costruzione, e comunque dei loro livelli accettabili, non possono essere ripristinate a basso costo.	≥30

Nella applicazioni pratiche, in luogo della relazione (1) si fa utilizzo della seguente espressione modificata:

$$R_c = \frac{\sum_1^K K_{1m} M_m}{\sum_1^K K_{1m} M_{ref}} - 100 \quad (2)$$

dove:

$M_m = \sum_1^n B_i K_{2i} K_{3i} K_{4i} \quad (i=1 \text{ a } n)$ è la somma dei danni, ridotta del fattore K_{1i} , del membro strutturale m

$$(M_m = \sum_1^n V_D / K_{1m});$$

$M_{m,ref} = \sum_1^t B_i K_{2i} K_{3i} K_{4i} \quad (i=1 \text{ a } t)$ è la somma dei

danni di riferimento, ridotta del fattore K_{1i} , riferita al membro strutturale m :

$$(M_{m,ref} = \sum_1^n V_{D,ref} / K_{1m});$$

ed essendo inoltre:

- K il numero delle membrature di tipo m all'interno della componente strutturale;
- n il numero dei danni osservati di tipo i sulla membratura m ;
- t è il numero dei tipi di danno potenziali sulla membratura m .

La tabella 1 riporta la descrizione delle classi di danno/degrado. È possibile distinguere 6 classi di danno/degrado, ad ognuna delle quali corrisponde un determinato intervallo del condition rating, da confrontarsi con il valore determinato attraverso la procedura sopra descritta.

4. IL CASO DI STUDIO: IL PORTO INDUSTRIALE NELLA CITTA' DI MANFREDONIA

4.1 L'opera

Il caso di studio riguarda l'assessment delle strutture del Porto Industriale di Manfredonia in provincia di Foggia. L'opera è localizzata a circa 2 Km a Nord del centro abitato.

Il Porto è dotato di 5 attracchi e di un approccio per navi lungo il pontile di approccio. Quest'ultimo, lungo circa 2 km, collega la terraferma alla banchina, in cui sono presenti due attracchi. Il pontile di collegamento, di lunghezza inferiore, collega invece la banchina alla Diga. Questa è composta da una banchina con altri tre attracchi sul lato interno, e dalla barriera frangiflutti sul lato esterno.

La costruzione, su progetto della SNAM Progetti di Milano, iniziata nel 1971 è stata portata a termine nel 1978. Essa è realizzata mediante una sovrastruttura in cemento armato e cemento armato precompresso, sorretta da una palificata in acciaio. Ne deriva una planimetria abbastanza articolata nella quale, tuttavia, alcune soluzioni strutturali si ripetono in maniera identica. Si tratta di una costruzione relativamente recente; tuttavia, essa versa in uno stato di avanzato degrado che interessa, seppure con gravità ed estensione diversa, molti degli elementi strutturali, sia quelli emersi più lontani dal livello del mare, sia quelli prossimi al livello del mare, sia quelli sommersi.

Il degrado si manifesta attraverso una generalizzata ed avanzata corrosione delle barre d'armatura, delaminazione, espulsione di copriferro (del tutto assente in ampie zone degli elementi strutturali), fessurazione generalizzata. Altre tipologie osservate di danno localizzato consistono nello sfilamento delle barre di precompressione, esposizione degli apparecchi di ancoraggio delle armature di precompressione. L'accentuato stato di degrado, si pensi che l'approccio per navi lungo il pontile di approccio è fuori servizio a causa delle precarie condizioni in cui versa, è da imputarsi non solo alle sfavorevoli condizioni ambientali che interessano il manufatto, ma anche alla cattiva manutenzione che ha riguardato l'opera

nel corso degli anni. Il fenomeno, inoltre, è da imputarsi oltre che alle cause sopra indicate, anche ad alcune soluzioni progettuali poco adatte ad un'opera immersa in un contesto ambientale come quello marino, nonché ad alcuni difetti e vizi esecutivi.

Nella costruzione è possibile individuare quattro sotto-opere principali: pontile di approccio, pontile di collegamento, banchina e diga. Queste sono realizzate mediante l'assemblaggio di tre elementi strutturali basilari: pali tubolari in acciaio infissi nel fondale; elementi trasversali (pulvini) realizzati in c.a.p. (a cavi post tesi) collegati monoliticamente ai pali mediante getti di sigillatura e di intasamento dei vani ricavati negli elementi prefabbricati; tegoli che realizzano una piastra nervata a campata unica, semplicemente appoggiata sui pulvini.

Una generale ispezione visiva delle strutture del Porto evidenzia una condizione di degrado severa che coinvolge la quasi totalità degli elementi, con particolare riferimento a quelli che ricadono nella zona degli spruzzi e delle maree. La deficienza statica in cui versano gli elementi strutturali è stata confermata anche da alcune indagini diagnostiche preliminari in sito. Queste, in particolare, hanno messo in risalto un significativo processo di corrosione ed un elevato livello di penetrazione dei cloruri che coinvolgono l'armatura pretesa. Per gli elementi strutturali non direttamente a contatto con gli spruzzi del mare, il problema principale è rappresentato dalla carbonatazione, sebbene siano presenti alcune tipologie locali di danno, tra cui ad esempio l'esposizione delle apparecchiature di ancoraggio, la mancanza della malta di inghisaggio, corrosione e mancanze, sia nelle barre di rinforzo, sia in quelle di precompressione.

La situazione appare critica, tenuto conto soprattutto della rapida evoluzione temporale dei fenomeni di danno/degrado riscontrati in alcuni degli elementi strutturali, situazioni tutte che indicano una condizione di elevato rischio.



Figura 3. Un esempio di pulvini appartenenti alle macroclassi: a (sinistra) e b (destra).

In questa situazione, due sono gli aspetti che principalmente giocano a sfavore, e cioè, da un lato la grande estensione dell'opera e dunque dei lavori da effettuare, e dall'altro la limitatezza delle risorse economiche disponibili, che non rendono possibile l'esecuzione dei lavori di riabilitazione, ed

in un certo numero di casi, addirittura, la completa sostituzione, per tutti gli elementi strutturali interessati dal danno/degrado.

In questo contesto, il ricorso alla valutazione del condition rating elaborato su base fuzzy appare uno strumento idoneo per effettuare una classificazione del livello di danno/degrado con riferimento a differenti gruppi di elementi strutturali che compongono l'opera.

L'obiettivo finale è quello di dare la priorità ad azioni di intervento per alcuni elementi e, per altri, di poter programmare ulteriori e più approfondite indagini. La strategia sopra esposta è stata utilizzata per l'assessment del pontile di approccio con riferimento particolare ai due elementi strutturali che o compongono: pulvini e tegoli.

In questo contesto, il ricorso alla valutazione del condition rating elaborato su base fuzzy appare uno strumento idoneo per effettuare una classificazione del livello di danno/degrado con riferimento a differenti gruppi di elementi strutturali che compongono l'opera.

L'obiettivo finale è quello di dare la priorità ad azioni di intervento per alcuni elementi e, per altri, di poter programmare ulteriori e più approfondite indagini. La strategia sopra esposta è stata utilizzata per l'assessment del pontile di approccio con riferimento particolare ai due elementi strutturali che o compongono: pulvini e tegoli.



Figura 4. Un esempio di tegoli appartenenti alle macroclassi a e b.

4.2 Condition rating del pontile di approccio

L'analisi dello stato di degrado degli elementi strutturali che compongono il pontile di approccio, valutata sulla base delle risultanze di alcune prove preliminari effettuate e delle ispezioni visive, ha condotto alla compilazione delle schede che seguono. Le componenti strutturali (pulvini e tegoli) sono stati suddivisi in due macrocategorie con riferimento al livello di danno/degrado.

categoria a) - (danno severo): per quegli elementi che, sulla scorta delle indagini visive, supportate da saggi e prove di laboratorio, sono risultati essere caratterizzati da un livello di maggiore degrado (figura 3 - pulvini, e figura 4 - tegoli);
categoria b) - (danno leggero): per quegli elementi la cui

valutazione iniziale evidenzia un migliore stato di conservazione (figura 3 - pulvini, e figura 4 - tegoli).

Le ispezioni visive effettuate sugli elementi strutturali pulvini a tegoli supportate da alcuni test di base hanno condotto alla valutazione dei coefficienti K coinvolti nel condition rating, come riassunto nella tabella 2. Secondo la metodologia descritta in precedenza, il condition rating viene valutato dapprima su tutti gli elementi strutturali che costituiscono il pontile. Il punteggio finale viene quindi ottenuto introducendo il fattore di importanza K_{1i} , il quale ha lo scopo di "graduare" l'effetto di ogni elemento strutturale sulla sicurezza/durabilità della intera opera.

Il condition rating per i pulvini e i tegoli è stata valutato sulla base della distinzione nelle due macro classi. Effettuata l'analisi sulle singole membrature, è stato valutato il corrispondente condition rating su base fuzzy, fornendo, infine un giudizio conciso sulle condizioni del pontile di approccio (tabella 3). La figura 5 riassume il condition rating per gli elementi strutturali delle diverse sotto-opere che compongono il Porto.

Tabella 2. Condition rating per la classe a) dei pulvini del pontile di approccio.

Componente Strutturale: Sovrastruttura								
Elemento strutturale Pulvino classe a)								
Spontanei e deformazioni strutturali	Damage type	EH	Fattori			Prodotto fuzzy	Mm	Mrf
			Intensità	Estensione	Urgenza			
			K2i	K3i	K4i	DisK2iK3iK4i	DisK2iK3iK4i	Dis2a2b
Spontanei e deformazioni strutturali	infiltrazioni verticali	2,0	0,0	0,0	0,0	0,5		40,0
	irregolarità e urti	1,0	0,0	0,0	0,0	0,3		20,0
Calesstruzzo	spellatura, stratificazione, nidi d'ape, vuoti	1,0	0,6	0,3	0,7	5,0		20,0
	resistenza inferiore alla richiesta	2,0	0,0	0,0	0,0	0,5		40,0
	copriferro inferiore alle esigenze ambientali	2,0	1,0	1,0	0,8	35,6		40,0
	carbonatazione	2,0	0,9	1,0	0,8	34,0		40,0
	penetrazione cloruri	3,0	1,0	0,9	0,7	49,9		60,0
	fess. da carichi, def. impr. vancoli	3,0	0,0	0,0	0,0	0,8		60,0
	danneggiamenti meccanici, erosioni, collisione	1,0	0,3	1,0	0,7	7,4		20,0
	efflorescenza, esudazione, espulsione	1,0	0,0	0,0	0,0	0,3		20,0
	umidità superficiale	1,0	0,3	1,0	0,3	3,8		20,0
	difetti di copriferro per corr. armature	2,0	1,0	1,0	0,8	35,6		40,0
rigonfiamenti per corrosione armature	3,0	0,9	0,9	0,7	41,7		60,0	
Armature	corrosione delle staffe	1,0	1,0	1,0	0,8	17,8		20,0
	corrosione delle barre principali di armatura	3,0	0,3	0,7	0,7	17,8		60,0
	dati alle guaine	2,0	0,4	0,3	0,7	8,5		40,0
	corrosione nei cavi di precompressione	4,0	0,6	0,4	0,7	26,1		80,0
	anomalie di iniezione	4,0	0,3	0,3	0,7	13,6		80,0
	svilimento delle barre	4,0	0,4	0,3	0,7	16,9		80,0
	espulsione appesecci di ancoraggi	4,0	0,4	0,3	0,8	18,3		80,0
							333,3	920,0
Condition rating dell'elemento							Rc-Mm/Mrf	36,2

Tabella 3. Condition rating per il pontile di approccio.

Componente struttura	Pontile di approccio			
	Pulvini		Tegoli	
Elemento strutturale	Classe a	Classe b	Classe a	Classe b
Elementi precompressi	1,20	1,20	1,20	1,20
K1i	0,80	0,80	0,60	0,60
K1i f	0,96	0,96	0,72	0,72
Mref	920,00	920,00	760,00	760,00
K1i f x Mref	863,20	863,20	547,20	547,20
$\sum K1i f \times Mref$	1430,40			
Mmi	333,30	143,88	146,78	91,92
K1i f x Mmi	319,97	136,12	105,68	66,18
W	0,15	0,85	0,10	0,90
K1i f x Mmi x W	48,00	117,40	10,57	59,56
Somma pesata	235,53			
$(R_s)_c = \frac{(g)}{(b)} \times 100$	16,47			

Tale risultato costituisce uno strumento per la realizzazione delle liste di priorità, individuando gli elementi strutturali per i quali sono necessarie azioni di intervento immediato, e quelli per quali gli interventi potranno essere programmati in un intervallo di tempo più o meno limitato.

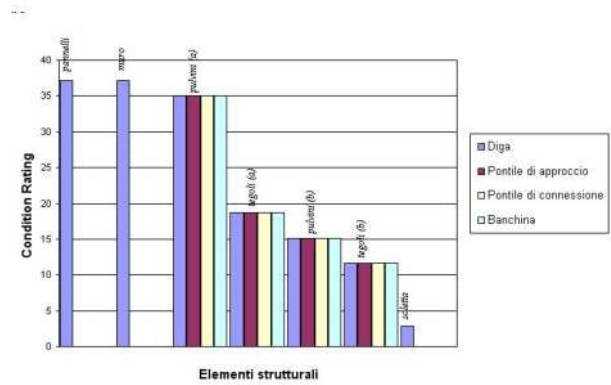


Figura 5. Condition rating per gli elementi strutturali del Porto.

5. BIBLIOGRAFIA

- CEB-FIP, 1998. Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures. *Bulletin d'Information No. 243*.
- Evaluation of the carrying capacity of existing bridges: Final Report, 1994. *A report of Ministry of science and technology of Republic of Slovenia*. Department of Transportation, USA Project No JF 026. Lubiana 1994
- Zadeh L.A., Fuzzy Sets, 1965. *Information Control* 8, pp. 338-353.

ANALISI DEGLI INTERVENTI MANUTENTIVI SU STRUTTURE AMMALORATE

Roberto Marino¹, Alfredo Martini², Antonio Pedicini³

1 ATECAP – Associazione Tecnico-Economica del Calcestruzzo Preconfezionato

2 CRESME – Centro Ricerche Economiche Sociali di Mercato per l'Edilizia e il Territorio

3 Centro Sviluppo Tecnologie - C.S.T. S.r.l.

SOMMARIO

Nell'ambito dei programmi di sviluppo e comunicazione per una maggiore cultura del cemento armato promossa dal Progetto Ulisse¹, sono state condotte due tipologie di indagini sugli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria.

La prima indagine riguarda un'analisi economica sugli investimenti stanziati negli ultimissimi anni per il ripristino parziale e totale di determinate strutture.

Nella seconda ricerca, effettuata su un campione di circa 60 strutture, sono state analizzate, invece, le principali cause che ne hanno prodotto l'ammaloramento.

SUMMARY

This research grows within Progetto Ulisse¹, a program with the purpose of reinforced concrete culture diffusion.

The research consists of two different kind of analyses about reinforced concrete structure maintenance.

The first one is an economic analysis on recent years investments in structure maintenance.

In the second one, carried out on a sample of about 60 structures, they analyzed the main causes of structure decay.

1. IL MERCATO DELLA MANUTENZIONE DELLE STRUTTURE

Da questa indagine si è potuto tracciare un primo profilo sulla ipotetica percentuale che il mercato del rinnovo occupa sugli investimenti pubblici destinati all'intero comparto edilizio. Tale percentuale è risultata crescente negli ultimi anni e le Amministrazioni prevedono investimenti sempre più alti in valore economico nei prossimi anni. Del resto, già in alcuni articoli apparsi in riviste di assoluto rispetto nell'ambito del calcestruzzo, si rileva che la percentuale del rinnovo o ripristino di strutture degradate abbia superato il 50% degli investimenti in edilizia.

1.1 Il mercato italiano delle opere pubbliche

Il 2006 segna la fine di quel processo di profonda trasformazione che ha caratterizzato il mercato italiano dei lavori pubblici dall'inizio degli anni Duemila. Ogni illusione che la seconda metà del 2005, con i suoi profondi segnali di disagio e di ripiegamento costituisse una fase transitoria, un momento di stasi a cui sarebbe seguita una nuova ripresa è stata radicalmente smentita. Nel 2006 non solo non vi è stata alcuna ripresa, ma la crisi si è acuita, rendendo evidente che una fase si è conclusa.

Alla fine dello scorso anno il mercato italiano delle gare di appalto ha infatti registrato una contrazione del numero delle

gare del 10%, che si aggiunge al -2,7% rilevato nel 2005. Più consistente è stato il calo in termini di importo: -12% nel 2006, dopo un -7% nel 2005.

Sull'evoluzione del mercato, così come sulla sua attuale fase di contrazione, hanno agito una pluralità di fattori che al di là degli effetti congiunturali hanno contribuito a cambiarne le caratteristiche sostanziali, agendo in profondità sia sul piano della domanda che dell'offerta.

Pochi numeri e pochi valori percentuali possono essere utilizzati per rendere evidente la trasformazione.

Il primo dato riguarda la progressiva e radicale riduzione del numero delle gare. Nel 2002 venivano bandite 35.453 gare di appalto, nel 2006 sono diventate 27000. In cinque anni le opportunità si sono ridotte di oltre un quarto (-26%). Meno lineare risulta l'andamento del valore del mercato. Qui l'effetto della Legge Obiettivo, intesa come strumento volto a favorire un cambiamento nel modo stesso di programmare e di selezionare le opere a cui collegare le relative risorse, oltre che a "selezionare" e a destinare i finanziamenti in determinate direzioni rispetto ad altre, è stato determinante. Il risultato è una crescita considerevole della spesa nel biennio 2003 – 2004, pari ad oltre il 53% rispetto al valore del mercato registrato nel 2002. Le difficoltà registrate dalla finanza pubblica nel 2005 hanno egualmente contribuito all'inversione del processo nel biennio successivo, con una contrazione del 19%. Al di là dell'andamento congiunturale dei due bienni,

resta comunque un dato strutturale: un assestamento verso l'alto della spesa per opere pubbliche rispetto alla fine degli anni Novanta, dovuto a scelte politiche, ma anche alla creazione di condizioni e di procedure in grado di coinvolgere una quota crescente di risorse private.

L'altro grande cambiamento riguarda lo sviluppo di un nuovo mercato, rappresentato dalle diverse modalità di partenariato pubblico privato, dalle concessioni di costruzione e gestione alle concessioni di servizi comprendenti quote rilevanti di attività di manutenzione straordinaria, dal Global Service al Facility management, ad una serie di procedure minori che vanno da progetti complessi di trasformazione urbana alle sponsorizzazioni.

Tutto questo ha favorito e alimentato un processo di concentrazione delle risorse verso lavori dimensionalmente più rilevanti, con il risultato che la struttura stessa del mercato si è andata modificando profondamente.

Nel 2002 il 48,8% delle gare riguardava opere di importo inferiore ai 150.000 euro, cinque anni dopo la quota si è ridotta al 34,3%. La loro incidenza in termini di spesa è passata dal 4,9% al 2,3%. L'ampia fascia dei lavori di dimensione media fino ai 5 milioni di euro "pesava" nel 2002 come numero per il 49,6% e in valore per 48%. Ebbene nel 2006 i lavori medi appaltati rappresentano il 63%, ma in termini di valore di mercato la loro incidenza si è ridotta al 37,3%, a tutto vantaggio dei grandi e grandissimi lavori, cresciuti di numero (dall'1,6% al 2,6%), ma soprattutto in termini di assorbimento delle risorse. Nel 2002 vi era destinato il 47,1% (una quota equivalente a quella dei lavori di media dimensione), cinque anni dopo il 60,5%.

Questo cambiamento risulta oggi consolidato, come risulta dal confronto con il 2004 e dalla stabilità della composizione registrata nel 2005. Se infatti nel 2004 la quota dei grandi lavori ha raggiunto la soglia più elevata del 64% a scapito dei lavori medi (ridottisi al 34%), nel 2005 e nel 2006 le percentuali risultano pressoché identiche. Una conferma che il processo si è stabilizzato e che questa va considerato il nuovo punto di equilibrio del mercato delle opere pubbliche.

1.2 Nuove costruzioni e rinnovo: un mercato diviso in due

In questo scenario l'attività di rinnovo e di riqualificazione ha visto passare nel quinquennio 2002-2006 il numero degli interventi da 23495 a 18238, registrando una contrazione intorno al 22%, a fronte di un forte incremento del valore economico (+54%). Meno lavori, ma molto più grandi. Il valore medio si è, infatti, raddoppiato passando da 478 mila a poco meno di un milione di euro.

Da sempre il mercato del rinnovo è caratterizzato da una pletora di piccoli interventi, di dimensione più ridotta rispetto alle nuove opere, con l'effetto che tradizionalmente sul piano del numero questo segmento di mercato risulta preponderante: 66,3% nel 2002, 70,4% nel 2004 e 68% nel 2006.

Diversamente, sul piano del valore del mercato la maggiore dimensione e l'effetto "Legge Obiettivo" hanno determinato una prevalenza di spesa per le opere di nuova costruzione fino al 2005.

Nel 2002 il valore delle nuove opere era pari al 50,3%, una percentuale salita al 54% nel 2003, per raggiungere il punto più alto del 62% nel 2004 e poi ridiscendere al 51,9% nel 2005.

Il fatto nuovo si verifica nel 2006 quando il valore del mercato del rinnovo arriva a rappresentare il 53,2% contro il 45,4% delle opere di nuova costruzione e un 1,4% di lavori che abbiamo definito come "misti", ovvero progetti che includono entrambi i comparti il cui importo è difficilmente separabile per le due tipologie di intervento.

Il risultato è che dopo molti anni stiamo assistendo al sorpasso da parte della manutenzione straordinaria e della riqualificazione nei confronti delle opere di nuova costruzione anche sul piano del valore del mercato. A differenza delle nuove costruzioni il mercato del rinnovo non sembra, infatti, aver esaurito il proprio ciclo di crescita, passando complessivamente dal 2002 al 2006 da 11 miliardi a oltre 17 miliardi di euro.

Nel 2002 sul piano del numero degli interventi, l'attività ordinaria rappresentava il 29,3% contro il 70,7% di quella straordinaria. Cinque anni dopo la "quota" di quest'ultima è cresciuta all'84%.

In valore il peso dell'attività straordinaria è passata dal 69% del 2002 a meno del 60% del 2006; viceversa al quota del mercato "ordinario" grazie al Facility Management è cresciuta dal 31% al 40,3%.

1.3 Costi della manutenzione straordinaria alla luce di una maggiore durabilità delle opere: una simulazione

Al fine di favorire una valutazione "economica" dei possibili effetti che una maggiore qualità del costruire relativamente alle strutture in cemento armato potrebbe determinare garantendo – secondo quanto previsto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni – una durabilità di almeno 50 anni si è proceduto ad una simulazione su quelli che potrebbero essere i costi di manutenzione straordinaria relativamente al patrimonio realizzato.

La simulazione costituisce una stima orientativa e i valori rappresentati vanno considerati meramente indicativi al fine di cogliere l'importanza dei costi di manutenzione straordinaria e in che misura una maggiore durabilità potrebbe contribuire a ridurli.

Il costo di manutenzione del calcestruzzo è stato stimato sulla base della serie storica del dato relativo agli investimenti in nuove costruzioni per il periodo 1982-2006.

Nella stima si è tenuto conto in modo differenziato dei due diversi comparti che determinano il mercato, l'edilizia e il genio civile e della diversa quantità di consumo a seconda del tipo di calcestruzzo utilizzato (normale e preconfezionato).

Si è altresì tenuto conto del costo medio di un intervento di rinnovo pari al 40,1% degli investimenti in nuove costruzioni per il comparto dell'edilizia, e del 18,3% per il genio civile.

Questi parametri sono stati poi commisurati nell'arco della scala temporale all'evoluzione del mercato del calcestruzzo in termini di maggiore o minore consumo dei due tipi considerati nonché alla diversa durabilità media assicurata dai due tipi di calcestruzzo.

Sulla base di questi parametri si è stimato che quanto investito nelle costruzioni nel periodo 1982 – 2006 renderà necessaria un'attività di manutenzione straordinaria nei 25 anni successivi, ovvero a partire dal 2007 fino al 2031, per un valore prossimo ai 270 miliardi di euro.

Ipotizzando che la quota di cemento armato garantisca la durabilità minima prevista dalle Norme Tecniche per le Costruzioni (d.m. 14/09/2005), ovvero 50 anni si determina

uno slittamento nel tempo dei costi e una contrazione della spesa necessaria per i prossimi 25 anni di poco più di 201 miliardi e mezzo di euro, con un risparmio di 68 miliardi e 433 milioni.

2 IL DEGRADO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO: CASE STUDIES

Su 58 strutture esaminate si rileva come l'insufficiente durabilità delle strutture e le conseguenti menomazioni della vita utile di esercizio e progetto, siano causate da diversi fattori con responsabilità che dovrebbero essere equamente distribuite tra i vari soggetti che intervengono nel processo di costruzione.

Pur non potendo considerare il campione rappresentativo dell'intero patrimonio edilizio, l'indagine mette però in rilievo alcune cause che convalidano il principio della necessità di "progettare la durabilità" assunto come fondamentale dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del settembre 2005.

Lo studio elenca succintamente le cause di degrado e le analizza sotto un'ottica prestazionale dei materiali, dell'influenza che le normative hanno avuto sulla progettazione in Italia, partendo dal decreto di inizio '900 per arrivare a quello del 1996, dell'importanza della esecuzione e della Direzione Lavori, per finire ai particolari esecutivi che hanno portato le strutture a degradarsi in modo progressivo nel corso della vita di servizio.

2.1 Oggetto e finalità dell'indagine sulle strutture esistenti

La seconda parte dell'indagine ha riguardato il monitoraggio di un campione di opere pubbliche e private, realizzate dal 1910 al 1990, per analizzare le condizioni di degrado delle strutture in calcestruzzo armato, mettendone a fuoco le cause. In Tabella 1 la descrizione del campione preso in esame.

Tabella 1 – Caratteristiche del campione preso in esame

Caratteristiche principali del campione studiato	
Numero totale dei casi	58
Periodo di costruzione dell'opera	dal 1910 al 1980 / '90
Destinazione d'uso	66% infrastrutture (in prevalenza ponti) 25% terziario (istruzione, sanità, sport); 9% edifici industriali
Tipo di materiale	56% in c.a. 44% miste
Lo stato di degrado del campione studiato	
Presenza di degrado	75% diffuso 25% localizzato
Tipo di degrado	32% difetti di copriferro; 24% attacco alle armature (corrosione o semplice ossidazione); 24% umidità anomala; 13% dissesti (lesioni e fessurazioni); 6% carbonatazione.
Cause del degrado	42% manutentive; 34% esecutive; 11% variazioni di condizioni d'uso o ambientali; 8% progettuali; 5% varie altre.
Gli interventi manutentivi sul campione studiato	

Committenza degli interventi	90% pubblica; 10% privata.
Costo interventi:	67% medio (da 100 a 500 migliaia €); 21% grande (oltre 500 m €); 12% piccolo (sotto 100 m €).
Precedenti interventi manutentivi:	60% insufficienti (come efficacia o frequenza); 30% nulli (anche se necessari); 10% sufficienti
Previsione di manutenzione	73% negli interventi di recente realizzazione o ancora in progetto

Secondo l'indagine, tre sono i fattori che maggiormente influenzano una buona riuscita della costruzione delle strutture in cemento armato:

- una prescrizione e una progettazione attente alle condizioni ambientali e di contesto oltre che alle caratteristiche tecniche dell'opera, orientate quindi a trattare la durabilità come requisito fondamentale e non accessorio di quelli di sicurezza e resistenza;
- una corretta scelta dei materiali e della posa in opera (ovvero qualità delle casseforme, rispetto delle caratteristiche tecniche del prodotto, delle modalità di getto e dei tempi di stagionatura dei manufatti in cemento armato);
- un monitoraggio delle condizioni della struttura e dei suoi particolari nel tempo a cui accompagnare una manutenzione preventiva conseguente.

Dall'indagine emerge che il degrado è innescato da cause intrinseche, per la mancanza di corrette prescrizioni del calcestruzzo in relazione all'ambiente di servizio della struttura, estrinseche, per le diverse responsabilità coinvolte nel processo edilizio e oggettive, in relazione soprattutto allo stato normativo cogente al momento della costruzione.

A tali cause si sommano, poi, carenze ascrivibili ai diversi operatori del processo, consistenti precisamente nella mancanza di:

1. definizione di particolari esecutivi indispensabili per la durabilità dell'opera, da parte dei progettisti (quali spessore del copriferro, compattezza dei getti, regimentazioni delle acque meteoriche)
2. controlli efficaci in corso d'opera, da parte della direzione dei lavori, capaci di assicurare il rispetto dei requisiti prestazionali dei materiali impiegati, in particolare su ciò che attiene la salvaguardia delle armature;
3. verifica, in sede di collaudo, delle caratteristiche di durabilità insieme a quelle di resistenza. Contestualmente al collaudo statico, contemplato dalle norme passate e vigenti, sarebbe indispensabile un "collaudo della durabilità", da definire concettualmente e regolamentare operativamente;
4. monitoraggio e manutenzione preventiva adeguata alla interazione delle costruzioni con l'ambiente in cui vive la struttura.

Va tenuto presente che, per il settore delle costruzioni, il concetto di "vita utile" di progetto di una struttura, come specificatamente indicato dalle Norme Tecniche per le

Costruzioni, è una acquisizione piuttosto recente, in particolare per quelle in calcestruzzo, che inizialmente veniva erroneamente considerato come un materiale perenne ed indenne da particolari aggressioni da parte dell'ambiente.

Nel periodo esaminato (1910 – 1990) la cultura tecnica in generale, quindi quella della progettazione, e di riflesso la normativa tecnica vigente al momento della costruzione dell'opera, era essenzialmente improntata da problematiche di carattere statico, con l'implicito presupposto che la validità statica avrebbe comportata parallelamente anche quella relativa alla durabilità della costruzione.

Pertanto, una struttura, progettata ed eseguita secondo norme e regolamentazioni vigenti, risultava valida dal punto di vista statico, ma poteva subire anche gravi ammaloramenti durante la propria vita di servizio, in seguito all'interazione calcestruzzo-ambiente.

Questa situazione, apparentemente paradossale, è stata riscontrata in molti casi delle 58 strutture esaminate.

Il patrimonio edilizio realizzato con queste modalità nell'arco temporale esaminato nello studio, che giunge ai primi anni '90, presenta pertanto un deficit generalizzato di proprietà critiche sotto l'aspetto della durabilità, con alto rischio di degrado accelerato, ulteriormente aggravato dall'assenza di azioni sistematiche di monitoraggio e di interventi tempestivi di manutenzione.

Successivamente le problematiche della durabilità delle costruzioni sono state al centro di numerose ricerche e di molti dibattiti scientifici, fino ad essere esplicitamente assunte nelle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il d.m. 14/09/2005.

In particolare, già nei Principi fondamentali le Norme stabiliscono i rapporti tra sicurezza e durabilità, imponendo, a tutti i soggetti responsabili delle diverse fasi del processo edilizio il controllo della durabilità attraverso le classi strutturali di vita utile di progetto.

L'innovazione culturale e scientifica, rispetto alla precedente normativa, è particolarmente significativa ma gli intenti potrebbero essere vanificati nelle applicazioni pratiche, mancando una puntuale definizione dei dispositivi di verifica, in sede di collaudo, degli adempimenti demandati a progettisti e direttori dei lavori.

Potrebbero pertanto manifestarsi ancora le principali carenze, di progettazione, esecuzione e manutenzione, emerse dallo studio.

2.2 Le carenze di progettazione

In numerosi casi si riscontra un atteggiamento molto diffuso, anche nei livelli più elevati della professione, definibile come propensione ad identificare il comportamento nel tempo del calcestruzzo semplice con quello del calcestruzzo armato, e a non tenere debito conto, di conseguenza, della criticità costituita dalle armature metalliche disposte normalmente alla periferia degli elementi strutturali, nello strato cioè maggiormente esposto all'aggressione dei fattori esterni di degrado.

Dallo studio emerge, soprattutto, una inadeguata protezione delle costruzioni dagli agenti atmosferici. Nel caso specifico dei ponti stradali, sono generalizzate le insufficienze di regimentazione delle acque meteoriche e di impermeabilizzazione della struttura, in particolare dell'impalcato.

L'assenza della regimentazione delle acque meteoriche è un fenomeno che interessa l'intero territorio nazionale, con pesanti ripercussioni sulla durabilità delle strade ed in particolare dei ponti, che rappresentano gli elementi più critici del sistema, essendo interessati, in fondazione, dalle aumentate portate di piena dei fiumi, e, in elevazione, dai flussi di acque, cariche di detriti, convogliati dalle strade e che in genere non trovano un sufficiente impianto di smaltimento.

Un elemento critico rilevante riguarda l'assenza di provvedimenti relativi alla impermeabilizzazione dell'impalcato nella presunzione che il conglomerato bituminoso del manto stradale sia di per sé sufficiente a proteggere anche quello cementizio della struttura.

La realtà è ben diversa e il risparmio iniziale si tramuta in costi assai maggiori all'atto della realizzazione, a posteriori, della necessaria impermeabilizzazione.

In alcuni casi sono stati valutati anche i differenziali di costo per la impermeabilizzazione all'estradosso dell'impalcato, giungendo ad un moltiplicatore superiore a dieci, tra il costo sufficiente al momento della realizzazione del ponte e quello necessario a posteriori, sul quale vanno ad incidere i maggiori oneri derivanti dal disfacimento della vecchia pavimentazione e il rifacimento della nuova, specialmente se in presenza parziale di traffico.

La ricerca evidenzia, inoltre, una particolare criticità per quanto riguarda le opere per le quali si è fatto ricorso al calcestruzzo a faccia vista.

Questa soluzione, normale nelle opere infrastrutturali e nell'edilizia industriale, viene frequentemente adottata anche nell'edilizia civile, in particolare pubblica, per gli evidenti vantaggi che essa presenta in fase esecutiva.

La scelta, esteticamente ed economicamente interessante, non è però di solito accompagnata da provvedimenti idonei a garantire la necessaria durabilità dell'opera.

Su questa tipologia di interventi manutentivi, si è riscontrato un degrado diffuso (profondità della carbonatazione del calcestruzzo, ben oltre il copriferro ed espulsione dello stesso) e molto rapido, che richiede interventi straordinari già prima dei 30 anni successivi alla costruzione dell'edificio.

In conclusione, possiamo affermare che lo studio del CST testimonia come l'attenzione progettuale sia stata rivolta essenzialmente alla sicurezza strutturale, al rispetto delle normative vigenti al momento della costruzione, fatto certamente riscontrabile dalle documentazioni esaminate e dai rilievi eseguiti sui materiali impiegati, ma in totale assenza di considerazioni di come la stessa struttura avrebbe poi "reagito" con l'ambiente negli anni a venire.

Alcune strutture esaminate, infine, denunciano un ammaloramento dovuto alle variate condizioni operative nel corso della loro vita di esercizio.

2.3 Le carenze della Direzione dei Lavori

Il Direttore dei Lavori è di fondamentale importanza nello svolgimento del processo edilizio, avendo tra l'altro, per legge, la responsabilità di "identificare gli interventi necessari ad eliminare difetti progettuali o esecutivi".

L'eliminazione dei difetti di progetto (per vari motivi, anche se rari) rientra nei rapporti tra Direttore dei Lavori e progettista, mentre la eliminazione dei difetti esecutivi, molto frequenti, coinvolge le relazioni tra Direttore dei Lavori ed

impresa, che rappresentano senz'altro uno degli anelli deboli dell'intero processo di costruzione.

Tra i difetti esecutivi riscontrati nello studio, il più grave è senz'altro l'insufficienza dello spessore del copriferro.

Nel campione studiato, questo difetto, ascrivibile esclusivamente all'insufficiente controllo della impresa esecutrice da parte della direzione lavori, è risultato:

- molto frequente, interessando circa il 40% delle opere esaminate;
- tra le cause principali del degrado e del danneggiamento delle strutture in c.a.;
- persistente nel tempo, malgrado l'evoluzione tecnica intervenuta per la posa delle armature e, soprattutto, per il getto del calcestruzzo.

Si può aggiungere che tale difetto è di carattere generale, interessando indifferentemente superfici orizzontali e verticali di opere antiche e recenti, pubbliche o private, di qualsiasi tipologia.

Alla radice dei casi più eclatanti si individuano delle decisioni assunte per semplificare le operazioni di getto, con pesantissime ripercussioni negative sui costi di gestione e di manutenzione delle opere.

2.4 Le carenze di manutenzione e di gestione

Le carenze di manutenzione costituiscono un fattore spesso decisivo di degrado delle costruzioni in calcestruzzo armato dovuto soprattutto a tre categorie di problemi: la carenza di risorse, comprensive di fondi e di personale tecnico qualificato, l'assenza di una manutenzione programmata e un'insufficiente cultura tecnica ed economica.

Quali carenze di gestione vanno considerati, come precedentemente detto, i danneggiamenti derivanti da un uso delle opere non propriamente corrispondente alle loro caratteristiche e funzioni originarie.

Quello che il rapporto vuole principalmente evidenziare è che l'assoluta mancanza del monitoraggio, che si dovrebbe compiere sulla struttura con determinati intervalli temporali prefissati, porta inevitabilmente la Committenza ad interventi che assumono sempre più un ruolo di carattere straordinario piuttosto che preventivo, aumentando, di conseguenza, il relativo costo della ristrutturazione.

Nel diagramma sotto riportato, si evince come la manutenzione preventiva e tempestiva sia di gran lunga preferibile ad una manutenzione ritardata e riparativa.

Si noti, infine (Fig. 1), come l'aumento del degrado ed il relativo costo di manutenzione, abbiano un comportamento di tipo esponenziale. È facilmente immaginabile che si arriverà ad un punto tale per il quale converrà demolire l'opera piuttosto che sottoporla a manutenzione.

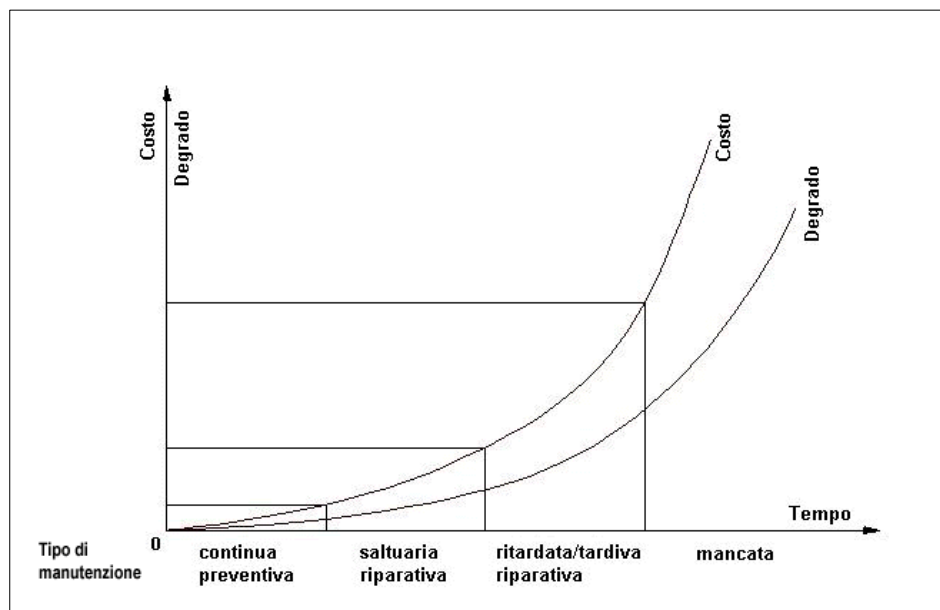


Figura 1 Andamento dei costi di manutenzione e del degrado della struttura in funzione della tipologia di manutenzione

3. CONCLUSIONI

In conclusione lo studio rileva come una buona gestione riguardante programmi e investimenti destinati alla manutenzione preventiva e ordinaria, sia la via obbligata per minimizzare l'investimento globale, relativo all'intera vita utile della costruzione, e per evitare in particolare gli ingenti "extra-costi" derivanti da manutenzione effettuata in ritardo rispetto alle esigenze.

Se si vogliono ridurre nel corso dei prossimi anni gli investimenti destinati alle manutenzioni ordinarie e straordinarie delle nostre strutture, i soggetti interessati al processo edilizio si devono rendere conto dell'importanza dei loro ruoli e responsabilità, alla luce soprattutto delle nuove normative che pongono la vita utile di servizio e di progetto delle opere come principio fondamentale per la durabilità delle strutture.

Le caratteristiche del calcestruzzo preconfezionato con processo industrializzato offrono oggi maggiori garanzie sul

piano della conoscenza della tecnologia produttiva e della rispondenza ai requisiti richiesti in fase di prescrizione anche in seguito all'introduzione, con le Norme Tecniche per le Costruzioni, dell'obbligo di certificazione del Sistema di Controllo del Processo per calcestruzzo prodotto con processo industrializzato.

Sul piano della durabilità il calcestruzzo preconfezionato con processo industrializzato costituisce un fattore di rafforzamento se, ovviamente, prescritto e prodotto in coerenza con le condizioni di utilizzo e posato in opera e maturato correttamente.

Infatti, come emerge anche dall'analisi delle strutture esistenti, fra le cause della scarsa durabilità delle opere si può citare la non corretta scelta dei materiali, ovvero una prescrizione e una progettazione non attente alle condizioni ambientali di vita dell'opera (classi di esposizione ambientali cui corrispondono calcestruzzi con caratteristiche prestazionali ben definite).

¹ Progetto Ulisse è un'iniziativa promossa da AITEC – Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento, ASSOBETON - Associazione Nazionale Industrie Manufatti Cementizi, ATECAP – Associazione Tecnico-Economica del Calcestruzzo Preconfezionato con lo scopo di diffondere e sviluppare una cultura del calcestruzzo di qualità, evidenziando i valori dell'innovazione, della durabilità, della sostenibilità e dell'economicità dell'ampia gamma di prodotti e di tecnologie esistenti intorno al calcestruzzo.

CAPACITÀ A TAGLIO DI TRAVI “STORICHE” IN CEMENTO ARMATO

Mauro Mezzina¹, Fabrizio Palmisano¹

¹ Dipartimento di Scienze dell’Ingegneria Civile e dell’Architettura, Politecnico di Bari

SOMMARIO

La valutazione della affidabilità degli edifici esistenti, sta assumendo, un’importanza sempre maggiore nello scenario economico e sociale del nostro Paese. D’altro canto le attuali normative trattano tale aspetto spesso relativamente solo alla vulnerabilità sismica degli edifici ed in ogni caso in maniera limitata. Le formulazioni usate sono in molti casi le stesse utilizzate per le nuove costruzioni senza, quindi, considerare l’evoluzione che i materiali e le tecniche costruttive hanno avuto nel corso di oltre un secolo di vita del cemento armato. Nella presente memoria, partendo dall’analisi dei risultati di prove sperimentali compiute su travi in cemento armato nei Laboratori di Stoccarda nei primi anni del secolo scorso, si propongono alcune riflessioni sull’adattabilità alle travi “storiche” delle attuali formulazioni recepite in ambito normativo nazionale ed europeo in tema di verifica a taglio.

Il presente lavoro è stato sviluppato all’interno del “Progetto di Ricerca Triennale 2005-2008 – DPC/RELUIS Linea 2 – MND”.

SUMMARY

The importance of reliability evaluation of existing buildings is getting a huge importance in the social and economic scenario of our country. On the other side, present codes deal with this subject only with reference to seismic vulnerability and, in general, in a limited way. Adopted formulations are often the same used with new buildings without considering the evolution occurred, in the last century, with reference to materials and construction techniques. In this paper the results of laboratory tests performed on r.c. beams in Stuttgart, in the first years of the last century, are analysed. The aim is to show that, regarding beams subjected to shear, the relations given for “new beams” in the present codes can’t be used, without any modification, for the verification of “historical beams”. The work presented in this paper was funded by “Progetto di Ricerca Triennale 2005-2008 – DPC/RELUIS Linea 2 – MND”.

1. RESTAURO DELLE ARCHITETTURE IN CEMENTO ARMATO

La *Sicurezza* e la *Conservazione* delle costruzioni in cemento armato deve confrontarsi con i molteplici aspetti scientifici e tecnici legati a questo tema. La crisi di un modello costruttivo tanto consolidato e diffuso, se sta sicuramente preparando il terreno ad un nuovo gradino del processo tecnologico, deve fare i conti con il suo troppo breve passato.

A livello scientifico e tecnico, la consapevolezza che il calcestruzzo armato è materiale estremamente sensibile all’azione deteriorante del tempo è ben consolidata ed è ampiamente dimostrata dalle scarse prestazioni di tanti edifici in calcestruzzo armato, ben note a tutti gli addetti ai lavori.

Solo negli ultimi anni, però, la percezione delle problematiche di un patrimonio edilizio fortemente a rischio, nonostante la sua età ancora giovane, comincia a diffondersi su una scala più ampia (e purtroppo solo a seguito di ripetuti, drammatici crolli). Al vasto dibattito tecnico sulla sicurezza delle costruzioni in cemento armato esistenti si contrappone, infatti, un immaginario “popolare” in cui ancora questo materiale è considerato all’avanguardia ed “eterno”,

infinitamente resistente e durevole, e persino simbolo di riscatto sociale ed economico. Purtroppo, in questa troppo rapida ascesa vanno in parte ricercate le ragioni di un parziale fallimento: la frenesia speculativa, unita ad una eccessiva fiducia nella standardizzazione del processo costruttivo, hanno portato, in effetti, a disattendere la qualità ed accuratezza dell’opera, riducendo così drammaticamente le prestazioni e la durevolezza dei manufatti. Ma anche da un punto di vista puramente tecnologico, lo stesso slogan coniato dai precursori “*il cemento armato è per sempre*”, sembra essere diventato improvvisamente inadeguato. In pochi anni, il problema della conservazione e del restauro delle strutture in cemento armato è diventato questione fondamentale, anche da un punto di vista quantitativo. Non è un caso che le prime incrinature nella più bella costruzione agiografica mai dedicata ad un materiale composito coincidano con l’interruzione dell’attività, nel 1967, dell’impresa Hennebique.

Solo negli ultimi decenni si è pienamente consolidata la conoscenza dei fenomeni di degrado che caratterizzano il materiale cemento armato, e sono stati di conseguenza adottati i necessari provvedimenti (sia nella progettazione delle

miscele sia nel progetto esecutivo strutturale) in grado di garantirne la durabilità. Inoltre, considerando che la diagnostica è sempre un processo estremamente complesso e incerto, e che una radicata tradizione nel Restauro ancora non esiste in questo campo, si comprende quanto delicata sia la gestione del patrimonio edilizio contemporaneo.



Figura 1 – Armature di travi con sistema Hennebique (Viadotto in Corso Italia a Bari, 1914)

I metodi di riparazione e rafforzamento devono tenere conto di queste difficoltà, e, proprio per questo motivo, tecniche e materiali innovativi sono continuamente sviluppati e sperimentati, soprattutto con riferimento ai danni subiti dagli edifici durante i sismi. Infatti, le uniche normative che attualmente si interessano degli interventi sugli edifici esistenti in c.a., in un quadro normativo nazionale in tema di riabilitazione strutturale assolutamente carente, sono in effetti quelle sismiche che, dovendo affrontare la delicata questione della emergenza post-terremoto, forniscono indicazioni progettuali e metodi di calcolo precisi per il rafforzamento e l'adeguamento strutturale. Le indicazioni pratiche date da queste normative rappresentano tuttavia un punto di riferimento utile per un primo approccio al problema, anche perché contengono una rassegna sintetica dei metodi di intervento più diffusi, nel panorama odierno caratterizzato da una proliferazione di prodotti e proposte commerciali vastissima ma non sempre di agevole gestione.

È solo il caso di ricordare che, ad esempio, il capitolo 11

dell'Allegato 2 all'Ordinanza 3274 [1] è dedicato all'esame degli edifici esistenti e a tutte le verifiche che occorre effettuare per valutarne la sicurezza. La Norma specifica che nel caso degli edifici esistenti occorre sottolineare due peculiarità connesse alla loro originaria progettazione:

- il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione;
- il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non evidenziabili.

Per tali motivi la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione.

La Norma prosegue:

“Ciò comporta l'impiego di adeguati fattori di confidenza nelle verifiche di sicurezza come pure metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall'affidabilità dell'informazione disponibile”.

È da rimarcare che in questo settore, già in sé caratterizzato da elementi di intrinseca incertezza, è particolarmente complesso il tema relativo alla determinazione della capacità a taglio degli elementi strutturali costruiti nei primi decenni del secolo scorso.

Questo tema, infatti, assume una propria connotazione principalmente a causa di almeno due peculiarità che rendono adattabili con una certa difficoltà alla prime costruzioni in cemento armato i moderni metodi di determinazione della resistenza a taglio prescritti dall'attuale panorama normativo:

- i materiali impiegati, ed in particolare l'acciaio di armatura, solitamente a bassissimo tenore di Carbonio conferiscono alla rottura modalità fessurative tipiche di elementi armati con acciai ad alta duttilità;
- le tecnologie utilizzate, ed in particolare la morfologia delle armature trasversali, spesso realizzate con staffe “aperte” ad U, in piattine appositamente conformate, non sono in grado di fornire adeguato confinamento ai puntoni di calcestruzzo del traliccio resistente.

In questo lavoro si propone una prima analisi di questo problema, che prende le mosse dall'osservazione dei risultati di prove sperimentali compiute su travi in cemento armato nei Laboratori di Stoccarda nei primi anni del secolo scorso, i cui risultati sono riportati in [2].

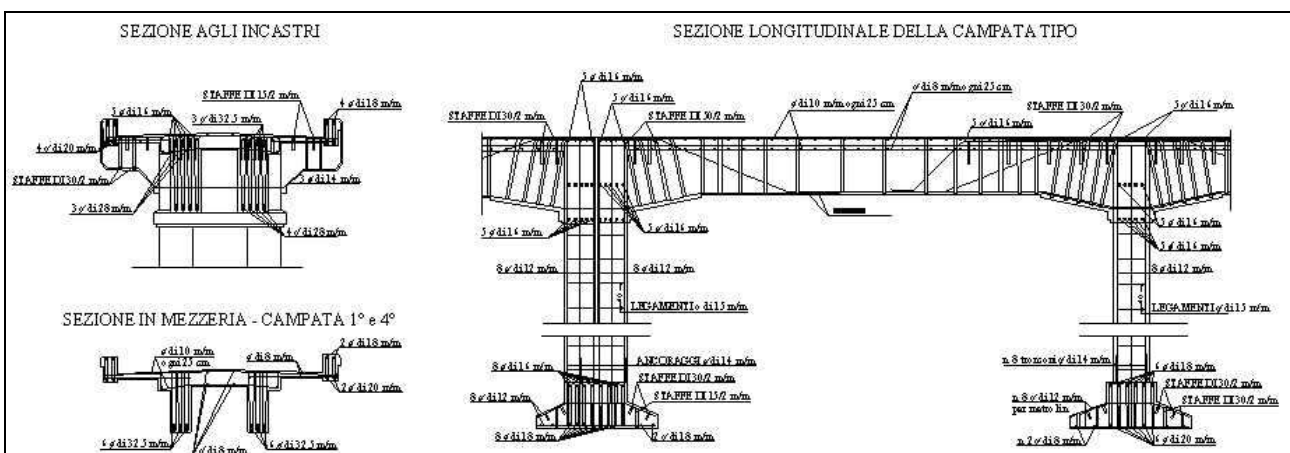


Figura 2 - Viadotto di Corso Italia a Bari, Impresa Porcheddu, Sistema Hennebique (1914): armature della campata tipo

Tabella 1 – Tabella riassuntiva relativa ad alcune delle prove di laboratorio effettuate nel Gabinetto di Stuttgart [2]

	R _c [MPa]	f _t [MPa]	b _w [m]	h [m]	Φ [mm]	n _l	Φ _w [mm]	Arm. Taglio	n _{br,w}	s [m]	V _{u,test} [daN]	Tipo rottura
4	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	7.0	Staffe	2	0.150	11000.00	Scorrimento barre inferiori
5	24.80	407.70	0.15	0.40	40.0	2.0	7.0	Staffe	2	0.150	8350.00	
6	24.80	407.70	0.30	0.40	40.0	2.0	7.0	Staffe	2	0.150	13650.00	
8	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	10.0	Staffe	2	0.200	18150.00	Rottura staffe
9	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	7.0	Staffe	2	0.200	16350.00	
10	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	5.0	Staffe	2	0.200	14900.00	
11	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	10.0	Staffe	2	0.150	18800.00	Rottura staffe
12	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	7.0	Staffe	2	0.150	18000.00	
13	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	5.0	Staffe	2	0.150	16400.00	
15	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	10.0	Staffe	2	0.100	21350.00	Rottura staffe
16	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	7.0	Staffe	2	0.100	20000.00	
17	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	5.0	Staffe	2	0.100	18150.00	
18	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	5.0	Staffe	2	0.050	20250.00	
19	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	7.0	Spilli	2	0.150	16300.00	
20	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	7.0	Staffe	2	0.150	16850.00	Rottura cls per barre superiori
21	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	7.1	Connettori	4	0.150	19850.00	Rottura staffe
22	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	5.0	Connettori	4	0.150	17500.00	
23	24.80	407.70	0.20	0.40	40.0	2.0	7.0	Staffe	2	0.150	15350.00	Raddrizzamento uncini
75	24.80	407.70	0.20	0.50	25.0	2.0	7.0	Staffe	2	0.090	15250.00	Scorrimento barre inferiori
77	24.80	407.70	0.20	0.50	25.0	2.0	10.1	Connettori	6	0.140	18850.00	

Nel presente lavoro sono analizzate le caratteristiche a rottura degli elementi testati, ed è posto in evidenza il comportamento a collasso. L'indagine propone, infine, alcune riflessioni sull'adattabilità alle travi "storiche" delle attuali formulazioni recepite in ambito normativo nazionale ed europeo in tema di verifica a taglio.

2. PROVE SPERIMENTALI NEL GABINETTO DI STUTTGART

Nella Tabella 1 e nella figura 3 sono riassunti dati e risultati di alcune prove di Laboratorio [2] eseguite nel Gabinetto di Stuttgart da Mörsch tra il 1906 ed il 1921.

Serie	TIPO DELLA TRAVE	Carico				P _u	P _u / P _{u,cal}	P _u / P _{u,cal}	P _u / P _{u,cal}	P _u / P _{u,cal}	P _u / P _{u,cal}	Causa della rottura
		P ₁	P ₂	P _u	P _u / P _{u,cal}							
1	Trave T con nervatura 15 cm largh. Fig. 305	18,0	18,3	10,1	10,3	—	63,0	Fessura obliqua di scorrimento nella nervatura, seguita dalla rottura del betone.				
2	come 1, ma con nervatura 15 cm largh. Fig. 306	18,3	18,3	7,8	7,8	—	61,1	Fessura obliqua di scorrimento nella nervatura, seguita dalla rottura del betone.				
3	come 1, ma con nervatura 30 cm largh. Fig. 307	22,7	21,5	14,1	13,9	—	61,3	Fessura obliqua di scorrimento nella nervatura, seguita dalla rottura del betone.				
4	Trave I con nervatura 15 cm largh. Fig. 308	20,0	17,0	11,7	11,0	4,6	66,3	Raddrizzamento del betone.				
5	come 4, ma con nervatura 15 cm largh. Fig. 309	16,2	16,2	10,5	10,5	4,4	66,5	Raddrizzamento del betone.				
6	come 4, ma con nervatura 30 cm largh. Fig. 310	21,5	21,5	13,8	13,0	4,7	67,0	Raddrizzamento del betone.				
7	Trave I con nervatura 15 cm largh. Fig. 311	17,0	14,2	14,1	—	—	60,5	Fessura del betone dovuta al taglio.				
8	Trave I con nervatura 15 cm largh. Fig. 312	—	15,5	—	—	7,1	68,3	Collasso della staffa. Fessura del betone dovuta al taglio.				
9	come 8, ma con staffe di Φ 7 mm. Fig. 313	23,0	22,7	13,9	—	3,5	64,2	Collasso della staffa. Fessura del betone dovuta al taglio.				

Figura 3 – Alcuni risultati delle prove eseguite da Mörsch a Stuttgart

“Queste prove, sull’azione delle staffe e dei ferri obliqui, furono eseguite su travi con diversa armatura trasversale; tutte le travi di prova avevano luce pari a 3 m, ed erano sollecitate da due carichi concentrati disposti simmetricamente ai terzi. L’armatura longitudinale fu scelta molto robusta, affinché la rottura non avvenisse in mezzera della trave, ma in vicinanza degli appoggi per azione degli sforzi di taglio. Come sezione della trave si preferì la forma a T e non quella rettangolare, perché con la prima le sollecitazioni derivanti dal taglio hanno maggiore intensità. Si

usò calcestruzzo con una miscela composta da 1 cem : 2 sabbia : 3 ghiaia del Reno, con il 9% d’acqua in peso, e la cui resistenza cubica fu misurata in 248 kg/cm² dopo 45 giorni di stagionatura sotto sabbia umida e sacchi bagnati.” [2]

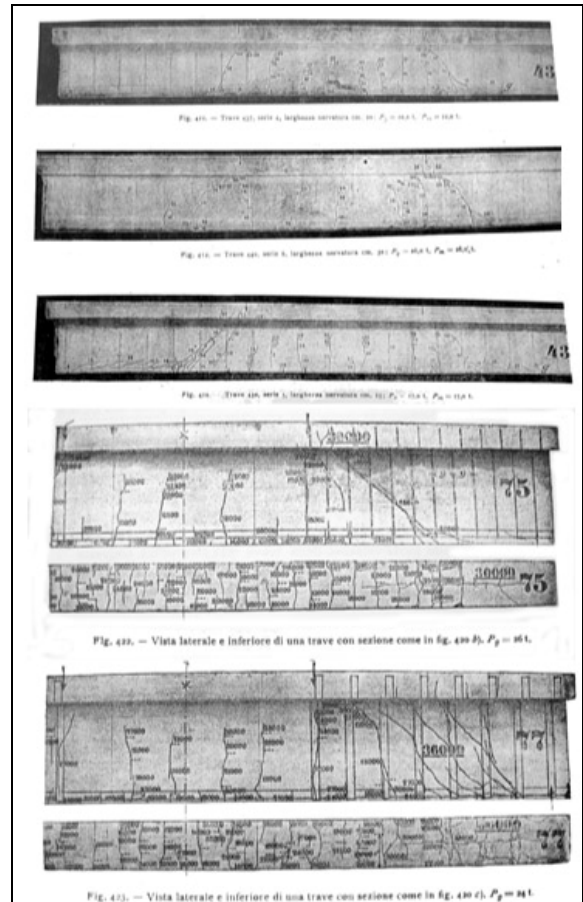


Figura 4 – Immagini relative alla rottura delle travi nn. 4,5,6,7,5,77

Per l'armatura longitudinale venne usato acciaio (in barre o in piatti) da cemento armato, che presentò carico di snervamento pari a 2716 daN/cm^2 e resistenza massima a trazione pari a 4077 daN/cm^2 .

3. ALCUNI COMMENTI AI RISULTATI DEI TEST DI MÖRSCH

I risultati delle prove riportate nella Tabella 1 sono stati analizzati utilizzando i modelli suggeriti dalle normative attuali, la cui giustificazione ed affidabilità poggia su teorie ormai consolidate. In particolare, utilizzando il modello di analisi previsto sia nell'ultima versione dell'Eurocodice 2 [3] sia nella versione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" [4] in corso di approvazione, si è cercato di ritrovare i valori di taglio ultimo, fornendo giustificazione sperimentale ad alcune quantità che compaiono nelle relazioni previste dai citati codici.

Entrambe le norme utilizzano il *modello del traliccio ad inclinazione variabile* in cui la resistenza a taglio-compressione $V_{rd,max}$ è fornita dalle bielle diagonali, aventi inclinazione θ , e la resistenza a taglio-trazione $V_{rd,s}$ è fornita dall'armatura d'anima avente inclinazione α . In particolare risulta:

$$V_{rd,max} = v f_{cd} b_w z \frac{ctg \theta + ctg \alpha}{1 + (ctg \theta)^2} \quad (1)$$

$$V_{rd,s} = f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s} z \sin \alpha (ctg \theta + ctg \alpha) \quad (2)$$

in cui:

- $v f_{cd}$ è la resistenza a compressione delle bielle diagonali in calcestruzzo;
- b_w è la larghezza dell'anima dell'elemento inflesso;
- z è il braccio della coppia interna;
- f_{ywd} è la tensione di snervamento dell'armatura d'anima avente area A_{sw} e passo s .

L'inclinazione θ può essere liberamente scelta dal progettista a condizione che sia rispettata la seguente limitazione:

$$1 \leq ctg \theta \leq 2.5 \quad (3)$$

Il valore θ_d dell'angolo θ che fa attingere contemporaneamente la resistenza a taglio-compressione e quella a taglio-trazione si ottiene uguagliando le espressioni (1) e (2) e, nel caso di armatura d'anima ortogonale all'asse longitudinale dell'elemento inflesso ($\alpha=90^\circ$), risulta pari a:

$$ctg \theta_d = \sqrt{\frac{v f_{cd} b_w}{f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s}} - 1} \quad (3)$$

Il coefficiente v riduce la resistenza a compressione delle bielle diagonali rispetto al valore di calcolo f_{cd} per tener conto sia della non perfetta uniformità delle tensioni normali nella sezione trasversale delle bielle sia della presenza di trazioni trasversali alle bielle stesse. Il valore di questo coefficiente è fornito in normativa (ved. ad es. [3]) ed è calibrato, ovviamente, per le modalità di armatura prescritte dagli attuali codici.

3.1 Taglio ultimo sperimentale vs. taglio ultimo "normativo"

Allo scopo di verificare l'attendibilità delle relazioni fornite in normativa rispetto ai carichi di rottura desunti in

laboratorio, l'analisi numerica delle prove riportate in Tabella 1 è stata condotta con riferimento ai valori di rottura dei materiali.

La figura 5 mostra che, quasi nella totalità dei casi esaminati, il valore teorico calcolato v_{teor} del coefficiente v risulta superiore al valore calcolato (v_{test}) in corrispondenza del carico di rottura desunto in laboratorio.

In figura 6 sono riportati i valori del taglio ultimo sperimentale $V_{u,test}$ e di quello teorico $V_{rd,ctg\theta}$ valutato, secondo l'Eurocodice 2 [3], utilizzando le espressioni (1), (2) e (3), ignorando le limitazioni imposte sul valore della $ctg \theta$.

L'analisi degli istogrammi rende evidente la constatazione che il valore teorico sovrastima, in tutte le prove esaminate ad eccezione di una, la resistenza a taglio sperimentale.

La figura 7 mostra che, quasi nella totalità dei casi esaminati, il valore teorico calcolato ($ctg \theta_{teor}$) della $ctg \theta$ è maggiore del valore calcolato ($ctg \theta_{test}$) in corrispondenza del carico di rottura desunto in laboratorio. Tale aspetto fa desumere che le travi provate da Mörsch all'inizio del secolo scorso non avessero la capacità di attingere i valori della $ctg \theta$ che sono previsti dagli attuali codici. Occorre a questo proposito evidenziare che il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio che in Eurocodice [3], ma anche nella normativa italiana in corso di approvazione [4], ha sostituito il metodo del traliccio iperstatico modificato [5] è basato principalmente sulle seguenti ipotesi:

- il raggiungimento del valore limite a compressione delle bielle diagonali in calcestruzzo deve avvenire sempre in corrispondenza del contestuale snervamento dell'armatura d'anima;
- l'armatura d'anima deve essere in grado di limitare l'apertura delle fessure formatesi al momento della prima fessurazione a taglio, in maniera tale che le stesse, grazie al fenomeno di *ingranamento degli inerti*, possano essere attraversate da bielle aventi un'inclinazione θ minore rispetto a quella corrispondente alla prima fessurazione.

La seconda ipotesi alla base delle recenti normative può difficilmente ritenersi attendibile se confrontata con la realtà delle travi realizzate nella prima metà del secolo scorso. Gli acciai da c.a. usati in passato avevano, infatti, caratteristiche di duttilità ben superiori a quelle previste negli attuali acciai. Ne consegue che a causa delle grandi deformazioni degli stessi al momento del raggiungimento del loro snervamento, il quadro fessurativo corrispondente è caratterizzato da fessure di ampiezza tale da non consentirne l'attraversamento da parte di bielle compresse aventi inclinazione minore rispetto a quella corrispondente alla fessurazione di snervamento.

L'utilizzo, quindi, del modello del traliccio ad inclinazione variabile affiancato ai limiti sul valor massimo della $ctg \theta$ previsti dagli attuali codici, perde di attendibilità nel caso delle travi del passato. Tale aspetto merita attenzione in quanto le normative che trattano la verifica delle costruzioni esistenti, generalmente, nel caso delle verifiche a taglio, rimandano alle relazioni utilizzate per gli edifici di nuova costruzione.

Occorrerebbe quindi differenziare l'approccio cercando di *ritarare* i valori massimi della $ctg \theta$ sia sulla base delle risultanze delle prove di laboratorio presenti nella letteratura tecnica sia effettuando nuovi test con l'utilizzo, però, di acciai da c.a. aventi caratteristiche di duttilità confrontabili con quelle degli acciai usati nella prima metà del secolo scorso.

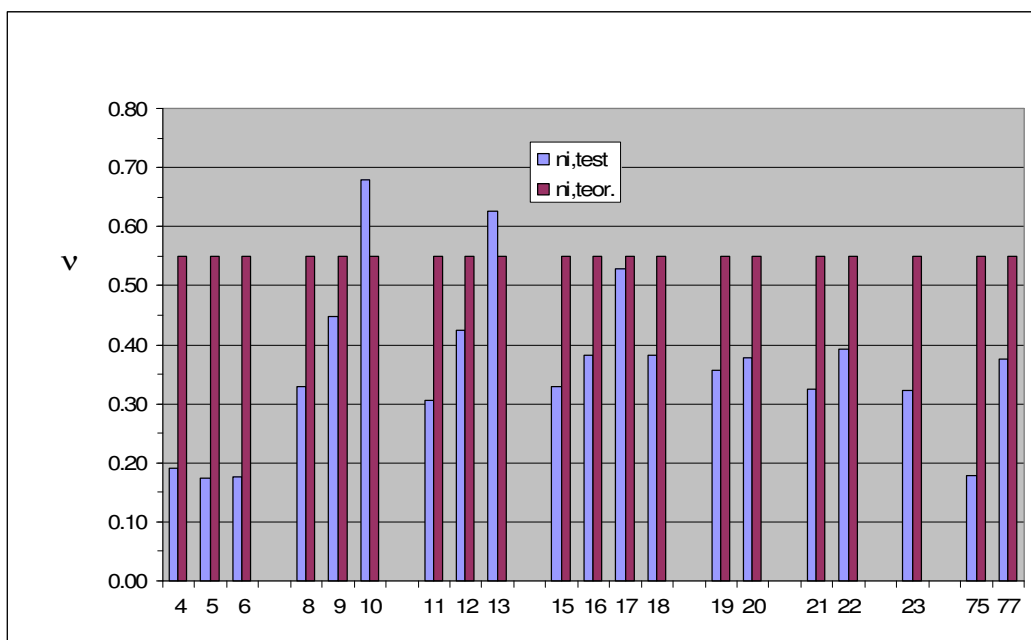


Figura 5 – Confronto tra il valore sperimentale e il valore teorico del coefficiente v valutato secondo Eurocodice 2 [3]

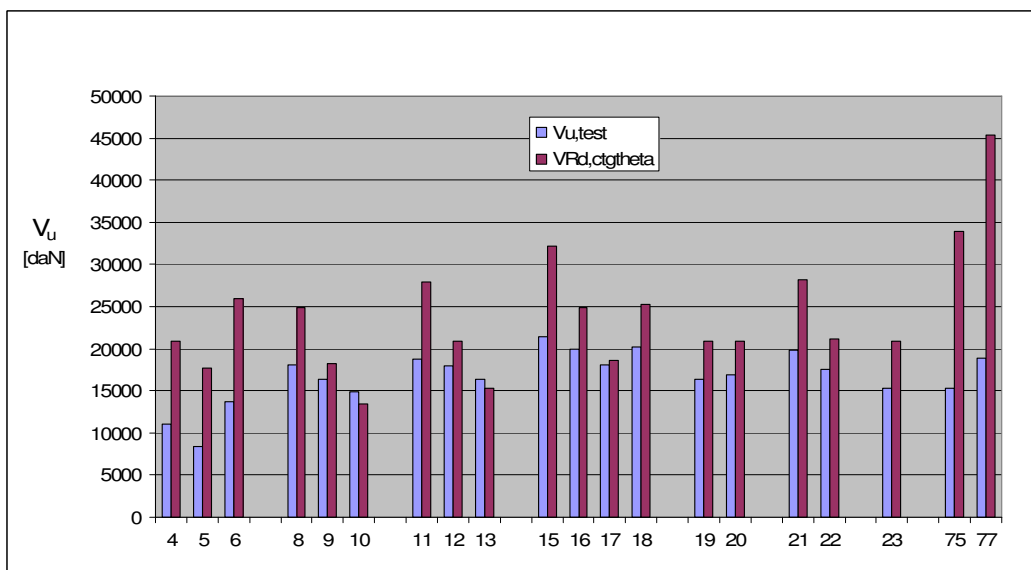


Figura 6 – Confronto tra il valore sperimentale e il valore teorico del taglio ultimo valutato secondo Eurocodice 2 [3]

Nella versione sperimentale [6] (ormai superata) dell'Eurocodice 2, così come nelle precedenti normative italiane [7], la verifica a taglio era condotta secondo il modello del *traliccio iperstatico modificato* [5].

In tale approccio la resistenza a taglio-trazione è valutata separatamente da quella a taglio-compressione, nell'ipotesi di inclinazione delle bielle compresse diagonali $\theta=45^\circ$.

In particolare la resistenza a taglio-trazione può essere scritta quale somma di due contributi:

$$V_{Rd,s} = V_{cd} + V_{yd} \quad (4)$$

Il primo rappresenta il contributo del calcestruzzo mentre il secondo è quello dell'armatura d'anima.

Molti codici tendevano ad assumere il primo contributo

pari a quello che si avrebbe in assenza di armatura a taglio.

Tale approssimazione, in genere a vantaggio di sicurezza, non sembra sufficientemente giustificabile perchè assume che nell'elemento armato a taglio *l'effetto spinotto* e *l'effetto ingranamento degli inerti* diano lo stesso contributo che darebbero nel caso in cui l'elemento non fosse armato a taglio (circostanza non comprovata sperimentalmente). Inoltre, in presenza di armatura a taglio, la fessurazione assai ravvicinata riduce sensibilmente la resistenza a flessione del singolo dente (parte dell'elemento inflesso compresa tra due fessure a taglio successive) per cui il contributo dell'*effetto pettine* [5] risulta inferiore rispetto a quello che si avrebbe in elementi privi di armatura d'anima.

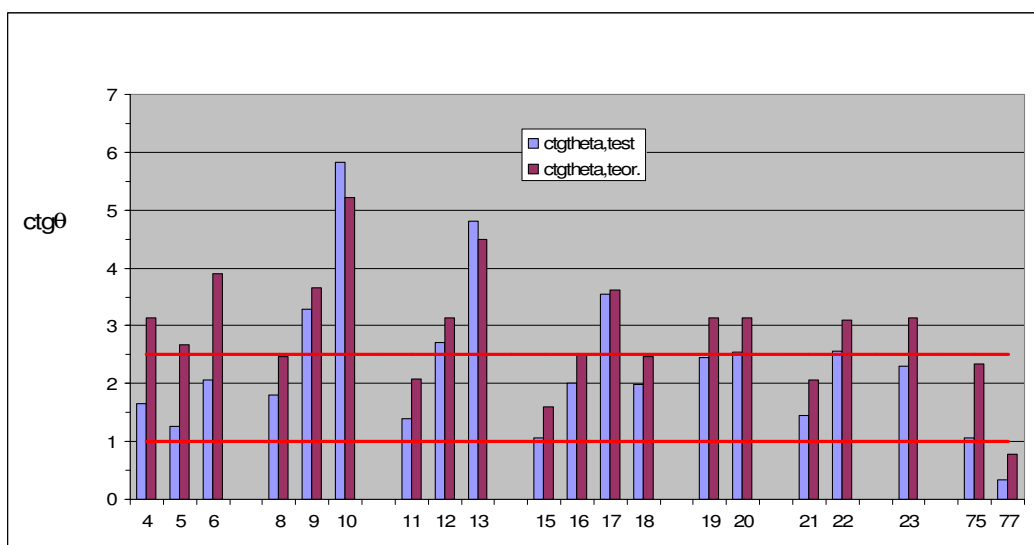


Figura 7 – Confronto tra il valore sperimentale della $ctg\theta$ e il valore teorico valutato in corrispondenza del taglio

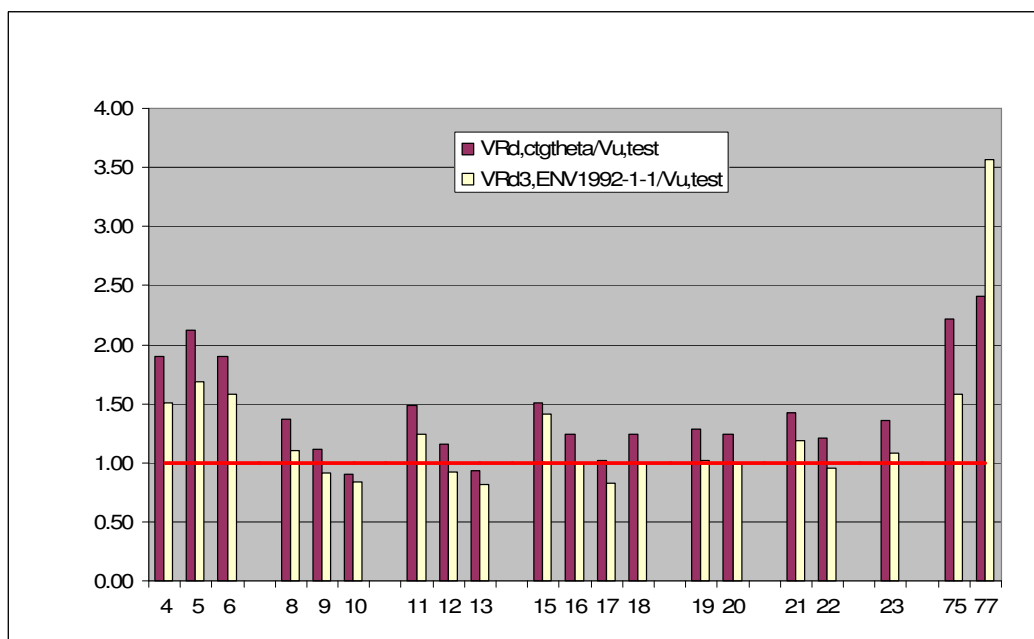


Figura 8 – Rapporto tra Taglio Resistente secondo UNI EN 1992-1-1:2005 e Taglio Ultimo e tra Resistenza a Taglio-Trazione secondo UNI ENV 1992-1-1:1993 e Taglio Ultimo

Soprattutto, quindi, per la difficoltà di valutare in maniera attendibile il contributo di V_{cd} nella relazione (4), gli attuali codici si sono orientati verso l'adozione del modello del traliccio ad inclinazione variabile in cui è annullata la resistenza flessionale del dente (scompare quindi il contributo V_{cd}); la resistenza a trazione è affidata, pertanto, esclusivamente all'armatura ma, contestualmente, le bielle compresse diagonali possono avere una inclinazione $\theta \leq 45^\circ$. Tale modello sembra essere meglio rispondente ai risultati delle prove effettuate sulle travi *attuali* ma, come visto, sembra perdere di attendibilità nel caso di *travi del passato*.

Per confrontare, quindi, i due modelli, si è calcolata, per le travi di Tabella 1, la resistenza a taglio-trazione teorica

$V_{rd3,ENV1992-1-1}$, utilizzando i valori di rottura dei materiali, secondo la formulazione del traliccio iperstatico modificato presente nella superata versione dell'Eurocodice 2 [6].

Dalla figura 8 è possibile osservare che, quasi nella totalità dei casi esaminati, quest'ultima formulazione fornisce, a conferma di quanto precedentemente detto, risultati che sono più prossimi ai valori ottenuti dalle prove di laboratorio.

4. IL COMPORTAMENTO TRASVERSALE A TAGLIO DI ELEMENTI INFLESSI

Nel presente paragrafo si riporta l'interpretazione del comportamento trasversale a taglio con il Load Path Method.

Si rimanda ai riferimenti [8] e [9] (oltre alla bibliografia in

essi contenuta) per gli aspetti teorici di tale metodo.

Un modello semplificato del flusso diagonale di compressione in un elemento inflesso soggetto a taglio è rappresentato in figura 9 [8]. Il flusso, che parte dal corrente compresso (superiore in figura) 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 orizzontali 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.

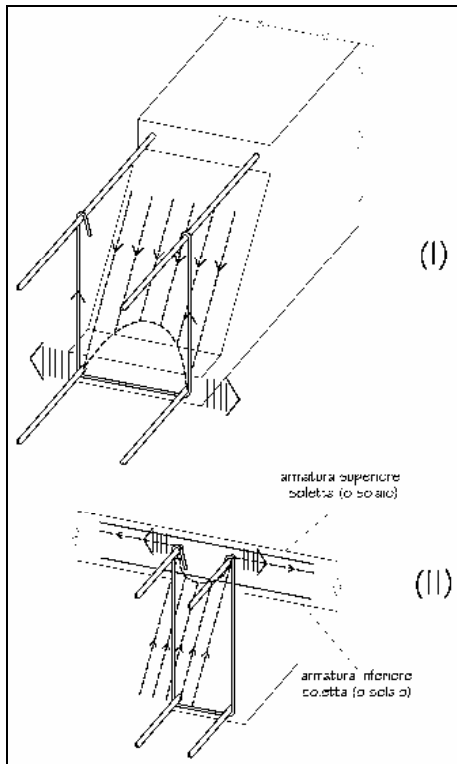


Figura 9 – Comportamento trasversale a taglio di una trave

La citata figura 9 mostra come il braccio orizzontale di staffa debba generalmente essere disposto al lembo della sezione della trave dove le spinte orizzontali non hanno altra possibilità di trovare equilibrio, oltre quella di impegnare a trazione il calcestruzzo. Il particolare (II), pertanto, mostra come la presenza di un impalcato, offrendo alle spinte itinerari di compressione, renda possibile l'impiego di staffe aperte. Del resto, come mostra la citata figura, in questi casi l'armatura superiore della soletta (o del solaio) finisce con l'assicurare anche la chiusura della staffa.

Le travi utilizzate nel passato erano spesso dotate di connettori ad "U" (figura 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. La situazione più critica è rappresentata dalla zona in cui viene introdotta la spinta di estremità (figura 11). Il valor 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.

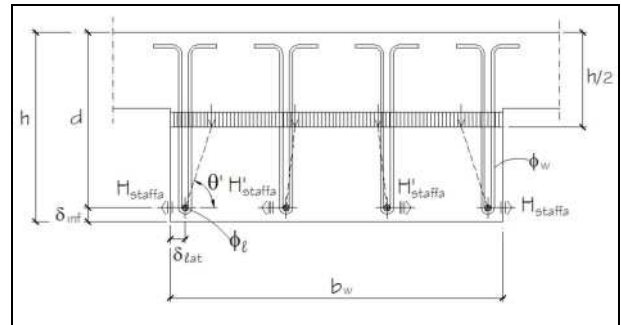


Figura 10 – Modello di analisi del comportamento trasversale a taglio di una trave provvista di connettori

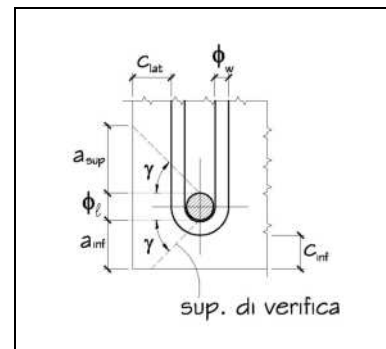


Figura 11 – Dettaglio del nodo in basso a sinistra della trave di figura 10

A titolo di esempio si riporta in figura 12, per una trave dotata di connettori ad "U", il confronto tra la resistenza a taglio valutata secondo le formulazioni del recente Eurocodice 2 [3] e quella relativa al solo comportamento trasversale valutata secondo l'approccio proposto.

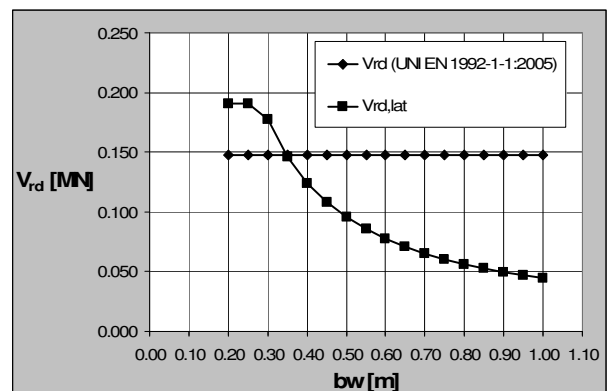


Figura 12 – Esempio di confronto tra resistenza teorica a taglio e resistenza a taglio per effetto del comportamento trasversale

I dati assunti sono i seguenti:

- valori di calcolo delle resistenze;
- $R_{ck}=20\text{MPa}$;

- $f_{yk}=215\text{MPa}$;
- $b_w=\text{var.}$;
- $h=50\text{cm}$;
- diametro connettori $\phi_w=6\text{mm}$;
- numero complessivo dei bracci dei connettori $n_{br,w}=4$;
- passo longitudinale dei connettori $s=15\text{cm}$;
- $\text{ctg}\theta^{\circ}\text{min}=0.5$ (ved. Fig. 10);
- $\gamma=45^{\circ}$ (ved. Fig. 11).

La resistenza a taglio della sezione, secondo questo approccio, è rappresentata dal valor minimo tra le due resistenze considerate. In particolare nell'esempio in esame si può notare che per valori di b_w superiori a $\sim 35\text{cm}$ la resistenza a taglio è *dominata* dal comportamento trasversale a causa dell'aumento dell'intensità delle spinte H_{staffa} (cfr. figura 10) conseguente alla riduzione dell'angolo θ' .

5. CONCLUSIONI

I risultati delle prove sperimentali condotte su "travi del passato" mostra che le formulazioni per la valutazione della resistenza a taglio presenti nelle attuali normative (e valide per "travi di nuova generazione") non possono essere utilizzate *sic et simpliciter* per le "travi storiche". Occorre tener conto che la grande duttilità degli acciai usati in passato non permette di attingere i valori di $\text{ctg}\theta$ previsti dagli attuali codici. Inoltre la presenza di connettori quale armatura d'anima fa sì che in alcuni casi la rottura a taglio per comportamento trasversale possa precedere quella prevista dalle formulazioni standard calibrate per i casi in cui siano presenti le staffe.

Tali aspetti meritano particolare attenzione soprattutto in relazione al peso economico e sociale che sta assumendo, nel nostro Paese, la verifica delle costruzioni di un passato ormai non più così recente.

BIBLIOGRAFIA

- [1] PRESIDENZA DEL CONSIGLIO DEI MINISTRI (2003) – Ordinanza n. 3274 del 02.05.2003 modificata ed integrata ai sensi della Ordinanza P.C.M. N. 3316 del 02.10.2003 e della Ordinanza P.C.M. N. 3431 del

03.05.2005, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

- [2] MÖRSCH, E. (1923) - Teoria e pratica del Cemento Armato. Edizione Italiana a cura di L. Santarella, Milano, Ulrico Hoepli.
- [3] UNI (2005) - UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [4] MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE - Norme tecniche per le costruzioni, (in corso di approvazione).
- [5] PALMISANO, F., RAFFAELE, D. - Progetto e verifica allo stato limite ultimo di elementi soggetti a flessione e taglio. *Progettare e realizzare in cemento armato. Dalla concezione al dettaglio costruttivo*, M. Mezzina, A. Vitone, D. Raffaele (eds), Torino, Utet, (in corso di pubblicazione).
- [6] UNI (1993) - UNI ENV 1992-1-1 Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [7] MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI (1996) - D.M. 09.01.1996, Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- [8] MEZZINA, M., PALMISANO, F., VITONE, A. – Concezione generale e dettagli costruttivi del progetto delle armature. *Progettare e realizzare in cemento armato. Dalla concezione al dettaglio costruttivo*, M. Mezzina, A. Vitone, D. Raffaele (eds), Torino, Utet, (in corso di pubblicazione).
- [9] PALMISANO, F., VITONE, A., VITONE, C. – Il metodo del percorso del carico. *Progettare e realizzare in cemento armato. Dalla concezione al dettaglio costruttivo*, M. Mezzina, A. Vitone, D. Raffaele (eds), Torino, Utet, (in corso di pubblicazione).

INDAGINI NUMERICHE SU PROTOTIPI DI EDIFICI INDUSTRIALI MONOPIANO IN AREE AD ALTA SISMICITA'

Alessandro Palermo¹, Antonella Carabellese¹, Giandomenico Toniolo¹

¹ Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano

SOMMARIO

Le strutture prefabbricate costituiscono una parte consistente del patrimonio edilizio nella maggior parte dei Paesi europei. Nel territorio nazionale, in virtù della nuova zonazione sismica, si è volto particolare interesse ad una completa ed organica soluzione dei problemi della progettazione sismica di tali strutture. In questo lavoro, si svolgono indagini numeriche sul comportamento sismico di due prototipi di edifici industriali monopiano. In particolare, dopo aver validato sperimentalmente la modellazione adottata, si è svolta un'analisi parametrica della risposta sismica, studiando il comportamento a diaframma al variare della rigidità dei vincoli per i due prototipi, tenendo conto anche degli effetti del secondo ordine e del degrado di rigidità attraverso i cicli di deformazione elasto-plastica.

SUMMARY

Precast buildings cover a large part of the building heritage in almost all the European countries. Due to the recent seismic zonation in Italy, particular interest has been focused on the research related to seismic design of such structures. In this work numerical investigations have been carried out on the seismic behaviour of two typical one-storey building prototypes. In particular, after an experimental validation of the numerical model, a parametric investigation of the seismic response of these prototypes has been performed, analysing the diaphragm action for different stiffnesses of the connections, considering also the second order effects and the stiffness degradation through the elasto-plastic deformation cycles.

1 INTRODUZIONE

Le costruzioni prefabbricate hanno una larghissima diffusione e rappresentano, per alcune tipologie di edifici, un patrimonio edilizio già cospicuo. In Italia e nel Sud dell'Europa, le strutture prefabbricate più utilizzate sono quelle monopiano per edifici industriali. Dalla notevole diffusione di queste strutture viene il forte interesse per una completa ed organica soluzione dei problemi della progettazione sismica riferita alle strutture prefabbricate. Così l'analisi dell'insieme strutturale, la valutazione delle sue risorse duttili e della conseguente capacità dissipativa sotto azione sismica e il corretto calcolo dei principali elementi strutturali sono stati sottoposti a indagini sperimentali e teoriche.

Gli intenti della ricerca si diramano in due filoni: il primo si propone di fornire perfezionare i criteri di progettazione sismica delle nuove costruzioni, mentre il secondo è focalizzato sulla valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici prefabbricati esistenti per poi definire le strategie di intervento, adeguamento e rinforzo sismico. Su tali filoni sono stati rispettivamente finanziati dalla Comunità Europea e dalla Protezione Civile due progetti di ricerca: uno denominato "Precast Structures EC8" (ricerca co-normativa svolta nell'ambito del programma Growth nel periodo 2003-2006) e l'altro denominato "Comportamento e rinforzo di strutture industriali prefabbricate" in corso di svolgimento nell'ambito del più vasto progetto RELUIS "Valutazione e riduzione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti".

Con il supporto di ASSOBETON (Associazione produttori manufatti in cemento), nell'ambito del progetto RELUIS è stato possibile fare un esteso censimento su scala nazionale raccogliendo 150 progetti di edifici prefabbricati. Ai fini della ricerca, a parte la tipologia strutturale dell'edificio, si sono considerati:

- la sismicità del sito di costruzione, ovvero le aree geografiche;
- il periodo storico di costruzione e relativa normativa vigente;

- gli elementi strutturali (travi, elementi di copertura, colonne, plinti) più utilizzati;
- le tipologie di unione tra gli elementi strutturali.

Per la maggiore reperibilità della documentazione, la maggior parte dei progetti raccolti si riferisce a edifici costruiti nel periodo che va dagli anni '90 ad oggi. Dall'indagine si è dedotto un censimento delle tipologie costruttive e degli elementi strutturali più comuni

Tali risultati sono stati utilizzati in entrambi i filoni di ricerca in quanto per le indagini sperimentali su grande scala di edifici prefabbricati di nuova progettazione si è potuto scegliere i prototipi più significativi dell'odierna produzione, mentre per il secondo filone di ricerca, ovvero per la vulnerabilità sismica di edifici esistenti, tale indagine conoscitiva permette di estrarre edifici tipo per diverse zone e per i diversi periodi di costruzione.

Nel presente lavoro si è focalizzata l'attenzione sulla correttezza delle prescrizioni normative dell'Eurocodice 8 con l'intento di verificarne per via sperimentale e numerica l'affidabilità. Ci si è riferiti ai risultati della parte conclusiva del citato progetto di ricerca europeo "Precast Structures EC8" che è culminata con prove quasi-statiche cicliche e pseudodinamiche su prototipi in scala al vero condotte presso il Laboratorio ELSA del Centro comune di ricerca di Ispra.

Come è noto, tali strutture si compongono di un ordito tridimensionale costituito da pilastri incastrati alla base nei plinti di fondazione a bicchiere e collegati in sommità alle travi longitudinali mediante vincolo a cerniera. Le travi a loro volta sostengono gli elementi di copertura di notevole luce, caratterizzati dalle forme più varie.

Nella precedente edizione ENV dell'Eurocodice 8 tale tipologia di strutture era particolarmente penalizzata, essendole attribuito un fattore di struttura molto basso. In realtà i pilastri di tali strutture sono soggetti a carichi assiali modesti e possono avere una elevata duttilità tale da consentire di assimilare il loro comportamento a quello delle strutture a telaio.

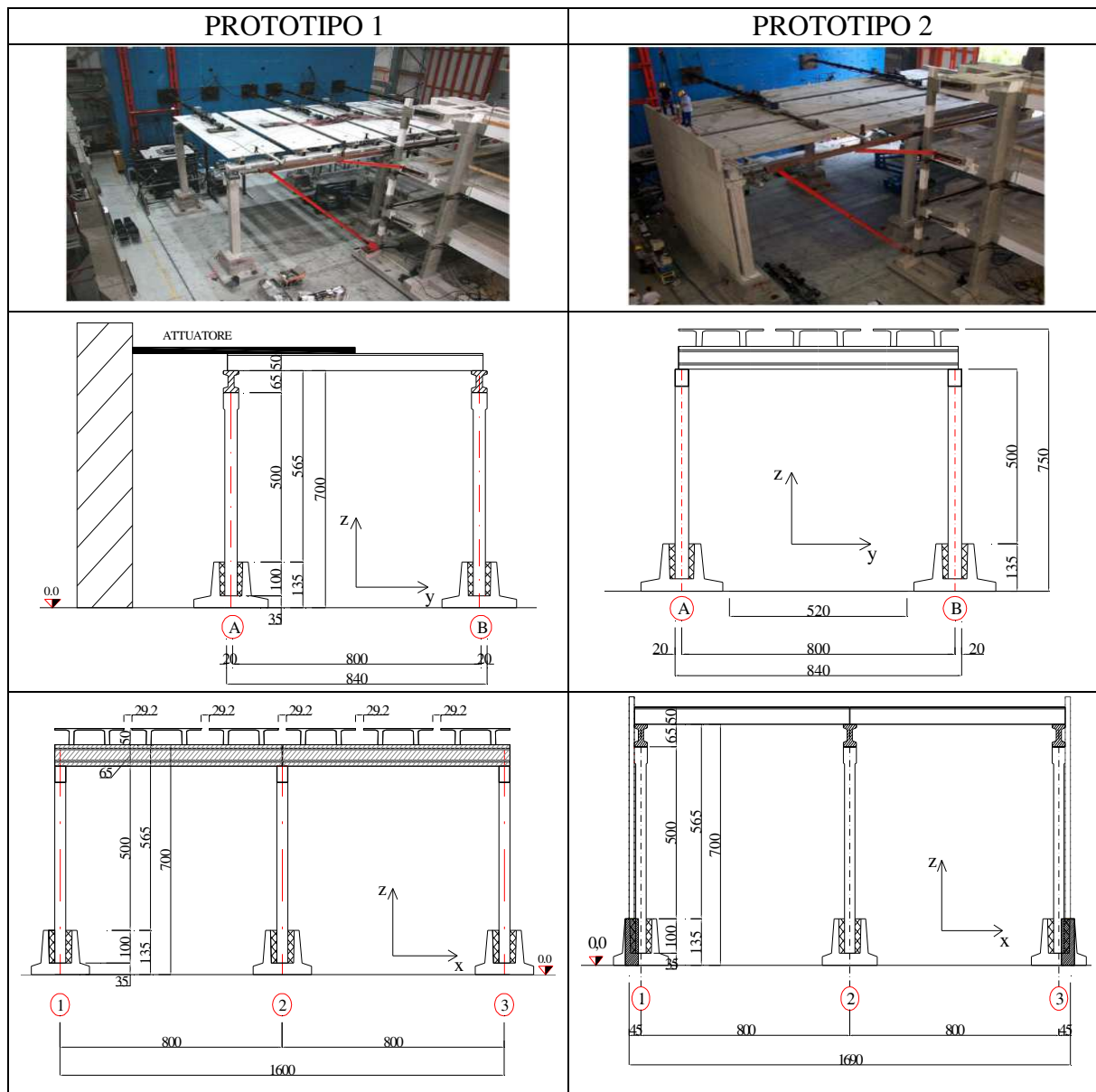


Figura 1 – Assetto di prova e configurazione geometrica dei prototipi 1-2

ELEMENTI STRUTTURALI	SEZIONI	PESO	CLASSE DEL CALCESTRUZZO	RINFORZO
Elementi di copertura II (TT50C) 8 metri		2,94 kN/m ²	C45	Vincolo trave-tegolo : barra filettata $\phi 24$ Classe 8.8 e viti $\phi 20$
Travi I65 8 meter long		6,93 kN/m	C45	Vincolo trave-pilastro: barre $\Phi 16$ con lunghezza >200 mm
Fondazioni: plinto a bicchiere			C45	
Colonna 5 metri d'altezza			C40	Longitudinale: 8 barre $\phi 16$ con acciaio B500H Trasversale: staffe $\phi 8$ disposte con intervalli di 75 mm (prototipo 1-2A) e 50mm (prototipo 2B)

Figura 2 – Proprietà degli elementi strutturali

La recente definitiva versione dell'Eurocodice 8 (EN1998-1:2005), introducendo una serie di più precise regole progettuali, ha rimediato alla penalizzazione sopra menzionata, assegnando a tali strutture il medesimo valore del fattore di struttura utilizzato per le strutture a telaio in calcestruzzo armato gettate in opera.

Nell'ambito del citato progetto Growth di ricerca sono state eseguite prove pseudodinamiche con differenti livelli di intensità (PGA crescente) ed infine cicliche con cicli di spostamento di ampiezza crescente fino a raggiungere il livello di collasso della struttura [1]. Le tipologie oggetto di studio sono principalmente due (prototipo 1 e prototipo 2) e differiscono fra di loro per il diverso orientamento, rispetto alla direzione dell'azione sismica applicata nel corso delle prove, dell'ordito di travi e di tegoli a doppio T che costituiscono l'impalcato di copertura.

Nella configurazione strutturale associata al prototipo 2, per le sole prove cicliche si sono considerati due casi, 2A e 2B che differiscono per il passo delle staffe nelle zone critiche alla base dei pilastri: 7,5 cm per il caso 2A (secondo prescrizione dell'Eurocodice 8 EN1998-1), 5 cm per il prototipo 2B. Attraverso l'infittimento delle staffe si cerca di dimostrare e verificare che, con un miglior confinamento delle barre longitudinali, si evita la loro precoce instabilità, consentendo il pieno utilizzo delle capacità di deformazione plastica che si traduce in una maggiore duttilità in curvatura dei pilastri stessi e conseguentemente in una maggiore duttilità traslatoria globale della struttura [2].

I tre modelli (1, 2A, 2B) si compongono ciascuno di sei pilastri, di altezza dallo spaccato delle fondazioni pari a 5 m, ed aventi sezione quadrata di 40 cm di lato. Nel caso del prototipo 1, l'impalcato consta di due campate di travi e da una navata di tegoli, disposti parallelamente rispetto la direzione dell'azione sismica. Invece, per il prototipo 2A e 2B, i pilastri sostengono l'impalcato costituito da singole campate di travi e due navate di tegoli, disposti perpendicolarmente all'azione sismica. La luce delle travi e dei tegoli è in entrambi i casi pari ad 8 m. Si riassumono le proprietà meccaniche e geometriche degli edifici nelle Figure 1-2. Sia per le travi che per i tegoli gli schemi statici sono quelli di elementi incernierati ai due estremi.

2 INDAGINI NUMERICO-SPERIMENTALI SU PROTOTIPI IN SCALA REALE

2.1 Modellazione della struttura

I due prototipi sono stati modellati con elementi lineari elastici tipo trave per i tegoli di copertura e per le travi, mentre per i pilastri si è adottato il modello di Giberson [3] costituito da un elemento lineare elastico avente alle estremità molle rotatorie il cui comportamento è descritto da una relazione momento-rotazione ottenuta mediante integrazione delle curvature per una prefissata lunghezza di cerniera plastica. Per brevità non si riportano i dettagli riguardanti i collegamenti tra gli elementi strutturali i cui dettagli sono illustrati in [1]. I collegamenti trave-pilastro e trave-tegolo si sono schematizzati con vincoli a cerniera.

Per meglio per cogliere il comportamento strutturale d'insieme, si sono considerati dei vincoli di semi-incastro alla base dei pilastri inserendo delle molle rotatorie con legge elastica lineare, la cui rigidezza è stata tarata in rapporto alla cedevolezza della connessione tra pilastro e plinto a bicchiere. Infine, per cogliere il comportamento a diaframma si sono introdotte delle molle nel piano di copertura tra trave e pilastro (prototipo 1 - figura 3) e tra trave e tegolo (prototipo 2 - figura 4). I dettagli della modellazione per ogni collegamento sono riassunti in tabella 1.

La rappresentazione delle molle rotatorie anelastiche che simulano il comportamento ciclico della cerniere plastiche alla base dei pilastri è la parte più delicata della modellazione. I parametri, che governano il ciclo isteretico delle molle in termini di momento e curvatura, sono le coordinate dei punti del relativo diagramma corrispondenti al momento di fessurazione del calcestruzzo, al momento di snervamento dell'acciaio ed al momento di rottura della sezione.

Per definire questi parametri si è linearizzato a tratti il legame momento-curvatura dei pilastri esterni e centrali ottenuto attraverso un programma di analisi della sezione [4], programma che utilizza leggi costitutive raffinate sia per il calcestruzzo [5] che per l'acciaio [6]. La curva monotona analitica ottenuta da questo programma, trasformata in termini di forza-spostamento includendo anche gli effetti del secondo ordine, consente di riprodurre in modo accurato l'involuppo delle prove cicliche effettuate sui prototipi.

Il comportamento ciclico a rigidezza degradante della cerniera plastica al piede dei pilastri è stato modellato riferendosi alla legge isteretica di Takeda [7], tipicamente utilizzato per elementi in cemento armato. I cicli di carico e scarico si sviluppano entro la curva involuppo sopra definita secondo i criteri di questo modello.

Nella figura 8 si riassumono tutti i parametri che caratterizzano le proprietà meccaniche degli elementi strutturali e dei collegamenti impiegati, sia per il prototipo 1 che per il prototipo 2. Per i due prototipi sono state eseguite delle analisi numeriche non lineari che simulano le prove cicliche, mediante il programma di calcolo Ruaumoko3D [8]. Per brevità non si riporta il confronto numerico-sperimentale per le prove pseudo-dinamiche dove maggiori dettagli sono riportati in [9].

2.2 Risultati numerico-sperimentali

In questo paragrafo si confrontano i dati sperimentali ottenuti dalle prove cicliche con i risultati ricavati dalle analisi numeriche. Si focalizza l'attenzione sul comportamento dei pilastri soggetti a spostamenti ciclici imposti con ampiezza crescente e sul funzionamento a diaframma degli elementi di copertura.

2.1.1 Prototipo 1

Il protocollo di spostamento imposto al prototipo 1 per le prove cicliche è descritto in [1]. Si sono collocati nella direzione longitudinale dei tegoli due coppie di attuatori, imponendo ad ogni coppia simmetrica la stessa ampiezza di spostamento. La figura 6 riporta il massimo profilo di spostamenti delle sommità dei pilastri raggiunto durante la prova. Il maggior spostamento si raggiunge sul pilastro centrale arrivando ad un valore di scorrimento di piano pari al 6 %. Se ci si riferisce allo spostamento di snervamento di circa il 2 %, la duttilità in spostamento arriva a valori prossimi a 3,1 per il pilastro centrale, a valori leggermente inferiori (2,9) per i due pilastri laterali. Il confronto numerico-sperimentale del profilo di spostamenti evidenzia una buona approssimazione del modello numerico arrivando ad errori dell'ordine del 7 % per i pilastri esterni e del 2 % per il pilastro centrale.

La buona corrispondenza tra risultati numerici e sperimentali è confermata in figura 7 dove si riporta la curva forza-spostamento del pilastro centrale. Mentre le curve di scarico sono ben rappresentate dal modello numerico (di Takeda), la rigidezza iniziale, non tarata sperimentalmente, ed i cicli di ri-carico sono leggermente sovrastimati rispetto alla risposta sperimentale. Ciò si ritiene sia principalmente dovuto al progressivo sviluppo di danneggiamenti locali nelle zone delle cerniere plastiche, danneggiamenti avvenuti durante le precedenti prove pseudo-dinamiche.

Tabella 1 – Modellazione dei collegamenti tra elementi strutturali

Tipo di connessione	Prototipo 1			Prototipo 2		
	Piano x-y	Piano x-z	Piano y-z	Piano x-y	Piano x-z	Piano y-z
Trave-tegolo	Incastro	incastro	Cerniera	Molla rotazionale: ciclo L.E	cerniera	incastro
Trave-colonna	Molla rotazionale: ciclo L.E	cerniera	Incastro	incastro	incastro	cerniera
Colonna-plinto	Incastro	incastro	Molla rotazionale: ciclo L.E	incastro	incastro	Molla rotazionale: ciclo L.E

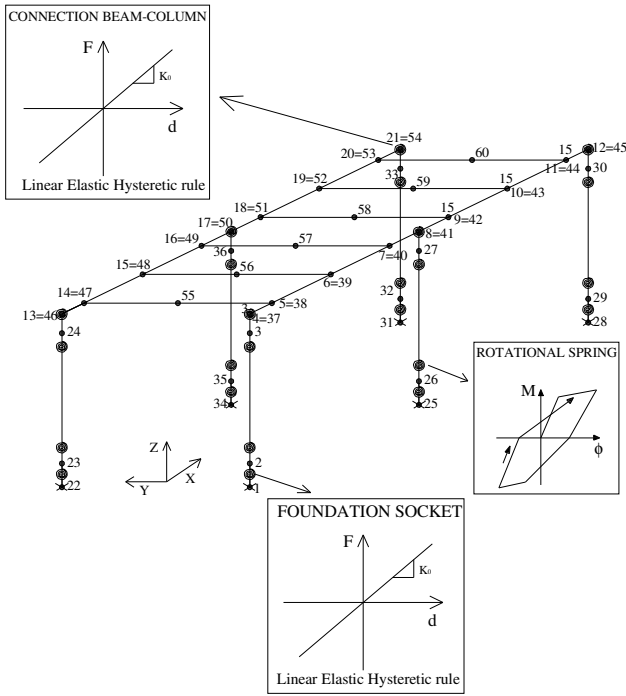


Figura 3 – Modellazione del prototipo 1

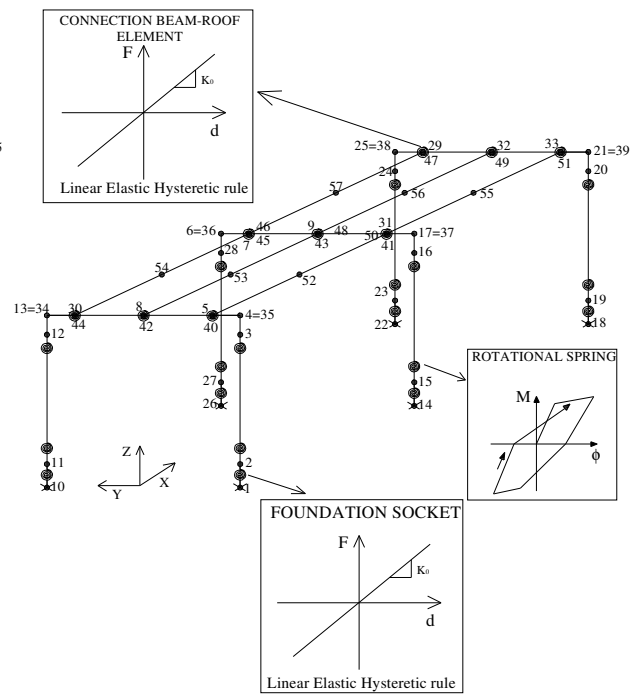


Figura 4 – Modellazione del prototipo 2

	PROTOTIPO 1	PROTOTIPO 2A	PROTOTIPO 2B
Travi	Elementi finiti - Giberson Ciclo isteretico: elastico E = 34,5GPa $I_x, \text{fessurato} = 7.65e-4 \text{ m}^4$ $I_y, \text{fessurato} = 1.08e-4 \text{ m}^4$	Elementi finiti - Giberson Ciclo isteretico: elastico E = 34,5GPa $I_x, \text{non fessurato} = 1002792e-8 \text{ m}^4$ $I_y, \text{non fessurato} = 295632e-8 \text{ m}^4$	Elementi finiti - Giberson Ciclo isteretico: elastico E = 34,5GPa $I_x, \text{non fessurato} = 1002792e-8 \text{ m}^4$ $I_y, \text{non fessurato} = 295632e-8 \text{ m}^4$
Colonne	Elementi finiti - Giberson Ciclo isteretico: Takeda E = 34,5GPa $I_x, \text{fessurato} = 89646.08e-8 \text{ m}^4$ $I_y, \text{fessurato} = 89646.08e-8 \text{ m}^4$ $\alpha=0,08 \quad \beta=0,35$ Fattore bi-lineare = 0,002	Elementi finiti - Giberson Ciclo isteretico: Takeda E = 34,5GPa $I_x, \text{fessurato} = 89646.08e-8 \text{ m}^4$ $I_y, \text{fessurato} = 89646.08e-8 \text{ m}^4$ $\alpha=0,15 \quad \beta=0,30$ Fattore bi-lineare = 0,009	Elementi finiti - Giberson Ciclo isteretico: Takeda E = 34,5GPa $I_x, \text{fessurato} = 89646.08e-8 \text{ m}^4$ $I_y, \text{fessurato} = 89646.08e-8 \text{ m}^4$ $\alpha=0,05 \quad \beta=0,35$ Fattore bi-lineare = 0,0015
Elementi di copertura	Elementi finiti - Giberson Ciclo isteretico: elastico E = 34,5GPa $I_x, \text{non fessurato} = 723490e-8 \text{ m}^4$ $I_y, \text{non fessurato} = 13397155e-8 \text{ m}^4$	Elementi finiti - Giberson Ciclo isteretico: elastico E = 34,5GPa $I_x, \text{non fessurato} = 723490e-8 \text{ m}^4$ $I_y, \text{non fessurato} = 13397155e-8 \text{ m}^4$	Elementi finiti - Giberson Ciclo isteretico: elastico E = 34,5GPa $I_x, \text{non fessurato} = 723490e-8 \text{ m}^4$ $I_y, \text{non fessurato} = 13397155e-8 \text{ m}^4$
Connessione trave-colonna	Molla (modello isteretico elastico lineare): K: in x,y,z=8000 kNm ²	Connessione: cerniera	Connessione: cerniera
Connessione trave-tegolo	Connessione: cerniera	Molla (modello isteretico elastico lineare): K: in x, z=18000 kNm ² in y=5000 kNm ²	Molla (modello isteretico elastico lineare): K: in x, y, z=15000 kNm ² in y=8000 kNm ²
Plinti	Molla (modello isteretico elastico lineare): K: in x,z=50000 kNm ² in y=10000 kNm ²	Molla (modello isteretico elastico lineare): K: in x, z=29000 kNm ² in y=15000 kNm ²	Molla (modello isteretico elastico lineare): K: in x, y, z=16000 kNm ²

Figura 5 – Modellazione dei singoli elementi strutturali e delle connessioni

Infine, sia per i risultati numerici che sperimentali, gli effetti del secondo ordine portano ad una sensibile riduzione della resistenza ultima dei pilastri con il crescere dell'ampiezza degli spostamenti. Ciò è tipicamente dovuto alle elevate snellezze dei pilastri come confermato dalle prove sperimentali condotte da Saisi & Toniolo [10].

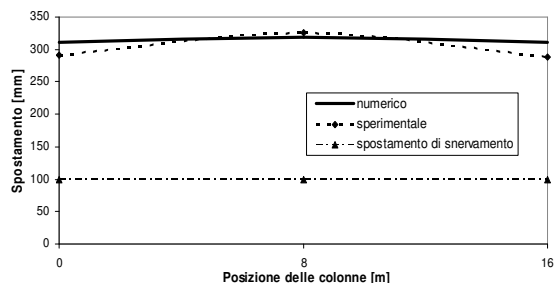


Figura 6 – Prototipo 1: Prova quasi statica ciclica, confronto numerico-sperimentale: spostamenti.

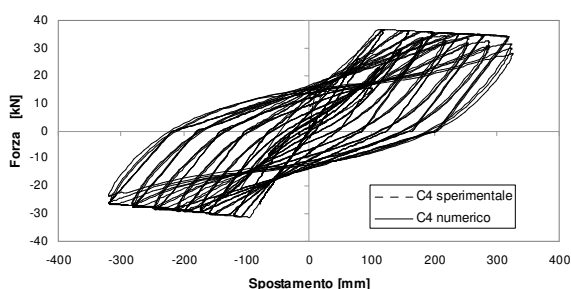


Figura 7 - Prototipo 1-Prova quasi statica ciclica: confronto numerico-sperimentale forza-spostamento pilastro centrale

Osservando il diagramma sperimentale momento-curvatura del pilastro centrale (Figura 8), si nota che la rigidità iniziale delle sezioni varia lungo l'asse longitudinale. Per i tre successivi livelli 0-180 mm, 180-360 mm e 360-540 mm la rigidità iniziale tende ad aumentare. La minor rigidità misurata in termini di momento-curvatura in prossimità della fondazione (0-180 mm) è principalmente dovuto al danneggiamento localizzato accumulatosi con le prove pseudodinamiche effettuate prima.

Le figure 9a e 9b rappresentano il confronto numerico-sperimentale in termini di energia dissipata dal sistema, ovvero le curve di smorzamento viscoso equivalente alla duttilità. In corrispondenza del massimo valore di spostamento raggiunto, lo smorzamento isteretico del pilastro centrale raggiunge valori prossimi al 28%, sia per le misurazioni sperimentali che numeriche. Per i pilastri esterni il valore massimo di smorzamento viscoso sperimentale si aggira intorno al 27% ed è leggermente sottostimato dalle analisi numeriche (25%).

L'andamento generale delle curve smorzamento-duttilità conferma una buona predizione della modellazione strutturale per alti valori di duttilità in spostamento, mentre per bassi valori la soluzione numerica tende a sovrastimare l'energia dissipata rispetto a quella sperimentale.

2.1.3 Prototipo 2

Per questa configurazione strutturale, come illustrato nel paragrafo 1, si sono studiati due casi denominati rispettivamente 2A e 2B. I due casi si differenziano per la spaziatura delle staffe dei pilastri nella zona critica alla loro base. Per il prototipo 2A si sono adottate staffe con passo di 7,5 cm, pari a circa 5 volte il diametro dei ferri longitudinali secondo le prescrizioni dell'Eurocodice 8, mentre per il prototipo B il passo è stato ridotto a 5 cm pari a 3,5 volte detto diametro. Si adotta il medesimo protocollo di carico con

ampiezze di spostamenti crescenti come per il prototipo 1. Una sola coppia di attuatori, viene applicata in direzione ortogonale ai tegoli in corrispondenza della loro mezzeria.

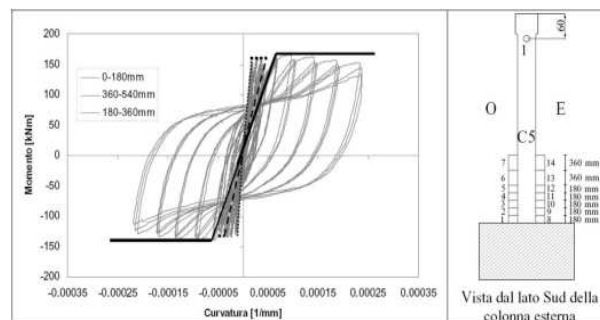
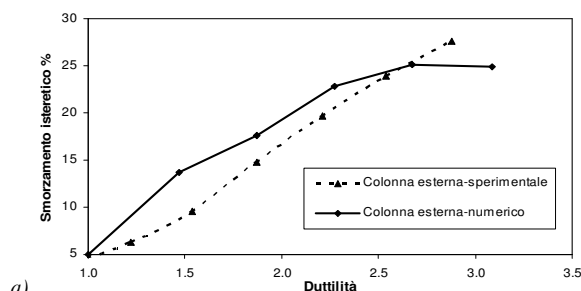
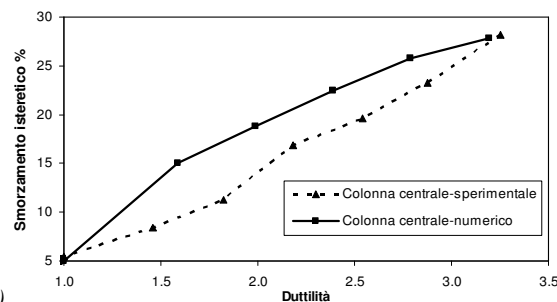


Figura 8 – Prototipo 1-Prova ciclica: confronto curvatura dei tre conci di pilastro esterno dotato di strumentazione



a)



b)

Figura 9 – Prototipo 1 - Prova ciclica: confronto numerico-sperimentale smorzamento isteretico-duttilità: a) pilastro esterno - b) pilastro centrale

Si riporta in Figura 10 il confronto numerico-sperimentale in termini di massimi scorrimenti di piano per entrambi i casi. Come previsto, il miglior confinamento delle barre longitudinali dato dall'infittimento delle staffe evita la loro instabilità precoce e conduce ad un aumento degli spostamenti massimi a rottura (5-5,5 % prototipo 2A, 7-7,5 % prototipo 2B). Tale risultanza è emersa chiaramente dalle prove. In termini di duttilità in spostamento si hanno incrementi dell'ordine del 40% per il prototipo 2B rispetto al prototipo 2A. In entrambi i casi si ha una buona corrispondenza tra i risultati numerici e sperimentali, con errori dell'ordine del 7 % per il pilastro centrale e del 2 % per i pilastri laterali.

Circa i diagrammi forza-spostamento e momento-curvatura dei pilastri, qui non riportati, valgono le medesime considerazioni evidenziate nel paragrafo precedente per il prototipo 1 (Figura 7, 8). Si è ottenuta anche una buona corrispondenza tra risultati numerici e sperimentali in termini di energia dissipata, come illustrato in Figura 11, dove sono riportati i grafici smorzamento equivalente-duttilità. Considerando il pilastro centrale, i valori massimi di smorzamento equivalente sperimentale e numerico, corrispondenti alla massima duttilità, si attestano rispettivamente al 31 % e al 34 %.

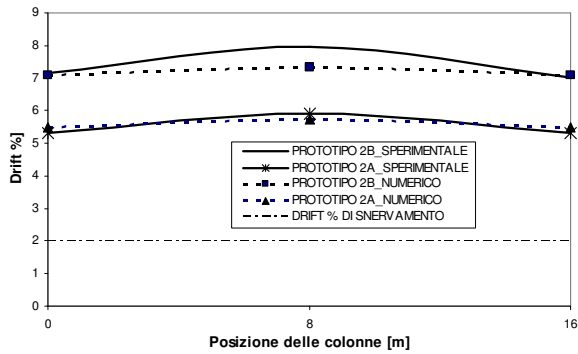


Figura 10 – Prototipo 2A-2B Prova ciclica: confronto numerico-sperimentale tra i massimi profili dello scorrimento di piano in %

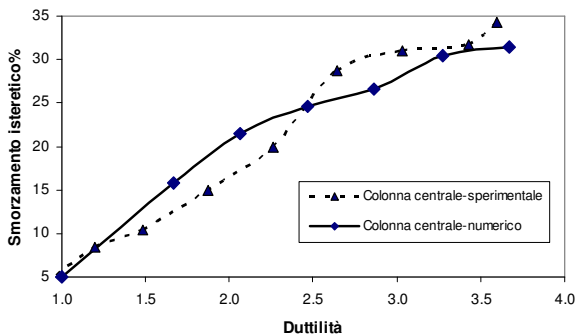


Figura 11 – Prototipo 2B - prova ciclica: confronto numerico-sperimentale tra smorzamento isteretico-duttilità del pilastro centrale

3 ANALISI PARAMETRICHE SUI PROTOTIPI

3.1 Influenza della rigidezza dei collegamenti sul comportamento a diaframma

Partendo dalla configurazione strutturale del prototipo 2, in questo paragrafo si sono indagati gli effetti che i collegamenti tegolo-trave possono esercitare sul comportamento a diaframma della struttura, per il quale alcune indagini preliminari sono state affrontate in [11]. In particolare, sempre nell'ipotesi di collegamenti strutturali non dissipativi, si sono assegnate delle molle rotatorie con legge elastica lineare e, al variare della rigidezza del collegamento, si sono confrontati i profili di spostamenti nel piano x-y del diaframma. (tabella 1). Sono stati assegnati tre differenti valori di rigidezza ai vincoli, tali da corrispondere alla condizione di incastro, semi-incastro, cerniera. I dettagli del collegamento tegolo-trave con sezione trasversale nel piano y-z sono rappresentati in Figura 12.

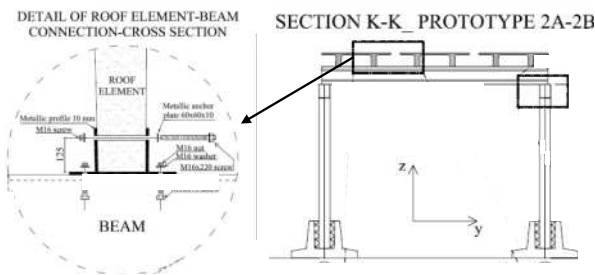


Figura 12 – Dettagli del collegamento tegolo-trave in sezione y-z

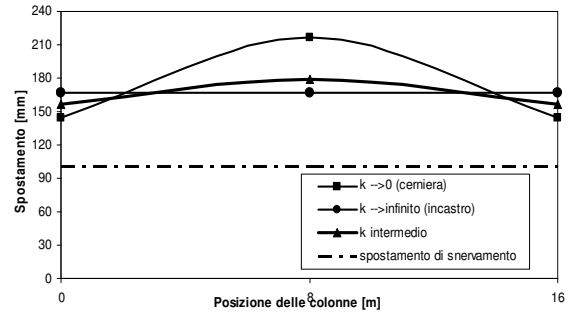


Figura 13 – Comportamento a diaframma al variare della rigidezza: profilo degli spostamenti

Si sono condotte delle analisi dinamiche non lineari “time history” riprendendo la modellazione strutturale dei due prototipi presentata nel paragrafo 2.1. Si è adottato come segnale un accelerogramma reale modificato opportunamente nel contenuto di frequenze in modo da essere compatibile con lo spettro di progetto dell'Eurocodice 8 (terreno tipo B, PGA=0,525g). Il valore dell'accelerazione di picco scelto corrisponde alla condizione di danni strutturali severi sulla struttura, ma non al collasso strutturale. Maggiori dettagli sulle caratteristiche dell'accelerogramma possono essere trovate in [1].

La Figura 13 riporta gli spostamenti al variare della rigidezza del collegamento. Gli spostamenti massimi si evidenziano nel caso di rigidezza rotatoria tegolo-trave molto bassa, raggiungendo valori intorno ai 210 mm per il pilastro centrale corrispondenti a circa il 4,4 % di scorrimento di piano. Inoltre, per questa particolare configurazione strutturale dove i tegoli sono molto ravvicinati tra loro, l'assunzione di valori di rigidezza molto elevati, che corrispondono alla condizione di incastro tra tegolo e trave, porta alla condizione di diaframma rigido con spostamenti pressochè uguali sui tre pilastri.

La variabilità della rigidezza del collegamento, come evidenziato in Figura 14, incide sensibilmente sulla domanda di duttilità dei pilastri centrale e laterali. Infatti, nel caso di rigidezza nulla, ovvero di vincolo a cerniera, si raggiungono valori di duttilità in spostamento dell'ordine di $\mu_{\Delta}=2,2$ per il pilastro centrale, contro valori dell'ordine di $\mu_{\Delta}=1,5$ per i due pilastri laterali. Ovviamente nel caso di connessione rigida tutti i pilastri arrivano allo stesso valore di duttilità che si attesta su $\mu_{\Delta}=1,65$.

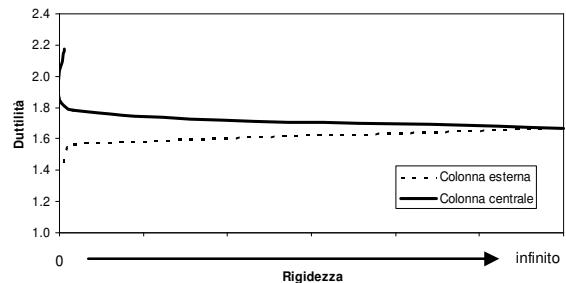


Figura 14 – Duttilità dei pilastri in funzione della rigidezza del vincolo trave-tegolo

3.2 Effetti del 2° ordine e degrado di rigidità

In modo analogo al paragrafo precedente si sono condotte analisi dinamiche non lineari di tipo “time history” con l'intento di valutare gli effetti del secondo ordine e del degrado di rigidità con il variare della domanda di duttilità nei pilastri (Figura 15), sul comportamento a diaframma della struttura (prototipo 2). Per evidenziare l'interazione dei sopramenzionati effetti con la rigidità dei collegamenti tegolo-trave (paragrafo 3.1), si sono valutati i casi estremi di rigidità tendente a 0 (impalcato sconnesso) e rigidità tendente ad infinito (impalcato rigido).

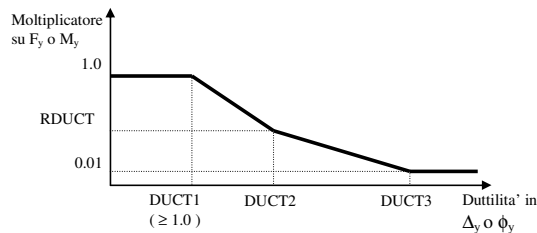


Figura 15 – Legge di degrado al variare della duttilità

La Figura 15 rappresenta la legge di degrado di rigidità utilizzata, che è presente nella libreria del programma di calcolo RUAUMOKO 3D [8]. Si forniscono i livelli di duttilità DUCT1, DUCT2, DUCT3 che definiscono rispettivamente il punto d'inizio del degrado, il punto intermedio del diagramma ed il valore minimo di rigidità residua. Questa relazione è stata adottata per i pilastri all'interno della modello di Giberson con legge momento-curvatura di tipo Takeda [8].

A differenza del caso precedente (paragrafo 3.1), ci si riferisce al livello di intensità corrispondente alla condizione di collasso della struttura, assunto con una accelerazione di picco pari a $1,5 \times 0,525g = 0,7825g$. Si considera un assieme di accelerogrammi californiani scalati opportunamente in modo tale che lo spettro di risposta medio sia compatibile con lo spettro di progetto dell'Eurocodice 8 (suolo tipo B). I dettagli di ogni singolo accelerogramma sono illustrati in [12].

3.2.1 Impalcato rigido

In Figura 16 si mostrano i profili di spostamento medi (sui 10 accelerogrammi) dei pilastri, considerando distintamente quattro casi:

- nessun effetto
- solo effetto del 2° ordine
- solo effetto di degrado di resistenza
- effetto del 2° ordine più degrado di resistenza.

Come già evidenziato nel paragrafo 3.1, gli spostamenti dei tre pilastri sono pressochè identici con valori massimi di 260 mm corrispondenti a 5,3 % di scorrimento di piano. Per il livello di sollecitazione considerato non ci sono sostanziali differenze tra i quattro casi sopra definiti.

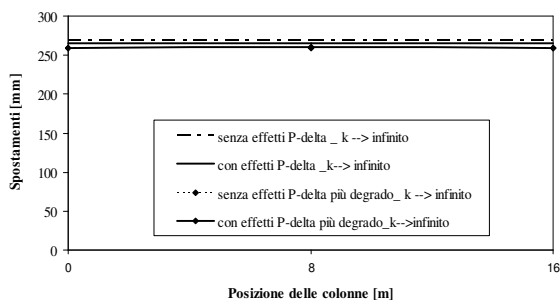


Figura 16 – Impalcato rigido: profilo degli spostamenti medi

3.2.2 Impalcato sconnesso

Anche per l'impalcato sconnesso ci si riferisce ai quattro casi menzionati nel paragrafo 3.2.1. Nella Figura 17 sono mostrati gli spostamenti massimi sempre come media sui 10 accelerogrammi utilizzati. Come già evidenziato nel paragrafo 3.1, si evidenziano degli spostamenti maggiori per tutti i quattro casi nel pilastro centrale.

L'influenza degli effetti del 2° ordine e il degrado di rigidità, che sono ovviamente più marcati sul pilastro centrale, comportano una redistribuzione della domanda inelastica sui due pilastri laterali, tendendo ad una configurazione di impalcato semi-rigido. Infatti, come si può osservare nella Figura 17, si passa da dei valori di spostamenti dei pilastri esterni dell'ordine di 210-225 mm (4,2-4,5 % di scorrimento di piano) a valori di 275-280 mm (5,6-5,6 % di scorrimento di piano), mentre l'incremento dei valori di spostamento del pilastro centrale è molto più contenuto (dell'ordine del 10 %). Infine si osserva che il degrado di rigidità dei pilastri senza effetti del 2° ordine è la condizione che porta a spostamenti più bassi. Se si considerano invece gli effetti del 2° ordine senza il degrado di rigidità, si può notare che il profilo di spostamento è completamente differente e con valori decisamente più elevati.

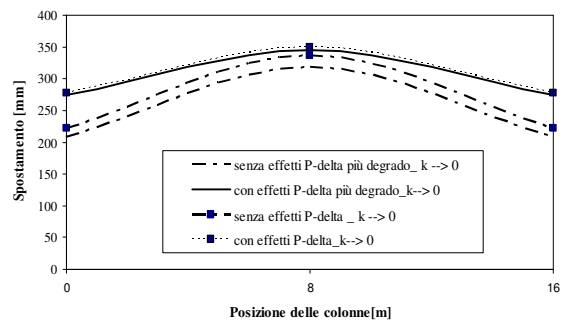


Figura 17 – Impalcato sconnesso: profilo degli spostamenti medi

4 CONCLUSIONI

Le indagini sperimentali hanno evidenziato un buon comportamento strutturale dei due prototipi prefabbricati. Il sistema strutturale a telaio incernierato, tipicamente utilizzato nell'ambito della prefabbricazione, comporta inevitabilmente una rilevante deformabilità che porta a scorrimenti di piano dell'ordine del 6 % a collasso. Come per i telai monolitici, con un opportuno infittimento della staffatura nelle zone critiche dei pilastri è possibile raggiungere i buoni valori di duttilità previsti dall'Eurocodice 8 per tale tipo di strutture.

Il modello a plasticità concentrata, illustrato in questo contributo, permette di cogliere in modo efficace il comportamento strutturale globale dei due prototipi. La semplicità di implementazione e il basso onere computazionale della modellazione presentata hanno consentito di svolgere delle analisi parametriche preliminari sul comportamento a diaframma, seppur limitate alla configurazione strutturale di questi prototipi, considerando importanti parametri quali il grado di vincolo dei collegamenti, gli effetti del secondo ordine e il degrado di rigidità dei pilastri con la duttilità.

L'influenza della rigidità del collegamento tegolo-trave assume un ruolo fondamentale sul comportamento a diaframma. Infatti l'utilizzo di collegamenti troppo deformabili potrebbe portare ad una concentrazione della domanda inelastica nel pilastro centrale con possibile prematuro collasso della struttura. Questo effetto è leggermente mitigato dagli effetti del secondo ordine e dal degrado di rigidità che, seppur aumentando globalmente

gli spostamenti, ridistribuiscono maggiormente la domanda inelastica sui pilastri esterni.

L'analisi parametrica, seppur limitata ad una sola configurazione strutturale, ha messo in evidenza importanti aspetti che dovranno essere indagati ulteriormente considerando un'ampia casistica di configurazioni strutturali. L'influenza del comportamento a diaframma delle strutture prefabbricate è una problematica tuttora in fase di studio e merita indagini approfondite specie nel caso in cui si considerino collegamenti dissipativi tra gli elementi strutturali.

5 RINGRAZIAMENTI

La presente ricerca è stata realizzata nell'ambito del progetto di ricerca europeo "Comportamento sismico delle strutture prefabbricate secondo l'Eurocodice 8" (G6RD-CT-2002-70002). Gli elementi strutturali, utilizzati durante le prove sono stati forniti dalle società Gecofin (G. Nicolò, C. Viganò) e Magnetti Building (M. Manzoni, E. Bergamini). Infine si ringraziano, Elena Mola, Paolo Negro e gli altri tecnici del Laboratorio ELSA di Ispra per l'aiuto concesso nell'elaborazione dei dati sperimentali.

BIBLIOGRAFIA

- [1] NEGRO, P., MOLA, E., FERRARA, L., ZHAO, B., MAGONETTE, G., MOLINA, J., 2006. Seismic Behaviour of precast structure with respect to EC8, report of Sept.2006 on Precast prototype, project-contract G6RD-CT-2002-00857
- [2] PAULY, T. AND PRIESTLEY, M.J.N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building". Wiley, 1992
- [3] M.F. GIBERSON, "Two nonlinear beams with definition of ductility", Journal of Structural Division, ASCE, 95, 1967.
- [4] PALERMO, A., PAMPANIN, S., BOLOGNINI, D. 2004. Moment-curvature/rotation for r.c. and hybrid precast sections, FORTRAN program.
- [5] MANDER, J. B., PRIESTLEY, M. J. N, PARK, R., 1984. Theoretical stress-strain model for confined concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- [6] DODD, L. L., RESTREPO-POSADA, J. I., 1995, Model for predicting cyclic behaviour of reinforcing steel, ASCE Journal of Structural Engineering, 121: 433-445.
- [7] TAKEDA T., SOZEN M.A., NIELSEN N.N., 1970. Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, ASCE Journal of the Structural Division, 96(12), 2557-2573.
- [8] CARR, A.J. (2006), RUAUMOKO Program for Inelastic Dynamic Analysis Users Manual, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- [9] PALERMO, A., CARABELLESE, A., TONIOLO, G., 2007. Experimental and analytical investigations of precast concrete industrial buildings designed according to, Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, under submission.
- [10] SAISI, A., TONIOLO, G., 1998. Precast r.c. columns under cyclic loading: an experimental program oriented to EC8, Studies and Researches, School for the Design of R/C Structures F.lli Pesenti, Milan, Vol. 19, 373-414.
- [11] FERRARA, L., TONIOLO, G., TSIONIS, G., 2005. On the diaphragmatic behaviour of roof systems in precast r/c industrial buildings, Proceedings of BIBM2005, 2005.
- [12] PAMPANIN, S., CHRISTOPOULOS, C., PRIESTLEY, M. J. N., 2002. Residual deformations in the performance-based seismic assessment of frame structures, Report Rose-2002/02, IUSS PRESS, Pavia.

INDAGINI SPERIMENTALI SUL COMPORTAMENTO STATICO DI UNA NUOVA TIPOLOGIA DI TRAVE MISTA ACCIAIO CALCESTRUZZO

Camillo Nuti¹, Annibale Luigi Materazzi², Fabrizio Paolacci¹, Stefano Cerea³

1 Dipartimento di Strutture, Università degli Studi Roma Tre, Via C. Segre 6, Roma

2 Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Perugia, Via G. Duranti 93, Perugia

3 Ingegnere libero professionista, Via Giovanni Antonelli 41, Roma

SOMMARIO

In questo lavoro si propone una nuova tipologia di trave composta acciaio-calcestruzzo, prefabbricata in stabilimento, destinata alla realizzazione di travi in spessore di solaio nell'edilizia tradizionale. Il comportamento statico è indagato mediante prove sperimentali di flessione e taglio effettuate presso il laboratorio di sperimentazione su materiali e strutture dell'Università degli Studi Roma Tre. I risultati mostrano la piena applicabilità dei modelli a flessione e taglio proposti in letteratura per travi in cemento armato ordinario e adottati dalla normativa vigente.

SUMMARY

In this paper a new typology of composite precast reinforced concrete-steel beam is proposed, which is used for the realization of lower beams in traditional construction industry. The static behaviour has been investigated by means of flexural and shear experimental tests carried out at the laboratory of University of Roma Tre. The results show the full applicability of usual flexural and shear models proposed in literature for ordinary reinforced concrete beams and adopted by the code.

INTRODUZIONE

Le strutture miste, e in particolare le travi composte acciaio-calcestruzzo, costituiscono una tipologia strutturale diffusa nell'edilizia corrente per i numerosi pregi che esse presentano, quali la elevata capacità portante, la leggerezza, la durabilità e la efficienza funzionale. La morfologia tipica delle travi miste, secondo le definizioni contenute nella normativa nazionale e comunitaria, è caratterizzata dalla presenza di un profilo d'acciaio e di una soletta in calcestruzzo armato, la cui collaborazione statica è assicurata dalla presenza di connettori metallici sollecitati a taglio [1], [2], [3]. Tale configurazione ha come obiettivo quello di ottimizzare l'uso dei materiali in funzione della loro capacità di resistenza: l'acciaio è prevalentemente teso, al contrario del calcestruzzo che risulta invece prevalentemente compresso.

Tale tipologia anche se interessante è evidentemente poco attraente per l'edilizia residenziale per problemi legati prevalentemente alla necessità di opere di rifinitura all'intradosso più onerose rispetto a quelle necessarie per le travi di cemento armato. Per superare questi inconvenienti e valorizzare i vantaggi della prefabbricazione nell'edilizia residenziale, è stata sviluppata dalla Ditta Edilmetal di Viterbo una trave composta prefabbricata di tipo innovativo. La trave Edilmetal è una trave composta acciaio-calcestruzzo prefabbricata in stabilimento, realizzata con una gabbia

metallica, costituita da barre longitudinali e da staffe chiuse, come nel caso delle travi in cemento armato ordinario e da due profili metallici in acciaio da carpenteria disposti all'intradosso della trave.

Secondo le definizioni normative italiane e comunitarie sulle travi composte acciaio-calcestruzzo, la trave in oggetto non rientra in nessuna delle tipologie previste, in quanto in esse sono esplicitamente escluse le solette composte realizzate utilizzando piatti d'acciaio, e per questo motivo è stato necessario svolgere indagini approfondite sul suo comportamento meccanico.

A tal scopo è stata condotta presso il laboratorio del Dipartimento di Strutture dell'Università degli Studi Roma Tre una campagna di indagini sperimentali sottoponendo prototipi della trave Edilmetal a prove di flessione e flessione e taglio. L'analisi dei risultati sperimentali ha permesso di evidenziare il buon comportamento meccanico delle travi in oggetto e di convalidare i modelli di calcolo disponibili in letteratura per la sua previsione.

1 MORFOLOGIA DELLE TRAVI

La trave Edilmetal è una trave composta acciaio-calcestruzzo, prefabbricata in stabilimento, destinata alla realizzazione di travi in spessore di solaio nell'edilizia tradizionale. Essa è composta di una gabbia metallica, costituita da barre longitudinali e da staffe chiuse e da due

profili metallici in acciaio da carpenteria disposti all'intradosso della trave (vedi Fig. 1).

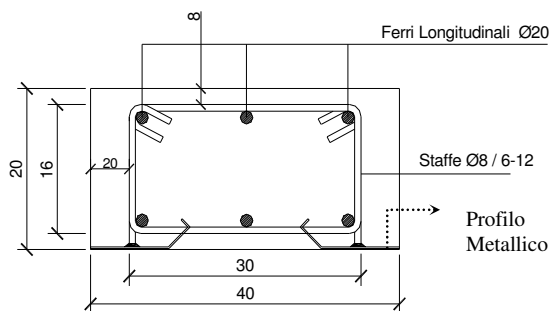


Figura 1 - Sezione trasversale della trave

I profili metallici sono sagomati mediante due piegature, di cui la prima è a 49° e la seconda a 64°. Sulla della parte del profilo più lontana dall'intradosso sono ricavate delle scanalature verticali, ad interasse di 60 mm, entro le quali trovano alloggiamento le estremità inferiori delle staffe (vedi Fig. 2).

Allo scopo di garantire la trasmissione degli sforzi di scorrimento tra il calcestruzzo e i piatti inferiori, sono saldati ai piatti, monconi di barre da cemento armato della lunghezza di 80 mm disposti verticalmente allo stesso passo delle staffe. Saldature ulteriori sono inoltre realizzate tra i bracci verticali delle staffe ed i monconi sopra detti.

Nel vano compreso tra l'intradosso della trave e le piegature verticali dei piatti inferiori viene realizzato in stabilimento un getto di calcestruzzo, che realizza la cassaforma di intradosso per il getto successivo in opera (vedi Fig. 3). In cantiere, unitamente all'appoggio dei solai gravanti sulla trave, viene disposta eventuale armatura integrativa e quindi si procede al getto di completamento.

Nel presente studio sono state esaminate travi con le seguenti larghezze: B = 40 cm e 50 cm e con altezze di solaio differenziate e pari rispettivamente ad H = 20 cm e 22 cm.



Figura 2 - Gabbia d'armatura delle travi Edilmetal

Le tipologie delle armature longitudinali correnti e delle armature trasversali sono riportate in Tabella 1. In particolare, nel caso di travi con larghezza minore sono presenti tre barre longitudinali inferiori e superiori di diametro 20 mm e staffe $\phi 8$ a due bracci, mentre per travi con larghezza maggiore il numero delle barre inferiori e superiori

sale a quattro con diametro 16 mm con da staffe $\phi 8$ a quattro bracci. L'interasse corrente delle staffe, pari a 12 cm, è ridotto a 6 cm in prossimità degli appoggi, per un tratto pari al 25% della luce.

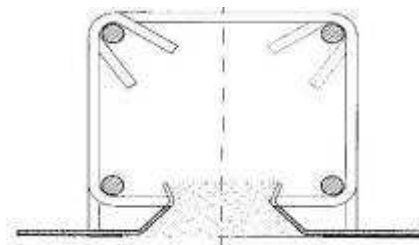


Figura 3 - Sezione trasversale della trave all'uscita dello stabilimento

Tabella 1. Dimensioni geometriche e armatura delle travi

Trave	SEZIONE		Ferri Superiori	Ferri inferiori	Tipo di prova
	Larghezza (cm)	Altezza (cm)			
A, E, I, L	40	20	3 $\phi 20$	3 $\phi 20$	Flessione (A), Taglio (E, I, L)
B	50	20	4 $\phi 16$	4 $\phi 16$	Flessione (B)
C, G	40	22	3 $\phi 20$	3 $\phi 20$	Flessione (C), Taglio (G)
D, F, H	50	22	4 $\phi 16$	4 $\phi 16$	Flessione (D), Taglio (F) (H)

2 INDAGINI SPERIMENTALI

2.1 Tipologie considerate e modalità di prova

Le prove statiche di flessione e taglio effettuate presso il laboratorio dell'Università degli Studi di Roma Tre sono state eseguite su dieci prototipi in vera grandezza di travi miste acciaio-calcestruzzo, le cui dimensioni trasversali sono quelle indicate in Tabella 1. Per la loro realizzazione è stato utilizzato un calcestruzzo avente resistenza caratteristica Rck 30 MPa, un acciaio da cemento armato tipo FeB44k, ed acciaio da carpenteria tipo Fe510.

Le travi A, B, C e D sono state sottoposte a prove di flessione su quattro punti, mentre le rimanenti travi, e precisamente le 6 travi E, F, G, H, I ed L, sono state sottoposte a prove di flessione e taglio. In entrambe le tipologie di prova le travi sono state sollecitate imponendo gradualmente il carico ed effettuando la lettura dei dati (carico, abbassamenti e deformazioni) in progressione continua fino alla rottura.

2.2 Configurazioni di prova e sensori

Sono state approntate due differenti configurazioni di prova dettagliatamente descritte nei paragrafi seguenti. Il

sistema di acquisizione è costituito da una centralina di acquisizione dati a 16 canali, da una scheda di conversione analogico-digitale DAQ National Instruments a 16 Canali, con risoluzione di 16 bit e velocità di acquisizione massima 200 kS/s e da un sistema di condizionamento e di amplificazione dei segnali. L'acquisizione dei dati è stata effettuata ad una frequenza di campionamento di 10 Hz.

2.2.1 Prove di flessione

La Figura 4 mostra la configurazione utilizzata per effettuare le prove di flessione a 4 punti sulle travi A, B, C e D. La forza P, impressa mediante un martinetto idraulico da 1000 kN inserito in un'opportuna struttura di contrasto, si trasferisce sulla trave mediante un profilo d'acciaio di adeguata rigidezza il quale poggia, a sua volta, su due cilindri di acciaio che consentono di applicare il carico in maniera puntuale.

Tra il martinetto e il profilo d'acciaio è stata interposta una cella di carico per la misura della forza impressa. La trave è infine appoggiata alle sue estremità a due sostegni in acciaio di elevata rigidezza e resistenza.

La strumentazione è costituita da:

- n°1 Cella di carico da 1000 kN tipo per la misura del carico applicato,
- n° 6 Potenzimetri lineari con corsa da ± 50 mm, dei quali due per la misura degli abbassamenti al centro della trave (E1, E2) e quattro per la misura di eventuali cedimenti agli appoggi (E3, E4, E5, E6),
- n° 4 *strain gauges* per la misura delle deformazioni longitudinali, due dei quali per la misura delle deformazioni del calcestruzzo all'estradosso della trave (S3 ed S4) e due per la misura della deformazioni nei profili di rinforzo d'acciaio all'intradosso della trave (S1 e S2). La loro posizione è schematicamente indicata in Figura 5.

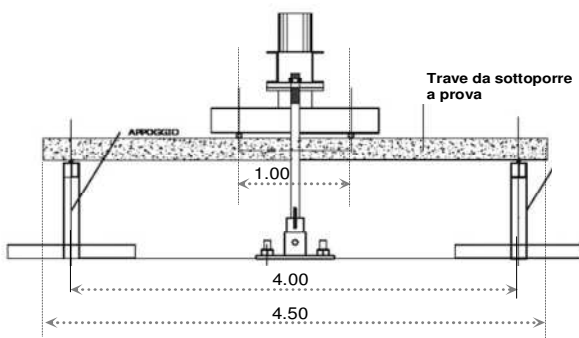


Figura 4 – Configurazione prova di flessione

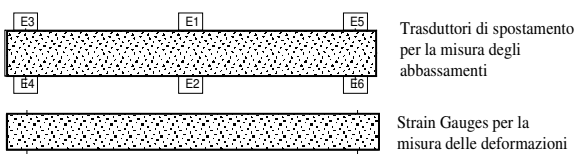


Figura 5 – Posizionamento in pianta dei trasduttori di spostamento

Una visione d'insieme della organizzazione delle prove di flessione è illustrata in figura 6, mentre la figura 7 illustra i

dettagli del posizionamento dei trasduttori di spostamento e degli strain gauges.

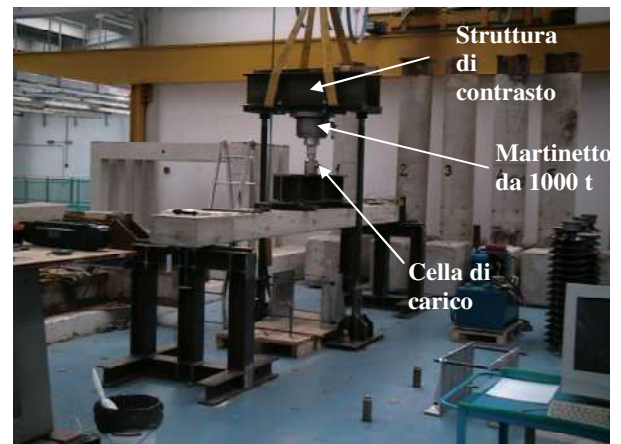


Figura 6 – Organizzazione delle prove di flessione



Figura 7 – Posizionamento dei trasduttori di spostamento e degli strain gauges.

2.2.2 Prove di taglio

La figura 8 mostra schematicamente la configurazione adottata per le prove di flessione e taglio eseguite sulle travi E, F, G, H, I, L..

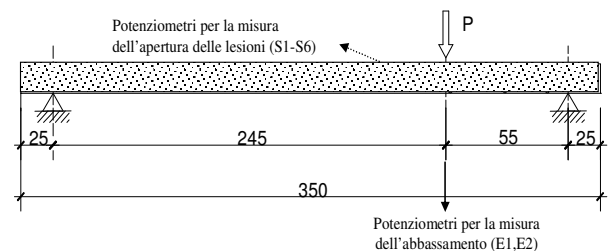


Figura 8 – Configurazione delle prove di flessione e taglio

La forza verticale P è stata impressa con la stessa attrezzatura di contrasto utilizzata nelle prove di flessione, ma in posizione dissimmetrica, cioè con il carico applicato in prossimità di una delle estremità della trave. La distanza tra il punto di applicazione del carico e l'appoggio (maggiore di 2.5 volte l'altezza della sezione) è tale da evitare l'insorgenza di meccanismi resistenti indesiderati, quali, ad esempio, l'effetto arco, che porterebbero ad una sovrastima della resistenza ultima a taglio. La strumentazione utilizzata è costituita da:

- n°1 Cella di carico da 1000 kN per la misura del carico applicato;
- n° 2 Potenzimetri lineari con corsa da ± 50 mm per la misura degli abbassamenti in corrispondenza del punto di applicazione del carico (E1, E2) ;
- n° 6 Potenzimetri lineari con corsa ± 5 mm per la misura delle deformazioni a taglio;

Le deformazioni diagonali D_i sono state determinate, una volta note le basi di misura B_i dei potenziometri S1-S6, come rapporto tra lo spostamento letto e la base di misura stessa $D_i=S_i/B_i$.

Una visione d'insieme della organizzazione delle prove di flessione è illustrata in Figura 9, mentre la foto di Figura 10 mostra gli strumenti posizionati sulla trave.



Figura 9 – Organizzazione delle prove di Flessione e Taglio

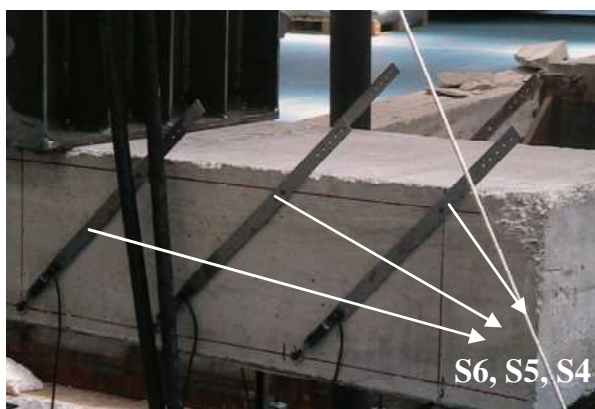


Figura 10 – Posizionamento dei trasduttori per la misura dell'ampiezza delle lesioni dovute al Taglio

2.3 Risultati delle prove di flessione

La tabella seguente riporta, per ogni trave sottoposta a flessione, il carico di rottura rilevato, espresso in kN.

Tabella 2 – Carico di rottura a flessione

TRAVE	CARICO DI ROTTURA (kN)
A	159
B	145
C	174
D	169

A titolo d'esempio la Figura 11 mostra l'andamento dello spostamento medio in mezzeria della trave C al variare del carico applicato P . Si può osservare la presenza di un campo a comportamento lineare oltre il quale la trave manifesta un comportamento plastico con duttilità maggiore di 2. Superato anche questo campo si manifesta la rottura della trave.

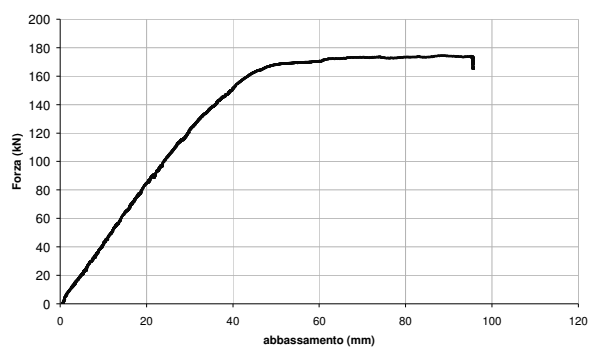


Figura 11 – Trave C. Andamento del legame carico – abbassamento.

Con riferimento ancora alla trave C, la Figura 12 mostra, invece, l'andamento delle deformazioni nell'acciaio e nel calcestruzzo in funzione del carico applicato P . Il limite oltre il quale i due grafici terminano non corrisponde esattamente alla rottura della trave, ma corrisponde ad un punto prossimo ad essa, a causa della rottura prematura degli *strain gauges* per la misura delle deformazioni nel calcestruzzo.

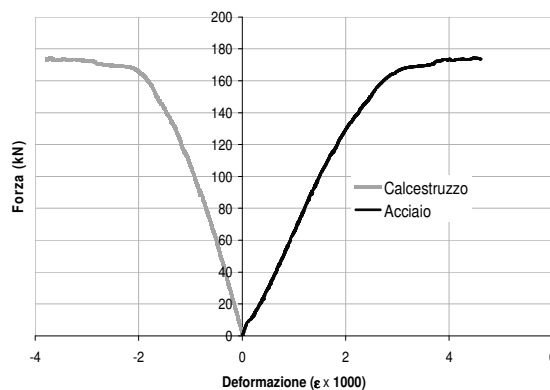


Figura 12 – Andamento delle deformazioni unitarie nell'acciaio e nel calcestruzzo al variare del carico applicato.

Si può osservare come, in prossimità della rottura della trave, l'acciaio abbia abbondantemente superato la soglia dello snervamento, mentre il calcestruzzo ha raggiunto una deformazione ultima pari a circa il 4,5 ‰. La rottura è dunque di tipo duttile.

La figura 13 mostra il quadro fessurativo della trave C a rottura avvenuta. Le lesioni, tipiche di una rottura flessionale, si presentano verticali e ben distribuite nella parte a momento flettente costante. La rottura è dovuta allo schiacciamento del calcestruzzo al lembo superiore conseguente allo snervamento dell'acciaio teso. I piatti inferiori, snervati, non hanno subito fenomeni di rottura.

Il comportamento appena evidenziato è stato riscontrato in tutte le altre prove di flessione.



Figura 13 – Quadro fessurativo della trave C a rottura.

2.4 Risultati delle prove di flessione e taglio

La Tabella 3 riporta, per ogni trave sottoposta a taglio, il carico di rottura e il corrispondente meccanismo di rottura riscontrato durante la prova.

Tabella 3 – Carico di rottura a taglio e meccanismo di rottura riscontrato

Trave	Carico di rottura [kN]	Meccanismo di rottura
E	245	flessionale
F	250	flessionale
G	303	a taglio
H	300	flessionale
I	253	a taglio
L	260	a taglio

L'esame della Tabella 3 mostra che la rottura non è stata sempre dovuta al taglio. In particolare le travi E, F ed H hanno subito una rottura di tipo flessionale. Ciò è imputabile al fatto che in alcune travi si è verificata una rottura per flessione, conseguenza del fatto che la resistenza ultima a taglio è addirittura superiore a quella a flessione.

Negli altri casi si è riscontrata una evidente rottura per taglio come mostrato nella Figura 14, relativa alla prova effettuata sulla trave di tipo G. Il quadro fessurativo è tipico delle rotture a taglio, con bielle compresse disposte secondo una inclinazione minore di 45°. L'ampiezza delle lesioni è stata misurata, così come già precedentemente indicato,

mediante potenziometri posti a 45° rispetto all'asse della trave. Sono state riscontrate lesioni con apertura massima tra il 5 il 6‰ della base di misura. Le lesioni si sono aperte rapidamente dopo il raggiungimento della resistenza massima (Figura 15). Il collasso della trave è sopraggiunto per snervamento e rottura di alcune delle staffe in prossimità della zona di applicazione del carico (Figura 16).



Figura 14 – Trave G. Quadro fessurativo al termine della prova a taglio.

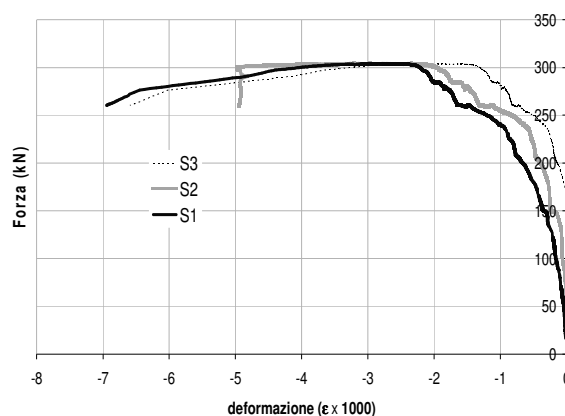


Figura 15 – Trave G. Andamento del carico applicato al variare dell'apertura delle lesioni



Figura 16 – Trave G. Collasso della trave per snervamento e rottura di una delle staffe

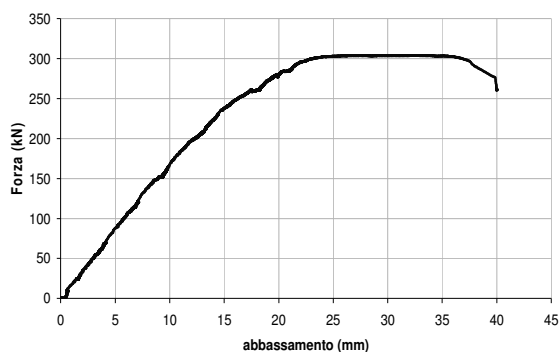


Figura 17 – Trave G. Andamento del legame carico – abbassamento

Il comportamento della trave nel suo insieme è illustrato in figura 17 nella quale viene mostrato l'andamento della curva forza-spostamento medio relativa a valori misurati in corrispondenza del punto di applicazione del carico.

E' anche in questo caso ben evidente un comportamento elastico fino a circa 10 mm di abbassamento, limite oltre il quale la trave mostra un comportamento non-lineare. Superata la soglia dei 20 mm si evidenzia un tratto plastico che si estende fino al raggiungimento del collasso per rottura delle staffe.

3 VALUTAZIONE NUMERICA DEL COMPORTAMENTO MECCANICO A FLESSIONE E TAGLIO

Nel presente paragrafo vengono illustrati i risultati delle simulazioni numeriche effettuate sulle travi di cui alla tabella 1 per la determinazione della loro resistenza flessionale e a taglio, con l'obiettivo di valutare l'applicabilità dei modelli di calcolo proposti in letteratura. A tal proposito è necessario ricordare che secondo le definizioni suggerite dalle normative nazionali e comunitarie correnti la trave Edilmetal non è inquadrabile in nessuna delle categorie di travi miste acciaio-calcestruzzo. Ad esempio, al punto 1.1.2 dell'Eurocodice 4 (campo d'applicazione), vengono esplicitamente escluse solette composte da piatti d'acciaio collegati alla soletta stessa [3].

Per questo motivo la simulazione del comportamento a flessione e taglio e la relativa analisi comparativa con i dati sperimentali, è stata condotta utilizzando i modelli utilizzati usualmente per le travi in cemento armato, opportunamente integrati per tener conto della presenza di acciaio da carpenteria. La valutazione del comportamento dei connettori è stata invece effettuata con riferimento alle indicazioni di letteratura e di normativa relative ai collegamenti delle travi miste acciaio-calcestruzzo.

3.1 Il comportamento flessionale

Il comportamento flessionale della trave Edilmetal è stato essere modellato utilizzando le usuali ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo. Questa ultima ipotesi è garantita, oltre che dall'utilizzo di barre d'acciaio ad aderenza migliorata, anche dalla presenza dei pioli saldati sui due profili d'acciaio.

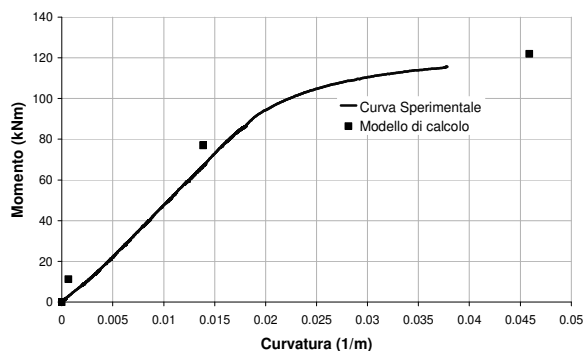


Figura 18 - Diagramma momento curvatura della trave A

Per ogni tipologia di trave riportata nella Tabella 1 sono stati determinati i diagrammi momento-curvatura delle sezioni.

Il comportamento dei materiali è stato modellato utilizzando per il calcestruzzo il legame parabola-rettangolo e per l'acciaio il modello elastoplastico perfetto [1] [2]. Le resistenze di calcolo sono state determinate ponendo unitari i coefficienti di sicurezza e ed il coefficiente riduttivo della resistenza del calcestruzzo che tiene conto, nei calcoli di progetto, della lunga durata di applicazione dei carichi.

In Figura 18 è riportato l'andamento del diagramma momento - curvatura ($M-\chi$) ricavato a partire dai dati sperimentali. Il momento è stato determinato imponendo l'equilibrio della trave in ogni fase della sperimentazione, mentre la curvatura è stata calcolata applicando la sua definizione (relazione 1) dove ϵ_c e ϵ_a sono le deformazioni misurate rispettivamente al lembo superiore (cls) e al lembo inferiore (acciaio), ed h è l'altezza della sezione.

$$\chi = \frac{|\epsilon_c| + |\epsilon_a|}{h} \quad (1)$$

I quadratini neri indicano i punti di prima fessurazione, di incipiente snervamento dell'armatura e di incipiente rottura della sezione ricavati numericamente. Si noti il sostanziale accordo tra i dati sperimentali e le elaborazioni numeriche, accordo che conferma l'applicabilità dei modelli di calcolo utilizzati per le travi di cemento armato anche a travi miste acciaio-calcestruzzo del tipo di quelle prodotte dalla Edilmetal.

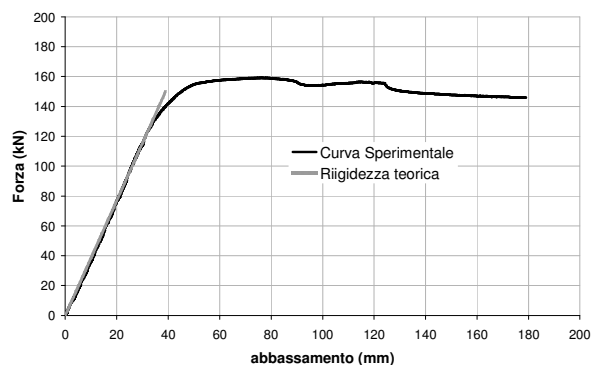


Figura 19 – Curva forza-spostamento della trave A

Infine, il confronto numerico-sperimentale in termini di rigidità elastica, illustrato in figura 19, mostra ancora il buon accordo fra i risultati sperimentali e le previsioni teoriche.

3.2 Il comportamento a Taglio

Nella Tabella 4 è riportato il confronto tra i valori del taglio ultimo calcolati in accordo con il metodo delle bielle ad inclinazione variabile e quelli ricavati in sede di sperimentazione. L'inclinazione θ delle bielle di calcestruzzo è stata individuata sperimentalmente.

Ad esempio, nel caso della trave I, il cui quadro fessurativo è illustrato in Figura 20, l'inclinazione delle bielle θ è risultata pari a 36° . Il taglio ultimo della sezione è stato valutato con la usuale relazione:

$$V_u = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (2)$$

il cui valore, per ogni tipologia di trave considerata, è riportato nella tabella 4.

La tabella mostra come, anche nel caso del taglio, si verifichi un buon accordo tra risultati sperimentali e previsioni numeriche, con differenze massime intorno al 5%.

E' interessante notare anche l'ottimo accordo in termini di meccanismo di collasso. Infatti l'angolo di inclinazione determinato a ritroso con la (2) sulla base del taglio ultimo sperimentale e riportato nella 6ª colonna di Tabella 4 risulta molto vicino a quello misurato sperimentalmente e riportato nella colonna 4 della stessa tabella.

Tabella 4 – Confronto numerico-sperimentale relativo al taglio ultimo

Trave	Carico Rottura [kN]	Vu Sperim [kN]	θ Sperim. [deg]	Vcu Eq. (2) [kN]	θ Calcolato [deg]
E	245	200.08	35	200.30	35.43
F	250	204.17	38	203.65	37.93
G	303	247.45	34	235.88	32.74
H	300	245.00	32	254.61	33.00
I	253	206.62	36	195.94	34.57
L	260	212.33	34	211.05	33.84

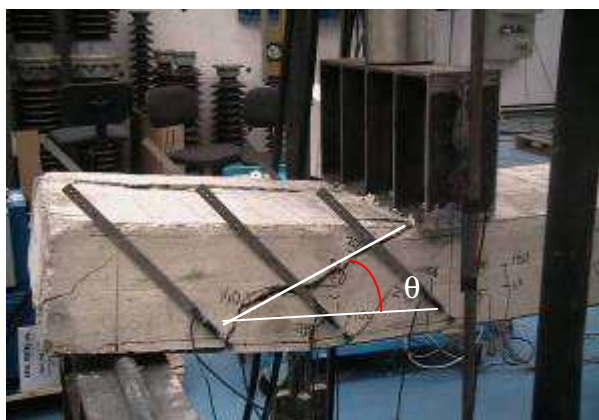


Figura 20 – Trave I. Inclinazione delle fessure dovute al taglio.

3.3 Valutazione della resistenza dei connettori

I connettori utilizzati, come descritto nel paragrafo 1, sono monconi di barre da cemento armato della lunghezza di 80 mm disposti verticalmente allo stesso passo delle staffe. Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei connettori utilizzati sono riportate nella Tabella 5.

La stima della resistenza dei connettori è stata effettuata utilizzando le indicazioni contenute nell'Eurocodice 4. Al punto 6.3.2.1 dell'Eurocodice 4 è specificato che la resistenza di un connettore deve essere valutata come il minimo valore tra la resistenza del gambo ($P_{Rd,1}$) e la resistenza a rifollamento del calcestruzzo ($P_{Rd,2}$). Nel calcolo il coefficiente di sicurezza è stato scelto pari all'unità. Nel caso delle travi Edilmetal si è ottenuto

$$P_{Rd,1} = 17,28kN \quad e \quad P_{Rd,2} = 16,16kN \quad (3)$$

E' stato inoltre indagato se i connettori permettano il raggiungimento del momento ultimo della sezione senza che per essi sopraggiunga la rottura (collegamento a completo o parziale ripristino di resistenza).

Tabella 5 – Caratteristiche dei connettori

Altezza connettori (h)	80 mm	CONNECTORI
Diametro connettori	8 mm	
Resistenza ultima a trazione (f_u)	430 MPa	
Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo (f_{ck})	$0,83 \cdot R_{ck} = 24,9 MPa$	CLS
Modulo elastico medio del calcestruzzo (E_{cm})	30440 MPa	

A tale scopo è stata dapprima valutata la resistenza allo scorrimento R_p del sistema di connessione, data dal prodotto della resistenza minima tra $P_{Rd,1}$ e $P_{Rd,2}$ e il numero di connettori per unità di lunghezza.

Poiché nelle travi Edilmetal il passo dei connettori all'appoggio è pari a 6 cm, corrispondente a $n_p=33.3$ connettori al metro, la resistenza allo scorrimento a metro (R_p) risulta la seguente:

$$R_p = n_p \cdot P_{Rd,2} = 538.62 kN / m \quad (4)$$

La resistenza allo scorrimento nell'ipotesi di totale ripristino di resistenza è data da:

$$F_{cf} = \min(R_c; R_a) \quad (5)$$

avendo indicato con R_c la resistenza a compressione del calcestruzzo e con R_a la resistenza a trazione dell'acciaio, definite come:

$$R_c = f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c \quad (6)$$

$$R_a = A_a \cdot f_d \quad (7)$$

dove:

f_{ck}	<i>resistenza cilindrica del calcestruzzo</i>
b_{eff}	<i>base sezione</i>
h_c	<i>altezza sezione</i>
A_a	<i>area dei connettori</i>
f_d	<i>resistenza di calcolo dell'acciaio connettori</i>

Nel caso di completo ripristino di resistenza, la resistenza dei connettori deve quindi risultare superiore a:

$$F_{cf} = 300.47 \text{ kN} / m \quad (8)$$

Poiché R_p è maggiore di F_{cf} la connessione è a totale ripristino di resistenza. Il valore della reale forza di scorrimento (F_c) trasmessa dai pioli è sufficiente a portare la trave a rottura per flessione prima che sopraggiunga il collasso del sistema di connessione. Ciò è confermato dal comportamento flessionale delle travi che in sede sperimentale non hanno mostrato scorrimenti relativi tra piatti d'acciaio e calcestruzzo. Ad ulteriore conferma c'è il buon accordo numerico sperimentale precedentemente illustrato.

4 CONCLUSIONI

Nel presente lavoro sono stati presentati i risultati di una estesa campagna di indagini teoriche e sperimentali condotte su una tipologia innovativa di travi composte acciaio-calcestruzzo specificamente destinate all'edilizia residenziale.

Le travi in oggetto, prodotte dalla Ditta Edilmetal di Viterbo, consentono di accoppiare i vantaggi derivanti dalla soluzione composta a quelle di una elevata prefabbricazione che consente di ridurre al minimo le opere provvisorie in cantiere e di velocizzare le operazioni di montaggio e di getto di completamento.

Le indagini sperimentali hanno mostrato la validità tecnica della trave in oggetto, sia per quanto riguarda sia il buon comportamento a flessione che quello a taglio.

Le analisi numeriche condotte parallelamente hanno mostrato la buona applicabilità dei metodi di analisi disponibili in letteratura alla previsione del comportamento sperimentale delle travi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Decreto Ministeriale 14 Settembre 2005 – Norme tecniche per le costruzioni
- [2] CNR 10016 - (2000), Strutture composte acciaio calcestruzzo – istruzioni per l'impiego nelle costruzioni
- [3] UNI EN 1994-1-1 – (2004) - Eurocode 4 – Design of composite steel and concrete structures – part 1-1 general rules and rules for buildings

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano esprimere il proprio ringraziamento alla Ditta Edilmetal di Viterbo, per aver messo a disposizione i prototipi delle travi utilizzate nella presente ricerca.

DETERMINAZIONE IN TEMPI BREVI DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

Luisa Pani¹, Barbara De Nicolò¹, Monica Valdes¹

¹ Dipartimento Ingegneria Strutturale, Università di Cagliari

SOMMARIO

Una vasta campagna sperimentale su calcestruzzi commerciali di resistenza $25 \div 40 \text{ N/mm}^2$, ha consentito di avanzare delle previsioni concrete ed affidabili sulla resistenza a compressione standard a 28 giorni, desunta da prove preliminari ad 1 giorno, ottenute con un programma di maturazione con un ciclo termico di 18 ore su provini cubici di 8 cm di lato. Sono state confezionate 30 miscele dalle quali sono stati ottenuti 510 provini cubici: 210 di lato 15 cm e 300 di lato 8 cm. Alcuni sono stati sottoposti al ciclo termico per la stagionatura accelerata, altri ad una stagionatura standard (U. R. 100%, $T = 20 \text{ }^\circ\text{C}$). Sono stati impiegati 5 rapporti acqua/cemento, 3 assortimenti granulometrici, aventi rispettivamente il diametro massimo pari a 25 mm, 19 mm e 9 mm.

SUMMARY

Results of an experimental programme, carried out in order to assess appropriately compressive strength of concrete at 28 days by means of compressive tests at 1 day, are presented. 30 different compositions of concrete mix were used, made from different ratio a/c and maximum aggregate size, in order to obtain concrete strength $C25 \div C40 \text{ N/mm}^2$. 510 cubic specimens were made: 210 of side 15 cm and 300 of side 8 cm. Standard specimens were tested at 28 days after standard curing, while cubic specimens of side 8 cm were tested: a group was subjected to thermal curing of 18 hours and tested at 1 days, a second group was tested at 28 days, after standard curing. The effect of curing, size of specimen and mix design of concrete on compressive strength are analysed.

1. PREMESSE

Le prestazioni meccaniche del calcestruzzo indurito si modificano nel tempo e, per qualificare la resistenza a compressione, la maggior parte delle normative fa riferimento ad un tempo definito (28 giorni dal getto), anche se dopo tale tempo si sviluppa un ulteriore incremento di resistenza.

L'intervallo di tempo che intercorre tra il getto ed il controllo di accettazione, sotto certi aspetti, è troppo lungo e risulta poco pratico e talvolta inutilizzabile. Può accadere infatti che ai 28 giorni la struttura sia ultimata e la resistenza del calcestruzzo non soddisfi le prestazioni richieste.

La conoscenza delle prestazioni meccaniche del calcestruzzo in tempi brevi renderebbe possibile un riproporzionamento della miscela per raggiungere le prestazioni richieste.

L'esigenza di poter prevedere, a tempi brevi, la resistenza a 28 giorni è perciò fortemente sentita da tutti gli operatori del settore: dal fornitore, al direttore dei lavori, all'impresa [1-10].

Per offrire un contributo in tal senso, è stata eseguita un'ampia campagna sperimentale su calcestruzzi commerciali di resistenza compresa fra i 25 e 40 N/mm^2 , che ha consentito previsioni molto affidabili sulla resistenza a 28 giorni desunta da prove preliminari ad 1 giorno.

Si tratta di una procedura standardizzata che prevede un programma di maturazione prestabilito secondo un ciclo

termico di 18 ore su provini cubici di 8 cm di lato; i risultati delle prove a compressione su questi provini consentono di valutare la qualità del materiale e di estrapolare, tramite correlazione, la resistenza a compressione convenzionale a 28 giorni.

2. SPERIMENTAZIONE

Sono state preparate 30 miscele di calcestruzzo, con le composizioni indicate in Tabella 1, con le quali sono stati confezionati, per ciascuna miscela, 10 provini cubici speciali (8 cm di lato) e 7 provini cubici standard (15 cm di lato).

8 provini cubici speciali sono stati sottoposti al ciclo termico, al cui termine sono stati sformati, mentre i restanti 2 provini speciali ed i 7 provini standard sono stati sformati alle 24 ore dal getto e sottoposti a stagionatura in acqua in vasca termo-igrometrica alla temperatura di $20 \text{ }^\circ\text{C}$ per 28 giorni [11-17].

I provini sono stati pesati [18] e quindi sottoposti a prova di rottura per compressione [19-20].

Sono state impiegate due presse distinte per la velocità di applicazione del carico.

La pressa speciale, adatta per i provini di piccola dimensione ha una velocità di applicazione del carico pari a $0,8 \pm 0,1 \text{ N/(mm}^2 \cdot \text{min)}$, mentre nella pressa standard la velocità è $0,5 \pm 0,2 \text{ N/(mm}^2 \cdot \text{min)}$.

3. CICLO TERMICO

Il ciclo termico di maturazione adottato per i provini speciali, e mostrato in Fig. 1, ha una durata complessiva di 18 ore, è caratterizzato da una temperatura ambiente iniziale, dal gradiente termico per raggiungere la massima temperatura, dall'intervallo di tempo di permanenza alla massima temperatura e dal gradiente termico a fine ciclo, affinché venga riacquisita la temperatura ambiente.

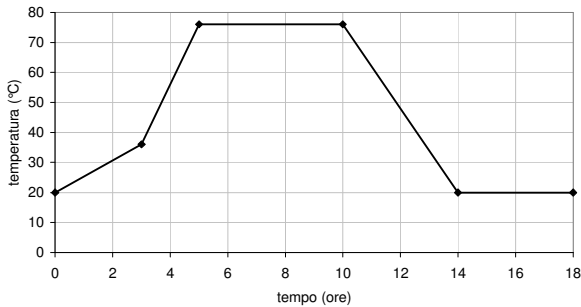


Figura 1 – Ciclo termico di maturazione

4. CARATTERISTICHE FISICO MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO INDURITO

4.1 Massa Volumica

Nel diagramma di Fig. 2 si può osservare come la massa volumica del calcestruzzo indurito varia in un ambito compreso fra 2200 e 2500 kg/m³, con uno scarto percentuale rispetto al valor medio del 13% [17-20].

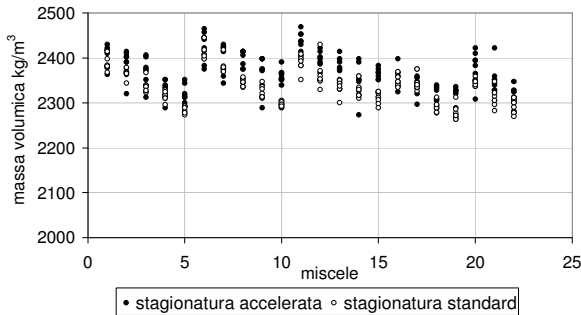


Figura 2 – Massa volumica del calcestruzzo indurito

E' inoltre evidenziato nel diagramma di Fig. 3 che la massa volumica non è influenzata dalle condizioni di stagionatura, infatti rimane pressoché invariata nei provini sottoposti a stagionatura accelerata rispetto a quelli stagionati in condizioni standard.

La differenza fra la massa volumica del calcestruzzo indurito con stagionatura standard rispetto e quella relativa alla stagionatura accelerata è del $\pm 3\%$ rispetto al valore medio.

Tabella 1 – Composizione delle miscele per m³ di impasto

Miscela N°	Cemento						
	Tipo	Dosaggio kg	a/c	Ø _{max} inerte mm	Additivo %		
1	CEM II/B-L 32,5 R	350	0,50	9	1,5		
2			0,55	9	1,2		
3			0,60	9	0,4		
4			0,65	9	0		
5			0,70	9	0		
6			0,50	19	1,2		
7			0,55	19	0,5		
8			0,60	19	0		
9			0,65	19	0		
10			0,70	19	0		
11			0,50	25	1,1		
12			0,55	25	0,5		
13			0,60	25	0		
14			0,65	25	0		
15			0,70	25	0		
16			400	350	0,50	9	0,8
17					0,55	9	0,5
18					0,60	9	0
19					0,65	9	0
20					0,70	9	0
21					0,50	19	0,5
22					0,55	19	0
23					0,60	19	0
24					0,65	19	0
25					0,70	19	0
26					0,50	25	0,2
27					0,55	25	0
28					0,60	25	0
29					0,65	25	0
30					0,70	25	0

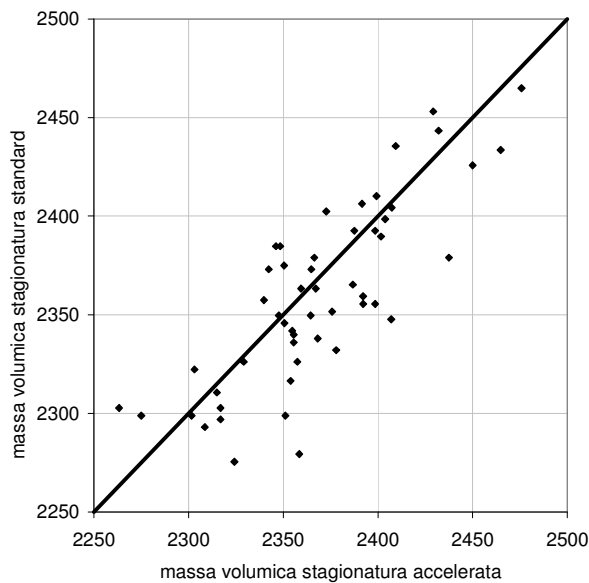


Figura 3 – Confronto fra la massa volumica del calcestruzzo indurito con stagionatura accelerata e quella relativa alla stagionatura standard

4.2 Resistenza a compressione

4.2.1 Resistenza a compressione e dimensione del cubo di prova

La resistenza a compressione è valutata sia su provini cubici standard di lato 15 cm, che su provini cubici speciali di lato 8 cm; nella Fig. 4 si evidenzia come la dimensione del cubo non appare significativa ai fini della valutazione della resistenza.

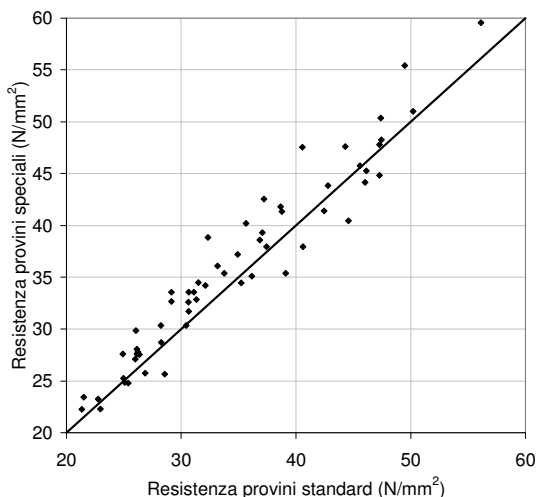


Figura 4 – Confronto fra la resistenza valutata su provini standard e provini speciali a parità di condizioni di stagionatura e velocità di applicazione del carico

Nel diagramma sono riportate le resistenze dei provini standard e dei provini speciali sottoposti alla medesima stagionatura standard e portati a rottura con un gradiente di carico $0,5 \pm 0,2 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{min})$, come prescritto dalla UNI EN 12390-4.

La differenza fra la resistenza del calcestruzzo valutata su provini standard e provini speciali a parità di condizioni di stagionatura e velocità di applicazione del carico è pari a $\pm 8\%$ rispetto al valore medio.

4.2.2 La resistenza a compressione e la velocità di applicazione del carico

I risultati sperimentali hanno mostrato che la variazione di velocità di applicazione del carico, che in questo caso è passata da quella standard di $0,5 \pm 0,2 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{min})$ a $0,8 \pm 0,1 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{min})$, non influenza la resistenza a compressione (Fig. 5). A parità di condizione di stagionatura, che è di tipo accelerato, e di dimensione del cubo di prova, 8 cm, la variazione percentuale media della resistenza, impiegando la velocità di tipo speciale rispetto a quella standard, è del $\pm 6\%$.

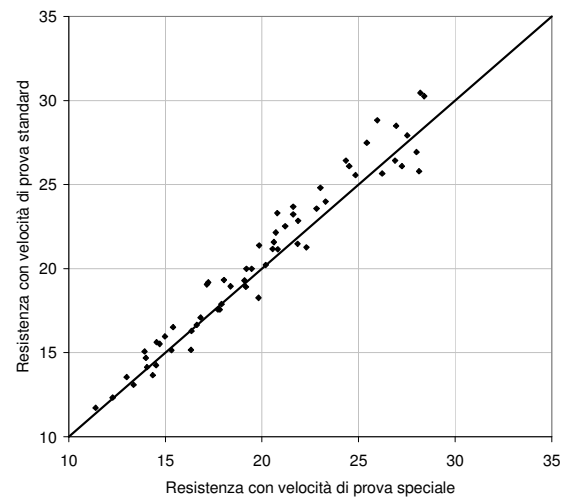


Figura 5 – Confronto fra la resistenza a compressione valutata con velocità di prova standard, pari a $0,5 \pm 0,2 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{min})$, e con velocità di $0,8 \pm 0,1 \text{ N}/(\text{mm}^2 \cdot \text{min})$

4.2.3 La resistenza a compressione e le condizioni di stagionatura

La resistenza a compressione è fortemente influenzata dalle condizioni di stagionatura: risulta più elevata per stagionatura in condizioni standard, come messo in chiara evidenza dal diagramma di Fig. 6.

Nel diagramma di Fig. 7, dove in ascissa sono riportate le 30 miscele impiegate per confezionare i provini ed in ordinata le resistenze a compressione ottenute sui provini cubici di lato 8 cm, si osserva che le differenze risultano variabili con la composizione del calcestruzzo.

Al fine di valutare l'influenza dei vari parametri considerati nella sperimentazione sulla resistenza a compressione, al variare delle condizioni di stagionatura, sono stati costruiti i diagrammi di Figura 8 e 9. Si osserva che all'aumentare del rapporto acqua cemento la resistenza si

riduce in misura differente al variare del tipo di stagionatura. Mediamente la resistenza si riduce del 40% per stagionatura standard ed anche del 50% nel caso di stagionatura accelerata.

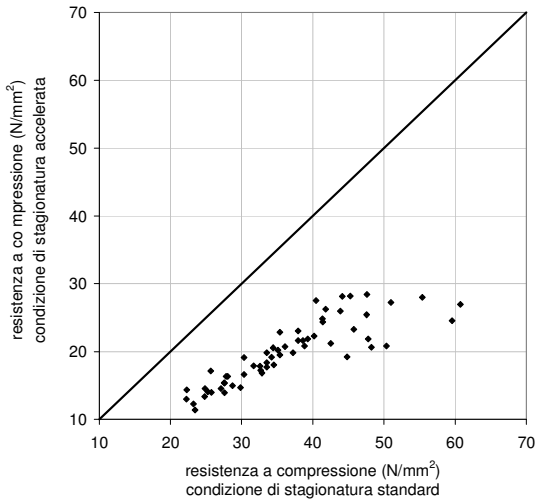


Figura 6 – Confronto fra la resistenza a compressione ottenuta da provini stagionati in condizione standard e quelli con stagionatura accelerata

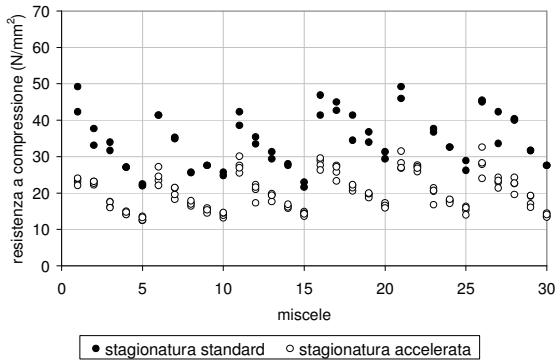


Figura 7 – Resistenza a compressione ottenuta su provini stagionati in condizioni standard e con stagionatura accelerata.

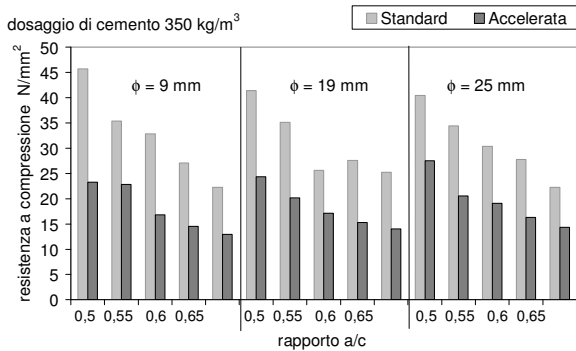


Figura. 8 - Resistenze a compressione al variare della condizione di stagionatura per le diverse variabili considerate, con dosaggio 350 kg/m³

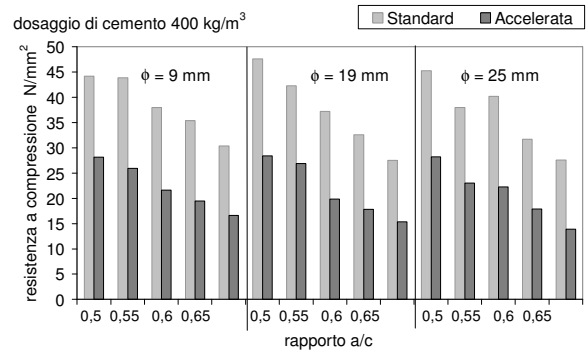


Figura 9 - Resistenze a compressione al variare della condizione di stagionatura per le diverse variabili considerate con dosaggio 400 kg/m³

5 STIMA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

La sperimentazione effettuata ha evidenziato che la resistenza a compressione, valutata su provini speciali sottoposti a stagionatura accelerata rispetto ai provini standard sottoposti a stagionatura normale, è sensibile al diametro massimo degli inerti.

Si è pertanto ritenuto opportuno procedere valutando analiticamente le rette di regressione per i differenti casi (Tabella 2).

Per ognuna delle rette di regressione proposta si è valutato lo scarto quadratico medio SQM ed il coefficiente di variazione $\psi = SQM/R_M$, rapporto fra lo scarto quadratico medio e la resistenza media sperimentale ottenuta [21-24].

La retta di regressione è del tipo $R_s = m R_a + q$, essendo R_s la resistenza a compressione stimata a 28 gg ed R_a la resistenza determinata sui provini speciali sottoposti a stagionatura accelerata.

Lo scarto quadratico medio è valutato dalla classica

$$\text{relazione SQM} = \sqrt{\frac{(\bar{R}_s - R_s)^2}{n-1}}$$

essendo \bar{R}_s la resistenza

valutata sperimentalmente sui provini cubici di lato 15 cm sottoposti a stagionatura standard per 28 giorni ed R_s la resistenza a compressione a 28 giorni stimata dalla retta di regressione.

Tabella 2 – Rette di regressione in funzione del diametro massimo degli inerti

Tipo di cemento	\varnothing_{max} inerti (mm)	retta di regressione	SQM (N/mm ²)	ψ in%
CEM II/B-L 32.5 R	25	$R_s = 1,4847 R_a + 4,7957$	4,94	15%
	19	$R_s = 1,6259 R_a + 2,8132$	4,05	12%
	9	$R_s = 1,9599 R_a - 2,5189$	3,78	10%

Se invece si considera una unica retta di regressione valida per le tre diverse classi granulometriche si ottiene la relazione riportata nella Tabella 3.

Tabella 3 – Retta di regressione

Tipo di cemento	retta di regressione	SQM N/mm ²	ψ in%
CEM II/B-L 32.5 R	$R_s = 1,5949 R_a + 3,0782$	4,19	13%

Lo scarto quadratico medio è risultato pari a 4,19 N/mm², ovvero in forma percentuale rapportato al valore medio pari al 13%.

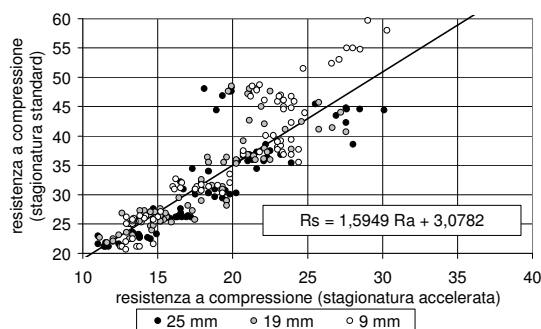


Figura 10 - Resistenze a compressione relative ai calcestruzzi realizzati nella campagna sperimentale e relativa retta di regressione

6 CONCLUSIONI

L'estesa indagine sperimentale esposta nel presente lavoro è stata effettuata per fornire correlazioni utili per prevedere la resistenza a compressione a 28 giorni in tempi brevi, al variare dei diversi parametri in gioco.

Avvalendosi della maturazione accelerata a vapore si sono stabilite correlazioni assai affidabili tra le resistenze a compressione a 24 ore dal getto e le resistenze a 28 giorni.

La retta di regressione relativa a tutte le miscele testate, che hanno caratteristiche chimico-fisiche differenti fra loro, ha un coefficiente di variazione (rapporto fra lo scarto quadratico medio e la resistenza media) assolutamente accettabile, pari al 13%.

La stima potrebbe migliorare se fossero effettuati alcuni controlli preventivi per tenere in giusta considerazione tutti i parametri coinvolti e la loro mutua interazione.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori ringraziano la UNICAL di Cagliari, per la disponibilità offerta durante lo svolgimento delle prove sperimentali, e l'Ing. Settimo Martinello, per aver messo a nostra disposizione la strumentazione per le prove a tempi brevi.

BIBLIOGRAFIA

[1] SIVIERO, E. (1993) - Determinazione anticipata della resistenza del calcestruzzo. *Atti del Seminario Sperimentazione su strutture, Attualità ed Affidabilità delle metodologie d'indagine*, 137-152, 12-13 febbraio, Venezia, Cagliari, Tipografia Valdes.

[2] CHENGJU, G. (1991) - Some statistical points in predicting strength of concrete by empirical method. *Second Int. Symp.*

On Quality of Concrete Structures, CEB-RILEM, Ghent.

- [3] SIVIERO, E., SIRINIC, B. (1992) - Prove accelerate per la determinazione della resistenza di calcestruzzi additivati con superfluidificanti, *Atti del Congresso CTE*, Arezzo.
- [4] SIVIERO, E., MARASCIULO, P. (1990) - Resistenza del calcestruzzo a poche ore dal getto e correlazione con prove a 28 giorni dal getto, 4, *L'Edilizia*.
- [5] SIVIERO, E., MARTINELLO, S., MARASCIULO, P., EQUESTRI, C. (1988) - Valutazione della resistenza del calcestruzzo a 28 giorni mediante prove a poche ore dal getto. Indagine teorico-sperimentale. *Atti del Congresso CTE*, 4-6 novembre, Venezia.
- [6] SIVIERO, E., (1991), - Early evaluation of concrete strength, *Second Int. Symposium on Quality Control of Concrete Structures, CEB-RILEM*, 12-14 June, Ghent.
- [7] DE NICOLO, B., ODONI Z., PANI L. (2002) - Previsione a tempi brevi della resistenza standard a compressione. *14° Congresso CTE*, Mantova, inserito nel sito www.buildup.it delle Ferriere Nord.
- [8] DE NICOLO, B., VALDES, M., MURTAS, S., MISTRETTA, F. (2002) - Efficacia degli additivi superfluidificanti di terza generazione nella produzione di calcestruzzi commerciali. *14° Congresso CTE* Mantova, inserito nel sito www.buildup.it delle Ferriere Nord.
- [9] DE NICOLO, B., MISTRETTA, F., MURTAS, S., ODONI, Z. (2002) - Prestazioni di calcestruzzi commerciali additivati con superfluidificanti. *Giornate A.I.C.A.P. 2002*, Bologna.
- [10] DE NICOLO, B., MISTRETTA, F. (2001) - Experimental analysis on the influence of curino and aggregates on performance of HPC - *26th Conference on our world in concrete & structures*, ISBN 981-04-2513-9, Singapore.
- [11] EN 197-1, (2001) "Cement, Composition, specifications and conformity criteria",
- [12] EN 1008, "Mixing water for concrete".
- [13] EN 934-2 (2000) - Admixture for concrete. Definitions and requirements.
- [14] UNI EN 206-1 (2006) - Concrete: Specification, performance, production, and conformità.,
- [15] UNI 11104 (2004) - Calcestruzzo. Specificazione, prestazione, produzione e conformità. Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.
- [16] UNI EN 12390-1 (2002) - Prova sul calcestruzzo indurito. Forma, dimensioni ed altri requisiti dei provini e casseforme.
- [17] UNI EN 12390-2 (2002) - Prova sul calcestruzzo indurito. Confezione e stagionatura dei provini per prove di resistenza.
- [18] UNI EN 12390-6 (2002) - Prova sul calcestruzzo indurito. Massa volumica del calcestruzzo indurito.
- [19] UNI EN 12390-3 (2003) - Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza a compressione.
- [20] UNI EN 12390-4, "Prova sul calcestruzzo indurito. Resistenza alla compressione. Specifiche per macchine di prova".
- [21] VAJANI, L. (1983) - Statistica descrittiva. *Etas libri*.
- [22] BERENSON, M. L., LEVINE, D. M. (1993) Statistica per le scienze economiche. *Zanichelli*.
- [23] KOSTOGLLOUDIS, G. CH., ANAGNOSTOU, J., FTIKOS CH., MARINOS J., (1999) - Development of a multilinear regression model for predicting the 28-day compressive strength of Portland pozzolan cement. *Materials and Structures*, vol. 32.
- [24] COOK, R.D., WEISBERG, S. (1982) - Residuals and Influence in Regression. *Chapman and Hall*, New York.

AUTOSTRADA HADAT – FRONTIERA SIRIANA VIADOTTO GRAND HOTEL E VIADOTTO MDEIREJ

Mario Paolo Petrangeli

Facoltà di Ingegneria, Università “La Sapienza” di Roma

SOMMARIO

Nell’agosto del 2006 ripetuti attacchi di aerei Israeliani danneggiavano seriamente due viadotti dell’autostrada che collega Beirut con la frontiera Siriana. Questi viadotti, progettati dallo scrivente, erano stati inaugurati nel 2004.

Dopo una breve descrizione del progetto originario la memoria presenta un quadro dettagliato dei danni rilevati nel corso di sopralluoghi effettuati subito dopo i bombardamenti, corredato da numerose foto, ed illustra le linee guida su cui si basa il progetto degli interventi che avrebbero dovuto essere eseguiti a cura del governo Italiano.

SUMMARY

In August 2006 the Israeli army lead a series of air raids that seriously damaged two viaducts of the highway connecting Beirut to the Syrian border. Those viaducts, designed by the author of these memories, had been put to service in 2004.

After a brief description of the original project, these memories will present a detailed view of the damages witnessed during surveys made right after the bombings, as documented by several pictures, and will explain the guidelines regulating the design of intervention works which should have executed under care of by the Italian Government.

1. PREMESSA

Nell’agosto del 2006, a causa dei noti eventi bellici che hanno interessato il Libano, furono distrutte molte opere stradali tra cui due importanti viadotti, di rilevanza strategica, posti lungo l’autostrada che collega Beirut a Damasco.

Questi viadotti erano stati costruiti, su progetto dello scrivente, dall’impresa italiana TOTO SpA ed erano stati inaugurati appena due anni prima.

Immediatamente dopo la fine delle ostilità il Ministero degli Affari Esteri Italiano organizzò una missione in Libano per mettere a fuoco le possibili forme di aiuto e cooperazione. Poiché il governo Libanese aveva indicato, tra le priorità, la ricostruzione dei suddetti viadotti, lo scrivente fu invitato a partecipare a questa missione da cui sono emerse le considerazioni svolte qui appresso.

Successivamente gli Stati Uniti si sono fatti carico di questa operazione ed hanno provveduto ad effettuare un appalto limitato a ditte statunitensi; non è pertanto noto se verranno mantenute le indicazioni preliminari da noi fornite ovvero si seguiranno criteri diversi.

2. BREVE DESCRIZIONE DELLE OPERE

L’autostrada in questione risulta attualmente a doppia carreggiata nel tratto che va da Beirut al valico di Mdeirej, da cui si scende nella valle della Bekaa.



*Figura 1 – Vista del viadotto Mdeirej
prima dei danneggiamenti*

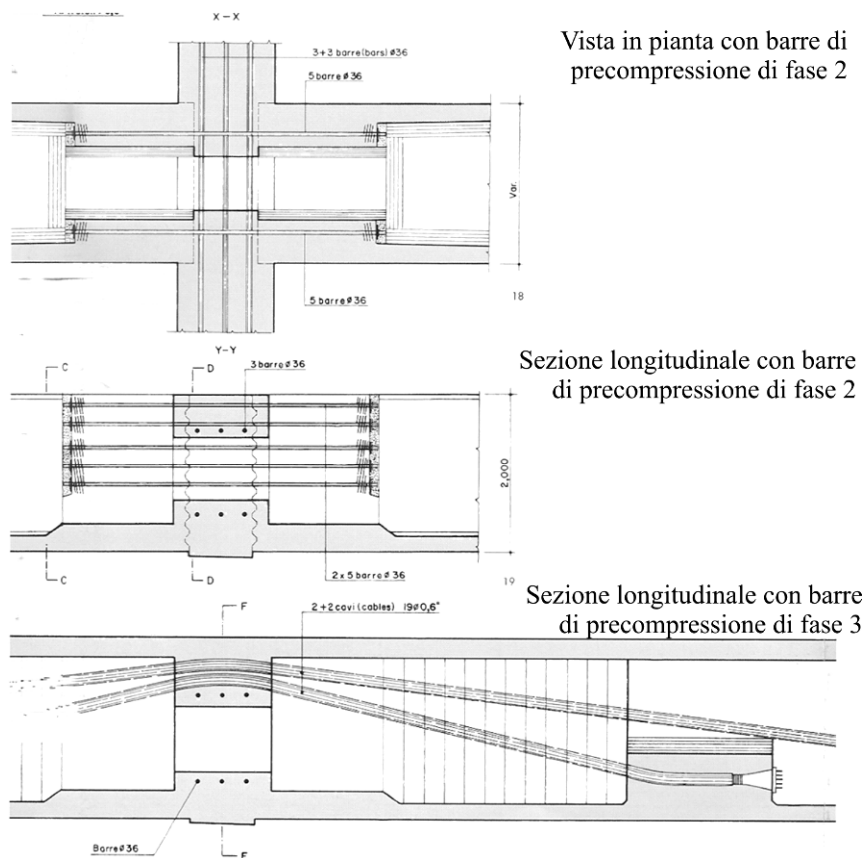


Figura 2 – Schemi di precompressione

In questo tratto si hanno due viadotti, denominati “Grand Hotel” e “Mdeirej”, che furono già illustrati per esteso in [1].

Ciascuno di essi risulta, a sua volta, formato da due manufatti distinti, uno per ciascuna carreggiata, della larghezza di 16,15 m.

L’opera più importante è quella situata sul valico di Mdeirej: con le sue pile alte 75 metri, (Fig. 1) era divenuta il simbolo della ricostruzione del Libano dopo la guerra civile e forse è per questo che ha pagato il prezzo più caro.

La caratteristica principale di questi viadotti è di avere gli impalcati continui, su luci di circa 40m, realizzati con grosse travi in c.a.p. prefabbricate e rese continue in opera utilizzando la precompressione esterna.

Ciascuna trave, con sezione a V e del peso di circa 180 ton, è stata prefabbricata in un campo posto tra i due viadotti e precompressa con fili aderenti (1^a fase); una volta varate con il carro varo, prima del getto della soletta, veniva realizzato il concio testa pila e le travi venivano collegate longitudinalmente con barre di precompressione, relativamente corte, poste sugli appoggi (2^a fase). Questa precompressione di seconda fase consentiva di applicare allo schema di trave continua il peso della soletta, gettata la quale si procedeva alla precompressione di continuità vera e propria, realizzata con cavi esterni. (Figg. 2, 3)



Figura 3 – Precompressione di 3^a fase a cavi esterni

In questo modo si è potuto realizzare un impalcato continuo, come richiesto dall'Amministrazione per non avere giunti, senza rinunciare ai vantaggi della prefabbricazione. L'altezza della travata, inoltre, è risultata molto contenuta essendo pari a circa 1/20 della luce.

I viadotti sono ubicati entrambi in zona sismica, con accelerazione di picco al suolo pari a 0,35g.

Ciò, tenuto conto della notevole altezza delle pile, ha consigliato l'impiego di opportuni dispositivi di vincolo; in particolare nel viadotto Mdeirej lo schema dei vincoli prevedeva:

- in direzione longitudinale, appoggio fisso sulla pila 3-4-5-6-7 e dispositivi accoppiatori di tipo impulsivo (STU) sulle pile 2 e 8. Le altre pile e le spalle presentano dei vincoli di semplice appoggio;
- in direzione trasversale, vincoli fissi sulle due spalle e dispositivi di vincolo elastici su tutte le pile, di rigidità diversa a seconda della loro altezza.

In questo caso, pur essendo presente un sistema d'isolamento nella sola direzione trasversale, ci si è riferiti allo spettro elastico ($q=1$) anche per le azioni sismiche longitudinali.

I vincoli longitudinali di tipo selettivo STU utilizzati permettono gli scorrimenti lenti dovuti alla temperatura o al ritiro del cls ed entrano in funzione solo quando la sollecitazione che devono trasmettere è di tipo impulsivo, come quelle dovute alle azioni sismiche ed alla frenatura: non producono quindi dissipazione di energia ma costituiscono un vincolo solo quando risulta utile per la struttura.

Tali dispositivi, ormai di uso frequente nei ponti stradali e ferroviari italiani, non avevano trovato ancora applicazione nel Libano

3. IL QUADRO DEI DANNEGGIAMENTI

I danni maggiori sono stati subiti dal viadotto Mdeirej sud, che serve la carreggiata per Damasco e che risulta per buona parte crollato (Fig. 4)

Più esattamente le pile 1 e 2 risultano apparentemente integre, quelle dalla n 6 (inclusa) alla spalla C2 sono crollate, mentre quelle intermedie, e cioè la n. 3, 4 e 5 sono ancora in posto ma con una vistosa perdita di verticalità dovuta alla formazione di una cerniera nella zona, prossima alla base, ove la sezione corrente è ringrossata (Fig. 5, 6).

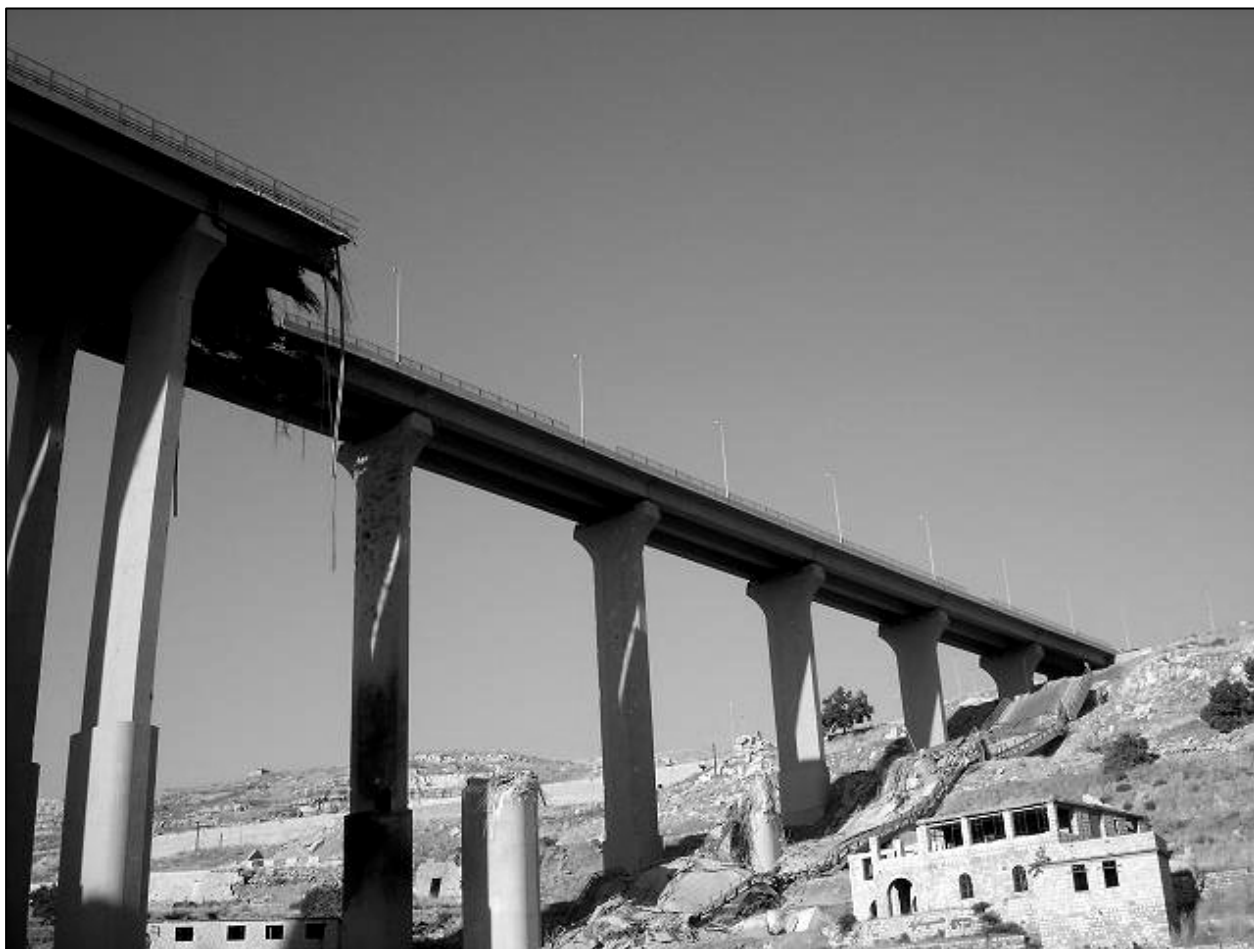


Figura 4 - Il viadotto Mdeirej sud dopo i bombardamenti



Figura 5 – Pila 5



Figura 6 – Base di una pila intermedia



Figura 7 – Collasso della spalla C1

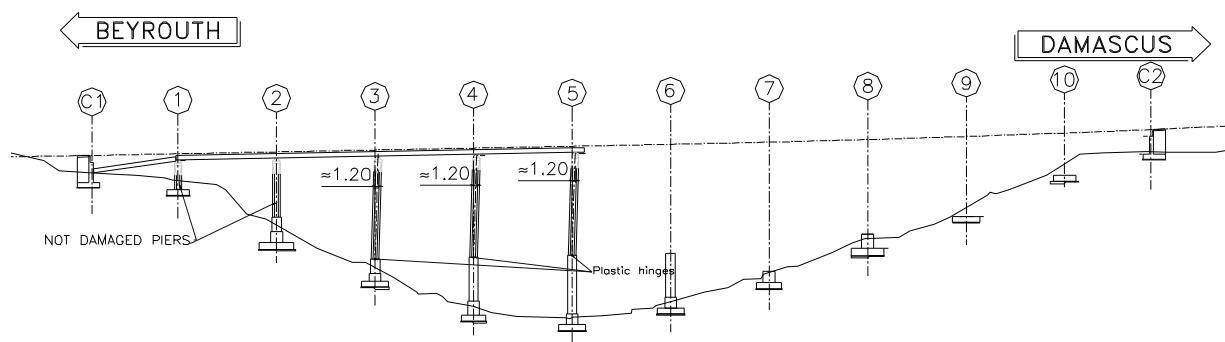


Figura 8 – Profilo longitudinale della situazione dopo i bombardamenti

Per quanto riguarda l'impalcato esso risulta crollato dalla pila 5 alla spalla C2, apparentemente integro tra le pile 1 e 5, mentre la prima campata ha perso l'appoggio sulla spalla C1 e si è appoggiato sul terreno collassando nella sezione di appoggio sulla pila 1. (Fig. 7)

La figura 8 riporta schematicamente, sul profilo longitudinale, quanto detto.

Da questa figura, tenendo presente la disposizione dei vincoli in senso longitudinale, appare chiaro il meccanismo di collasso. I razzi, in questo caso lanciati da aerei che hanno

compiuto tre distinte incursioni, hanno colpito ripetutamente l'impalcato tra le pile 5 e 6 e la stessa pila 6, facendoli crollare e richiamando verso il centro i due tratti di trave continua rimanenti. La parte di sinistra (sul prospetto già visto), formata da 5 campate, ha scorso liberamente sulla spalla A e sulle pile 1 e 2, ove aveva gli appoggi mobili, senza quindi danneggiare queste sottostrutture ma fuoriuscendo dagli appoggi (Fig. 9)

Ha viceversa trascinato le pile 3, 4 e 5, su cui aveva gli appoggi fissi che non si sono rotti, provocandone la formazione delle cerniere alla base, già viste.



Figura 9 – Fuoriuscita degli appoggi

In realtà sulla pila 2 era presente uno STU che ha ceduto, consentendo così gli scorrimenti relativi, prima che si danneggiasse la pila. Lo scorrimento della parte di sinistra è stato di circa 1,20m ed evidentemente le cerniere che si sono formate sono ancora in grado di sopportare, oltre alla forza verticale generata dai carichi permanenti, il momento dovuto all'effetto P-D causato da questo vistoso movimento.



Figura 10 – Viadotto Mdeirej nord

Lo stesso meccanismo si è avuto per la parte destra ove però le pile con appoggio fisso (n. 6 e 7) non sono evidentemente state in grado di sopportare i momenti del

secondo ordine dovuti ai grandi spostamenti. Crollando, esse hanno continuato a trascinare l'impalcato che a sua volta ha provocato la distruzione delle pile 8 e 9.

Il viadotto Mdeirej nord, diversamente da quello sud appena visto, non ha subito crolli ma gravi danni localizzati nella pila 6 e nella sovrastante campata verso la pila 5. (Fig. 10)

Una situazione molto simile si rileva su entrambe le carreggiate del viadotto Grand Hotel, ciascuna delle quali ha una campata seriamente danneggiata. In questo caso i razzi sono stati lanciati da navi distanti decine di chilometri e lo hanno colpito con una precisione incredibile, dal momento che nessun dei tanti edifici adiacenti al viadotto è stato danneggiato. (Fig. 11)



Figura 11 – Viadotto Grand Hotel

4. ALCUNE CONSIDERAZIONI SULLA SITUAZIONE STATICA ATTUALE

Le situazioni che appaiono più interessanti dal punto di vista statico si hanno nel viadotto Mederej nord e sembrano essere quella delle pile in cui si sono formate le cerniere e quella degli appoggi fuori sede delle travi non crollate.

Le pile 2,3 e 4, come già detto, hanno subito uno spostamento in sommità di circa 1,20m. Trascurando in primissima approssimazione la deformazione elastica nei tratti esterni alla zona plasticizzata, questo spostamento comporta una rotazione della cerniera, posta a 42 m dalla sommità, di circa

$$q = 0,028 \text{ rad.}$$

Se seguiamo le indicazioni fornite dall'Eurocodice 8 [2],

$$q_{p,u} = (F_u - F_y) L_p (1 - L_p/2L)$$

assumendo una lunghezza della cerniera plastica L_p pari a circa 4m (1/10 dell'altezza della pila al di sopra del ringrosso), la massima rotazione attesa si avrebbe con il raggiungimento della deformazione ultima suggerita per il calcestruzzo confinato, e varrebbe circa

$$q = 0,031 \text{ rad.}$$

Come si vede, al di là della precisione che si può ottenere con questo tipo di calcolo, appare evidente come la struttura abbia praticamente esaurito tutta la sua capacità di deformarsi e ciò va tenuto presente nello stabilire i criteri di intervento.

Per quanto riguarda la situazione degli apparecchi di appoggio, va preliminarmente rilevato che il carico verticale che essi trasmettono nella situazione attuale, è di circa 2000 KN.

Lo spostamento dell'impalcato di 1,2m ha fatto sì che la piastra superiore dell'appoggio, circolare di 44cm di diametro, non sia più collocata sotto la zona piena del traverso, ma eserciti la sua pressione in una zona ove la sezione è già a V, pur se con le anime di notevole spessore perché in questo tratto si hanno le barre di precompressione di seconda fase. (Fig. 12a, b)

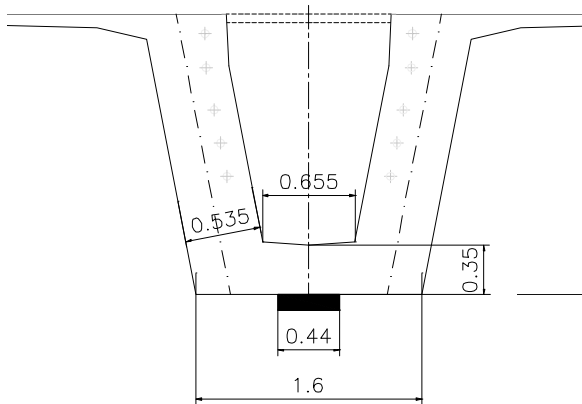


Figura 12a

Un calcolo convenzionale a tirante-puntone, come si sarebbe condotto in una progettazione ordinaria, porterebbe a sollecitazioni inammissibili nella debole armatura (4 F10/m) presente nella controsoletta mentre, pur non avendo ispezionato l'interno del cassoncino, la trave esternamente non mostra apparenti segni di sofferenza. Si è quindi instaurato un meccanismo di diffusione del carico concentrato più complesso di quello usualmente ipotizzato, che potrà essere meglio identificato una volta rilevate le probabili fessurazioni all'estradosso della controsoletta.

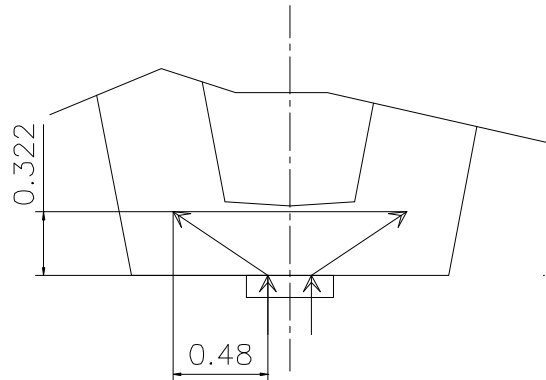


Figura 12b

5. POSSIBILI CRITERI DI INTERVENTO

Come detto in premessa il progetto preliminare fu redatto dallo scrivente quando sembrava che la ricostruzione di questi viadotti fosse a carico dell'Italia e pertanto non sappiamo se le indicazioni in esso contenute saranno seguite dalle ditte statunitensi che effettueranno questa operazione.

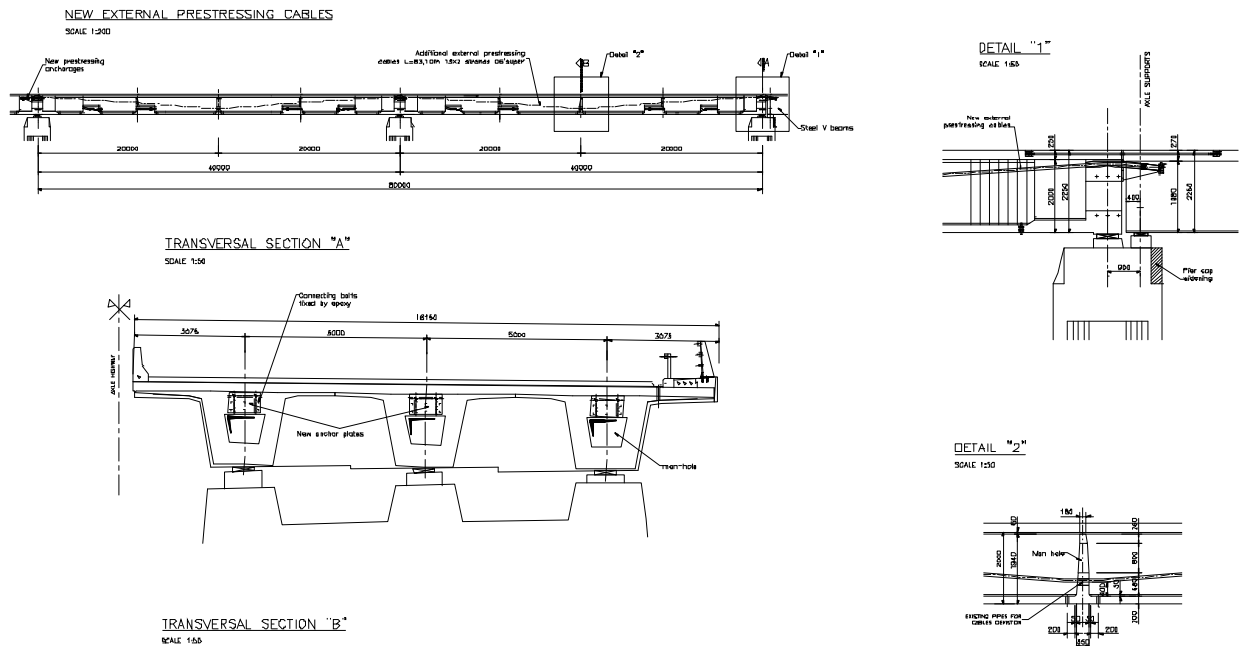


Figura 13 – Cavi di precompressione esterna

Come visto in precedenza la situazione dei quattro viadotti è riconducibile a due diversi scenari di danno che richiedono interventi di riparazione di differente entità.

Nei due viadotti del Grand Hotel e nel viadotto Mdeirej nord si hanno danni riparabili sulle pile e sostanzialmente una sola campata seriamente danneggiata per ciascuno di essi.

La riparazione delle travi appare molto problematica per cui il progetto preliminare prevede la totale rimozione di queste campate e la loro sostituzione con altre semplicemente appoggiate, introducendo così due giunti intermedi in ciascun viadotto.

Poiché lo schema attuale è quello di trave continua, la rimozione della campata danneggiata dovrà essere preceduta da un intervento, da effettuarsi con cavi di precompressione esterna, volto ad aumentare la precompressione in mezzeria e sul primo appoggio delle due campate adiacenti a quella da demolire: queste campate, da intermedie, verranno infatti ad essere campate terminali. (Fig. 13)

La nuova campata potrà essere con travi in c.a.p. ovvero, nel caso di mancanza di un grosso carro varo, in acciaio, con la stessa sezione e possibilmente con lo stesso colore di quelle in calcestruzzo per minimizzarne l'impatto visivo.

Più complessa appare la scelta per il viadotto Mdeirej sud, in buona parte crollato. Le pile 1 e 2 appaiono senz'altro recuperabili mentre delle pile crollate potranno salvarsi, salvo ulteriori accertamenti sui ferri di spiccato, i plinti di fondazione.

Più incerto è il destino delle pile 3,4 e 5 in cui si sono formate le cerniere e che, al di fuori di queste zone, appaiono in buono stato. Una indagine preliminare parrebbe indicare come economicamente più conveniente più conveniente la demolizione delle pile a partire dal termine della sezione ringrossata, risultando molto oneroso sostenere le pile stesse durante il rifacimento, che dovrebbe essere integrale, del tratto interessato dalla cerniera plastica.

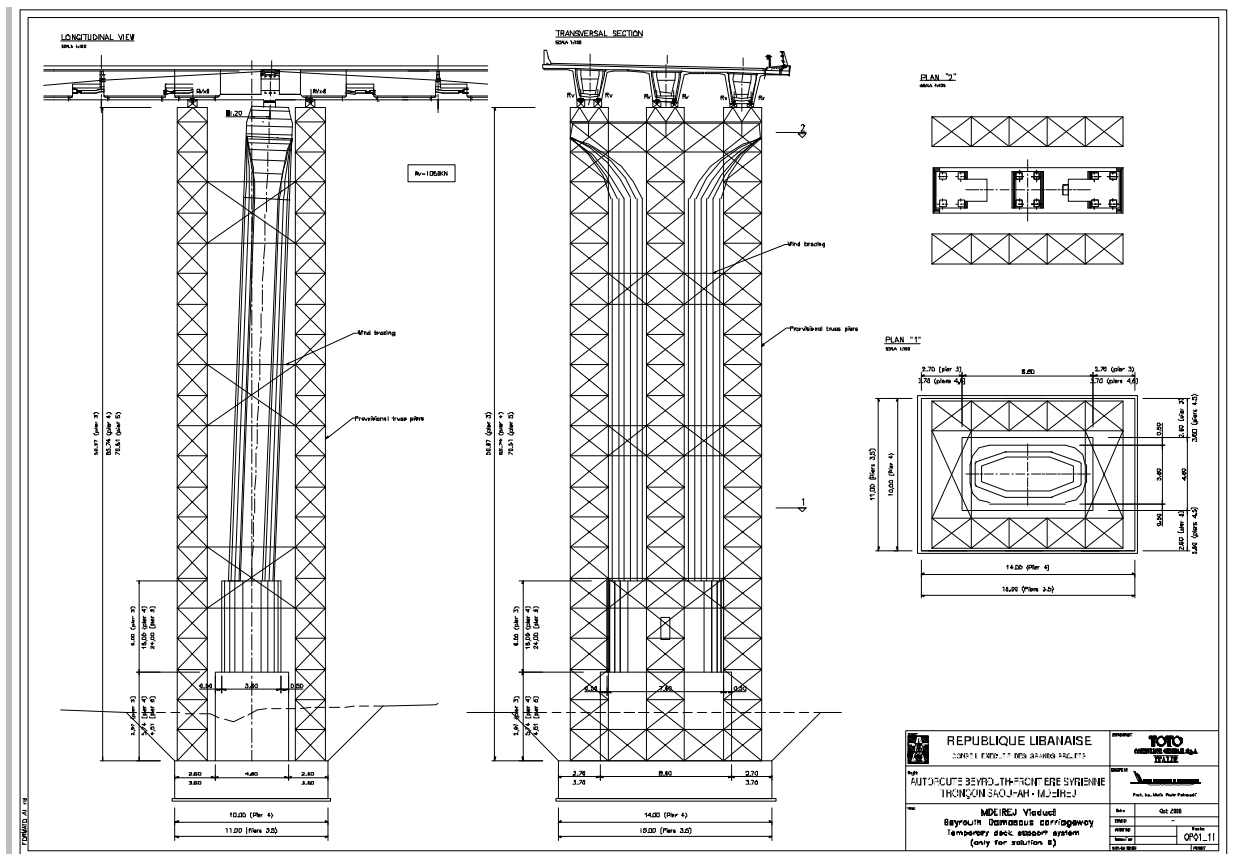


Figura 14 – Torri provvisorie

Questa scelta è comunque in qualche modo legata al destino delle quattro campate che sono rimaste praticamente integre, se pur traslate di più di un metro.

Il progetto preliminare prevede il loro riposizionamento dopo averle poggiate su torri provvisorie adiacenti alle pile da demolire. (Fig. 14)

Questa scelta è derivata più da considerazioni di ordine generale che da una vera convenienza economica. Vi è infatti il costo dei sostegni provvisori, quello della traslazione dell'impalcato ed infine, come già detto per il Grand Hotel, vi è la necessità di rinforzare le due campate che, da intermedie, divengono terminali. Nascono infine almeno due giunti di impalcato.

6. CONCLUSIONI

In Europa gli Eurocodici danno indicazioni per la progettazione strutturale tenendo conto anche delle azioni accidentali, quali urti di veicoli, di natanti etc, [3] ma non forniscono alcun criterio su come orientarla in caso di eventi bellici.

In altri Paesi, purtroppo, questa tragica eventualità è meno remota e quindi va considerata.

Poiché evidentemente non si può in alcun modo garantire ad un ponte la capacità di resistere ad eventi bellici in cui si impiegano ordigni particolarmente potenti, la progettazione deve essere volta a circoscrivere i danni che essi provocano.

Nel caso in esame la scelta della travata continua, da questo punto di vista, è stata forse un errore. Se le travi fossero state lasciate semplicemente appoggiate, limitandosi a fare la soletta continua per eliminare i giunti, si sarebbe avuto un impalcato forse meno rigido e meno elegante, ma il crollo di una pila non avrebbe comportato il rifacimento dell'intero viadotto.

BIBLIOGRAFIA

[1] Petrangeli, M.P –Fieno, L. (2002) - Due viadotti per l'autostrada Beirut–Damasco. *L'Industria Italiana del Cemento n. 773*, Edizioni Pubblicità Srl

[2] Eurocode 8 – *Design of structure for earthquake resistance - Part 2: Bridges- Annex E*

[3] Eurocode 1 – *Actions on structures – Part 1-7 General Actions- Accidental Actions due to impact and explosion*

L'ADEGUAMENTO SISMICO DI STRUTTURE STRATEGICHE MEDIANTE L'IMPIEGO DELL'ISOLAMENTO ALLA BASE COMBINATO CON LO SMORZAMENTO DI MASSA

Luigi Petti¹, Massimiliano De Iuliis², Bruno Palazzo³

1 Ricercatore, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Salerno

2 Dottore di ricerca, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Salerno

3 Professore Ordinario, Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Salerno

SOMMARIO

Nello studio si discute l'applicazione di una nuova strategia di controllo passivo che prevede l'utilizzo combinato del sistema d'isolamento alla base (BI) e dello smorzamento di massa (TMD) per l'adeguamento sismico di una struttura strategica rilevante sul territorio. In particolare, il lavoro discute una proposta d'applicazione di tale metodologia di controllo per l'adeguamento sismico dell'Ospedale di Villa d'Agri (PZ). L'efficacia dell'intervento proposto è discussa comparando la risposta della struttura isolata con e senza TMD valutata mediante integrazione al passo della risposta dinamica ad accelerazioni registrate. Le indagini condotte mostrano che la combinazione BI&TMD consente una considerevole riduzione della risposta in termini di impegno deformativo degli isolatori senza contaminare le caratteristiche dell'isolamento, soprattutto per eventi sismici caratterizzati da un elevato contenuto energetico negli alti periodi.

SUMMARY

A new passive control strategy, which combines base isolation and tuned mass damping to retrofit essential buildings, is herein discussed. In particular, the hypothesis of application of this strategy on Villa d'Agri's Hospital (PZ) is proposed. The effectiveness of the proposed approach has been evaluated by comparing linear and non linear seismic response of the isolated system, with and without TMD, to recorded accelerograms. The BI&TMD combined control strategy leads to the reduction of the displacements at the base without affecting the beneficial effects of isolation on the superstructure seismic response. Numerical results show higher control strategy effectiveness in the case of seismic excitations with high energy content in a low frequency range

1. INTRODUZIONE

Negli ultimi anni, grazie all'intensificarsi dell'attività di ricerca relative all'impiego di moderne tecnologie nel campo dell'ingegneria sismica, si sono sviluppate nuove ed efficaci strategie e metodologie di progettazione antisismica basate sul controllo delle vibrazioni.

Negli ultimi anni si è assistito ad un incremento considerevole delle applicazioni delle tecniche di protezione passiva. In particolare, molti edifici sono stati costruiti o adeguati con il sistema dell'isolamento alla base, senza dubbio una delle tecniche di controllo più applicate e diffuse nel mondo. L'efficacia di tale tecnica è stata chiaramente dimostrata sia attraverso analisi teoriche e ricerche di laboratorio sia analizzando la risposta di edifici progettati in tal modo a terremoti particolarmente significativi [1].

Come è noto, tale tecnica consiste nell'introdurre una discontinuità tra la struttura in elevazione e le fondazioni, interponendo dei dispositivi di appoggio, detti isolatori, dotati di elevata rigidità per carichi verticali ed elevata deformabilità per carichi orizzontali. Gli isolatori filtrano le frequenze più dannose contenute in un sisma e dissipano l'energia sismica in ingresso, limitando fortemente il danno e gli impegni deformativi della sovrastruttura [2].

L'isolamento sismico rappresenta, tuttavia, un sistema di protezione sismica non robusto rispetto alla variabilità delle caratteristiche dell'eccitazione in ingresso. In presenza, infatti, di eccitazioni caratterizzate da un elevato contenuto energetico in corrispondenza delle armoniche a bassa frequenza, ad esempio per terreni "soffici" o per eventi sismici "near-fault", si possono verificare eccessive richieste di spostamento in corrispondenza dei dispositivi di isolamento [2]. Una strategia comunemente adottata prevede l'utilizzo di dispositivi di smorzamento supplementare in corrispondenza del livello di isolamento. Tale strategia permette di ridurre in maniera efficace la domanda di spostamento in corrispondenza degli isolatori, ma ne limita l'efficacia amplificando la risposta sismica della sovrastruttura legata ai modi di vibrare superiori al primo.

Nel lavoro viene discussa una strategia di controllo ibrido passivo BI&TMD, proposta ed analizzata da Palazzo e Petti [3] (figura 1), che prevede l'utilizzo combinato dell'isolamento alla base (BI) e dello smorzamento di massa (TMD). In tale strategia combinata, il TMD, realizzato per mezzo di masse oscillanti supplementari opportunamente accordate alla frequenza fondamentale di vibrazione della struttura, assorbe energia dal sistema principale sul quale esercita una retroazione inerziale in opposizione di fase [4]. L'efficacia del controllo BI&TMD è stata dimostrata da parte degli stessi autori [3]. In particolare è stato mostrato che il

TMD, agendo come filtro “taglia banda”, consente di ridurre l’amplificazione dinamica solo in una banda definita di frequenze, generalmente centrata su quella fondamentale che, nel caso dei sistemi isolati alla base ne governa la risposta sismica. L’effetto è quello di ridurre l’impegno deformativo degli organi di isolamento senza alterarne le capacità filtranti nei confronti della sovrastruttura (figure 3-4). Pertanto, il sistema combinato BI&TMD, consente di estendere il campo di applicazione dell’isolamento alla base anche ai siti in cui si attendono scuotimenti sismici con forte contenuto energetico sulle basse frequenze.

Il primo studio sullo smorzamento di massa è stato condotto da Den Hartog, che ha analizzato un sistema non smorzato ad un solo grado di libertà, dotato di TMD [4]. Nel 1980, Warburton e Ayorinde hanno descritto le principali peculiarità del controllo mediante TMD analizzando la risposta dinamica di un sistema complesso soggetto a segnali caratterizzati da un contenuto costante in energia nell’intero dominio spettrale (rumore bianco) [5]. Ad oggi, questa strategia di controllo ha trovato maggiore applicazione nei sistemi meccanici e nella riduzione delle vibrazioni indotte dal vento negli edifici alti [6].

Nel presente studio si discute una applicazione della strategia combinata BI&TMD per l’adeguamento sismico dell’Ospedale di Villa d’Agri (PZ). Per tale struttura è stato in passato già indagato da alcuni degli autori l’ipotesi di un intervento di adeguamento sismico mediante isolamento alla base [7]. L’efficacia della nuova strategia combinata è dimostrata confrontando le risposte sismiche della struttura isolata in presenza ed in assenza di smorzamento di massa, ottenute mediante analisi sia lineari che non lineari per differenti tipologie di eccitazioni sismiche.

2. PRINCIPI DEL SISTEMA DI CONTROLLO ISOLAMENTO + TMD

Si consideri il modello a tre gradi di libertà rappresentativo del sistema combinato Isolamento alla base e Smorzamento di massa (fig. 1). Dette ω_b e ξ_b , ω_{is} e ξ_{is} , ω_T e ξ_T , le pulsazioni naturali e i fattori di smorzamento, rispettivamente della sovrastruttura, dell’isolamento e del TMD, le equazioni del moto sono:

$$\begin{aligned} \ddot{u} + 2\xi_T \omega_T \dot{u} + 2\omega_T^2 u &= 2\xi_T \omega_T \dot{u}_{is} + \omega_T^2 u_{is} \\ \ddot{x}_b + 2\xi_b \omega_b \dot{x}_b + \omega_b^2 x_b &= -\ddot{u}_{is} \\ \ddot{u}_{is} + 2\xi_{is} \omega_{is} \dot{u}_{is} + \omega_{is}^2 u_{is} &= 2\xi_{is} \omega_{is} \dot{u}_g + \omega_{is}^2 u_g - \mu \ddot{u} - \chi \ddot{x}_b \end{aligned} \quad (1)$$

dove μ e χ indicano i due rapporti di massa:

$$\mu = \frac{m}{m_b + m_{is}}, \chi = \frac{m_b}{m_b + m_{is}}$$

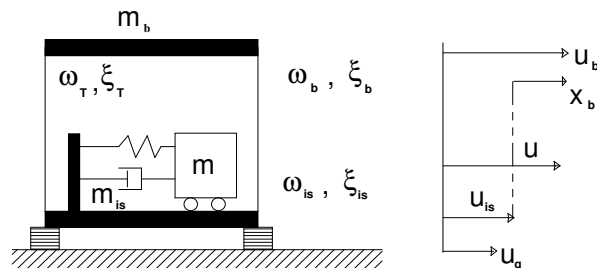


Figura 1 : Modello struttura dotata di isolamento e TMD

Operando le trasformate di Laplace ed ordinando si ottiene:

$$\begin{aligned} U &= \frac{2\xi_T \omega_T s + \omega_T^2}{s^2 + 2\xi_T \omega_T s + \omega_T^2} U_{is} \\ X_b &= \frac{-s^2}{s^2 + 2\xi_b \omega_b s + \omega_b^2} U_{is} \\ U_{is} &= \frac{2\xi_{is} \omega_{is} s + \omega_{is}^2}{s^2 + 2\xi_{is} \omega_{is} s + \omega_{is}^2} U_g + \frac{-s^2 \mu}{s^2 + 2\xi_{is} \omega_{is} s + \omega_{is}^2} U + \frac{-\chi s^2}{s^2 + 2\xi_{is} \omega_{is} s + \omega_{is}^2} X_b \end{aligned} \quad (2)$$

Tali relazioni possono essere scritte in forma compatta introducendo le funzioni di trasferimento $H_b(s)$ e $G_{is}(s)$ che legano rispettivamente la risposta della sovrastruttura al moto del livello di isolamento, ed il moto assoluto di questo all’eccitazione di base:

$$\begin{aligned} U &= G(s) U_{is} \\ X_b &= H_b(s) U_{is} \\ U_{is} &= G_{is}(s) U_g + G_{is}(s) \alpha(s) U + B(s) X_b \end{aligned} \quad (3)$$

$$\text{in cui } \alpha(s) = \frac{-s^2 \mu}{2\xi_{is} \omega_{is} s + \omega_{is}^2}$$

Il termine $B(s)$ rappresenta l’interazione tra la sovrastruttura e il sistema d’isolamento, il cui contributo è trascurabile quando il grado d’isolamento $I = T_{is}/T_b$ è maggiore di tre [3]. In tali ipotesi, la relazione tra il moto della sovrastruttura e l’accelerazione alla base si scrive:

$$X_b = \frac{G_{is}(s)}{1 + G_{is}(s)\alpha(s)G(s)} \cdot H_b(s) \cdot U_g \quad (4)$$

Tale relazione si può anche rappresentare in forma grafica mediante l’uso di schemi a blocchi come descritto in figura 2.

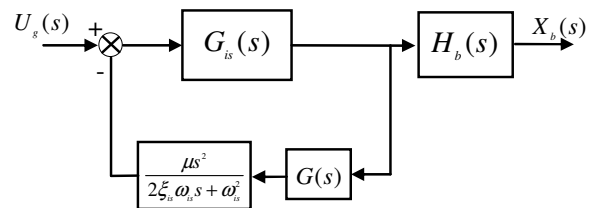


Figura 2 : Diagramma a blocchi del sistema di controllo combinato “BI&TMD”

L’analisi dello schema in figura 2 mostra chiaramente che la strategia combinata BI&TMD attua:

- un controllo in retroazione (ciclo chiuso) sulla risposta dell’isolamento per mezzo dello smorzamento di massa;
- un controllo in catena (ciclo aperto) sulla risposta della sovrastruttura per mezzo dell’isolamento alla base.

Considerato che lo smorzamento di massa è in grado di controllare la risposta dell’isolamento solo in una determinata banda di frequenza, non viene alterata l’efficacia del controllo dell’isolamento nei confronti della sovrastruttura a differenza di quanto accade nel caso di aggiunta di dispositivi di smorzamento supplementare in corrispondenza del piano di isolamento. Tale comportamento è chiaramente evidenziato dalle funzioni di trasferimento, rappresentate di seguito, che legano la risposta del piano di isolamento (fig. 3) e quella della sovrastruttura (fig. 4) all’eccitazione in ingresso.

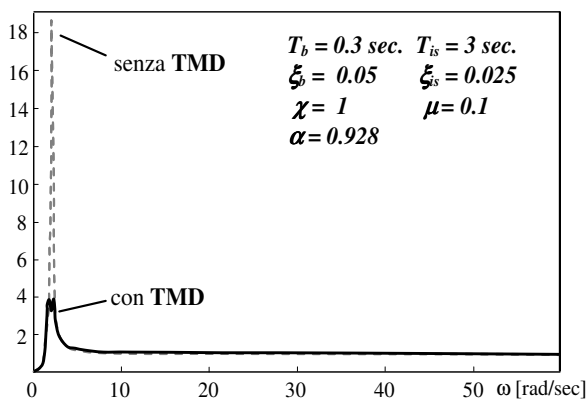


Figura 3: Confronto tra le funzioni di trasferimento degli spostamenti relativi del piano d'isolamento con e senza TMD

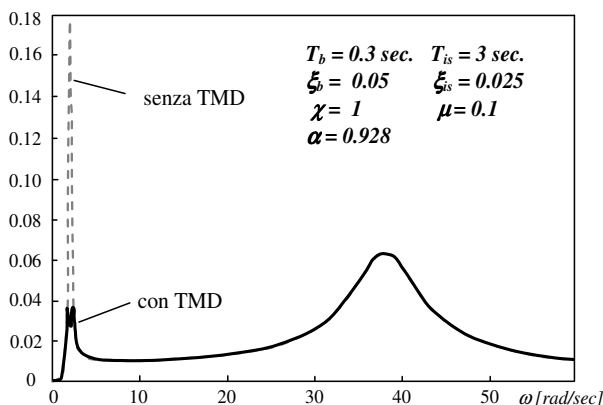


Figura 4: Confronto tra le funzioni di trasferimento degli spostamenti relativi della sovrastruttura con e senza TMD

3. APPLICAZIONE DEL SISTEMA DI CONTROLLO COMBINATO PER L'ADEGUAMENTO SISMICO DI UNA STRUTTURA OSPEDALIERA

L'Ospedale di Villa d'Agri, situato nel Comune di Marsicovetere in provincia di Potenza, è già stato oggetto di studio da parte degli autori [7]. L'edificio, progettato alla fine degli anni '80, è stato realizzato per mezzo di una struttura intelaiata in c.a. che si sviluppa su tre livelli di cui uno parzialmente seminterrato e presenta una pianta piuttosto irregolare.

Il progetto del sistema di isolamento illustrato in [7], ha come obiettivo quello di assicurare l'operatività dell'Ospedale nei confronti di eventi sismici descritti da un periodo di ritorno pari a 475 anni. Il periodo fondamentale di vibrazione della struttura isolata è 2.7s, e lo smorzamento viscoso equivalente è pari al 10%.

Al fine di sperimentare l'efficacia della strategia di controllo combinata BI&TMD della ricerca, sono previste due masse oscillanti, ciascuna posta su quattro isolatori, disposti immediatamente al di sopra del piano d'isolamento (figura 5). La disposizione di progetto dei TMD si basa sul criterio di assicurare un'adeguata corrispondenza tra i baricentri di massa e rigidità del sistema isolato e degli smorzatori di massa.

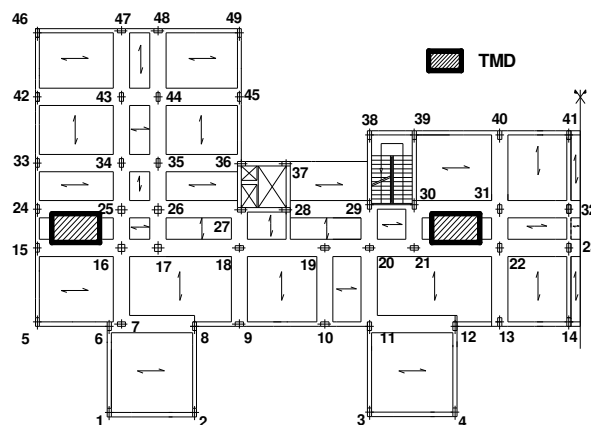


Figura 5: Schema di carpenteria del piano di isolamento del blocco strutturale indagato dell'Ospedale di Villa d'Agri con ipotesi di disposizione delle masse del TMD

Al fine del progetto del TMD, si considera una massa del sistema di smorzamento pari al 10% di quella complessiva, corrispondente ad un peso di 164,5 tonn. per ciascuna delle due masse previste.

Volendo lasciare inalterato il periodo fondamentale della struttura isolata originaria, la rigidità complessiva del sistema di isolamento, in considerazione anche delle masse smorzanti, si valuta come:

$$K_{o,TOT} = \frac{4\pi^2}{T_{isol}^2} (M + m_{TMD}) = 1998 \text{KN/mm} \quad (5)$$

Il progetto del sistema di isolamento, in accordo a quanto proposto da [8] e [9], prevede 49 dispositivi, di cui 6 di diametro 330 mm, 18 di 360 mm, 14 di 400 mm, 3 di 430 mm e 8 di 480 mm, distribuiti secondo quanto riportato in tabella 1.

Tabella 1 – Numero e dimensioni degli isolatori utilizzati

Numero di isolatori	Diametro [mm]	Numero di pilastri
18	360	1,2,4,9,10,20,23,26,33,36,37,38,39,41,42,45,48,49
6	330	3,6,17,27,46,47
14	400	7,8,12,13,14,19,28,29,32,34,35,40,43,44
3	430	5,11,18
8	480	15,16,21,22,24,25,30,31

Ai fini dell'accordo delle masse smorzanti, il rapporto α ottimale, tra la frequenza del TMD e quella della struttura isolata, ed il coefficiente di smorzamento ξ da assegnare al TMD possono essere valutate dalle formule di Den Hartog [4]:

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3 \cdot \mu}{8 \cdot (1 + \mu)}}, \quad \alpha_{opt} = \frac{1}{1 + \mu} \quad (6)$$

Tali valori devono essere successivamente corretti in considerazione dello smorzamento del sistema primario, a tale scopo si è utilizzata la formulazione di Ioi-Ikeda [11]:

$$\begin{aligned} \bar{\xi}_{opt} &= \xi_{opt} + (0.13 + 0.52\mu + 0.4\mu^2)\xi_{is} - (0.01 + 0.9\mu + 3\mu^2)\xi_{is}^2 \\ \bar{\alpha}_{opt} &= \alpha_{opt} - (0.241 + 1.7\mu - 2.6\mu^2)\xi_{is} - (1 - 1.9\mu + \mu^2)\xi_{is}^2 \end{aligned} \quad (7)$$

Pertanto, in considerazione del rapporto di massa scelto ($\mu = m_{TMD} / M = 0.10$) si ottiene: $\bar{\xi}_{opt} = 0.20$, $\bar{\alpha}_{opt} = 0.86$, da cui risulta:

$$T_{TMD} = \frac{T_{is}}{\bar{\alpha}_{opt}} = 3.13s \quad (8)$$

La rigidezza complessiva dei quattro isolatori da considerare per ciascuna massa smorzante può essere valutata come:

$$K_{0,TOT} = \frac{4\pi^2}{T_{isol}^2} m_{TMD} = 0.675KN/mm \quad (9)$$

per assicurare la quale si scelgono dispositivi di isolamento di diametro di 250 mm.

Tutti gli isolatori scelti sono del tipo HDRB (High Damper Rubber Bearings) formati da strati alternati di gomma e acciaio, solidarizzati mediante vulcanizzazione a caldo.

4. ANALISI DELLA RISPOSTA DELLA STRUTTURA CONTROLLATA

4.1 Modello numerico

Al fine di valutare comparativamente la risposta del sistema isolato alla base con e senza smorzamento di massa, sono state condotte analisi numeriche lineari e non lineari per mezzo del programma Sap2000NL ver. 10.0.7. In particolare, la struttura è stata modellata come telaio tridimensionale costituito da elementi resistenti tipo “frame” e solai descritti con diaframmi rigidi nel loro piano. Gli smorzatori sono stati modellati con masse puntuali, gli isolatori sono stati descritti con elementi “Link Rubber Isolator” caratterizzati da un legame non lineare elasto-plastico (figura 6), considerando un rapporto tra rigidezza post-elastica (K_2) e quella iniziale (K_1) pari a 1/3 ed un rapporto tra la forza di snervamento (F_y) e quella ultima (F_u) pari a 2/3 (tabella 2).

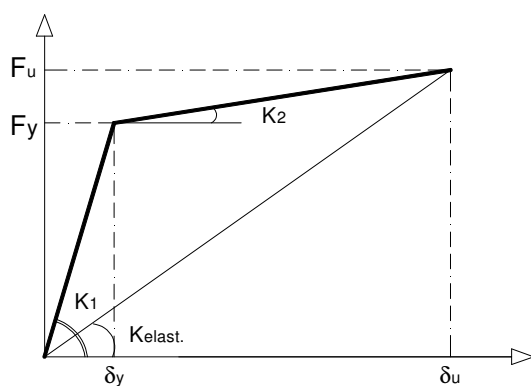


Figura 6: Legame non lineare adottato per gli isolatori

Tabella 2 – Parametri di progetto degli isolatori adottati

Isol. [mm]	$K_{elas.}$ [KN/mm]	K_1 [KN/mm]	K_2 [KN/mm]	F_y [KN]	F_u [KN]
250	0.164	0.298	0.099	65.60	98.4
330	0.285	0.407	0.136	114.0	171.0
360	0.339	0.484	0.161	135.6	203.4
400	0.419	0.599	0.199	167.6	251.4
430	0.484	0.691	0.230	193.6	290.4
480	0.603	0.861	0.287	241.2	361.8

4.2 Analisi modale

I risultati dell’analisi modale del sistema dotato di controllo combinato BI&TMD mostrano che la struttura presenta un periodo fondamentale di vibrazione di 3.42s in regime elastico, andamento di pura traslazione della 1^a e 2^a forma modale e di pura torsione della 3^a (figure 7-9). Risulta, inoltre, che le prime 5 forme modali attivano il 99% della massa partecipante sia in direzione X che Y (Tabella 3).

Tabella 3 – Periodi di vibrazioni (T), coefficienti di partecipazione (g), massa eccitata dai primi modi, (* modi che chiamano in causa i TMD)

Modo	T [s]	g [N/s ²]	m _{ecc} [%]
1	3.42	13245	42 (dir. y)
2	3.41	13474	44 (dir. x)
3	3.39	161358	42 (rota.)
4*	2.46	15177	55 (dir. x)
5	2.43	15443	57 (dir. y)
6*	2.37	169726	57 (rota.)

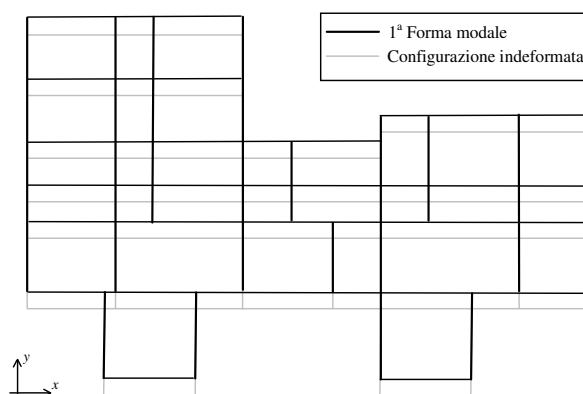


Figura 7: Configurazione della prima forma modale

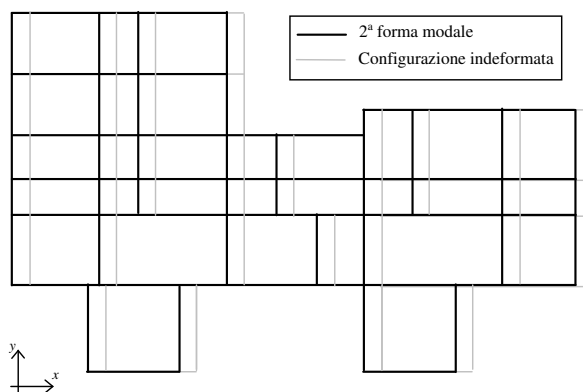


Figura 8: Configurazione della seconda forma modale

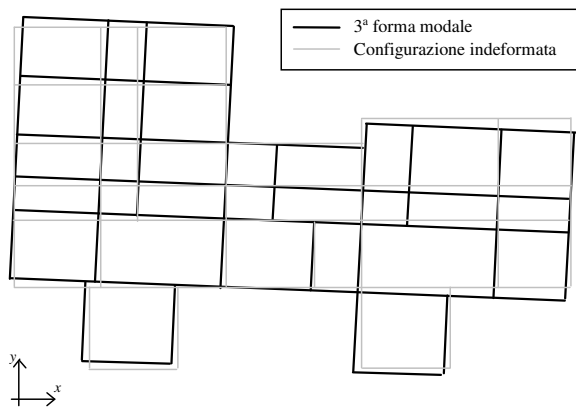


Figura 9: Configurazione della terza forma modale

4.3 Analisi non lineare

La risposta non lineare del sistema isolato, dotato o meno di TMD, è stata valutata mediante analisi Time History di tipo “modale” (FNA – Fast Non linear Analysis). Con tale procedura, utilizzabile nel caso di modelli a plasticità concentrata, il comportamento degli elementi non lineari è considerato per mezzo di un vettore aggiornato ad ogni passo dell’analisi dinamica, avente come componenti i contributi non lineari dei singoli elementi.

Ai fini delle analisi, sono stati considerati gli eventi sismici di forte magnitudo di seguito descritti, rappresentativi di suoli sia rigidi che soffici.

Tabella 4 –Principali parametri degli eventi sismici considerati

Eventi	Anno	Direz.	PGA
Mexico City	1985	SCT_270	0.17g
Northridge (Sepulveda)	1994	SPV_360	0.94g
El Centro (Imperial Valley)	1940	ELC_180	0.46g
Kobe (JMA Station)	1995	KJM_0	0.83g

Nelle figure 10-13 è riportato il confronto tra l’andamento nel tempo degli spostamenti in direzione X, nel caso dell’evento di Mexico City, del piano d’isolamento rispetto alla base, e di ciascun piano rispetto al livello d’isolamento, in presenza o meno dei TMD.

Spostamenti del Piano d’Isolamento rispetto alla base
direzione X

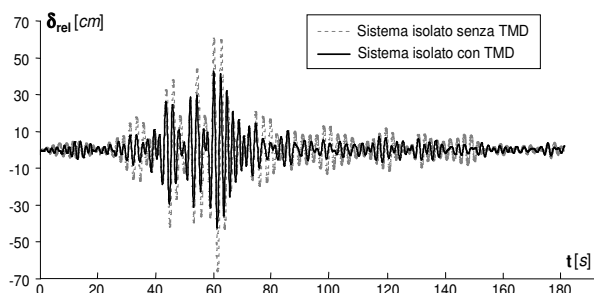


Figura 10: Confronto tra la risposta sismica del livello di isolamento in presenza ovvero in assenza di smorzamento di massa

Spostamenti relativi al livello di isolamento del primo piano
direzione X

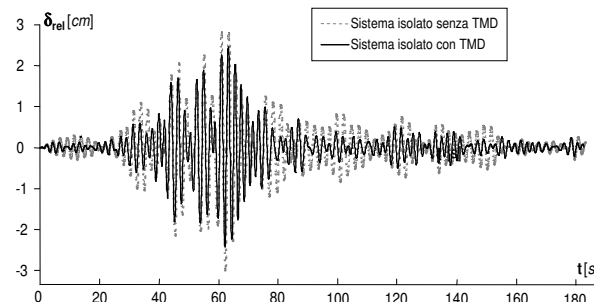


Figura 11: Confronto tra la risposta sismica del livello di isolamento in presenza ovvero in assenza di smorzamento di massa

Spostamenti relativi al livello di isolamento del secondo piano
direzione X

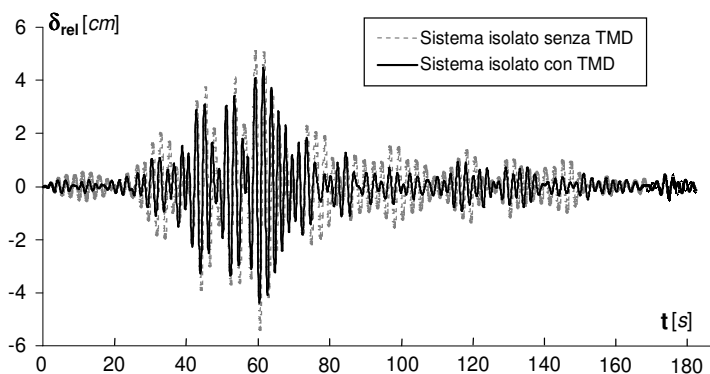


Figura 12: Confronto tra la risposta sismica del livello di isolamento in presenza ovvero in assenza di smorzamento di massa

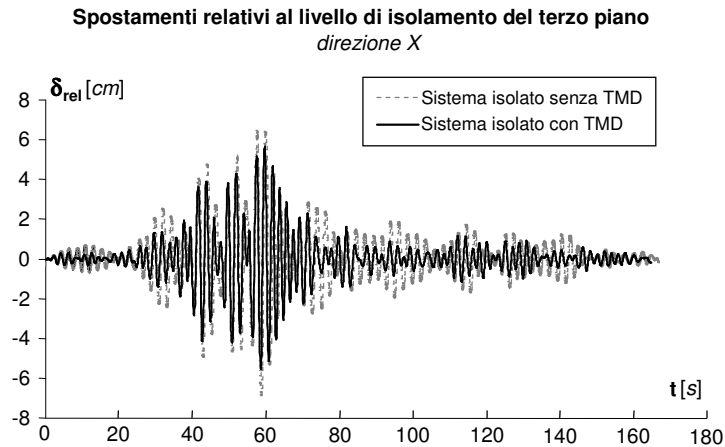


Figura 13: Confronto tra la risposta sismica del livello di isolamento in presenza ovvero in assenza di smorzamento di massa

La figura 14 riporta graficamente l'involuppo dei massimi spostamenti relativi alla base, per gli eventi di Northridge e di Mexico City.

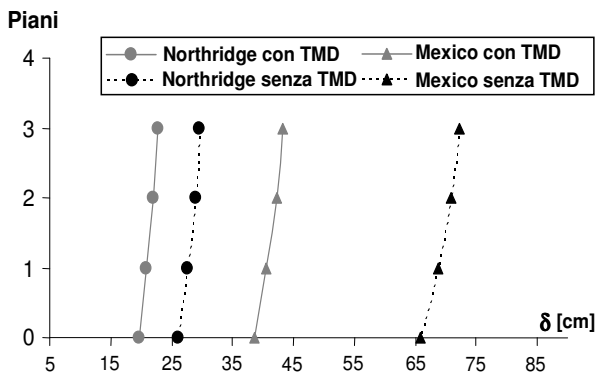


Figura 14: Spostamenti relativi alla base dell'isolamento e della sovrastruttura

L'analisi dei risultati mostra chiaramente l'efficacia della strategia combinata BI&TMD per il controllo della risposta sismica, in termini di spostamento, delle strutture isolate alla base.

Nelle figure 15-18 si riporta il confronto tra le massime risposte ottenute nel caso di struttura isolata alla base (BI), isolata con masse smorzanti bloccate (BI+TMD blocc.), ed isolata con masse smorzanti libere (BI+TMD).

In particolare, dalla figure 15-16 si evidenzia per il caso BI+TMD una riduzione della risposta in termini di spostamento di piano della struttura isolata e dotata di smorzamento di massa, rispetto alla struttura semplicemente isolata, di circa il 20% in corrispondenza del terremoto di Northridge, del 13% per l'evento di El Centro e del 4% per quello di Kobe. Nel caso, invece, dell'evento di Mexico City, caratterizzato da un elevato contenuto energetico negli alti periodi, si ottiene una riduzione di circa il 35% degli spostamenti di piano rispetto alla base, e del 28% degli spostamenti relativi di piano.

Massimi spostamenti di piano rispetto alla base

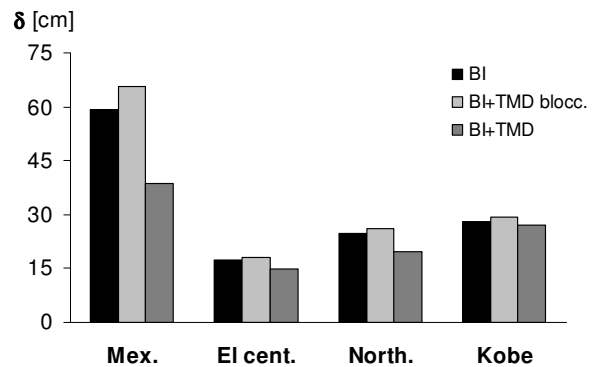


Figura 15: Diagramma dei massimi spostamenti di piano rispetto alla base (dir. x)

Massimi drift d'interpiano

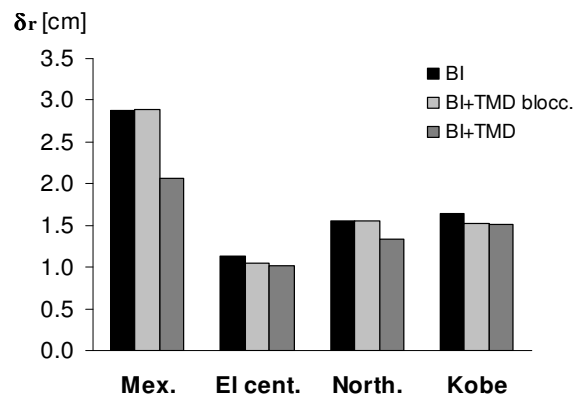


Figura 16: Diagramma dei massimi drift interpiano (dir. x)

Riguardo, invece, le accelerazioni assolute, dalla figura 17 si evidenziano riduzioni della risposta comprese tra il 4% ed il 18%, corrispondenti rispettivamente agli eventi di Kobe e di Mexico City.

Massime accelerazioni assolute di piano

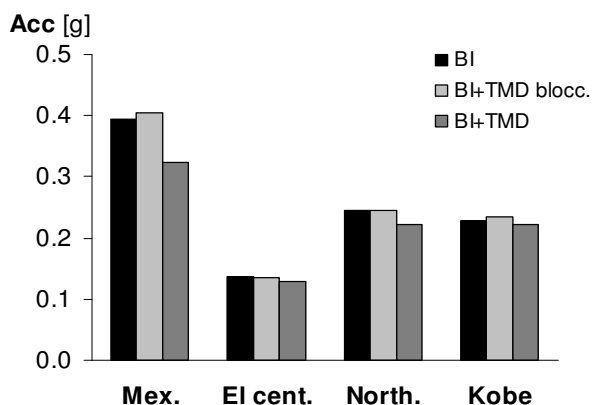


Figura 17. Diagramma delle massime accelerazioni di piano (dir. x)

Taglio alla base

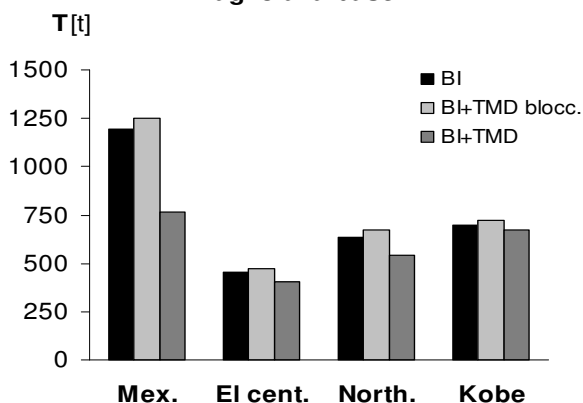


Figura 18. Diagramma del taglio alla base (dir. x) con e senza TMD

Risultati analoghi si ottengono dalla comparazione delle funzioni di trasferimento, ottenute sperimentalmente dal rapporto delle trasformate di Fourier della risposta e di quelle dei segnali sismici in ingresso. In particolare, le figure 19 e 20 mostrano chiaramente come l'effetto dello smorzamento di massa vada essenzialmente a ridurre la risposta in corrispondenza della sola prima forma modale anche nel caso di struttura considerata a comportamento non lineare.

Spostamenti del piano d'isolamento rispetto alla base

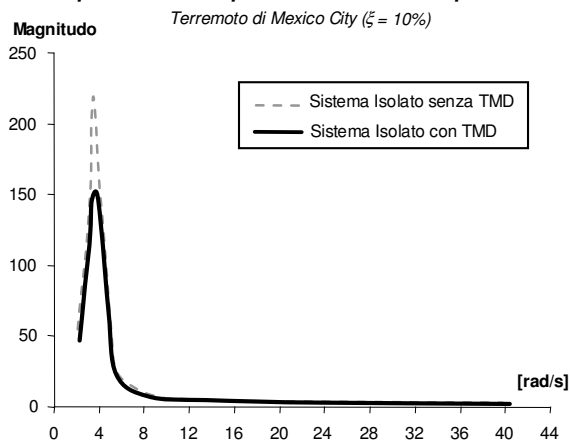


Figura 19. Risposta nel dominio delle frequenze degli spostamenti del piano d'isolamento rispetto alla base con e senza TMD

Spostamenti del livello 3° rispetto al piano d'isolamento

Terremoto di Mexico City ($\xi = 10\%$)

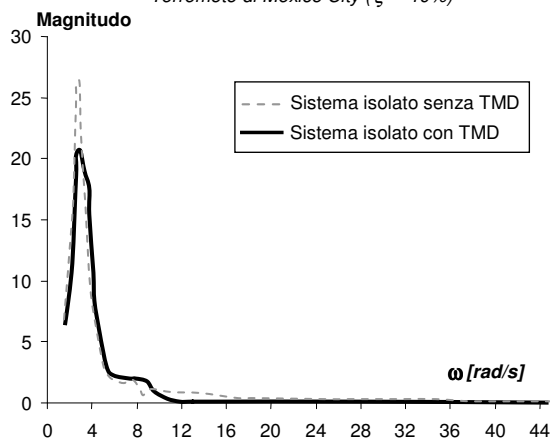


Figura 20. Risposta nel dominio delle frequenze degli spostamenti del terzo livello rispetto al piano base con e senza TMD

5. CONCLUSIONI

Nello studio è stata presentata un'applicazione di una nuova strategia di controllo ottenuta combinando l'isolamento alla base con lo smorzatore di massa, per un'ipotesi di intervento di adeguamento sismico dell'Ospedale di Villa d'Agri (PZ).

Dalle analisi comparate condotte sulla struttura isolata, con e senza smorzatori di massa, emerge chiaramente come la strategia combinata di controllo proposta consente una considerevole riduzione della domanda sismica, sia in termini di spostamento dei dispositivi d'isolamento, che di accelerazioni assolute dell'intero sistema. In particolare, le maggiori prestazioni si ottengono in corrispondenza dell'evento sismico di Mexico City, dove si registrano riduzioni degli spostamenti relativi alla base e delle accelerazioni assolute di piano rispettivamente del 35% e del 18%. I risultati ottenuti mostrano la particolare efficacia della nuova strategia di controllo combinato BI&TMD che consente di estendere il campo di applicazione dei sistemi isolati anche nel caso di siti caratterizzati da suoli "soffici" e, quindi, nel caso di eventi sismici che presentano un elevato contenuto energetico nel campo dei periodi elevati.

BIBLIOGRAFIA

- [1] DOLCE M. (2003), Evidenza sperimentale dell'efficacia dell'isolamento sismico e della dissipazione di energia nell'adeguamento sismico degli edifici, *GLIS*.
- [2] PALAZZO B., PETTI L. (1997), Aspects of structural vibration passive control. *International Journal of Meccanica Vol. 32 N.6*, 529-544.
- [3] PALAZZO B., PETTI L. (1994), Seismic Response Control in Base Isolated Systems using Tuned Mass Dampers, *Proceedings of the 2nd Int. Conference on Earthquake Resistant Construction and Design*, Ercad, Berlin, June 15-17.
- [4] DEN HARTOG J. P. (1956), *Mechanical Vibrations*, Fourth Edition McGraw-Hill, New York.
- [5] WARBURTON G. B. (1982), Optimal absorber parameters for various combinations of response and excitation parameters, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10, 381-401.
- [6] KWOK K.C.S., SAMALI B. (1995), Performance of tuned mass dampers under wind loads, *Engineering Structure* 17 (9), 655-667.

- [7] PETTI L., MOLLAIOLI F., SGUAZZO S. [2005], L'adeguamento sismico di strutture strategiche mediante Isolamento alla base: il caso studio dell'Ospedale di Villa d'Agri, *Ingegneria Sismica*, XXII (3), 17-25
- [8] DE LUCA A., MELE E., ROMANO A. (2004), L'isolamento sismico negli edifici a pianta basilicale, XI Congresso Nazionale "L'ingegneria Sismica in Italia", Genova 25-29 Gennaio.
- [9] KELLY J. M., NAEIM F. (1999), Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice, John Wiley and Sons, New York.
- [10] PALAZZO B., PETTI, L. (1996), Frequency-shaping method to optimally control base isolated systems equipped with hybrid mass dampers. *Proceedings of First European Conference on Structural Control, Barcellona, Spain.*
- [11] IOI T., IKEDA K. (1978), On the Dynamic Vibration Damped Absorber of the Vibration System. *Bulletin of Japanese Society of Mechanical Engineering*, 21(151), 64-71.

ISOLAMENTO SISMICO DI UN SERBATOIO A PRIOLO GARGALLO (SR)

Andrea Santangelo¹, Nunzio Scibilia², Rosanna Stadarelli³

1 Ingegnere libero professionista

2 Professore Associato, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Palermo

3 Dottoranda di Ricerca, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università degli Studi di Palermo

SOMMARIO

La memoria riporta gli interventi eseguiti per l'adeguamento sismico di un serbatoio attraverso la tecnica dell'isolamento sismico. Il serbatoio propriamente detto è in acciaio ed è appoggiato su una piastra in cemento armato sostenuta da pilastri circolari, realizzati in prosecuzione dei pali di fondazione. Sono stati adottati dispositivi di isolamento del tipo a pendolo ad attrito, collocati nella parte superiore dei pilastri in spazi ricavati attraverso il taglio degli stessi. L'intervento prevede la realizzazione di una piastra in c.a. a livello del piano di campagna, avente le funzioni di collegare le teste dei pali, di fornire un piano rigido per l'applicazione dei puntelli provvisori e di ancorare le armature di rinforzo dei pilastri.

SUMMARY

The paper relates the operations made for the seismic isolation of a tank located in Priolo Gargallo, in the Siracusa industrial area. The tank, built during the end of the seventies, is formed by a cylindrical steel shell, filled by a low temperature liquid, rested on a concrete slab, embedded on 139 columns, fitted together with the same number of foundation piles driven in the soil for about 12 meters. The friction pendulum bearing seismic devices have been adopted, installed in the superior part of the columns through the cut of a small section of the same. The intervention foresees the execution of a concrete slab at grade level, which has the functions to link all the pile heads, to furnish a rigid plan for the application to the provisional support and to anchor the new columns reinforcement bars.

1. INTRODUZIONE

I serbatoi di stoccaggio degli impianti petrolchimici costituiscono una seria minaccia alla salvaguardia dell'ambiente, a causa delle conseguenze disastrose derivanti da un loro collasso.

Tra le cause più frequenti di collasso si citano le azioni sismiche, particolarmente rilevanti in zone prossime a faglie attive.

Pertanto, negli ultimi anni si sono realizzati numerosi interventi atti ad incrementare la sicurezza di tali strutture nei confronti delle azioni sismiche, ricorrendo a varie soluzioni largamente sperimentate per l'adeguamento sismico di edifici e di ponti.

Tra esse l'isolamento sismico costituisce una delle tecniche più efficaci per garantire adeguati margini di sicurezza a tali strutture.

Tra gli interventi più significativi si citano l'isolamento sismico dei serbatoi in Grecia progettato da M. C. Constantinou

Ulteriori interventi sono stati eseguiti a Priolo Gargallo (SR), ove sono stati adottati dispositivi di isolamento del tipo a pendolo ad attrito, in grado di resistere anche al calore che si potrebbe sviluppare in caso di incendi.

Nella presente nota si fa cenno a tali interventi, premettendo alcune nozioni sull'isolamento sismico ed in particolare sul funzionamento del pendolo ad attrito.

2. ISOLAMENTO SISMICO

Le tecniche di isolamento sismico consistono nell'introdurre, lungo lo sviluppo verticale della struttura da isolare, discontinuità in modo da separarla in due parti: una sottostruttura collegata alle fondazioni ed una sovrastruttura da proteggere. Tra le due parti si inseriscono isolatori sismici, dispositivi dotati di elevata rigidità nei confronti dei carichi verticali e deformabili sotto l'azione delle forze orizzontali.

Pertanto, si determina un disaccoppiamento tra il moto della sottostruttura ancorata al terreno e quello della sovrastruttura che viene sottoposta ad azioni sismiche ridotte in relazione all'efficienza dei dispositivi.

La prima applicazione negli USA risale al 1985 e riguardò un edificio pubblico della California isolato con dispositivi elastomerici ad alta dissipazione.

La materia è stata regolamentata nel nostro paese dapprima da Linee guida per la progettazione, esecuzione e collaudo di strutture isolate dal sisma, emanate dal Consiglio Superiore dei LL.PP., e successivamente dall'Ordinanza P.C.M. 3274 e s.m.i.

I criteri sui quali si basa l'isolamento sismico sono essenzialmente i seguenti:

- aumento dei periodi di vibrazione della struttura;
- incremento delle capacità dissipative del sistema.

Con riferimento agli spettri di accelerazione mostrati in Fig. 1 si osserva che un aumento del periodo di vibrazione della struttura può comportare una riduzione dell'azione sismica.

Per un sistema ad un grado di libertà e per i tre suoli contemplati dalla normativa, sono riportati, nella Fig. 1 le variazioni delle accelerazioni corrispondenti ad incrementi del periodo di vibrazione da 1 a 2 secondi.

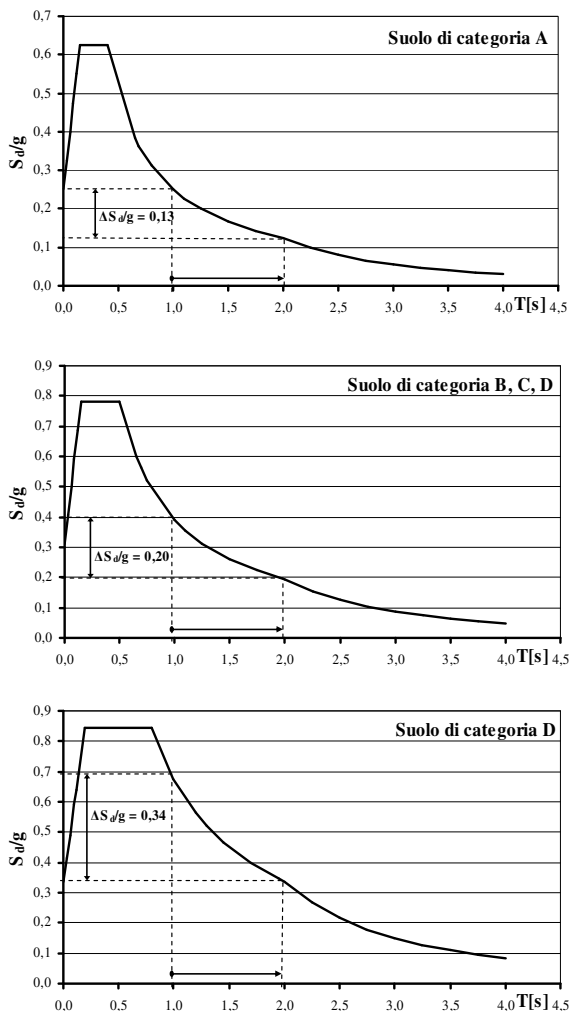


Figura 1 - Variazioni di S_d/g per incremento del periodo di vibrazione da 1 a 2 s

Per il loro dimensionamento occorre controllare i seguenti parametri:

- rigidità iniziale;
- forza e spostamento allo snervamento;
- spostamento ultimo;
- capacità di auto centraggio.

Gli isolatori possono raggrupparsi nelle seguenti categorie: i) isolatori elastomerici; ii) isolatori a scorrimento.

Tra gli isolatori a scorrimento occupa una posizione centrale il pendolo ad attrito *Friction Pendulum Bearing* il cui funzionamento può essere descritto con l'ausilio delle figure 2-3 riprese dal testo di Priestley, Seible & Calvi. Esso presenta:

- caratteristiche pressoché indipendenti dal carico verticale;
- alta capacità di isolamento;
- chiara individuazione del periodo proprio di vibrazione;
- grande durabilità nei confronti degli agenti atmosferici;
- capacità autocentrante.

Lo scorrimento avviene all'interno di una superficie sferica di raggio R, il quale determina il valore del periodo di vibrazione, indipendentemente dalla massa isolata.

Per una struttura isolata di peso W, massa M e raggio di curvatura R, il periodo di vibrazione T_p e la rigidità K_p valgono rispettivamente:

$$T_p = 2 \pi (R/g)^{1/2} \quad K_p = W/R \quad (1)$$

In tal modo il campo dei periodi può essere compreso tra 2 e 5 secondi, con notevole attenuazione dell'azione sismica, anche se bisogna garantire il rispetto dello stato limite di danno e giunti sismici di ampiezza adeguata.

All'aumento del periodo di vibrazione, ottenuto incrementando il raggio della calotta sferica, corrispondono minori forze orizzontali, ma spostamenti più elevati, con conseguente aumento delle dimensioni del dispositivo, le quali frequentemente raggiungono alcuni metri di diametro.

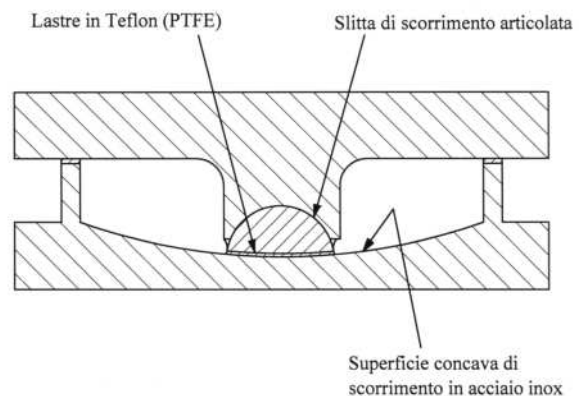


Figura 2 - Sezione di un pendolo ad attrito

Nella figura 2 è indicato un dispositivo a pendolo avente le superfici concave di scorrimento rivestite in acciaio inox. Su di essa può strisciare una slitta costituita da una porzione di

sfera, sulla quale può ruotare la porzione superiore fissata alla sovrastruttura. Per controllare l'attrito, una delle superfici a contatto soggetta a strisciamento è rivestita in materiale composito a base di teflon (PTFE politetrafluoroetilene). A detti materiali per azioni statiche, quali quelle indotte dalle variazioni termiche, compete un coefficiente di attrito, variabile da 0.08 per pressioni di 5 MPa a circa 0.03 per pressioni superiori a 30 MPa. Tali valori devono essere incrementati in presenza di velocità di scorrimento elevate, tipiche dei sismi. Per i diametri più elevati, la realizzazione della forme complesse costituenti i dispositivi richiede il ricorso a getti di acciai duttili (cast iron).

Pertanto, il dispositivo è tale da offrire una reazione trascurabile in presenza di spostamenti derivanti da variazioni termiche, mentre reagisce con forze orizzontali più significative in presenza di azioni impulsive quali quelle indotte dai sismi.

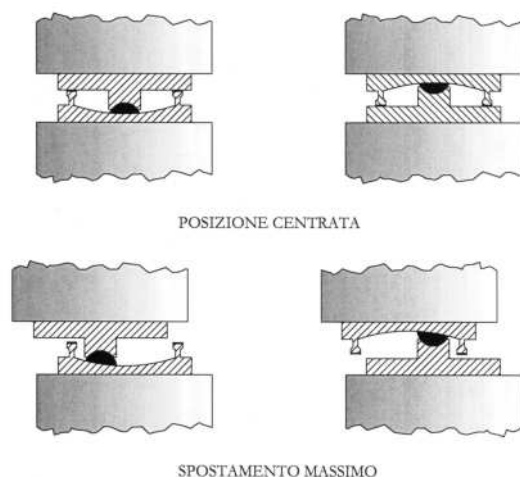


Figura 3 - Configurazioni possibili per un pendolo ad attrito

Il comportamento meccanico degli isolatori a pendolo può essere rappresentato in modo semplificato dal legame rigido plastico incrudente forza laterale - spostamento di figura 4, capace di dissipare un'elevata quantità di energia trasmessa dal sisma, caratterizzato da uno snervamento equivalente pari al prodotto del coefficiente di attrito μ per il peso sismico W .

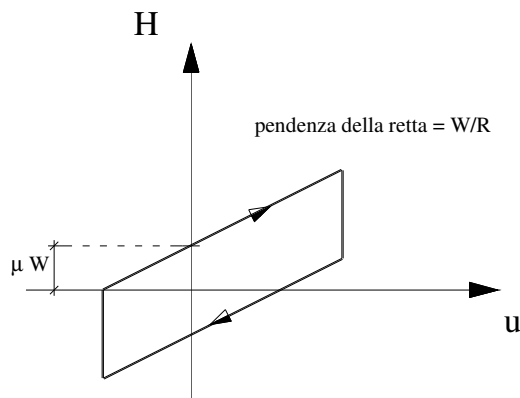


Figura 4 - Diagramma carico-spostamento di un pendolo ad attrito

Secondo tale modello, il dispositivo non interviene per sismi medio deboli, che esercitano un'azione orizzontale inferiore alla resistenza d'attrito, per i quali va dimensionata la sovrastruttura, in modo che questa si mantenga in campo elastico; mentre per sismi di intensità più elevata avviene lo scorrimento dell'intera struttura i cui sostegni si spostano all'interno delle superfici sferiche ricavate nei dispositivi, con alti periodi di vibrazione e capacità dissipative elevate.

Il legame di Figura 4 tra la forza orizzontale H e lo spostamento orizzontale u può essere espresso dalla seguente relazione lineare:

$$H = \mu \cdot W \cdot \text{sign}\left(\frac{du}{dt}\right) + \frac{W}{R} u \quad (2)$$

dalla quale si vede che l'ordinata del diagramma per $u=0$ è pari a μW e la pendenza del diagramma (coefficiente angolare) è rappresentata dal rapporto W/R .

Al coefficiente di attrito μ può essere attribuita la seguente legge di variazione:

$$\mu = \mu_{\max} - (\mu_{\max} - \mu_{\min}) \cdot e^{-a \cdot \text{abs} \cdot du/dt} \quad (3)$$

essendo μ_{\max} e μ_{\min} i valori massimo e minimo dei coefficienti di attrito e a un parametro ricavato sperimentalmente pari a circa 0.15 sec/mm. La forza di richiamo è proporzionale al peso W gravante sull'isolatore, con conseguente coincidenza del centro delle rigidità col baricentro e riduzione dei moti torsionali.

L'Ordinanza 3274 consente di fare riferimento ad un valore massimo di smorzamento equivalente del 30%, corrispondente ad un fattore riduttivo dell'azione sismica di 0.55. Tale valore di smorzamento è ritenuto eccessivamente elevato da alcuni ricercatori, i quali propongono di assumere un valore più cautelativo del 20%.

E' opportuno che gli isolatori siano sempre soggetti a sforzi di compressione, tenendo anche conto della componente verticale del sisma. La possibilità di avere forze di trazione sui dispositivi di isolamento è particolarmente elevata in caso di terremoti a breve distanza dalla struttura (*near-fault*) e/o per edifici aventi elevato rapporto tra l'altezza e la larghezza ed in presenza di controventi reticolari o pareti sismiche. Ciò in quanto tali sistemi assorbono i momenti ribaltanti indotti dal sisma attraverso un sistema di forze verticali.

Per contrastare tali effetti di sollevamento (*uplift*) sono stati proposti diversi sistemi costruttivi. Tuttavia, prima di ricorrere a tali soluzioni è importante considerare l'ipotesi di modificare lo schema statico della sovrastruttura isolata, chiamata a fronteggiare azioni orizzontali notevolmente inferiori. Infatti, se in un telaio controventato con diagonali concentriche si eliminano i controventi (soluzione possibile se i nodi posseggono sufficiente rigidità e resistenza) il sistema si trasforma da reticolare a telaio e si riducono sensibilmente gli sforzi assiali originati dalle forze orizzontali.

La verifica degli isolatori deve essere effettuata considerando uno spettro di risposta incrementato del 20% rispetto a quello adottato per le strutture non isolate. Le parti che non svolgono una funzione dissipativa devono restare in campo elastico e possedere un coefficiente di sicurezza almeno pari ad 1.5.

Le verifiche devono essere suffragate da prove sperimentali eseguite in laboratori qualificati.

2.1. Prove sui dispositivi di isolamento sismico

Le prove sugli isolatori, che nell'Ordinanza sono state ridotte rispetto alle prescrizioni indicate nelle Linee Guida, si distinguono in:

- prove di qualificazione, tendenti ad accertare l' idoneità del sistema, da eseguire su almeno due dispositivi (4 se in elastomero armato);
- prove di accettazione da eseguire almeno sul 20% dei dispositivi.

Di seguito si descrivono le prove da eseguire sui dispositivi a comportamento non lineare (10.B.3) tra cui possono essere compresi i dispositivi del tipo a pendolo ad attrito.

Dette prove fanno riferimento allo spostamento d_2 corrispondente allo stato limite ultimo (SLU) ed alla forza F_2 , corrispondente allo spostamento d_2 ottenuta al 3° ciclo sperimentale.

Le prove di qualificazione dei dispositivi a comportamento non lineare devono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala geometrica compresi tra 0.5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, sono le seguenti:

- prova "preliminare", condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima non inferiore a $\pm 0.1 d_2$, $\pm 0.2 d_2$, $\pm 0.3 d_2$, $\pm 0.5 d_2$, $\pm d_2$;
- prova "quasi statica", condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a $\pm 1.2d_2$;
- prova "dinamica", condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a $\pm 1.2d_2$, ad una frequenza di 0.5 Hz per ogni ciclo completo.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 2 dispositivi.

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4, e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il $\pm 10\%$.

Saranno effettuate le seguenti prove:

- misura della geometria esterna, con tolleranza di $\pm 10\%$ sugli spessori e $\pm 5\%$ sulle lunghezze;
- prova ciclica condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima non inferiore a $\pm d_2/20$, volte a determinare il valore della rigidezza teorica iniziale K_1 .

Su almeno un dispositivo verrà anche condotta una prova "quasi statica", imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a $\pm 1,2d_2$. Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

3. DESCRIZIONE DEL SERBATOIO E DEGLI INTERVENTI ESEGUITI

La costruzione, risalente alla fine degli anni 70, si compone di un serbatoio cilindrico in acciaio di raggio R pari a m 11.43 ed altezza totale di m 28.83 (di cui m 3.26 sono relativi al tetto), contenente liquido a bassa temperatura, appoggiato su una piastra in cemento armato, avente diametro di m 23.92 e spessore di m 0.60, incastrata su 139 pilastri, aventi diametro di m 0.52, disposti in corrispondenza di altrettanti pali di fondazione, infissi nel terreno per circa m 12. Sono state eseguite le seguenti opere:

1. realizzazione al livello del piano di calpestio dell'area di una platea in c.a. dello spessore di mm 500 e diametro di m 29, collegante la sommità di tutti i pali e contenente le armature di rinforzo dei pilastri (Fig. 5);

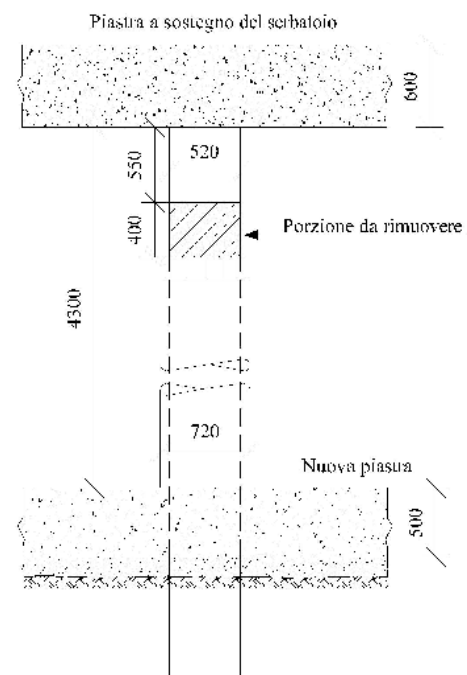


Figura 5- Interventi di adeguamento delle strutture in c.a.

2. incamiciatura dei pilastri esistenti con corona in betoncino autocompattante ad alta resistenza, avente spessore cm 10 fino all'altezza di m 3.3 dall'estradosso della piastra di base, armata con 20 barre da 20 mm in acciaio opportunamente staffate (Fig. 6);

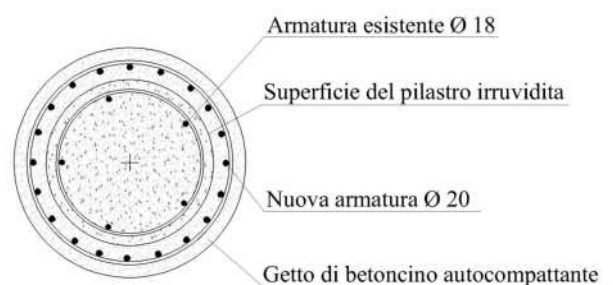


Figura 6 - Incamiciatura dei pilastri

3. taglio di una porzione superiore dei pilastri avente altezza di mm 400 a distanza di mm 550 dall'intradosso della piastra di testa (Fig. 5);
4. inserimento di cuffie in acciaio in corrispondenza dei tratti adiacenti al taglio e loro solidarizzazione alle due parti di pilastro;
5. collocazione dei dispositivi di isolamento sismico del tipo a pendolo ad attrito aventi dimensioni esterne in pianta di 500 x 500 mm ed altezza complessiva di 180 mm (Fig. 7).

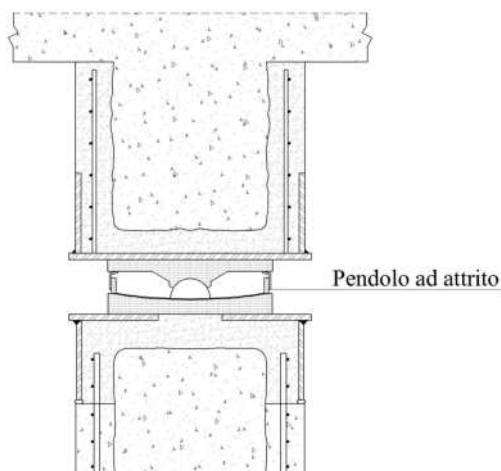


Figura 7 – Inserimento del pendolo ad attrito

La nuova piastra di fondazione, gettata al livello del piano di calpestio, ha le funzioni di collegare le teste dei pali, impedendone gli spostamenti relativi, di contenere le armature di rinforzo dei pilastri e di sostenere i puntelli provvisori in acciaio, inseriti a fianco dei pilastri durante le operazioni di taglio.

L'isolamento sismico è attuato sia attraverso l'incremento del periodo di vibrazione della struttura, sia attraverso la dissipazione di energia, in relazione al più elevato valore dello smorzamento, dipendente a sua volta dal coefficiente di attrito dinamico μ del dispositivo. Il dispositivo antisismico adottato presenta un raggio R di 1594 mm, un periodo proprio di 2.5 sec ottenuto attraverso la relazione $T = 2\pi \cdot \sqrt{R/g}$ (con $g = 9.81 \text{ ms}^{-2}$) ed un coefficiente di attrito dinamico μ di 0.05. La capacità ultima di carico verticale del dispositivo risulta di 4400 kN ed il taglio massimo trasmesso in condizioni sismiche di progetto è pari ad $F = 162 \text{ kN}$.

4. METODO DI CALCOLO

Le sollecitazioni sulla struttura e sui dispositivi di isolamento indotte dal sisma sono state determinate attraverso l'analisi dinamica non lineare, con integrazione al passo delle equazioni del moto, considerando una serie di accelerogrammi registrati, spettro-compatibili, aventi durata superiore a 25 sec i quali sono stati considerati agenti lungo le tre direzioni principali della struttura. Essi sono stati calibrati su quelli dell'Ordinanza 3274 per zona sismica di I categoria (strutture strategiche nel Comune di Priolo Gargallo) e terreno tipo C:

$$\begin{aligned} a_g/g &= 0.35 & S &= 1.25\text{s} & T_S &= 0.15\text{s} \\ T_C &= 0.50\text{s} & T_D &= 2.5\text{s} \end{aligned}$$

La coerenza con lo spettro di riferimento è stata verificata nell'intervallo 0,6-3 sec. Lo smorzamento ξ adottato nello spettro di risposta per il sistema serbatoio più struttura di sostegno in c.a. è pari a 5 % e coincide con quello suggerito dalla normativa vigente, mentre per quanto riguarda la massa liquida si è valutato uno smorzamento percentuale equivalente ξ_L pari a 0.5 % ricavato dalla seguente relazione:

$$\xi_L = 0.021 \left(\frac{10^4}{2\sqrt{2} \cdot G_A} \right) \quad (4)$$

essendo:

$$G_A = \nu^{-1} \cdot R^{1.5} \cdot g^{0.5} \quad (5)$$

dove:

R = raggio del serbatoio

g = accelerazione longitudinale

ν = viscosità cinematica del liquido (per il propilene alla temperatura di -45°C si considera pari a $0.87 \text{ mm}^2\text{s}^{-1}$).

Il passaggio dallo spettro elastico allo spettro di progetto è stato effettuato adottando un fattore di struttura $q = 1.5$, cautelativo, ed un coefficiente di protezione sismica $\gamma_I = 1.4$.

I pesi considerati nel calcolo sono i seguenti:

- Peso serbatoio vuoto:	$P_S = 2256 \text{ kN}$
- Peso specifico prodotto (propilene -45°C):	$\gamma = 0.606 \text{ kgdm}^{-3}$
- Capacità max di riempimento in eserc.:	$V = 9400 \text{ mc}$
- Altezza battente idrostatico:	$H = 22.9 \text{ m}$
- Peso prodotto:	$P_P = 57000 \text{ kN}$
- Peso struttura sostegno:	$P_{Tot} = 10440 \text{ kN}$

La verifica allo SLU è stata effettuata considerando la seguente combinazione dei carichi:

$$\gamma_I E + \sum G_{ki} + \sum \psi_{2i} Q_{2i} \quad (6)$$

essendo E le azioni sismiche, G_{ki} i carichi permanenti, ψ_{2i} il coefficiente di combinazione quasi permanente e Q_{2i} la massa liquida. Le azioni sismiche orizzontali e verticali sono state considerate agenti simultaneamente ed ottenute sulla base della combinazione più gravosa, utilizzando le seguenti notazioni:

$$\begin{aligned} E_1 &= E_X + 0.30 E_Z \\ E_2 &= E_Y + 0.30 E_Z + 0.30 E_X \\ E_3 &= E_Z + 0.30 E_X + 0.30 E_Y \\ E_4 &= \sqrt{E_X^2 + E_Y^2 + E_Z^2} \end{aligned} \quad (7)$$

Si è considerato inoltre l'effetto dinamico del liquido sollecitato alle azioni sismiche (*sloshing*), che si manifesta come un incremento delle azioni sismiche di taglio e di ribaltamento. L'effetto idrodinamico indotto dal liquido in

movimento all'interno del serbatoio è stato valutato con i metodi di Velestos e Housner (Fig. 8).

La massa M del liquido risulta, ai fini del moto, equivalente ad una massa impulsiva M_I , rigidamente collegata al serbatoio, più una massa convettiva M_C (effetto *slosh*), connessa al serbatoio attraverso molle elastiche di costante complessiva $2K_C$ (Fig.8 a) La massa M_I è in grado di simulare la risposta del liquido alle azioni impulsive del sisma, mentre la massa M_C lo è per le azioni più lente.

La massa del serbatoio M_T è concentrata al livello del suo baricentro, mentre le masse M_I ed M_C sono state concentrate rispettivamente a distanza H_I ed H_C dalla base rigida che sostiene il fondo del serbatoio (Fig. 8b).

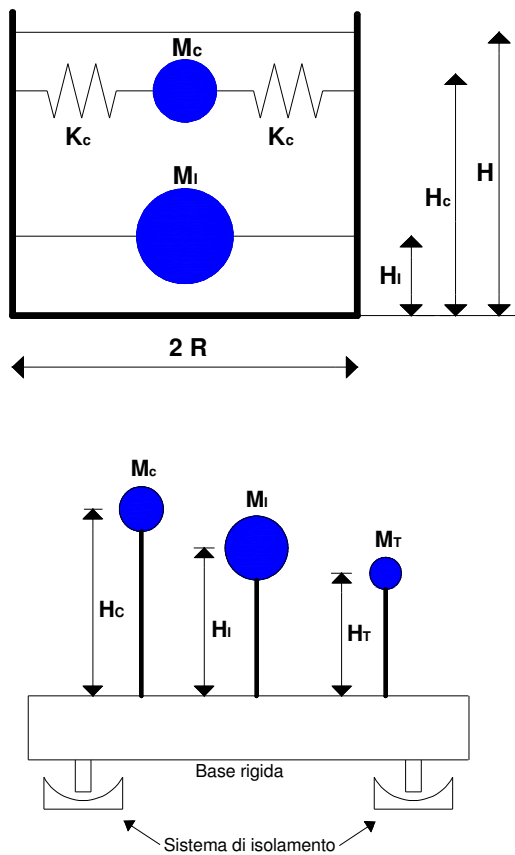


Figura 8 – Modello di Velestos e Housner

In base alla teoria di Velestos e Housner per un serbatoio cilindrico di raggio R , altezza del liquido H e massa del liquido M , possono adottarsi le seguenti espressioni:

$$M_I = \frac{\tanh 1.7 R / H}{1.7 R / H} \cdot M$$

$$M_C = \frac{0.71 \cdot \tanh 1.8 H / R}{1.8 H / R} \cdot M$$

$$H_I = 0.38H \left[1 + 1.33 \left(\frac{M}{M_I} - 1 \right) \right]$$

$$H_C = H \left[1 - 0.21 \frac{M}{M_C} \left(\frac{R}{H} \right)^2 + 1.10 \frac{R}{H} \sqrt{0.15 \left(\frac{R M}{H M_C} \right)^2 - 1} \right]$$

$$K_C = \frac{4.75 \cdot g \cdot M_C^2 \cdot H}{2 \cdot M \cdot R^2} \quad (8)$$

Per il serbatoio in esame avente raggio R pari a m 11.4, contenente liquido a bassa temperatura con massa M pari a 5810 kN ed altezza del battente idrostatico H di m 22.9, dalle relazioni (8) si ottengono i seguenti valori:

$$\begin{aligned} M_C &= 1100 \text{ kN} & M_I &= 4710 \text{ kN} \\ H_C &= 19.04 \text{ m} & H_I &= 11.34 \text{ m} \\ K_C &= 917 \end{aligned}$$

La struttura è stata modellata attraverso i programmi agli elementi finiti. In una prima fase si è utilizzato il software 3D-BASIS-ME e successivamente il modello completo è stato processato col SAP 2000NL, introducendo nel modello anche i pali di fondazione, opportunamente vincolati in direzione trasversale e verticale ed i dispositivi di isolamento sismico. Per questi ultimi si è adottato un legame costitutivo bilineare isteretico, stabile.

I modelli di calcolo utilizzati sono:

- modello di calcolo 3D per la valutazione delle tensioni sulle lamiere del serbatoio generate dalle spinte idrostatiche ed idrodinamiche;
- modello di calcolo 3D per la valutazione delle sollecitazioni sulla struttura di sostegno in c.a. in presenza del sistema di isolamento;
- modello di calcolo 3D per la valutazione delle sollecitazioni sulla struttura di fondazione (palificata);

Con i provvedimenti descritti le tensioni ideali massime nel mantello in acciaio in presenza di azioni sismiche risultano pari all'87% di quelle di snervamento di calcolo.

Analogamente, sono verificate le sollecitazioni sui pilastri in c.a. per i quali sono state incrementate la sezione e le armature, le piastre di base ed i pali.

Lo spostamento massimo del serbatoio è pari a 91 mm a cui deve corrispondere una capacità di spostamento dei dispositivi di 109 mm pari a (91×1.2) , inferiore alla corsa degli isolatori pari a 152 mm.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

L'intervento descritto rappresenta una valida soluzione per l'adeguamento sismico dei serbatoi. Esso è stato eseguito senza interromperne la funzionalità, in quanto la realizzazione della piastra di base, il taglio ed il rinforzo dei pilastri e l'inserimento dei dispositivi di isolamento sismico sono avvenuti senza interrompere l'esercizio del serbatoio ma soltanto adottando una limitazione della sua capacità di riempimento.

Di seguito si riportano alcune foto che mettono in evidenza gli interventi eseguiti per l'adeguamento sismico del serbatoio in oggetto (foto 1-2-3-4-5).



Foto 1 – Vista globale del serbatoio



Foto 4 – Inserimento delle cuffie in acciaio in corrispondenza dei del taglio sui pilastri



Foto 2 – Incamiciatura dei pilastri esistenti con corona in betoncino autocompattante



Foto 5 – Collocazione dei dispositivi di isolamento sismico del tipo a pendolo ad attrito.



Foto 3 – Taglio della porzione superiore dei pilastri necessaria all'introduzione degli isolatori

6. NOTE

Il progetto esecutivo è stato eseguito dall'ing. Andrea Santangelo di Catania.

Il collaudo statico in corso d'opera è stato eseguito dagli ingegneri Nunzio Scibilia e Benito Selgi.

I dispositivi di isolamento sismico sono stati prodotti dalla Earthquake Protection Systems (EPS) di Vallejo, California, USA, presso il cui stabilimento sono state eseguite le prove di qualificazione e di accettazione dei dispositivi.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CHALHOUB M.S. and KELLY J.M. (1988) – ‘Theoretical and experimental studies of cylindrical water tanks in base isolated structures’ EERC 88-07, Earthquake Engrg. Res. Ctr., Univ. of Calif., Berkeley, CA.
- [2] CHOPRA A. (2001) – ‘Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering’, Prentice – Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- [3] CONSTANTINOU M.C. and ROUSSIS P. (2004) – ‘Experimental and analytical study of seismically isolated structures with uplift restraint’, *13th World Conference on Earthquake Engineering* (paper No. 1685), Vancouver, B.C., Canada.
- [4] EUROCODE 8 (1998) – ‘Design provisions for earthquake resistance of structures , Part 1 and Part.4.’, European committee for Standardization, Brussels.
- [5] HANDAM F.H. (2000) – ‘Seismic behavior of cylindrical steel storage tanks’, *Journal of Constructional Steel Research* 53, pp. 307–33, Elsevier Ltd.
- [6] HOUSNER G.W. (1963) – ‘The dynamic behaviour of water tanks’, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2): 381-9.
- [7] JAISWAL O.R., RAI D.C. and JAIN S.K. (2003) - ‘Review of Code Provisions on Seismic Analysis of Liquid Storage Tanks’, IITK-GSDMA-EQ04-V1.0.
- [8] KELLY T.E. and MAYES R.L. (1989) – ‘Seismic isolation of storage tanks’, *Proc. Sessions Related to Seismic Engrg. at Structures Congress’89*, ASCE, pp. 408-417.
- [9] LIU W.K. and LAM D. (1983) – ‘Nonlinear analysis of liquid filled tanks’, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 109(6):1344-57, ASCE.
- [10] MALHOTRA P.K. (1997) – ‘New method for seismic base isolation of liquid-storage tanks’, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, pp. 839-847, John Wiley & Sons, Ltd.
- [11] MALHOTRA P.K. (2000) – ‘Practical nonlinear seismic isolation analysis of tanks’, *Earthquake Spectra*, Vol. 16(2): 473-92.
- [12] MALHOTRA P.K. and VELETSOS A.S. (1994) – ‘Uplifting response of unanchored liquid storage tanks’, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 120(12):3525-47, ASCE.
- [13] MILES R.W. (1997) – ‘Practical design of earthquake – resistant steel reservoirs’, *Proc. tech. councils on lifeline earthquake engrg., specialty conf.*, pp. 168-182, ASCE.
- [14] MOKHA A.M., CONSTANTINOU M.C. and REINHORN A.M. (1990) – ‘Teflon bearings in base isolation. PART 1: Testing’ *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116(2), pp. 438-454, ASCE.
- [15] MOKHA A.M., CONSTANTINOU M.C. and REINHORN A.M. (1990) – ‘Teflon bearings in base isolation. PART 2: Modeling’ *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116(2), pp. 455-474, ASCE.
- [16] PRIESTLEY M.J.M., SEIBLE F. and CALVI G.M. (1996) – ‘Seismic design and retrofit of bridges’, John Wiley & Sons, inc.
- [17] SCIBILIA, N. (2007) – ‘Progetto di strutture in acciaio V Edizione’, Dario Flaccovio Ed.
- [18] TENG J.G. and ROTTER J.M. (2004) – ‘Buckling of thin metal shells’, London: Spon Press, Taylor and Francis.
- [19] TSOPELAS P.C., ROUSSIS P.C., CONSTANTINOU M.C., BUCHANAN R. and REINHORN(2005) – ‘3D-BASIS-ME-MB:Computer Program for Nonlinear Dynamic Analysis of seismically Isolated Structures’, Technical Report MCEER-05-009, University at Buffalo, State University of New York.
- [20] VIRELLA J.C., GODOY L.A. and SUAREZ L.E. (2005) – ‘Dynamic buckling of anchored steel tanks subjected to horizontal earthquake excitation’, *Journal of Constructional Steel Research* 62, pp. 521–531, Elsevier Ltd.
- [21] VELETSOS A.S.(1984) – ‘Seismic response and design of liquid storage tanks’, *Guideline for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems, Tech. Council on Lifeline Earthquake Engrg.*, ASCE, NY, pp. 255-370, 443- 461.
- [22] VELETSOS A.S. and YANG J.Y. (1977) – ‘Earthquake response of liquid storage tanks – advances in civil engineering through mechanics’ *Proceedings of the second ASCE engineering mechanics specialty conference*, pp. 1-24.
- [23] ZAYAS V.A. and LOW D.S. (1995) – ‘Application of seismic isolation to industrial tanks’, *Proc. Pressure vessels and piping conf.*, ASME/JSME, PVP-Vol.319, pp. 273-286.

**IL VIADOTTO SANTHIÀ DELLA LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA,
TRATTA TORINO-NOVARA.
EFFETTI DELLA VISCOSITÀ DEL CLS DELL'IMPALCATO
CORRELATI ALLE TEMPISTICHE DI REALIZZAZIONE**

Giuseppe Traini¹, Luigi Evangelista², Francesco Sacchi³, Simona Sabatini⁴

1 Direttore Scientifico Italferr;

2 Direzione Tecnica, Responsabile U.O. Opere Civili Italferr;

3 Direzione Tecnica, U.O. Strutture Italferr, capo Settore Progetto Ponti e Strutture in c.a.;

4 U.O. Strutture Italferr.

SOMMARIO

Il viadotto Santhià, inserito lungo la linea ferroviaria AV/AC Torino-Venezia, sulla tratta Torino-Novara, già in esercizio dal Febbraio 2006, è costituito da campate da 25 e 20.50 m semplicemente appoggiate sulle pile per una lunghezza complessiva di 3783 m; l'impalcato è realizzato mediante un monocassone con getto unico. Le misure della regolarità del binario effettuate sull'intera tratta hanno messo in evidenza un particolare andamento del livello longitudinale sul viadotto, caratterizzato da cuspidi in corrispondenza delle pile e punti di colmo in corrispondenza delle mezzerie delle campate. Il fenomeno è stato attribuito al fatto che i tempi di maturazione del calcestruzzo prima della regolazione dell'armamento (massicciata, traverse e rotaie) sono stati ridotti al punto da non permettere un significativo sviluppo dei fenomeni viscosi nel tempo; pertanto, parte della deformazione viscosa dell'impalcato, relativa a precompressione e al peso proprio, è avvenuta ad armamento posato. Nella memoria viene illustrato brevemente il fenomeno per poi procedere ad una valutazione analitica della suddetta ipotesi mediante la definizione delle curve di viscosità secondo le più evolute normative tecniche internazionali. Infine, sono state effettuate valutazioni sulle eventuali ripercussioni future all'esercizio dell'opera. L'analisi condotta ha permesso di valutare la rilevanza del fenomeno viscoso, particolarmente importante per la tipologia di impalcato in esame, completamente prefabbricato a piè d'opera, e come le tempistiche costruttive dell'opera civile, anche su strutture isostatiche, possano avere una rilevanza sulle modalità di gestione dell'infrastruttura nel tempo.

SUMMARY

The Santhià Viaduct belonging to the HV/HC Torino-Venezia railway, on the Torino-Novara line, is in use from February 2006. It's made up of 148 spans 25 and 20.50 meters long, and it's a simple supported beam structure. The deck is 3783 meters long, is created by a precast and prestressed concrete single cell box. The measurements of the track regularity on the entire line showed a particular course of the longitudinal level of the bridge, characterized by cusps above piers, points of overflow above central spans. The phenomenon is due to the fact that the times of maturation of the concrete before the regulation of the armament (ballast, sleepers and tracks) have been reduced to the point not to allow a meaningful development of the viscous phenomena in the time; therefore, part of the viscous deformation of the deck, relative to pre-casting (pre-stressing) and weight, happened after having put down the armament and ballast. In the Journal the phenomenon is quickly illustrated in order then to proceed to an analytical appraisal of the aforesaid hypothesis by means of the definition of the viscosity curves following the more recent international standard techniques. Finally, an evaluation of the possible future repercussions to the structure's use was considered. The analysis has demonstrated the importance of the creep phenomenon, which is of particular relevance to the entire prefabricated in situ structural typology examined. The other significant aspect which is evidenced by the study is that the duration of the construction could have a relevant influence on the infrastructural management procedures over time.



1 PREMESSA

Il viadotto Santhià è inserito lungo la linea ferroviaria AV/AC Torino-Venezia, sulla tratta Torino-Novara (General Contractor CAV-TO-MI), che è entrata in esercizio dal Febbraio 2006. L'opera è costituita da 148 campate da 25.00 m e 4 campate da 20.50 m per una lunghezza complessiva di 3783 m; l'impalcato, a doppio binario, è realizzato mediante un monocassone in c.a.p. con getto unico (Figura 1), con schema statico di trave semplicemente appoggiata sulle pile (Figura 2).

Le opere civili (fondazioni, pile, spalle, impalcato) sono state completate durante l'estate 2004, dopo di che è stata realizzata la posa e la regolazione dell'armamento (massicciata, traverse e rotaie). Una volta posato l'armamento, sono state effettuate operazioni di regolazione al fine di raggiungere la livelletta di progetto e di ridurre al minimo le imperfezioni geometriche del binario, in modo tale da permettere il transito dei treni ad alta velocità (300 km/h).

Sull'intera tratta, dopo un determinato intervallo di tempo, sono state effettuate misure per verificare la regolarità del binario mediante un treno di misura chiamato Archimede. I dati raccolti hanno messo in evidenza un particolare andamento del livello longitudinale sul viadotto, caratterizzato da cuspidi in corrispondenza delle pile e punti di colmo in corrispondenza delle mezzerie delle campate.

Il fenomeno è stato attribuito al fatto che i tempi di maturazione del calcestruzzo prima della regolazione dell'armamento sono stati molto ridotti e tali da non permettere un significativo sviluppo dei fenomeni viscosi nel tempo, associati alla precompressione e al peso proprio; pertanto, parte della deformazione viscosa dell'impalcato, relativa a queste azioni, è avvenuta ad armamento posato e in particolare nel periodo di tempo tra la regolazione dell'armamento e il passaggio del treno di misura Archimede.

Oggetto dell'analisi è stato lo studio del fenomeno emerso dalle misurazioni con la valutazione delle ipotesi fatte a spiegazione del fenomeno, e la determinazione delle eventuali ripercussioni future all'esercizio dell'opera.

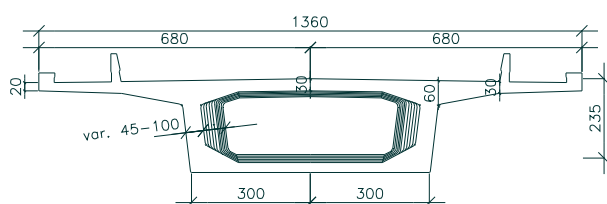


Figura 1 - Sezione trasversale viadotto Santhià.

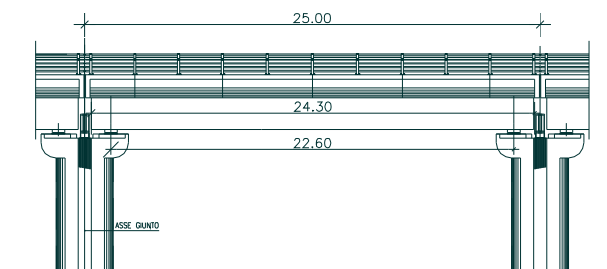


Figura 2 - Prospetto longitudinale viadotto Santhià.

2 DESCRIZIONE DEL FENOMENO

In data **15/04/2003** è stato eseguito il getto del primo monocassone del viadotto, mentre il getto dell'ultimo manufatto è avvenuto il **03/07/2004**. Per ogni monocassone l'applicazione della precompressione è avvenuta a 24 ore dalla fine del getto. Nel mese di **dicembre 2004** sono stati posati i binari pari e dispari del tratto di linea sul viadotto in oggetto; essi sono stati completati e definitivamente compattati e livellati nel mese di **gennaio 2005**.

Come già accennato in premessa, il passaggio del treno di misura Archimede sul viadotto, avvenuto il **04/04/2006**, ha evidenziato un andamento particolare del livello longitudinale dei binari sull'impalcato, con una deformazione ciclica di circa 2÷5 millimetri su una corda di circa 25 metri, che viene a coincidere con la lunghezza della campata. Tale tendenza, tra l'altro, è stata confermata da una livellazione topografica assoluta del binario effettuata successivamente (Figura 3).

In particolare sono state individuate:

- cuspidi, rivolte verso il basso, in corrispondenza delle pile dell'impalcato e punti di colmo in corrispondenza delle mezzerie delle campate da 25.00 m;
- valori di freccia tra colmo e cuspidi variabili da 2 mm fino a 5 mm (con media 3÷4 mm).

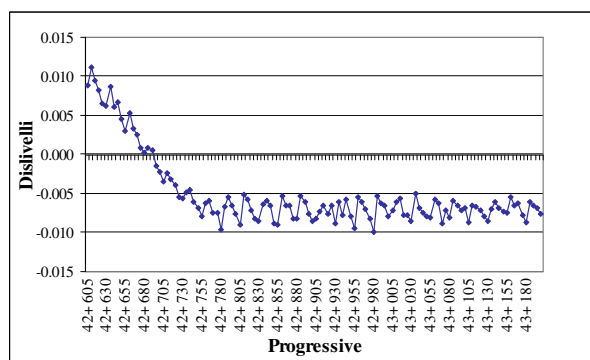


Figura 3 - Livellazione assoluta binario pari Santhià effettuata in data 04/04/2006.

3 ANALISI TEORICA

Si è proceduto ad una valutazione analitica dell'ipotesi fatta a spiegazione del fenomeno emerso dalle misurazioni effettuate sul viadotto, a partire dai dati relativi al confezionamento e alla maturazione del calcestruzzo dei monocassoni, mediante la definizione delle curve di viscosità secondo due diverse ipotesi.

3.1 Stati di tensione e deformazione

Sono stati ricavati gli stati tensionali relativi al lembo inferiore e superiore della sezione per diverse sezioni significative dell'impalcato, e in diverse fasi della realizzazione:

- fase 1 - al taglio dei trefoli;
- fase 2 - a cadute di tensione avvenute nei trefoli, considerando o meno il completo sviluppo delle perdite per viscosità. Infatti, accanto alle perdite di tensione istantanee nei trefoli, esistono perdite di tensione differite nel tempo che si completano solo a tempo infinito; non

avendo la possibilità di valutare quanta parte di tali perdite si siano sviluppate fino all'istante di tempo preso in considerazione nella presente analisi (passaggio del treno di misura), si sono considerati i due casi di perdite per fluage avvenute completamente o non avvenute affatto: il caso reale si attesta tra i due casi estremi descritti;

- fase 3 - all'applicazione dei carichi permanenti portati. Di seguito si riportano gli stati di tensione (di compressione) e di deformazione del monocassone al lembo superiore e inferiore in fase 3 (Figura 4 e Figura 5).

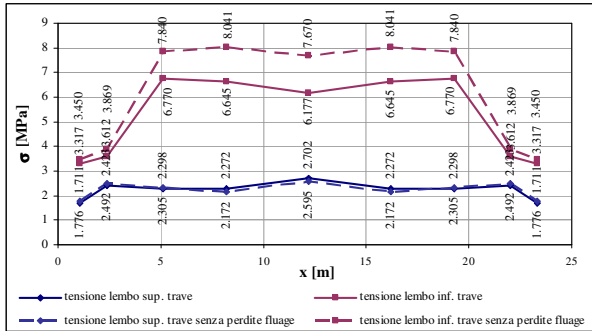


Figura 4 - Stati tensionali del monocassone al lembo superiore (σ_s) e inferiore (σ_i) in fase 3.

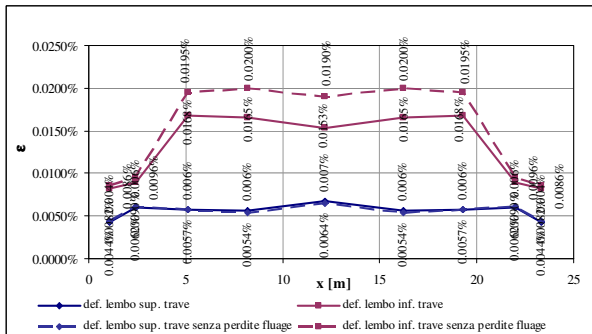


Figura 5 - Stati deformazione del monocassone al lembo superiore (ϵ_s) e inferiore (ϵ_i) in fase 3.

3.2 Curve di viscosità

La determinazione delle curve di viscosità è stata eseguita sia secondo le espressioni fornite dall'Eurocodice [1] che secondo quelle fornite dal Model Code 90 [2].

Per quanto riguarda l'umidità relativa le analisi sono state condotte sia nel caso di $RH = 75\%$ che nel caso di $RH = 55\%$; l'analisi è stata poi focalizzata sulla prima condizione in quanto maggiormente rappresentativa del sito di ubicazione dell'opera, caratterizzato da una pianura alluvionale con elevati valori di umidità.

Relativamente all'intervallo di tempo trascorso dalla produzione dei monocassoni al passaggio del treno di misura Archimede sono stati distinti due casi, per tener conto della distanza temporale tra la produzione del primo e dell'ultimo monocassone costituente il viadotto (Tabella 1).

Tabella 1 - Tempistiche viadotto Santhià.

	Primo monocassone prodotto (trave più matura)	Ultimo monocassone prodotto (trave meno matura)
Fasi	data	data
0 Produzione	15/04/2003	03/07/2004
1 Regolazione binario	Gennaio 2005	Gennaio 2005
2 Passaggio Archimede	04/04/2006	04/04/2006
t_1 [g] = 1 - 0	627	182
t_2 [g] = 2 - 0	1085	640

Di seguito si riportano le curve di viscosità definite secondo le due normative sopracitate (Figura 6 e Figura 7).

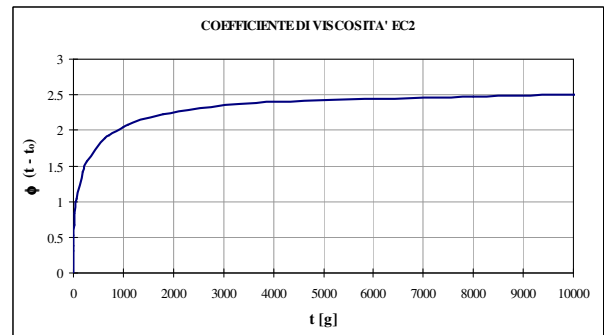


Figura 6 - Coefficiente di viscosità valutato mediante EC2.

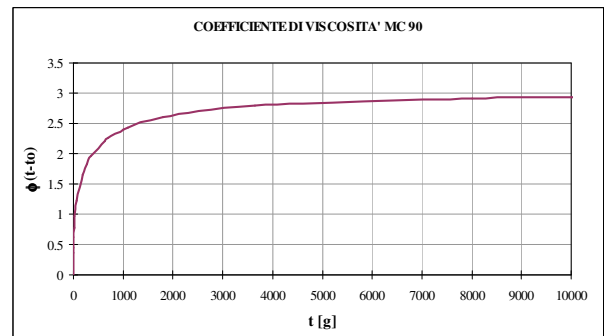


Figura 7 - Coefficiente di viscosità valutato mediante MC90.

Si sono quindi ricavate le variazioni $\Delta\phi_{12}$ dei coefficienti viscosi tra quello relativo all'intervallo tra t_0 e t_1 (regolazione binario), ϕ_1 , e quello relativo all'intervallo t_0 e t_2 (passaggio Archimede), ϕ_2 (Tabella 2):

Tabella 2 - Coefficienti di viscosità per il primo e l'ultimo monocassone prodotti, per entrambe le normative considerate.

NORMATIVA		Primo monocassone prodotto (trave più matura)	Ultimo monocassone prodotto (trave meno matura)
Eurocodice 2	$\Delta\phi_{12} = \phi_2 - \phi_1$	0.189	0.476
Model Code 90	$\Delta\phi_{12} = \phi_2 - \phi_1$	0.224	0.559

La deformazione viscosa è stata valutata a partire dalla deformazione elastica, della quale è stato considerato solo il contributo flessionale:

$$\Delta\epsilon_c(t, t_0) = \epsilon_e \Delta\phi \quad (1)$$

A partire dalle variazioni di deformazioni viscosi è stata

determinata la curvatura mediante l'espressione:

$$\rho = \frac{\Delta \epsilon_{s,v} - \Delta \epsilon_{i,v}}{h} \quad (2)$$

Integrando la curvatura sulla lunghezza della trave si sono ricavate le rotazioni e, quindi, gli spostamenti. Di seguito si riportano i diagrammi degli spostamenti ottenuti per le due tipologie di travi analizzate (Figura 8 e Figura 9).

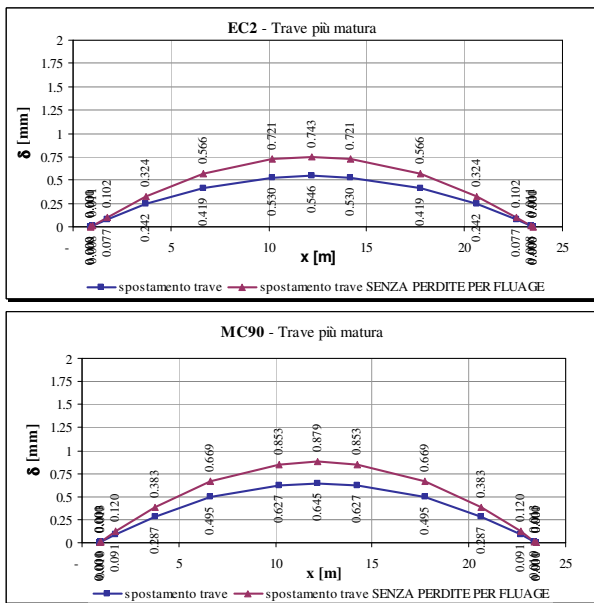


Figura 8 - Andamento spostamento trave **più matura** dovuto alla viscosità sviluppata tra regolazione binario e passaggio Archimede secondo EC2 e secondo MC90.

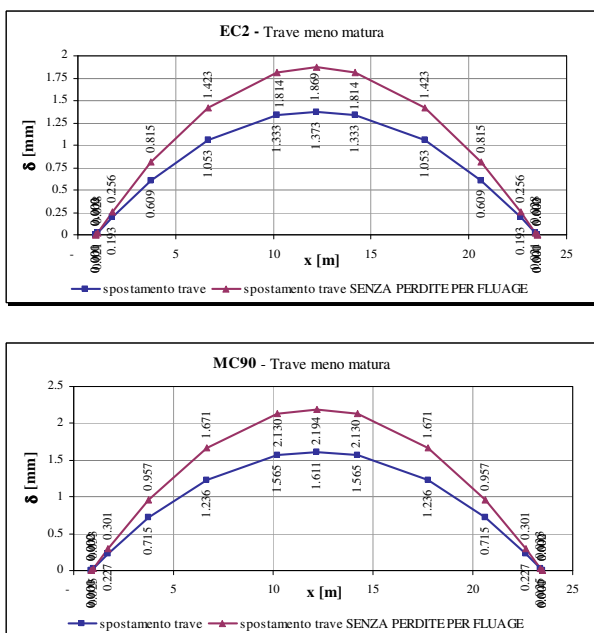


Figura 9 - Andamento spostamento trave **meno matura** dovuto alla viscosità sviluppata tra posa binario e passaggio Archimede secondo EC2 e secondo MC90.

4 RISULTATI

I risultati sono stati raccolti nella seguente tabella riassuntiva (Tabella 3):

Tabella 3 - Quadro riassuntivo degli spostamenti calcolati per le tipologie di travi analizzate.

		Trave più matura		Trave meno matura	
		EC 2	MC90	EC 2	MC90
		to = 1 g.	to = 1 g.	to = 1 g.	to = 1 g.
RH = 75%	comprese perdite per fluage [mm]	0.546	0.645	1.373	1.611
	senza perdite per fluage [mm]	0.743	0.879	1.869	2.194
RH = 55%	comprese perdite per fluage [mm]	0.614	0.746	1.586	1.912
	senza perdite per fluage [mm]	0.836	1.016	2.160	2.604

Si può osservare che le controfrecce in mezzeria, ricavate secondo un'analisi puramente teorica, portano a valori compresi tra 0.7 mm (trave più matura - EC2 - RH = 75%) a 2.6 mm (trave meno matura - MC90 - RH = 55%), nel caso di perdite di tensione per fluage nel cls non avvenute; la media di tali valori rappresenta circa il 50% della media di quelli misurati dal treno Archimede, variabili tra 1.6 mm e 5 mm.

Tali differenze si sono fatte risalire principalmente a tre cause:

- la prima è relativa alle curve di viscosità adottate, che non sono adatte a simulare la maturazione forzata del calcestruzzo (a vapore);
- la seconda è relativa al valore di modulo elastico adottato, che è un valore teorico quasi sempre diverso da quello misurabile sperimentalmente;
- la terza è dovuta al fatto che nella valutazione dello stato tensionale del monocassone è stato considerato il carico permanente portato applicato contemporaneamente al peso proprio e alla precompressione. Nella realtà la posa della massiccata sull'impalcato è avvenuta in un istante temporale successivo; di conseguenza si è proceduto alla valutazione del corrispondente coefficiente di viscosità da applicare alle deformazioni prodotte dal solo ballast (vedi paragrafo 4.1).

Inoltre si è osservato che, riportando l'istante del passaggio del treno di misura sulle curve di viscosità, il fenomeno viscoso sembra non essersi esaurito. Si riporta come esempio la curva relativa al Model Code 90 (Figura 10).

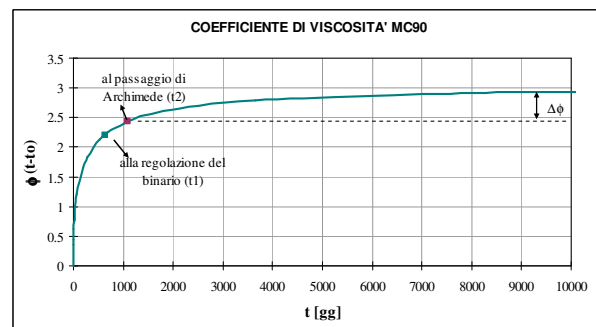


Figura 10 - Viscosità ancora non sviluppata al passaggio del treno di misura, per la trave più matura.

Si è quindi provveduto a fare una stima dello spostamento che si potrebbe ancora verificare per effetto di quel fluage ancora non sviluppato, per valutare a quale percentuale del totale si trova quello calcolato (Tabella 4).

Tabella 4 - Spostamenti attesi a $t = \infty$ (caso di perdite di tensione per fluage nel cls comprese).

	h s [mm] (senza perdite per fluage)				h s [mm] (con perdite per fluage)			
	RH = 75%		RH = 55%		RH = 75%		RH = 55%	
	EC2	MC90	EC2	MC90	EC2	MC90	EC2	MC90
Trave più matura	2.382	2.838	2.613	3.202	1.749	2.084	1.919	2.351
Trave meno matura	4.222	4.998	4.740	5.765	3.100	3.670	3.480	4.233

Gli spostamenti calcolati in precedenza rappresentano, come si può vedere, una percentuale che va dal 31% al 45% dello spostamento atteso alla fine dello sviluppo dei fenomeni viscosi, ossia quello a tempo infinito riportato, per i vari casi analizzati, nella precedente tabella.

Considerando un valore medio pari al 38%, lo spostamento misurato, pari a $1.6 \div 5$ mm all'atto del passaggio del treno Archimede, arriverebbe, a tempo infinito, a valori pari a $4.2 \div 13.2$ mm, comunque inferiori al valore ammissibile pari a 20.8 mm (oltre il quale sarebbe obbligatorio l'abbattimento della velocità di transito dei treni per motivi di sicurezza).

I valori finali individuati per lo spostamento, comunque, sarebbero relativi a un coefficiente di viscosità a tempo infinito ben superiore ai valori massimi ipotizzabili per calcestruzzi delle caratteristiche di quello utilizzato per il monocassone in esame.

4.1 Valutazione della viscosità con applicazione differita del carico permanente della massiccata

Come già accennato, l'analisi sopra descritta è stata svolta considerando la posa dei carichi permanenti portati contemporanea all'applicazione del peso proprio e della precompressione.

Nella realtà le fasi di costruzione dell'opera sono state le seguenti:

- fase 1 - il cassone è prefabbricato in stabilimento;
- fase 2 - esecuzione finiture: impermeabilizzazione, massetto, canalette portacavi, massiccata e armamento.

Questo significa che è trascorso un determinato intervallo di tempo tra la fase 1 e l'applicazione del carico permanente portato di fase 2; relativamente alle deformazioni prodotte da quest'ultimo, quindi, è stata considerata una curva di viscosità diversa rispetto a quella relativa alle prime due fasi.

La posa della massiccata (fase 2) è avvenuta intorno al 01/10/2004 (t_b), quindi 535 giorni dopo la produzione, per il monocassone più maturo, e 90 giorni dopo la produzione, per quello meno maturo.

A seguire si sono definite le nuove curve di viscosità per il solo carico della massiccata ($t_0 = t_b$), in funzione delle due normative adottate e del tipo di monocassone; sono state riportate negli stessi diagrammi anche le curve di viscosità precedentemente definite per $t_0 = 1$ g (Figura 11 e Figura 12).

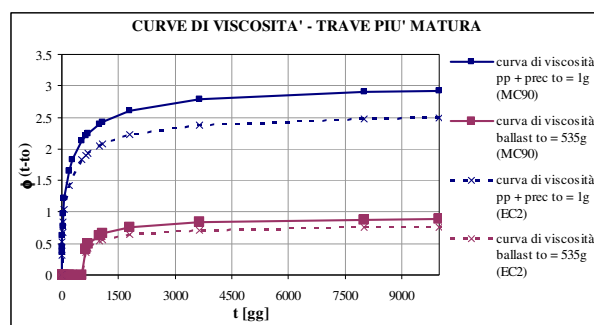


Figura 11 - Curve di viscosità per la trave più matura valutate mediante EC2 e MC90 per $t_0 =$ istante di applicazione di peso proprio e precompressione e per $t_0 =$ istante di posa massiccata.

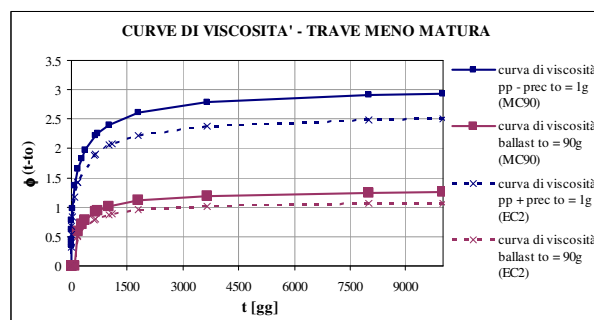


Figura 12 - Curve di viscosità per la trave meno matura valutate mediante EC2 e MC90 per $t_0 =$ istante di applicazione di peso proprio e precompressione e per $t_0 =$ istante di posa massiccata.

Sono state riportate nella seguente tabella (Tabella 5) le deformazioni viscosi ricavate per la trave più matura e per quella meno matura nell'ipotesi di umidità relativa del 75% e perdite per fluage del calcestruzzo comprese; quindi si è valutata la variazione prodotta rispetto al caso precedentemente trattato, che, per semplicità, viene chiamato **a** nel proseguimento dell'analisi.

Tabella 5 - Deformazioni viscosi valutate secondo il caso **b** descritto nel presente paragrafo, rapportate a quelle determinate nel caso **a**, in funzione delle due normative considerate.

comprese perdite RH=75%	Deformazioni viscosi caso b			
	Trave più matura		Trave meno matura	
	EC2	MC90	EC2	MC90
$\frac{\epsilon_v(b) - \epsilon_v(a)}{\epsilon_v(a)} \%$	-5.94%	-4.87%	+42.30%	+42.44%

Dalla tabella si può osservare un decremento delle deformazioni in mezzeria di circa il 5% per quel che concerne la trave più matura e un incremento di circa il 42% relativamente alla trave meno matura: tale differenza discende dalla particolare pendenza che presentano le curve di viscosità delle due travi nell'intervallo t_1 (data di regolazione binari) e t_2 (data del passaggio del treno di misura), e dal fatto che il contributo alle deformazioni dovuto alla posa della massiccata assume segno opposto a quello dovuto ai restanti carichi. Si riporta, a tale proposito, la seguente figura, in cui si è evidenziata la pendenza delle due curve di viscosità nell'intervallo di tempo considerato.

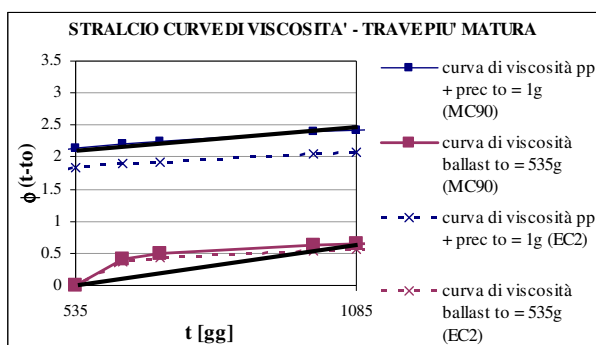


Figura 13 - Pendenza delle curve di viscosità relative ai carichi permanenti portati e al carico della massciata, nell'intervallo di tempo tra regolazione binario e passaggio treno di misura.

Si sono quindi ricavate le curvatures della trave, nei vari casi esaminati, e da queste, integrando due volte, gli spostamenti che vengono riportati nella

Tabella 6 insieme a quelli già definiti per il caso **a** nella Tabella 3:

Tabella 6 - Quadro riassuntivo degli spostamenti calcolati per le tipologie di travi analizzate (caso **b**).

		Trave più matura		Trave meno matura	
		EC 2	MC90	EC 2	MC90
		to = 1 g.	to = 1 g.	to = 1 g.	to = 1 g.
RH = 75%	caso a - RH = 75%	0.546	0.646	1.373	1.611
	caso b - RH = 75%	0.521	0.622	1.814	2.131
Variazione percentuale		-4.51%	-3.70%	32.12%	32.25%

Si è osservato che le contrefrecce in mezzzeria, ricavate secondo un'analisi puramente teorica, portano nel caso **b** a valori compresi tra 0.521 mm (trave più matura - EC2 - RH = 75%) a 2.131 mm (trave meno matura - MC90 - RH = 75%), nel caso di perdite di tensione per fluage nel cls avvenute. Nel caso **b** si ha quindi un incremento dello spostamento calcolato al massimo pari al 32% di quello valutato nel caso **a** nelle stesse condizioni.

Dal momento che, relativamente al caso **a**, nelle condizioni peggiori gli spostamenti massimi calcolati in media raggiungevano il 50% dei valori medi misurati dal treno Archimede, nel caso **b**, nelle stesse condizioni di umidità relativa e di tensioni, si arriverebbe a valori pari a circa il 65% di quelli misurati.

5 VERIFICHE

5.1 Condizioni di sicurezza dell'impalcato

Le ipotesi di viscosità fatte dal Progettista nel progetto dell'impalcato prevedevano atmosfera umida con un tempo t_0 di applicazione del carico pari a 1g e una classe di consistenza del calcestruzzo pari a S3. Il coefficiente di viscosità a tempo infinito definito è pari a:

$$\varphi_{\text{visc,h}} = 2.81 \quad (3)$$

valore molto simile a quelli teorici ricavati nel presente studio (coefficienti variabili tra 2.498 e 2.929 utilizzati nei calcoli con EC2 e MC90 (RH = 75%) fin qui descritti). D'altro canto

non è dato sapere il valore reale del coefficiente di viscosità, e comunque non si ritiene possibile imputare gli spostamenti misurati a valori molto diversi di tale coefficiente rispetto a quelli ricavati analiticamente.

Le differenze riscontrate tra il ϕ_{1-2} teorico a tempo infinito e il $\tilde{\phi}_{1-2}$ reale sono probabilmente ascrivibili non a un incremento assoluto delle componenti viscosse $\phi(h, t_0)$, ma a una diversa evoluzione delle curve di viscosità nell'intervallo di tempo in esame.

Comunque, imponendo, in favore di sicurezza, un coefficiente viscoso a tempo infinito anche pari a:

$$\varphi_{\text{visc,h}} = 4 \quad (4)$$

molto maggiore di quello ipotizzabile per calcestruzzi delle caratteristiche di quello utilizzato per il monocassone in esame, si otterrebbe il mantenimento della sezione di mezzzeria interamente compressa in condizioni di esercizio ($\sigma_{c,\text{intr}} = 0.01$ MPa), condizione imposta dalla normativa ferroviaria [3].

5.2 Condizioni di sicurezza di marcia dei convogli ferroviari

Il valore dello spostamento reale massimo atteso a tempo infinito, pari a 13.2 mm (par. 4), è stato confrontato con quelli previsti dall'Eurocodice [4]. Tale documento considera i seguenti 3 livelli di difettosità del binario:

- **Safety Limit (SL):** si riferisce al valore che, se superato, richiede riduzioni immediate della velocità di transito dei treni o la chiusura della linea fino alla riparazione del difetto;
- **Intervention Limit (IL):** si riferisce al valore che, se superato, richiede misure correttive affinché non venga raggiunto il livello di sicurezza prima della successiva ispezione;
- **Alert Limit (AL):** si riferisce al valore che, se superato, richiede che le condizioni geometriche del binario siano analizzate e considerate nelle regolari operazioni di manutenzione del binario.

Relativamente ai 3 livelli sopracitati, l'Eurocodice fornisce le seguenti tabelle di valori limite per il livello longitudinale (Tabella 7, Tabella 8 e Tabella 9), considerando due distinti domini in funzione della lunghezza d'onda del difetto.

Tabella 7 - Livello longitudinale - SL - Difetti isolati - Dal valor medio ottenuto dal rilievo del binario al valore di picco (p.to 8.3 prEN 13848-5.9).

Speed (in km/h)	Wavelength domain [mm]	
	D1 (3 < λ ≤ 25 m)	D2 (25 < λ ≤ 70 m)
V ≤ 80	29	N/A
80 < V ≤ 120	26	N/A
120 < V ≤ 160	24	N/A
160 < V ≤ 220	20	33
220 < V ≤ 300	17	28

Tabella 8 - Livello longitudinale - IL - Difetti isolati - Dal valor medio ottenuto dal rilievo del binario al valore di picco (p.to B.2.2 prEN 13848-5.9).

Speed [km/h]	Wavelength domain [mm]	
	D1 ($3 < \lambda \leq 25$ m)	D2 ($25 < \lambda \leq 70$ m)
$V \leq 80$	16-20	N/A
$80 < V \leq 120$	12-18	N/A
$120 < V \leq 160$	10-17	N/A
$160 < V \leq 220$	9-14	18-23
$220 < V \leq 300$	8-12	16-20

Tabella 9 - Livello longitudinale - AL - Difetti isolati - Dal valor medio ottenuto dal rilievo del binario al valore di picco (p.to B.3.2 prEN 13848-5.9).

Speed [km/h]	Wavelength domain [mm]	
	D1 ($3 < \lambda \leq 25$ m)	D2 ($25 < \lambda \leq 70$ m)
$V \leq 80$	12-18	N/A
$80 < V \leq 120$	10-16	N/A
$120 < V \leq 160$	8-15	N/A
$160 < V \leq 220$	7-12	14-20
$220 < V \leq 300$	6-10	12-18

Nel caso in esame, per una velocità della linea di 300 km/h e per una lunghezza d'onda di 25 m (pari all'interasse pile), i valori di riferimento sono quelli selezionati nelle tre tabelle: ovvero 17 mm per il Safety Limit, 8-12 mm per l'Intervention Limit e 6-10 mm per l'Alert Limit: pertanto il valore di spostamento atteso a tempo infinito, pari a 13.2 mm, si attesta poco al di sopra del valore minimo del campo di valori $[\pm 6 \rightarrow 12; \pm 10 \rightarrow 20]$ previsti per il livello di allerta (AL), il quale, comunque, non implica alcuna riduzione della velocità della linea.

6 COMFORT DEI PASSEGGERI

Quando la velocità della linea è superiore ai 220 km/h, per evitare rischi di risonanza l'Istruzione I/SC/PS-OM/2298 "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo" [3] stabilisce al punto 1.4.2.4 il limite dell'accelerazione verticale massima dell'impalcato a una generica velocità V:

$$A_{V \max} \leq 3.5 \text{ m/s}^2 \quad \text{nel campo di frequenze tra 0 e 20 Hz}$$

Per fare una prima valutazione approssimata degli effetti delle variazioni di livello sull'impalcato in termini di accelerazione verticale sul convoglio ferroviario, senza portare in conto le caratteristiche dinamiche del convoglio stesso (runnability completa), si è determinata l'accelerazione massima prodotta dal passaggio dei treni reali sull'impalcato, mediante un'analisi di risonanza, e a questa si è sommata l'accelerazione verticale dovuta all'andamento irregolare del piano di rotolamento dell'impalcato; si è confrontato, infine, il valore ottenuto con quello ammissibile.

L'analisi di risonanza è stata condotta considerando il transito del treno ETR500 a velocità variabili dalla quasi statica (20 km/h) a quella di progetto della linea in esame, pari a 300 km/h, con incrementi di velocità pari a 5 km/h.

A seguire si riporta, in

Figura 14, l'andamento delle accelerazioni prodotte nella mezzeria dell'impalcato in funzione della velocità: il valore massimo si raggiunge a 300 km/h ed è pari a 0.31 m/s^2 ,

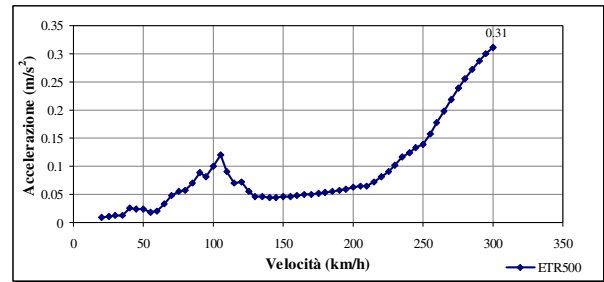


Figura 14 - Andamento dell'accelerazione in mezzeria al variare della velocità per il treno ETR500 a velocità 20/300 km/h.

ed in Figura 15 l'andamento dell'accelerazione in funzione del tempo per la velocità massima di 300 km/h:

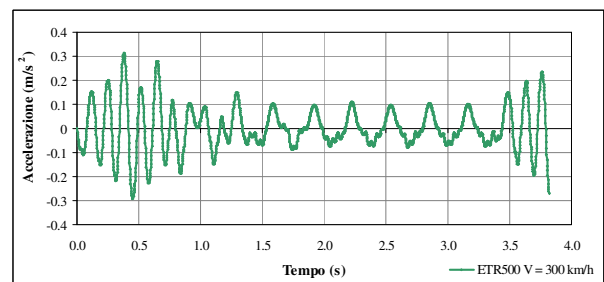


Figura 15 - Andamento dell'accelerazione in mezzeria al variare del tempo per il treno ETR500 a velocità 300 km/h.

Successivamente si è valutata l'accelerazione verticale di un corpo rigido che anziché muoversi su una traiettoria rettilinea orizzontale percorra una traiettoria irregolare a causa della variazione del livello longitudinale del binario come quella evidenziata dalle misure sperimentali. Per far ciò si è approssimata il difetto del binario con una funzione armonica sinusoidale caratterizzata dalla seguente equazione:

$$y(x) = A \cos(\alpha x) \quad (5)$$

Considerando la relazione che lega lo spostamento al tempo, si ottiene la seguente espressione:

$$y(t) = -\frac{s_{\max}}{2} \cos\left(\frac{2\pi V}{L} t\right) + \frac{s_{\max}}{2} \quad \text{con } s_{\max} = 4 \text{ mm.} \quad (6)$$

Sono stati così determinati spostamento $y(t)$, velocità $y'(t)$ e quindi l'accelerazione $y''(t)$ rappresentati sulla campata da 25 m (Figura 16).

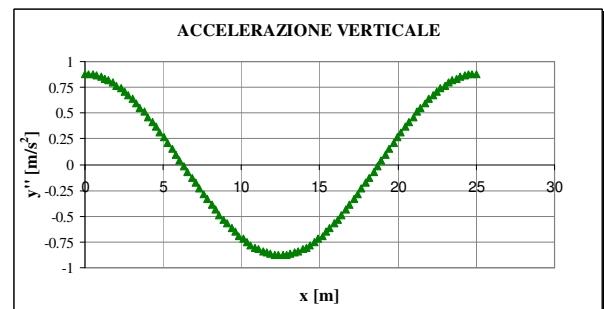


Figura 16 - Andamento componente verticale dell'accelerazione di un corpo rigido che si muove sull'impalcato.

L'accelerazione massima ricavata è stata pari a 0.877 m/s^2 , che, sommata a quella dell'analisi dinamica, ha fornito un'accelerazione massima pari a:

$$a_{\max} = 0.877 + 0.31 = 1.187 \text{ m/s}^2 \quad (7)$$

ben al di sotto del valore ammissibile pari a 3.5 m/s^2 .

Ripetendo le medesime calcolazioni considerando uno spostamento verticale del binario nella mezzeria della campata a tempo infinito pari a:

$$s_{\text{ri}} = 13.2 \text{ mm} \quad (\text{cfr. par. 4}) \quad (8)$$

Si ricava un'accelerazione massima pari a 2.89 m/s^2 e conseguentemente l'accelerazione complessiva risulta pari a:

$$a_{\max\text{ri}} = 2.89 + 0.31 = 3.2 \text{ m/s}^2 \quad (9)$$

7 CONCLUSIONI

Dall'analisi eseguita sono emerse le seguenti conclusioni:

1. L'analisi condotta sulle cause del fenomeno riscontrato dal treno di misura Archimede al disopra del viadotto Santhià ha permesso di valutare la rilevanza del fenomeno viscoso, particolarmente importante per questa tipologia di impalcato completamente prefabbricato a piè d'opera. La valutazione dell'evoluzione temporale di tale spostamento fino a tempo infinito è stata effettuata basandosi sulle curve di viscosità fornite dalle più evolute normative tecniche internazionali. L'entità dello spostamento atteso a tempo infinito è stata cautelativamente amplificata in modo proporzionale al rapporto fra i valori di spostamento misurato e quello "spiegato" dalla teoria della viscosità. Il valore così ottenuto, largamente cautelativo per quanto spiegato nel testo, è stato utilizzato per effettuare le verifiche a tempo infinito, sia della sicurezza di marcia dei convogli (difettosità di livello del binario, con conseguente rischio di svio), sia in termini di comfort di marcia per il passeggero (accelerazione in cassa). Tutti i risultati di queste valutazioni sono risultati all'interno dei limiti ammissibili. Parallelamente è stato verificato che, dal punto di vista strutturale (verifiche strutturali dell'impalcato), ci fossero dei margini di sicurezza residui tali da garantire la precompressione totale nella sezione di mezzeria ($\sigma_{c,\min} \geq 0$) anche nell'ipotesi di un coefficiente

di viscosità più grande del 40% di quello assunto in progetto (ipotesi evidentemente molto cautelativa).

2. La particolare tipologia del viadotto esaminato, un monocassone monolitico completamente prefabbricato a piè d'opera, non permette l'attenuazione degli effetti viscosi, garantita dalla presenza di una soletta di completamento, di cui beneficiano altre tipologie d'impalcato in c.a.p. adottate per viadotti ferroviari.
3. L'analisi teorica effettuata ha condotto a valori di calcolo dello spostamento in mezzeria, imputabile all'effetto di deformazione viscosa, dell'ordine del 50% ÷ 65% di quelli misurati effettivamente. Lo scostamento tra valori teorici e valori misurati è probabilmente ascrivibile all'inevitabile approssimazione delle curve teoriche di fluage che tendono a rappresentare schematicamente la complessa realtà fisica; il livello di approssimazione è stato comunque ritenuto soddisfacente.
4. Il fenomeno emerso è stato sicuramente enfatizzato dalla rapidità del processo costruttivo e di posa del binario.
5. Da sottolineare, infine, che tali difettosità di livello potranno essere eliminate in qualsiasi momento, mediante una nuova livellazione del binario, livellazione di cui a oggi non si è evidenziata la necessità, essendo rispettati tutti i limiti connessi alla sicurezza e al comfort di marcia.

BIBLIOGRAFIA

- [1]. Eurocodice EN 1992-1-1, Dicembre 2004: "Design of concrete structures: general rules and rules for buildings" e Eurocodice prEN 1992-2, Giugno 2005: "Design of concrete structures: ponti".
- [2]. Model Code CEB – FIB '90.
- [3]. Istruzione I/SC/PS-OM/2298, Gennaio 1997: "Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo".
- [4]. Eurocodice prEN 13848-5.9 - Railway applications - Track geometry quality - Part 5: Geometric quality assessment - Versione Agosto 2004.

PROVE DI CARICO SU PILASTRI PREFABBRICATI GIUNTATI TRAMITE FERRI DI RIPRESA INGHISATI

Nerio Tullini¹, Luisfilippo Lanza²

¹ Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Ingegneria, Università di Ferrara

² Tecnico Laureato, Laboratorio Prove Materiali e Strutture, Dipartimento di Ingegneria, Università di Ferrara

SOMMARIO

Nella presente nota si riportano gli esiti della sperimentazione svolta su pilastri prefabbricati giuntati tramite ferri di ripresa inghisati. I risultati sperimentali sono stati confrontati con le indicazioni progettuali riportati nell'Eurocodice.

SUMMARY

In the present paper the results of a set of experimental tests concerning the behaviour of precast column-to-column connection through non-contact lap splices are reported. Experimental tests are compared with Eurocode specifications.

1. INTRODUZIONE

Nelle costruzioni ad ossatura prefabbricata il sistema di unione tra gli elementi determina in modo sostanziale le condizioni di funzionamento statico del sistema strutturale; per di più la connessione deve garantire un adeguato comportamento in servizio ed essere facilmente realizzabile. La progettazione dei collegamenti costituisce pertanto uno degli aspetti più importanti della progettazione e le proposte di tipologie di unione tra gli elementi sono sempre state molto numerose [1, 2]. Inoltre le moderne disposizioni normative sulle costruzioni in zona sismica richiedono sistematicamente un'adeguata duttilità strutturale ed il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze (*capacity design*). Nella consolidata esperienza neozelandese si prevede la realizzazione di telai prefabbricati le cui unioni emulano un nodo gettato in opera [3-6], di conseguenza l'ampia esperienza già accumulata per le unioni gettate in opera si può estendere alle unioni di elementi prefabbricati.

Nelle unioni tra segmenti di pilastro, o tra pilastro e fondazione, si possono adottare giunti in cui le barre longitudinali sono opportunamente sovrapposte [1-10], oppure unite all'interno di manicotti riempiti in opera con malta [4] ovvero tramite idonei dispositivi in acciaio [11, 12]. Nelle ultime due tipologie occorrono minori tolleranze di posa rispetto alla prima soluzione. Tuttavia tali unioni rappresentano una valida alternativa alle soluzioni tradizionali, come ad esempio quelle che prevedono pilastri monolitici a tutta altezza o inseriti in plinti a pozzetto.

Nella Figura 8.11 riportata in [1] (si veda anche [2]) la continuità dell'armatura nell'unione tra pilastri viene assicurata inserendo le barre longitudinali superiori, opportunamente piegate, all'interno di tubi corrugati predisposti all'interno del pilastro inferiore, che vengono

successivamente riempiti con malta. Il passo delle staffe viene ridotto nella zona di piegatura e su tutta la lunghezza di sovrapposizione delle barre d'armatura. Nonostante la semplicità della soluzione proposta le indagini sperimentali svolte su tale tipologia di unione sono state limitate. Ad esempio in [7] sono descritte alcune prove di pressoflessione e si dimostra come tale giunto abbia una resistenza paragonabile a quella di un'analogia unione monolitica, ma la rottura si concentra nel solo giunto di separazione. In [8] sono invece riportati gli esiti di alcune prove cicliche, anche in questo caso il danno non si estende lungo la colonna, come avviene per un'unione gettata in opera, ma si concentra nella zona di separazione tra gli elementi. Nelle sperimentazioni svolte in [7, 8] i pilastri indagati avevano lato 200 mm e su un segmento di pilastro erano stati predisposti quattro tubi corrugati aventi diametro di 50 mm. Le dimensioni dei provini sottoposti ad indagine non appaiono pertanto realistiche.

Nella Figura 5.35 riportata in [4] si propone un'unione più elaborata, le barre longitudinali inferiori sono inghisate all'interno di tubi corrugati disposti nel pilastro superiore; in adiacenza ad ogni condotto vengono poi collocate due barre di diametro minore, ma la cui area deve essere complessivamente maggiore di quella della barra inghisata. In tale tipologia di unione le staffe devono presentare diametri di piegatura sufficientemente ampi per poter racchiudere i tubi corrugati. Una tipologia di unione simile è stata indagata in [10], dove si riportano gli esiti di alcune prove cicliche svolte su pilastri, aventi lato 400 mm, connessi con la fondazione tramite diversi sistemi, anche in questo caso la soluzione con barre inghisate non comporta variazioni di resistenza rispetto alle soluzioni tradizionali ed il danno si localizza nel giunto; inoltre, a fronte di una duttilità adeguata, si è osservata una minore capacità dissipativa.

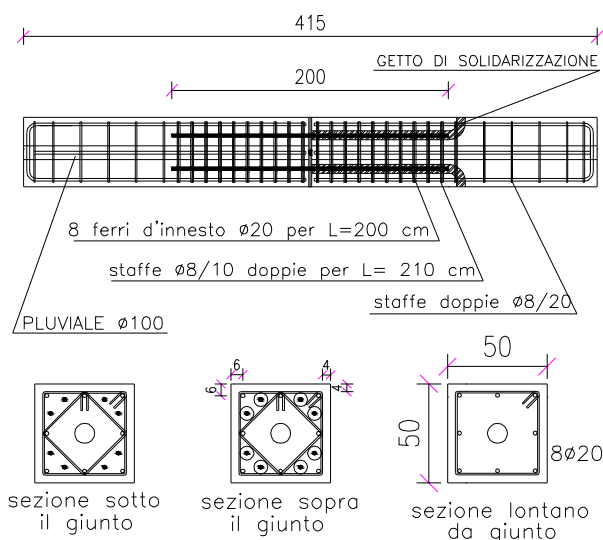


Figura 1 - Disposizione delle armature negli elementi sottoposti alle prove di carico.

Nella presente comunicazione sono riportate alcune valutazioni degli esiti delle prove di carico effettuate su elementi prefabbricati di c.a., di lato 50 mm, giuntati tramite ferri di ripresa inghisati (Fig. 1). Le prove sono state eseguite presso il Laboratorio Prove Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria di Ferrara. Gli elementi sottoposti alle prove di carico sono stati sollecitati a trazione, flessione semplice e ciclica, pressoflessione, taglio. Ad eccezione della prova di trazione, la sezione avente resistenza minore è stata individuata in corrispondenza della sezione giuntata.

2. DESCRIZIONE DEL SISTEMA DI GIUNZIONE

La giunzione di pilastri prefabbricati in c.a. avviene tramite sovrapposizione delle barre longitudinali in corrispondenza del giunto, come descritto nel disegno riportato in Figura 1. I ferri di ripresa vengono posizionati all'interno della gabbia d'armatura del pilastro "Maschio" tramite dime metalliche riutilizzabili e trovano alloggiamento nei tubi corrugati d'acciaio disposti nel pilastro "Femmina". Dopo la realizzazione dei singoli elementi prefabbricati si esegue l'unione dei pilastri iniettando malta all'interno dei tubi corrugati. Il giunto di separazione tra le sezioni di estremità dei pilastri prefabbricati, avente spessore di 10 mm, viene riempito di malta nello stesso momento in cui avviene l'iniezione di malta nei tubi corrugati. Le barre longitudinali ed i ferri di ripresa hanno diametro di 20 mm e la lunghezza di sovrapposizione è di almeno 2.0 m (Fig. 1). Inoltre, nella zona di sovrapposizione si prevede un doppio ordine di staffe, con forma quadrata e a rombo, aventi diametro 8 mm e passo 100 mm per una lunghezza di almeno 2.1 m (Fig. 1). Il ricoprimento delle staffe è non inferiore a 40 mm, quindi i baricentri delle barre longitudinali disposte sul perimetro distano dai lati di circa 60 mm. I tubi corrugati d'acciaio hanno diametro esterno di 63 mm, spessore pari a 0.8 mm e sono collocati a cavallo di due barre longitudinali; l'impiego di dime e contro-dime metalliche ha consentito di collocare con precisione sia i ferri di ripresa che i tubi corrugati, garantendo così una distanza minima tra i lati ed il baricentro dei ferri di ripresa circa pari a 80 mm.

La disposizione dell'armatura riportate in Figura 1 rispetta le indicazioni del paragrafo 8 di [13], in particolare quelle concernenti la sovrapposizione delle barre, in quanto ad ogni ferro di ripresa inghisato corrispondono almeno due barre longitudinali disposte in modo tradizionale.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

In occasione di ogni giorno di getto degli elementi prefabbricati è stato prelevato dall'impasto un quantitativo adeguato di conglomerato cementizio per la confezione di almeno due cubetti. Le prove sui cubetti di conglomerato cementizio sono state eseguite il giorno della prova di carico. Eseguendo la media su tutti i valori dei prelievi si ricava che la resistenza cubica media a 28 giorni $R_{cm}(28) = 65$ MPa, mentre con riferimento al giorno della prova di carico $R_{cm} = 70$ MPa; quindi il conglomerato cementizio utilizzato può essere classificato come C50/60. Per la malta di inghisaggio la resistenza cubica media è risultata pari 76 MPa.

Le barre di diametro 20 mm sono state qualificate come acciaio B450C, avente tensione di snervamento $f_{ym} = 517$ MPa, tensione di rottura $f_{tm} = 633$ MPa e deformazione ultima di picco $e_u = 70\%$. Per l'acciaio si adotta, nelle analisi che seguono, un diagramma elastico-incrudente.

4. PROVA DI TRAZIONE

Il provino è stato collocato sul pavimento del laboratorio interponendo alcuni rulli d'acciaio del diametro di 50 mm ed è stato sollecitato tramite due carichi posti a contrasto sulle selle dell'elemento (Fig. 2). Il carico è stato realizzato facendo uso di due martinetti idraulici da 1000 kN. Preliminarmente è stato effettuato un ciclo di carico tra 0 e 150 kN, poi gli incrementi di carico sono stati applicati in modo da pervenire alla rottura in circa 2 ore.

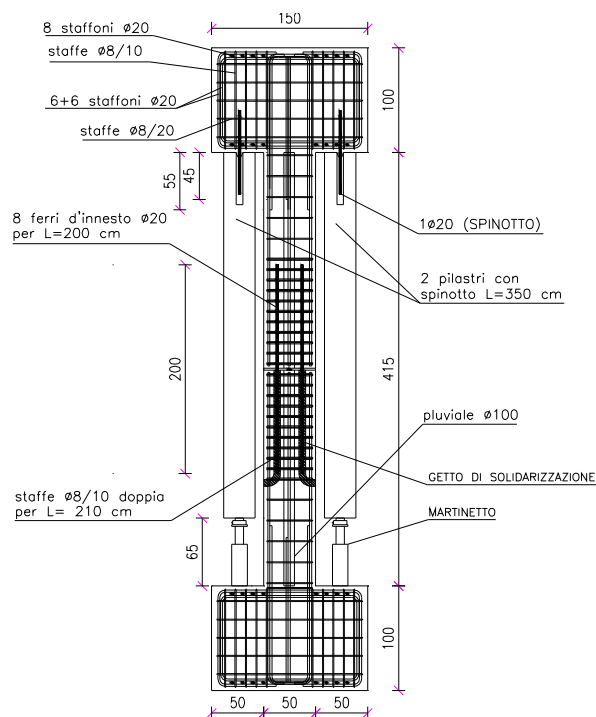


Figura 2 - Prova di trazione: vista in pianta del provino.

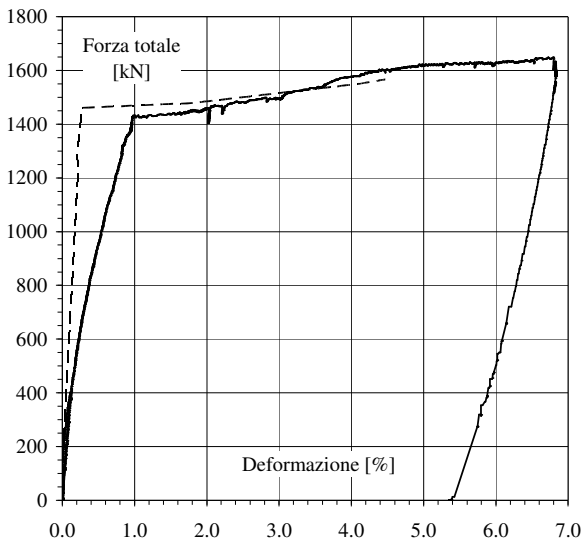


Figura 3 - Prova di trazione: deformazioni in corrispondenza del giunto.

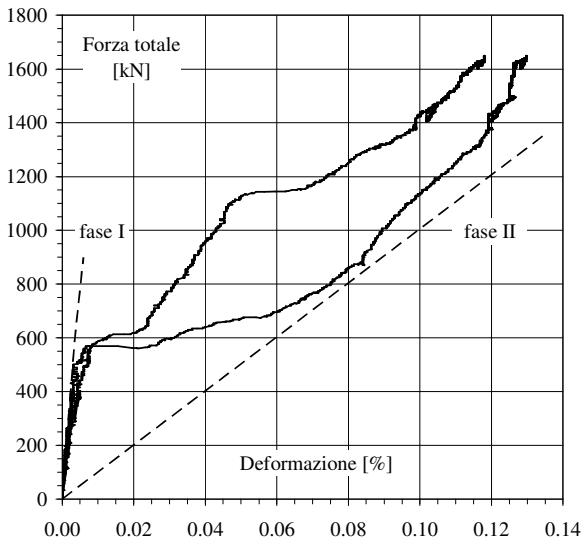


Figura 4 - Prova di trazione: deformazioni nella zona di sovrapposizione del segmento "Femmina".

La prova di trazione accerta l'efficacia del sistema di trasferimento degli sforzi di trazione nella zona di sovrapposizione. Gli esiti della prova di laboratorio confermano l'efficienza del sistema di giunzione; infatti la fessurazione si è concentrata nella sezione di separazione degli elementi prefabbricati e tra la zona in cui terminava il raddoppio delle barre disposte sui lati e prima dell'inizio della zona di inghisaggio, dove in effetti è avvenuta la rottura delle barre. La zona di sovrapposizione non presentava un significativo quadro fessurativo. Il massimo carico è risultato pari a 1672 kN, a cui corrisponde una tensione di trazione nelle barre pari a 666 MPa, con un incremento del 5 % rispetto alla tensione di rottura f_{tm} determinata sugli spezzoni di barre.

Nelle Figure 3 e 4 sono riportati, al variare dello sforzo normale totale applicato al provino, gli andamenti delle deformazioni misurate all'estradosso del provino in

corrispondenza del giunto e nella zona di sovrapposizione del segmento "Femmina".

In Figura 3 viene anche rappresentata, con la linea tratteggiata, la stima della deformazione delle barre d'estradosso considerando la sezione del giunto costituita dalle sole barre inghisate. La differenza tra la deformazione misurata e quella stimata è imputabile allo scorrimento tra barre e calcestruzzo circostante, circa pari a 0.73% in corrispondenza dello snervamento delle barre inferiori.

In Figura 4 si riportano anche le rette corrispondenti alla sezione interamente reagente (fase I) e fessurata (fase II costituita complessivamente da 16 barre di diametro 20 mm). Pertanto nella zona di sovrapposizione si ha il tipico comportamento di un tirante di c.a., ossia superato il valore dello sforzo normale di prima fessurazione le deformazioni tendono gradualmente alla retta di fase II. Risultati analoghi sono stati rilevati anche nella zona di sovrapposizione del segmento "Maschio".

5. PROVA DI FLESSIONE

Nella prova di flessione il provino è stato sollecitato con due carichi verticali, disposti ad una distanza di 0.60 m rispetto alla mezzeria della trave ed a 1.40 m dagli appoggi. La prova è stata condotta in controllo di carico. Preliminarmente il carico è stato applicato ciclicamente 3 volte, con una forza sul singolo martinetto compresa tra 0 e 50 kN, e tra 0 e 75 kN nell'ultimo ciclo, successivamente gli incrementi di carico sono stati applicati in modo da pervenire a rottura in circa 45 minuti. La rottura si è concentrata nella sezione di separazione degli elementi prefabbricati, con snervamento e rottura delle barre di armatura inferiori. Il momento flettente massimo è risultato pari a 352 kNm. Con riferimento al diagramma delle deformazioni di Figura 5, si possono assumere le seguenti deformazioni e tensioni alla quota delle barre di armatura:

$$\begin{aligned} \epsilon_1 &= 51.8 \text{ ‰}, & \sigma_1 &= 566 \text{ MPa}, \\ \epsilon_2 &= 41.9 \text{ ‰}, & \sigma_2 &= 556 \text{ MPa}, \\ \epsilon_3 &= 13.7 \text{ ‰}, & \sigma_3 &= 528 \text{ MPa}, \\ \epsilon_4 &= 3.90 \text{ ‰}, & \sigma_4 &= 518 \text{ MPa}, \\ \epsilon_{cu} &= 7.40 \text{ ‰} & & \text{(valore misurato)} \end{aligned}$$

da cui segue una profondità dell'asse neutro pari a $x = 53 \text{ mm}$, valore minore della profondità delle fessure orizzontali presenti in zona compressa al termine della prova, e un momento resistente di calcolo pari a $M_{Rm} = 315 \text{ kNm}$, inferiore di 10.5% rispetto al momento misurato. La differenza tra la deformazione massima stimata ($\epsilon_1 = 51.8 \text{ ‰}$) e quella misurata ($\epsilon_1 = 77 \text{ ‰}$) è anche in questo caso imputabile allo scorrimento tra barre d'armatura e calcestruzzo circostante.

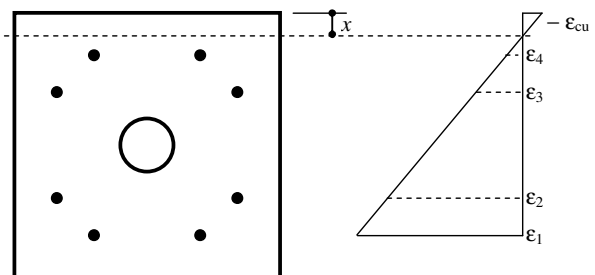


Figura 5 - Prova di flessione: diagramma delle deformazioni a rottura.

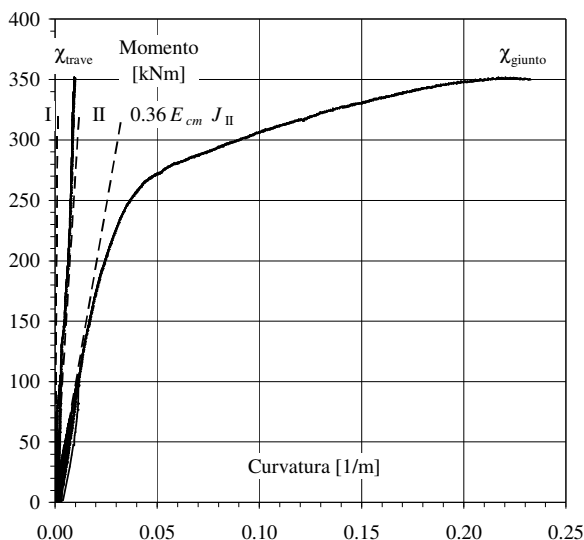


Figura 6 - Prova di flessione: diagramma momento-curvatura in corrispondenza del giunto (χ_{giunto}) e sulla trave in adiacenza al giunto (χ_{trave}).

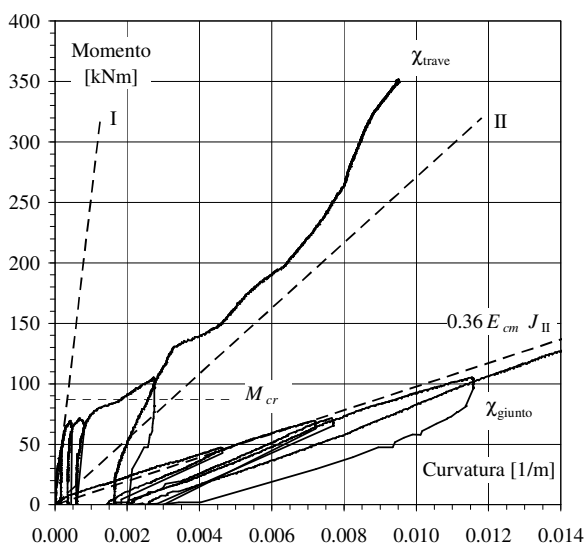


Figura 7 - Particolare della Figura 6.

Nelle Figure 6 e 7 sono riportati i diagrammi momento-curvatura misurati in corrispondenza del giunto (χ_{giunto}) e sulla trave in adiacenza al giunto (χ_{trave}) nel tratto compreso tra i due carichi, sono inoltre riportate le rette che caratterizzano la sezione interamente reagente (fase I con pendenza $E_{ci} J_I$) e la sezione fessurata (fase II con pendenza $E_{cm} J_{II}$). La sezione in adiacenza al giunto si comporta come interamente reagente fino ad un valore del momento flettente di fessurazione M_{cr} , successivamente il diagramma χ_{trave} si raccorda alla retta di fase II fino al raggiungimento del momento di snervamento. In altro modo si comporta invece la sezione del giunto, la cui rigidezza è circa pari a $0.36 E_{cm} J_{II}$, ridotto rispetto alla rigidezza di fase II a causa dello scorrimento tra barre d'armatura inghisate e calcestruzzo circostante.

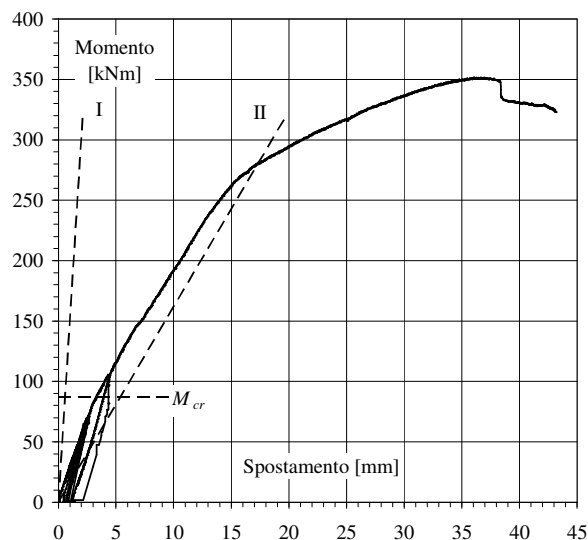


Figura 8 - Prova di flessione: diagramma momento-freccia.

Nella Figura 8 si riporta l'andamento dello spostamento misurato in mezzeria, le rette che caratterizzano la sezione interamente reagente (fase I) e la sezione fessurata (fase II). Per momenti flettenti maggiori di M_{cr} la freccia determinata sperimentalmente ha andamento parallelo alla retta di fase II. Pertanto, in presenza di un modesto sforzo normale, gli schemi statici da adottarsi nell'analisi strutturale dei pilastri dovrebbero tenere conto della maggiore deformabilità causata dall'introduzione del giunto, ma l'esiguo spessore non comporta sensibili variazioni della fraccia; conseguentemente la deformabilità dei pilastri giuntati può essere valutata con il momento di inerzia della sezione fessurata, ossia $J_{II} \cong 0.14 J_I$.

6. PROVA DI FLESSIONE CICLICA

Nella prova di flessione ciclica il provino è stato sollecitato con due carichi verticali, disposti ad una distanza di 0.40 m rispetto alla mezzeria della trave ed a 1.60 m dagli appoggi. La prova è stata condotta in controllo di carico e la rottura si è concentrata nella sezione di separazione degli elementi prefabbricati, con snervamento e rottura delle barre di armatura. Il momento flettente massimo è risultato pari a 268 kNm. Nella Figura 9 si riporta l'andamento dello spostamento s misurato in corrispondenza del carico, le rette che caratterizzano la sezione interamente reagente (fase I) e la sezione fessurata (fase II), l'andamento della curva involucro dei cicli di isteresi, i cui valori sono anche in Tabella 1.

Tabella 1 - Valori del diagramma involucro dei cicli di isteresi.

M [kNm]	s [mm]	drift [%]	χ [1/m]	M [kNm]	s [mm]	drift [%]	χ [1/m]
100	3.1	0.19	0.01	-101	-2.9	0.18	-0.02
201	8.1	0.51	0.04	-200	-8.0	0.50	-0.03
230	11.1	0.69	0.05	-230	-11.4	0.71	-0.06
248	14.8	0.93	0.09	-247	-13.9	0.87	-0.09
268	24.8	1.55	0.23	-264	-25.3	0.61	-0.24
256	35.0	2.19	0.37	-240	-33.4	0.81	-0.39
207	36.8	2.30	0.38	-223	-33.4	0.81	-0.39
213	46.3	2.89	0.53	-232	-55.5	1.34	-0.68
220	61.5	3.84	0.72				

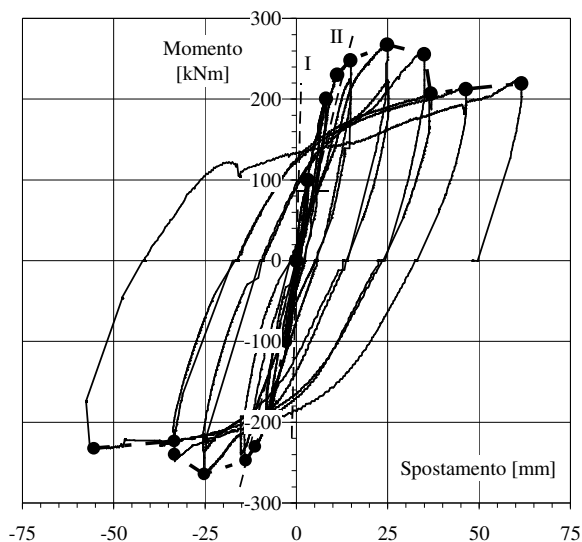


Figura 9 - Prova di flessione ciclica: cicli di isteresi momento-'spostamento sotto il carico'.

Dalla Tabella 1 si può osservare che in corrispondenza dello snervamento ($M_y \cong 230$ kNm) lo spostamento sotto il carico è pari a $s_y = 11.1$ mm; mentre per un momento di post picco di 256 kNm, e prima della rottura delle barre più esterne, lo spostamento può essere assunto pari a $s_u = 35.0$ mm (drift = 2.19 %). La duttilità strutturale è pertanto pari a $s_u/s_y = 35.0/11.1 = 3.1$ a cui corrisponde una duttilità sezionale $\chi_{ud}/\chi_y = 0.37/0.05 = 7.4$. Valutando invece lo spostamento in corrispondenza di un momento dopo quello di picco pari a 85% $M_u \cong 220$ kN si ha $s_u = 61.5$ mm (drift = 3.84 %), per cui la duttilità strutturale e sezionale diventano rispettivamente $s_u/s_y = 5.5$ e $\chi_{ud}/\chi_y = 14.4$. Pertanto, in corrispondenza di un drift pari a 2.5 %, rappresentativo della massima richiesta di spostamento relativo da parte del terremoto di progetto, il momento resistente si riduce meno del 15 %.

7. PROVA DI PRESSOFLESSIONE

Nella prova di pressoflessione il provino è stato sollecitato con due carichi verticali, disposti ad una distanza di 0.30 m rispetto alla mezzeria della trave ed a 1.40 m dagli appoggi. Il carico orizzontale è stato realizzato tramite la tesatura di 12 trefoli sguainati normali 0.5", ancorati a due piastre d'acciaio poste alle estremità del provino (Fig. 10 e 11). La forza orizzontale è stata misurata mediante due celle di carico, collocate all'interno della piastra d'ancoraggio dell'elemento "Femmina". Pertanto su tale elemento il carico è stato trasmesso in corrispondenza degli snodi sferici delle celle di carico. La piastra d'acciaio sull'elemento "Maschio" è stata invece posta a contatto diretto con l'elemento. La prova è stata condotta in controllo di carico verticale. Preliminarmente il carico verticale è stato applicato ciclicamente 3 volte, con una forza sul singolo martinetto compresa tra 0 e 70 kN. Successivamente gli incrementi di carico sono stati applicati in modo da pervenire a rottura in circa 30 minuti. La rottura si è concentrata nella sezione di separazione degli elementi prefabbricati, con rottura del calcestruzzo compresso (Fig. 12). il momento flettente massimo è risultato pari a 619 kNm in presenza di uno sforzo normale di 1741 kN,

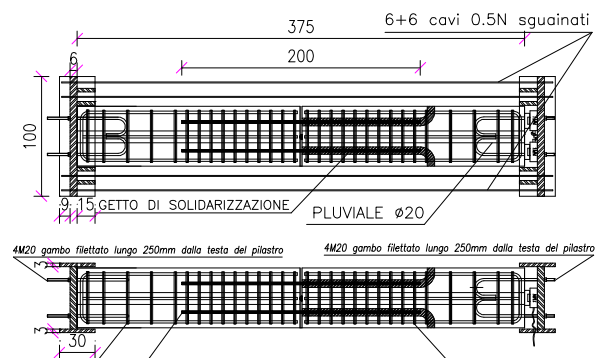


Figura 10 - Prova di pressoflessione: vista in pinata e laterale del provino.



Figura 11 - Prova di pressoflessione: foto del provino prima della prova.



Figura 12 - Prova di pressoflessione: Sezione di giunzione al termine della prova

Con riferimento al diagramma delle deformazioni di Figura 5 ed allo sforzo normale misurato al termine della prova, si possono assumere le seguenti deformazioni e tensioni alla quota delle barre di armatura:

$$\begin{aligned} \epsilon_1 &= 19.8 \text{ ‰}, & \sigma_1 &= 534 \text{ MPa}, \\ \epsilon_2 &= 15.5 \text{ ‰}, & \sigma_2 &= 530 \text{ MPa}, \\ \epsilon_3 &= 3.10 \text{ ‰}, & \sigma_3 &= 518 \text{ MPa}, \\ \epsilon_4 &= -1.20 \text{ ‰}, & \sigma_4 &= -248 \text{ MPa}, \\ \epsilon_{cu} &= 6.20 \text{ ‰} \quad (\text{valore misurato}) \end{aligned}$$

a cui corrisponde una profondità dell'asse neutro $x = 100 \text{ mm}$, pari alla profondità delle fessure orizzontali presenti in zona compressa al termine della prova, e un momento resistente di calcolo pari a $M_{Rm} = 613 \text{ kNm}$, poco inferiore al momento misurato. La differenza tra la deformazione massima misurata ($\epsilon_1 = 34 \text{ ‰}$) e quella stimata ($\epsilon_1 = 19.8 \text{ ‰}$) è imputabile allo scorrimento tra barre inghisate e calcestruzzo circostante.

Nella Figura 13 sono riportati i diagrammi momento-curvatura misurati in corrispondenza del giunto (χ_{giunto}), le rette che caratterizzano la sezione interamente reagente (fase I con pendenza $E_{cm} J_I$) e la sezione fessurata (fase II con pendenza $E_{cm} J_{II}$). La sezione del giunto si comporta come interamente reagente solo per piccoli valori del momento flettente, a partire invece dal valore del momento di fessurazione M_{cr} la rigidità diminuisce rispetto alla rigidità di fase II, a causa dello scorrimento tra barre d'armatura inghisate e calcestruzzo circostante.

Nella Figura 14 si riporta l'andamento dello spostamento misurato in corrispondenza del carico e le rette di fase I e II. Con uno sforzo normale circa pari a $0.20 f_{cd} A_c$, come quello ultimo misurato, una buona approssimazione della deformabilità dei pilastri giuntati può essere ottenuta adottando un momento di inerzia pari a $0.30 J_I$. Tale valore è in ottimo accordo con la prescrizione attribuite a pilastri gettati in opera riportate in [13]. Pertanto la maggiore deformabilità del giunto, avente però modesto spessore, non comporta significative variazioni di rigidità globale rispetto ad analoghi elementi non giuntati.

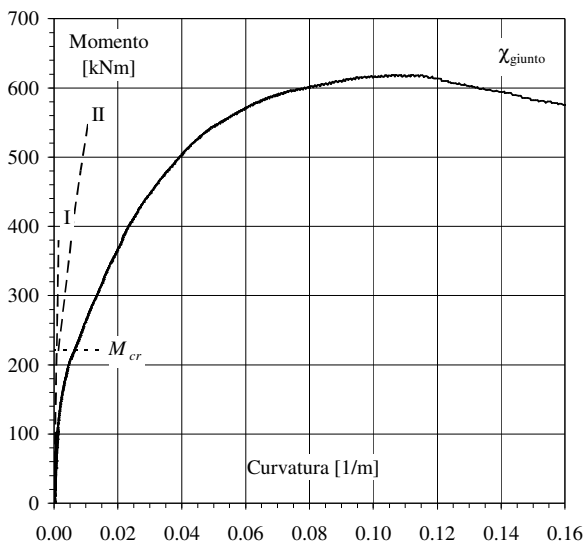


Figura 13 - Prova di pressoflessione: diagramma momento-curvatura in corrispondenza del giunto (χ_{giunto}).

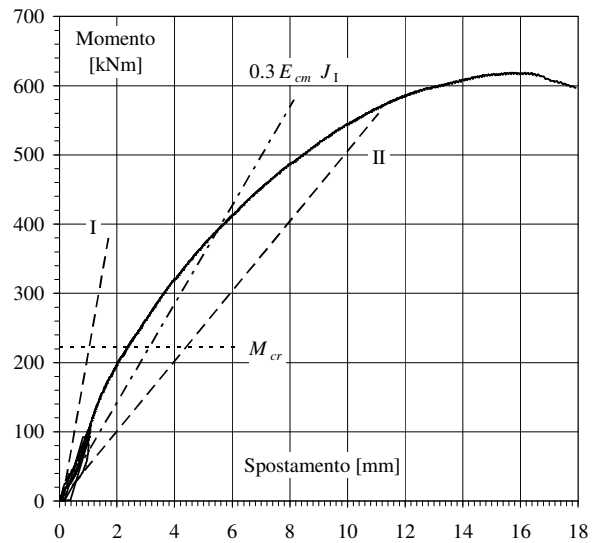


Figura 14 - Prova di pressoflessione: diagramma momento-spostamento sotto il carico.

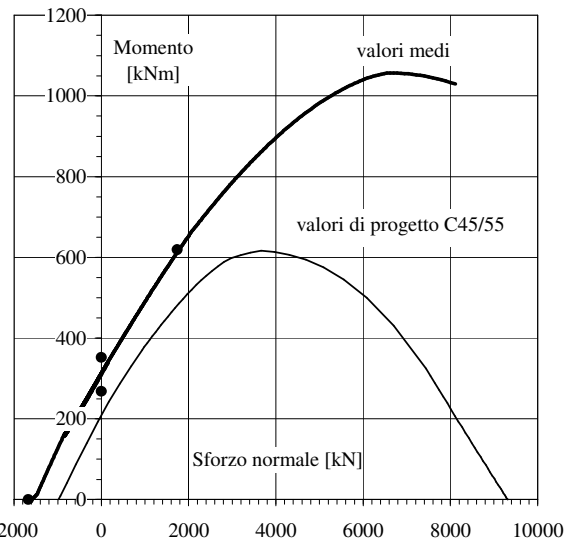


Figura 15 - Dominio sforzo normale N e momento flettente M .

8. DOMINIO DI RESISTENZA M-N

In Figura 15 i simboli indicano le coppie sforzo normale N e momento flettente M dedotte sperimentalmente nelle prove di trazione, flessione semplice, flessione ciclica e pressoflessione. Con riferimento alla sezione resistente di Figura 5, in Figura 15 sono riportati anche i domini di rottura $M-N$ adottando sia i valori di progetto corrispondenti a un conglomerato cementizio C45/55 ed acciaio tipo B450C con comportamento elastico-perfettamente plastico, sia i valori medi delle resistenze, come indicato nei paragrafi precedenti; in particolare i valori medi utilizzati per il conglomerato cementizio sono i seguenti:

$$f_{cm} = 57.0 \text{ MPa}, \quad \epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰}, \quad \epsilon_{cu2} = 7.0 \text{ ‰}.$$

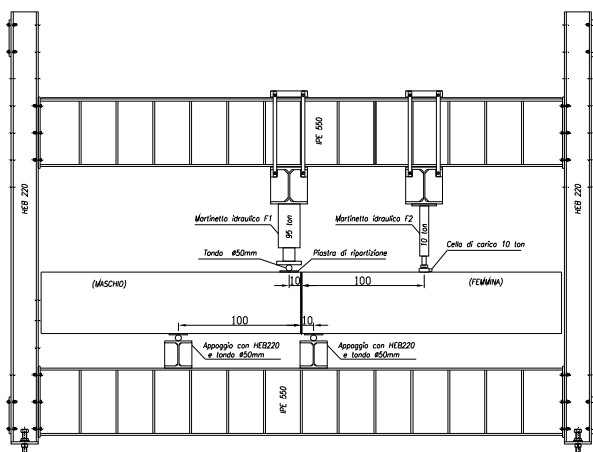


Figura 16 - Prova di taglio: disposizione del provino nel telaio di contrasto.

Come già segnalato in [7-10], la Figura 15 conferma che le connessioni effettuate con ferri di ripresa inghisati hanno una resistenza paragonabile a quelle realizzate in opera, ossia le caratteristiche di sollecitazione di progetto possono essere valutate con i metodi tradizionali della teoria statica del cemento armato riportati in [13].

9. PROVA DI TAGLIO

Il provino è stato sollecitato con due carichi verticali F_1 ed F_2 , disposti rispettivamente ad una distanza di 0.10 m e 1.00 m rispetto alla mezzeria del provino; le medesime distanze sono state assegnate anche agli appoggi (Fig. 16). Nella sezione di separazione degli elementi prefabbricati è stata rimossa la malta nel giunto per una profondità non inferiore a 25 mm, con lo scopo di ridurre il contributo alla resistenza a taglio fornita dall'attrito tra le facce degli elementi. La prova è stata condotta in controllo di carico effettuando diversi cicli di carico e scarico. Il carico verticale F_1 è stato realizzato con un martinetto idraulico avente portata nominale di 1000 kN, ma effettiva pari a 933 kN. Il carico verticale F_2 è stato invece realizzato con un martinetto idraulico avente portata nominale di 100 kN (effettiva pari a 101 kN).

In virtù della isostaticità dello schema statico di prova e trascurando il peso proprio del provino, è facile verificare che, nella sezione di separazione degli elementi prefabbricati, il taglio T ed il momento flettente M risultano:

$$T = 9/11 (F_1 + F_2),$$

$$M = 0.9/11 (F_1 - 10 F_2)$$

dove M è espresso in kNm se F_1, F_2 sono in kN. Il taglio massimo è stato di 747 kN in corrispondenza di uno spostamento medio di 7.6 mm e un momento di 5.7 kNm. Il diagramma taglio-'spostamento relativo' tra gli elementi è rappresentato nella Figura 17.

La massima forza tagliante che può essere trasmessa da tutte le barre di armatura che attraversano il giunto per effetto "spinotto" può essere calcolata ipotizzando lo snervamento a taglio tramite la seguente espressione:

$$F_{um} = 8 A_s(\Phi 20) f_{ym}/\sqrt{3} = 749 \text{ kN},$$

praticamente coincidente con il valore misurato.

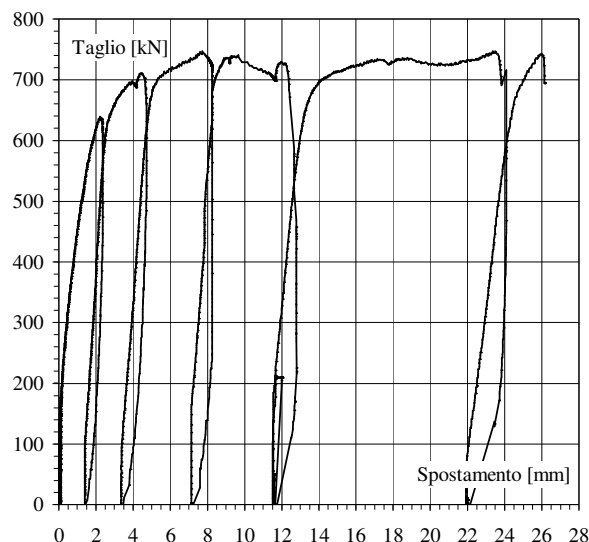


Figura 17 - Prova di taglio: spostamento relativo tra gli elementi.

10. CONCLUSIONI

L'esame della prova di trazione ha evidenziato che il trasferimento degli sforzi nella zona di sovrapposizione è completo ed efficiente; infatti la rottura del provino è avvenuta al di fuori della zona di sovrapposizione delle barre. Gli esiti delle prove di flessione semplice e pressoflessione hanno confermato che il sistema di giunzione consente il raggiungimento del momento flettente resistente correlato alla sezione di giunzione. L'esame della prova di taglio conferma che tutte le barre longitudinali che attraversano il giunto sono in grado di sviluppare un taglio resistente. Infine la prova di flessione ciclica mostra che il comportamento isteretico è stabile.

In conclusione l'esame dei risultati delle prove di carico permette di affermare che il sistema di giunzione di pilastri prefabbricati in c.a. descritto nella presente nota, e progettato in accordo con le disposizioni costruttive di [13], è efficace dal punto di vista della resistenza. Inoltre la maggiore deformabilità del giunto, avente però modesto spessore, non comporta significative variazioni di rigidità rispetto ad analoghi elementi non giuntati, di conseguenza anche per essi è possibile adottare le indicazioni riportate in [13].

Lo scorrimento delle barre di armatura inserite all'interno dei tubi corrugati deve essere oggetto di ulteriori indagini, prevedendo eventualmente un parziale inghisaggio al fine d'aumentare la capacità dissipativa dell'unione, come descritto in [14] e recentemente analizzato in [15].

RINGRAZIAMENTI

Le prove sperimentali sono state svolte nell'ambito di un progetto di ricerca finanziato dalla società "Prefabbricati Morri s.r.l." di Rimini.

BIBLIOGRAFIA

- [1] LEWICKI B. (Ed.) - 1982. *Progettazione di edifici multipiano industrializzati*. Milano, ITEC editrice.
- [2] FIP (Fédération Internationale de la Précontrainte) - 1990. *Handbook on practical design: Examples of the design of concrete structures*. Thomas Telford Ltd., London.
- [3] PARK R. - 1990. Precast concrete in seismic-resisting building frames in new Zealand. *Concrete International* **12** (11) 43-51. Traduzione italiana in *L'Industria Italiana del Cemento*, 1992, **4**, 292-293.
- [4] FIB (International Federation for Structural Concrete) - 2003. Seismic design of precast concrete building structures. *FIB Bulletin* No. 27, Lausanne, Switzerland.
- [5] RESTREPO J. I., PARK R., BUCHANAN A. H. - 1995. Tests on connections of earthquake resisting precast reinforced-concrete perimeter frames of buildings. *PCI Journal* **40** (4) 44-61.
- [6] RESTREPO J. I., PARK R., BUCHANAN A. H. - 1995. Design of connections of earthquake resisting precast reinforced-concrete perimeter frames. *PCI Journal* **40** (5) 68-80.
- [7] KUTTAB A. S., DOUGILL J. W. - 1988. Grouted and doweled jointed precast concrete columns - behaviour in combined bending and compression. *Magazine of Concrete Research* **40** (144) 131-142.
- [8] ZHENG L. X. - 1996. Grouted precast concrete column connections under reversed cyclic bending and compression. *ACI Structural Journal* **93** (3) 247-256.
- [9] ELLIOTT K. S. - 2002. *Precast Concrete Structures*. Butterworth-Heinemann.
- [10] RIVA P., BELLERI A. - 2006. Seismic behaviour of precast column-to-foundation grouted sleeve connections. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 3-8 Sept. 2006.
- [11] DI PRISCO M., NUSINER E., SCOLA M. - 2006. Analisi sperimentale di una connessione bullonata tra pilastro e fondazione. *16° Congresso C.T.E.*, Parma, 9-11 Novembre 2006, vol. 1, 169-178.
- [12] CECCOLI C., MAZZOTTI C., SAVOIA M., VINCENZI L., FERRARI M. - 2006. Comportamento dei nodi di un sistema di prefabbricazione. *16° Congresso C.T.E.*, Parma, 9-11 Novembre 2006, vol. 2, 705-714.
- [13] UNI EN 1992-1-1:2005. Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1.1: Regole generali e regole per gli edifici.
- [14] STONE W. C., CHEOK G. S., STANTON J. F. - 1995. Performance of hybrid moment-resisting precast beam-column concrete connections subjected to cyclic loading. *ACI Structural Journal* **92** (2) 229-249.
- [15] RAYNOR D. J., LEHMAN D. E., STANTON J. F. - 2002. Bond-slip response of reinforcing bars grouted in ducts. *ACI Structural Journal* **99** (5) 568-576.