

ALCUNE OSSERVAZIONI SULLA RISPOSTA LOCALE DI TELAI IN CEMENTO ARMATO CON BARRE LISCE

Giovanni Fabbrocino¹, Gerardo Verderame¹

¹ Dipartimento di Analisi e Progettazione Strutturale, Università di Napoli «Federico II», Via Claudio 21, 80125 Napoli.

SOMMARIO

L'analisi delle strutture esistenti e l'individuazione delle deficienze strutturali ai fini dell'elaborazione di interventi di risanamento e/o rinforzo strutturale sono tematiche molto attuali soprattutto in zona sismica. Nel presente lavoro, si analizzano alcuni aspetti peculiari delle costruzioni in cemento armato realizzate fino agli anni '70 con barre d'armatura lisce, caratterizzate da cattive prestazioni in termini di aderenza. Queste ultime rendono il comportamento delle zone nodali differente rispetto a quello delle strutture armate con barre ad aderenza migliorata e governano le prestazioni in termini di resistenza e soprattutto di duttilità delle sezioni terminali degli elementi che vi concorrono.

SUMMARY

Analysis of existing structures and assessment of structural deficiencies in view of repairing and/or structural upgrading are very relevant issues for structural engineers, particularly in seismic regions. The present paper is aimed to highlight some specific aspects of the reinforced concrete structures built until 1970 with smooth reinforcing bars that are characterized by poor bond properties. The latter influence the structural response of critical regions, i.e. beam to column joints, and make it different respect to concrete buildings in which deformed bars are used, changing in particular strength and ductility of end cross sections of structural elements.

1. INTRODUZIONE

Il tema della individuazione delle deficienze strutturali di edifici esistenti è molto attuale nel nostro Paese non solo per le crisi strutturali che negli ultimi anni hanno interessato molti edifici in cemento armato, ma anche per l'esposizione di larga parte del costruito al rischio di eventi sismici [1, 2].

Le zone esposte in Italia a fenomeni sismici sono ampie ed alcune di esse solo da pochi anni sono state classificate 'sismiche' [3], con le conseguenze in termini progettuali ed esecutivi correlate. Pertanto, gran parte del patrimonio edilizio risulta progettato e realizzato per soli carichi gravitazionali ovvero nel rispetto di regole sismiche obsolete.

Oltretutto, per le singolarità dello sviluppo edilizio

avvenuto in Italia, una grande percentuale degli edifici in cemento armato è caratterizzata da età superiori ai 35-40 anni e che in taluni casi raggiunge addirittura i 50 anni [4].

In tutti questi casi, le realizzazioni ricadono in un periodo in cui le barre ad aderenza migliorata non erano ancora disponibili in larga scala sul mercato edilizio, pertanto prevalentemente le armature impiegate erano lisce. Queste ultime, come è ben noto, si distinguono per le cattive prestazioni di aderenza [5], con il conseguente necessario ricorso a dettagli terminali di ancoraggio, che acquisiscono un ruolo centrale nello sviluppo dell'interazione meccanica con il calcestruzzo circostante [6].

Tale è il background del presente lavoro, che prende in esame alcuni aspetti peculiari del comportamento

delle strutture in cemento armato nelle quali sono impiegate barre lisce; in particolare l'attenzione è focalizzata sulla risposta delle sezioni critiche come i nodi trave colonna soggetti ad azioni sismiche.

I nodi si configurano come una zona geometricamente molto ristretta nella quale le sollecitazioni provenienti dagli elementi al contorno si concentrano sul nucleo di calcestruzzo e sulle barre di armatura con gradienti molto elevati. Questo aspetto può risultare particolarmente critico soprattutto nel caso di azioni sismiche in quanto le armature longitudinali degli elementi al contorno passanti nel nodo sono soggette a tensioni di trazione ad una estremità e di compressione all'estremo opposto.

Tali condizioni risultano particolarmente gravose per l'aderenza delle barre passanti all'interno del nodo soprattutto se associate ad elevati stati tensionali e contenute dimensioni dell'intersezione.

Inoltre, le prestazioni di aderenza delle barre lisce sono spesso inadeguate in tali condizioni di sollecitazione, con la conseguente sostanziale modificazione dello stato tensionale delle barre nelle sezioni di interfaccia nodo-elemento.

Difatti, la sollecitazione indotta dalle azioni sismiche generalmente si traduce sulle barre passanti nel nodo in un'azione di tipo push-pull, che esalta l'entità dello sforzo da trasferire dalle barre al calcestruzzo nell'area nodale, con l'insorgere di scorrimenti apprezzabili delle barre e la perdita della pianeità della sezione ipotizzata in una trattazione alla Bernoulli.

Nel presente lavoro sono discussi, gli effetti di tale fenomeno sulla resistenza flessionale nonché sulla duttilità della sezione di interfaccia elemento/nodo.

Il punto di partenza è rappresentato dall'analisi convenzionale di una sezione in cemento armato, progettata secondo le indicazioni normative vigenti nella finestra temporale di riferimento [7]. Successivamente, è esaminato l'effetto della perdita della linearità del diagramma delle deformazioni in corrispondenza delle sezioni terminali degli elementi che concorrono nel nodo. In particolare si effettua una valutazione teorica dell'influenza dello stato tensionale presente nelle armature tradizionalmente definite "in compressione" sulla resistenza e la duttilità locale delle sezioni di interfaccia nodo-elemento.

2. ANALISI CONVENZIONALE DI UNA SEZIONE IN C.A.

Nel presente paragrafo sono esaminate brevemente le prestazioni in campo non-lineare di una sezione in cemento armato, rappresentativa di un tipico pilastro di un edificio esistente, sul quale per effetto dei soli carichi gravitazionali agisce uno sforzo assiale di 360 kN.

La sezione in cemento armato esaminata è riportata

in Figura 1, le sue dimensioni sono 30x30 cm ed è caratterizzata da doppia armatura simmetrica con 3 ϕ 12 inferiori e 3 ϕ 12 superiori. Si assumono delle proprietà meccaniche tipiche dei materiali dell'epoca [8, 9, 10], in particolare le armature sono costituite da acciaio tipo Aq42 caratterizzato da una tensione di snervamento di 320 MPa, tensione ultima di 440 MPa e una deformazione ultima pari al 20% mentre il calcestruzzo è caratterizzato da una tensione cilindrica a compressione pari a 25 MPa.

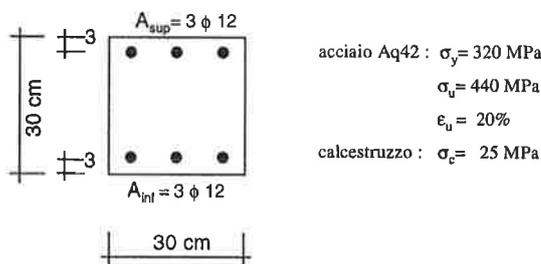


Fig. 1. La sezione trasversale.

L'analisi della sezione è effettuata considerando quale relazione costitutiva dell'acciaio un legame elasto-plastico incrudente e per il calcestruzzo un legame parabola-rettangolo con limite deformativo pari allo 0.35%. L'analisi convenzionale si basa sulle ipotesi classiche della statica del cemento armato: conservazione delle sezioni piane e perfetta aderenza tra le armature di acciaio e il calcestruzzo circostante sino a rottura. In Figura 3 sono riportati i risultati dell'analisi effettuate sia per momento positivo che per momento negativo con riferimento ai valori delle resistenze dei materiali prive di coefficienti parziali di sicurezza; in Figura 3b è riportato lo schema adottato per il calcolo dei principali parametri caratterizzanti il comportamento flessionale della sezione.

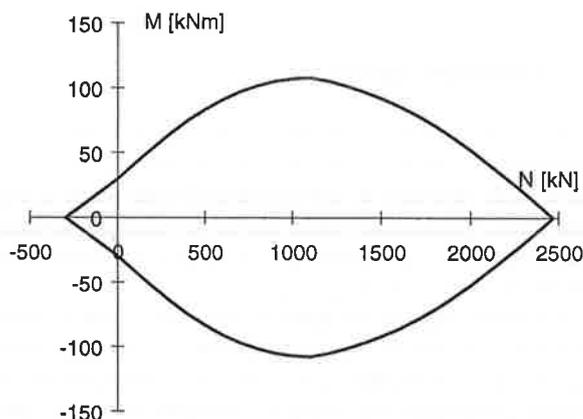


Fig. 2. Dominio N-M della sezione

Nella relazione momento-curvatura della sezione riportata in Figura 3a sono chiaramente identificabili gli

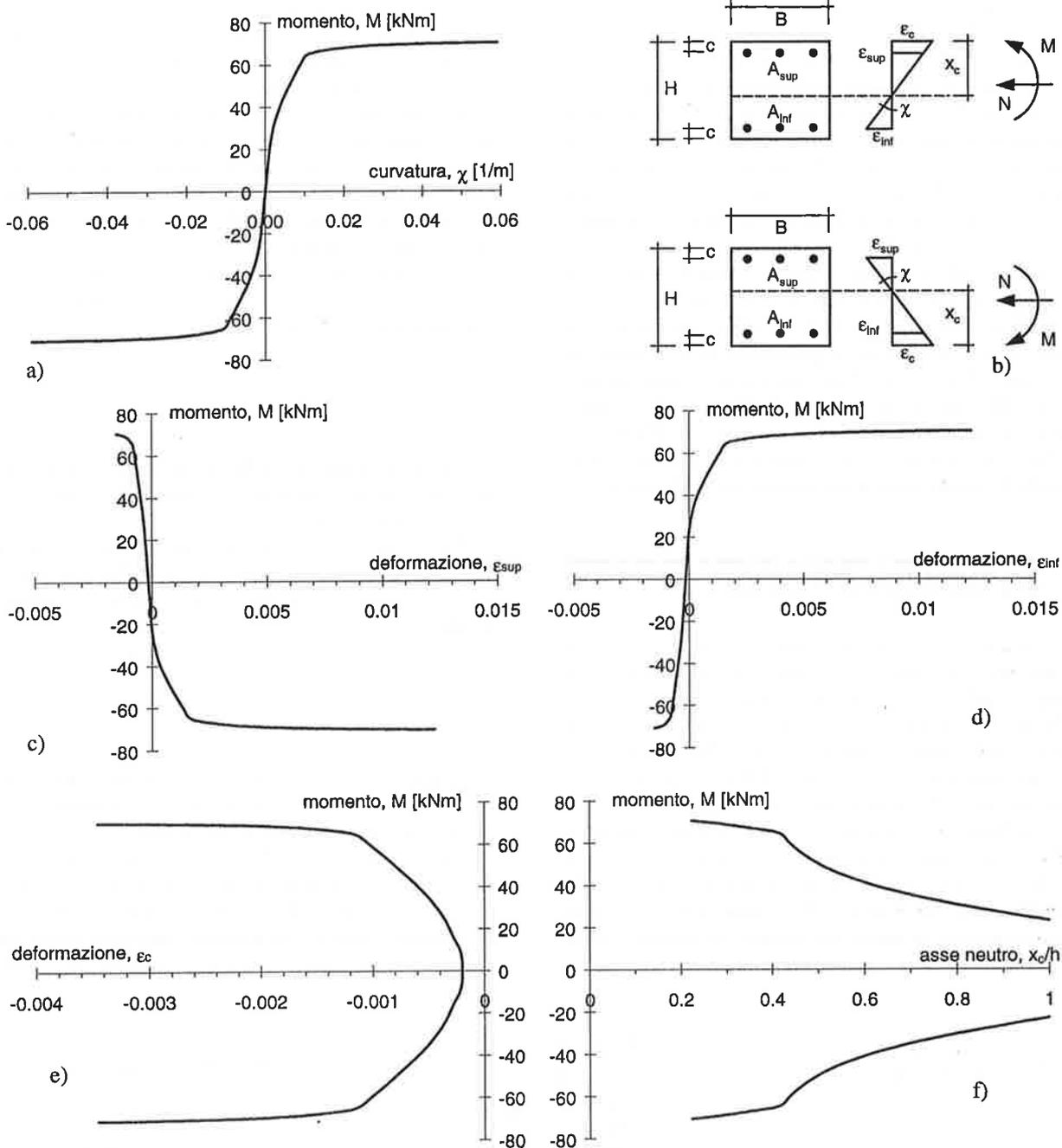


Fig. 3. Analisi flessionale della sezione nell'ipotesi di perfetta aderenza: (a) relazione momento-curvatura, (b) schema di calcolo, (c) relazione momento-deformazione delle armature superiori, (d) relazione momento-deformazioni armature inferiori, (e) relazione momento-deformazione del calcestruzzo, (f) relazione momento-asse neutro

stadi caratterizzanti il comportamento flessionale: stadio elastico, parzializzazione della sezione ed infine stadio plastico.

Il momento di snervamento è attinto in corrispondenza di una curvatura di 0.01 1/m e risulta pari a 64.84 kNm; d'altro canto il momento ultimo corrispondente al raggiungimento del limite

deformativo del calcestruzzo è pari a 70.60 kNm in corrispondenza di una curvatura ultima di 0.06; pertanto si registra una duttilità flessionale della sezione di circa 6. Nelle Figure 3c, 3d e 3e sono altresì riportate le relazioni momento-deformazioni dell'armatura superiore, dell'armatura inferiore e della fibra di calcestruzzo maggiormente compressa mentre in Figura

3f è riportato l'andamento dell'asse neutro al variare del momento. In particolare, la relazione momento-deformazione del calcestruzzo conferma che la crisi della sezione è attinta per raggiungimento del limite deformativo dello stesso, in corrispondenza del quale le armature tese risultano snervate facendo registrare una deformazione di circa 1.2% mentre le armature in compressione attingono una deformazione pari allo 0.15% in fase elastica. In Figura 2 si riporta il dominio di interazione N-M della sezione costruito come luogo dei punti (N,M) in corrispondenza dei quali è attinta la crisi della sezione; il dominio di interazione si presenta simmetrico rispetto all'asse dello sforzo normale N in quanto simmetrica risulta la geometria della sezione. In particolare, il massimo sforzo assiale di compressione è pari a 2467 kN, il massimo sforzo assiale di trazione risulta pari a 298 kN e il massimo momento flettente è di 108 kNm attinto in corrispondenza di uno sforzo normale di compressione pari a circa 1100 kN circa.

3. IL PROBLEMA DELLA BARRA PASSANTE NEL NODO TRAVE-COLONNA

Si analizza il comportamento di una sezione di interfaccia di un elemento colonna costituita da barre di armatura, inferiori e superiori, simmetriche e passanti nell'adiacente intersezione nodale. Si assume che la struttura dalla quale si estrae l'area nodale sia soggetta ad una condizione di carico del tipo sismico, di conseguenza sulle sezioni di interfaccia colonna-nodo sono applicati uno sforzo assiale, N, ed un momento flettente, M, eguali; in Figura 4 è riportato lo schema dell'intersezione nodale così definita. Una siffatta condizione di carico non lede la generalità di quanto successivamente si andrà ad esporre ed inoltre risulta caratteristica di molte prove sperimentali effettuate su

assemblaggi nodali al fine di analizzare il comportamento sismico degli stessi [10,11]. Nel caso di azioni sismiche, le armature longitudinali degli elementi al contorno passanti nel nodo risultano sottoposte, in ipotesi di perfetta aderenza, ad una tensione di trazione ad un'estremità e di compressione all'estremo opposto; la risultante delle citate azioni di trazione e compressione viene trasferita dalle barre di armatura al circostante calcestruzzo della zona nodale mediante il meccanismo di aderenza.

Dall'equazione di equilibrio alla traslazione della barra di armatura con il calcestruzzo circostante può formalmente ottenersi:

$$\frac{d\sigma}{dz} - \frac{4 \cdot \tau(z)}{\phi} = 0 \quad (1)$$

ove σ è la tensione della barra, τ è la tensione di aderenza acciaio-calcestruzzo mentre ϕ è il diametro della barra di armatura.

Nell'ipotesi di adottare una distribuzione della tensione di aderenza costante lungo le barre di armatura passanti nel nodo, dall'integrazione della precedente (1) si ottiene:

$$\sigma(z) = \sigma(0) - \frac{4 \cdot \tau}{\phi} z \quad (2)$$

dove con $\sigma(0)$ e $\sigma(z)$ si intende la tensione valutata nell'origine del riferimento e la tensione valutata all'ascissa rettilinea z, rispettivamente.

Con riferimento allo schema di Figura 4, la precedente (2) consente di poter definire il rapporto tra la tensione agente nell'armatura compressa e la tensione di trazione agente all'estremo opposto della barra passante nella zona nodale, valutato nel rispetto

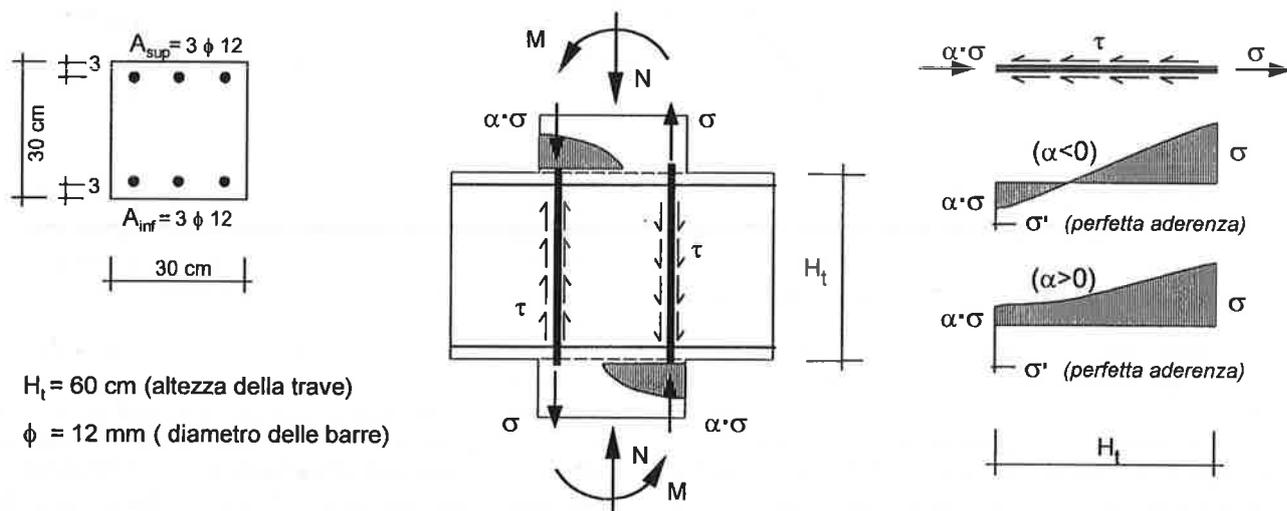


Fig. 4. Intersezione nodale: meccanismo di aderenza

dell'equilibrio alla traslazione della barra di armatura:

$$\alpha = \frac{\sigma'}{\sigma} = 1 - \frac{4 \cdot \tau}{\sigma \cdot \phi} H_t \quad (3)$$

E' evidente che la tensione di compressione dell'armatura longitudinale della sezione di interfaccia della colonna con l'intersezione nodale, dipende dal rapporto tra l'altezza della trave adiacente e il diametro della barra di armatura della colonna, H_t/ϕ , dall'entità della tensione di trazione, σ , presente all'estremo opposto dell'armatura nonché dalla distribuzione delle tensioni di aderenza τ lungo la barra passante nel nodo.

La relazione tra la tensione di compressione e la tensione di trazione presente ai due estremi della barra passante è riportata in Figura 5; essa è valutata per un prefissato rapporto di H_t/ϕ ed una distribuzione uniforme delle tensioni di aderenza.

Si riporta, inoltre, la relazione tra la tensione dell'armatura compressa e quella dell'armatura tesa della sezione di interfaccia valutata mediante un'analisi convenzionale della sezione.

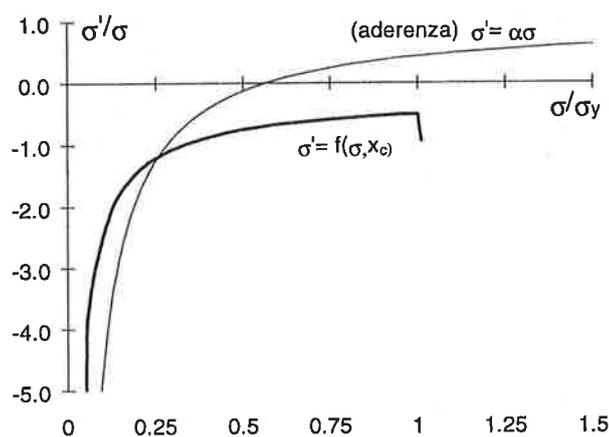


Fig. 5. Rapporto tra σ'/σ

Dal confronto tra le due curve riportate in Figura 5, si evince che l'ipotesi di perfetta aderenza è significativa per l'analisi della sezione di interfaccia, solo per bassi valori della tensione di trazione, in quanto per valori crescenti della stessa tale assunzione conduce a compressioni dell'armatura non rispettosi dell'equilibrio alla traslazione della barra passante nella zona nodale.

4. L'INFLUENZA DELLA TENSIONE DELLA ARMATURA COMPRESSA

4.1. La definizione analitica del problema

L'influenza dello stato tensionale nella barra

compressa sul comportamento di una sezione in cemento armato si può valutare attraverso un modello cinematico opportunamente variato rispetto alla trattazione alla Bernoulli. Infatti, sono assunte quali ipotesi di calcolo la linearità delle deformazioni del calcestruzzo compresso e dell'armatura tesa, da cui discende la valutazione della curvatura della sezione. Si ipotizza, altresì, che il trasferimento di un'aliquota della trazione dell'armatura al calcestruzzo circostante avvenga limitatamente alla cosiddetta area efficace A_{eff} , in corrispondenza della quale si considera una deformazione di trazione costante [13].

Le equazioni che consentono di risolvere il problema sono in seguito riportate:

- equazione di equilibrio alla traslazione globale della sezione:

$$\int_{A_c} \sigma_c(x, y) \cdot dA + \sigma'_s(x, y) \cdot A'_s - \sigma_{ct} \cdot A_{eff} + \sigma_s(x, y) \cdot A_s = N(z) \quad (4)$$

- equazione di equilibrio alla rotazione globale della sezione intorno al baricentro geometrico:

$$\int_{A_c} \sigma_c(x, y) \cdot y \cdot dA + \sigma'_s(x, y) \cdot A'_s \cdot d'_s + \sigma_{ct} \cdot A_{eff} \cdot d_{ct} - \sigma_s(x, y) \cdot A_s \cdot d_s = M(z) \quad (5)$$

A tali equazioni vanno associati i legami costitutivi, in generale non lineari, del calcestruzzo compresso, del calcestruzzo teso e dell'armatura metallica:

$$\sigma_s = \sigma_s(\epsilon_s) \quad (6.a) \quad \sigma_c = \sigma_c(\epsilon_c) \quad (6.b)$$

$$\sigma'_s = \sigma'_s(\epsilon'_s) \quad (6.c) \quad \sigma_{ct} = \sigma_{ct}(\epsilon_{ct}) \quad (6.d)$$

Nelle equazioni (4) e (5) sopra riportate risultano incognite i quattro parametri deformativi: ϵ_c , ϵ_{ct} , ϵ'_s e la posizione dell'asse neutro x_c . In definitiva, la relazione tra il momento e la curvatura non è biunivoca, ma dipende dal valore di due parametri: la tensione nel calcestruzzo teso e la tensione nell'armatura compressa, correlati ai fenomeni di interazione (aderenza) che si sviluppano nell'elemento strutturale.

Se si prende in considerazione il comportamento della sezione in fase post-fessurativa si ottiene $\epsilon_{ct} = \sigma_{ct} = 0$ in quanto in tali sezioni le fibre di calcestruzzo teso non forniscono contributo alla resistenza della sezione. Tuttavia, la risoluzione del problema di equilibrio risulta comunque definita a meno di un parametro libero, la tensione nell'armatura compressa σ'_s .

D'altro canto, con riferimento al caso

dell'intersezione nodale, il citato meccanismo di aderenza agente sulle barre passanti nel nodo consente di poter definire la tensione σ'_s dell'armatura compressa relativa ad una sezione di interfaccia con la corrispondente tensione dell'armatura tesa σ_s dell'opposta sezione di interfaccia.

Formalmente può scriversi un'equazione di equilibrio delle barre di armature passanti, soggette alle tensioni tangenziali di aderenza:

$$\frac{d\sigma_s(z)}{dz} = \frac{4}{\phi} \cdot \tau_{ad}(z) \quad (7)$$

alla quale può associarsi, in analogia a quanto fatto in precedenza, il legame costitutivo fornito dalla relazione tensione tangenziale di aderenza- scorrimento:

$$\tau_{ad} = \tau_{ad}(s_1) \quad (8)$$

Qualora si assuma per le barre lisce un legame costitutivo dell'aderenza di tipo rigido plastico[14] è possibile definire la distribuzione delle tensioni tangenziali di aderenza lungo lo sviluppo delle armature passanti del nodo. In tal modo, il problema dell'equilibrio delle due sezioni di interfaccia dell'intersezione nodale risulta ben posto; infatti, quali incognite del problema si assumono i sei parametri: le tensioni delle armature tese nelle due sezioni di estremità, le tensioni delle armature compresse e infine

le corrispondenti posizioni dell'asse neutro. Per contro le equazioni che reggono il problema dell'equilibrio risultano: le due equazioni di equilibrio alla traslazione, le due equazioni di equilibrio alla rotazione ed infine le due equazioni di equilibrio alla traslazione dei due livelli di barre passanti nell'intersezione nodale.

4.2 Un esempio numerico

L'analisi della sezione in Figura 1 è effettuata nell'ipotesi di variazione della tensione dell'armatura compressa nell'intervallo definito dalla tensione ultima a compressione e dalla tensione ultima a trazione dell'acciaio.

In particolare, il comportamento della sezione è investigato sia per momento positivo che per momento negativo.

In Figura 7 sono riportati i risultati delle analisi al variare della tensione agente sull'armatura compressa; inoltre, in ciascun grafico viene sovrapposto il diagramma rappresentativo del comportamento della sezione nelle ipotesi di analisi convenzionale condotta nel rispetto dell'ipotesi di perfetta aderenza di Figura 3.

In particolare, in Figura 7a è riportata la relazione tra il momento agente sulla sezione e la curvatura della stessa valutata quale rapporto tra la deformazione della fibra di calcestruzzo maggiormente compressa e la profondità dell'asse neutro. Il momento ultimo e la duttilità della sezione risultano particolarmente influenzate dal valore nonché dal segno, compressione o

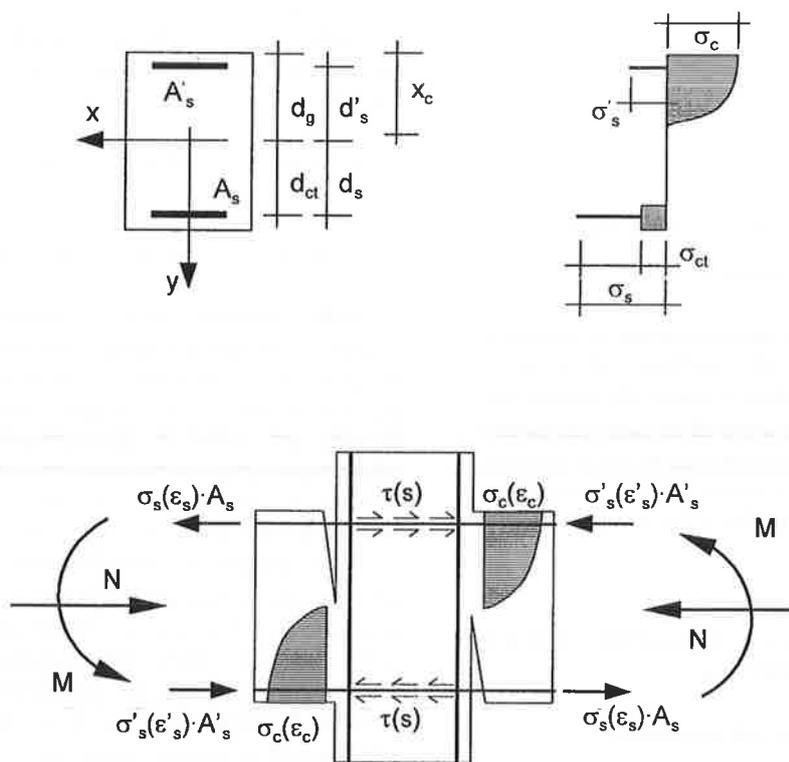


Fig.6. La sezione di interfaccia: il modello

trazione, della tensione dell'armatura compressa; infatti, per momenti positivi, la presenza di una tensione di compressione crescente sino alla tensione ultima conduce ad un graduale aumento del momento ultimo e della duttilità flessionale della sezione; per contro, una graduale decompressione dell'armatura compressa sino alla tensione ultima a trazione comporta una diminuzione del momento ultimo e della duttilità, rispetto agli stessi parametri valutati nell'ipotesi di perfetta aderenza e in misura superiore alla tendenza precedente.

Nel caso di momenti negativi, la presenza di una compressione crescente nell'armatura compressa comporta in analogia al caso precedente un aumento di duttilità ma una notevole diminuzione del momento ultimo della sezione; la presenza di trazione, invece, conduce ad una diminuzione della duttilità ma ad un aumento del momento ultimo.

In Figura 7c e 7d sono riportate le relazioni momento - deformazione dell'armatura inferiore e della fibra maggiormente compressa di calcestruzzo, relative allo schema di Figura 6. Con riferimento al grafico di Figura 7c, si evince che nel caso di momenti positivi l'influenza della tensione dell'armatura compressa sulla deformazione dell'armatura inferiore tesa risulta

analogo a quanto già esposto per la relazione momento-curvatura; infatti, un aumento della compressione conduce a tassi deformativi dell'armatura tesa via via crescenti mentre una decompressione sino alla tensione ultima a trazione comporta una diminuzione della deformazione dell'armatura tesa. Per contro, nel caso di momenti negativi la deformazione dell'armatura inferiore, che risulta in questo caso compressa, riduce il proprio tasso deformativo per valori della tensione di compressione crescenti mentre mostra una tendenza contraria per valori della compressione decrescenti sino alla tensione ultima a trazione dell'armatura.

L'entità della deformazione della fibra di calcestruzzo maggiormente compressa mostra una tendenza al variare della tensione dell'armatura compressa non dissimile da quella riscontrata per il momento flettente. In particolare, nel caso di momento positivo, un aumento della compressione della predetta armatura comporta una diminuzione della deformazione del calcestruzzo mentre la presenza di trazione conduce ad un aumento della deformazione del calcestruzzo compresso

Per maggiore chiarezza si discutono in seguito i grafici di Figura 8 nei quali è valutata l'influenza della tensione presente nell'armatura compressa sui principali

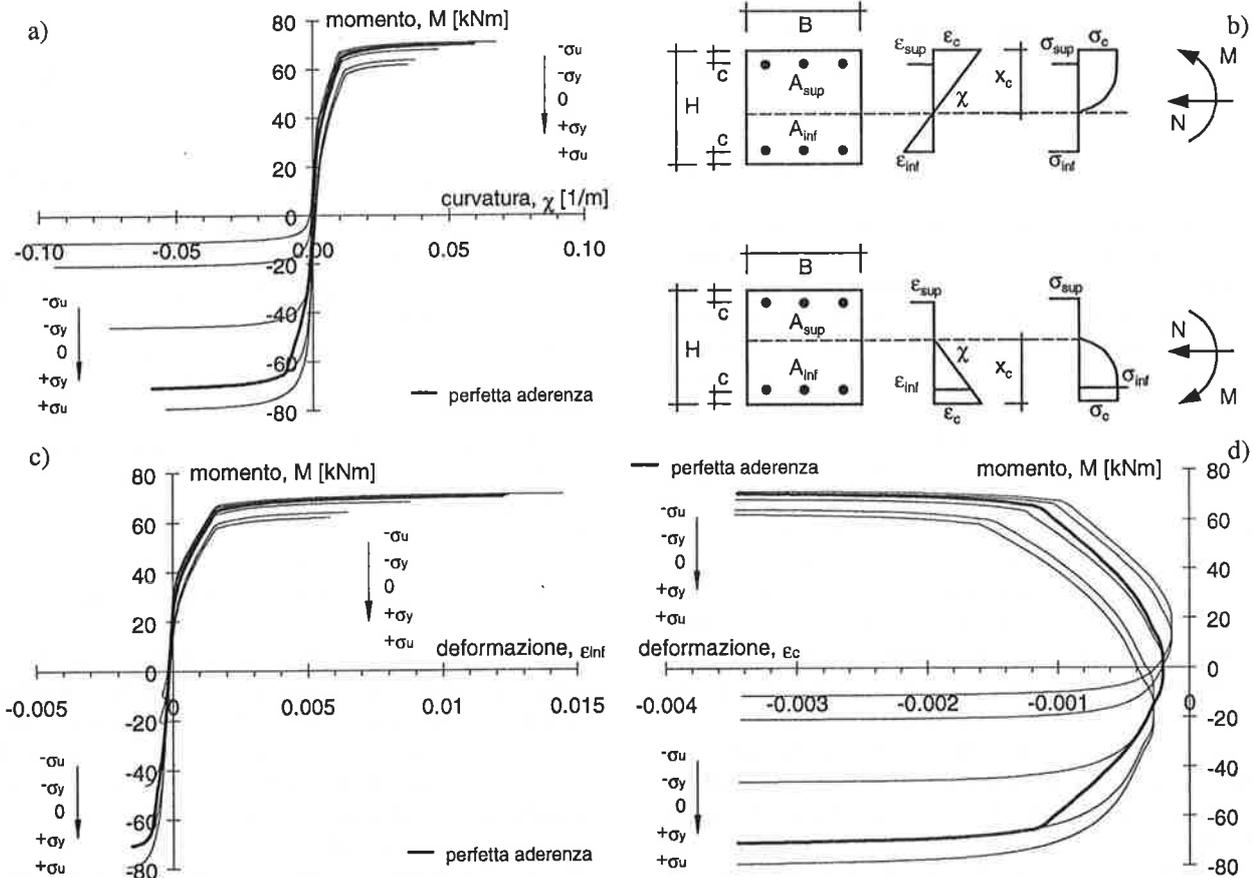


Fig. 7. Analisi flessionale : (a) momento-curvatura, (b) schema di calcolo, (c) momento-deformazione delle armature superiori, (d) momento-deformazioni calcestruzzo

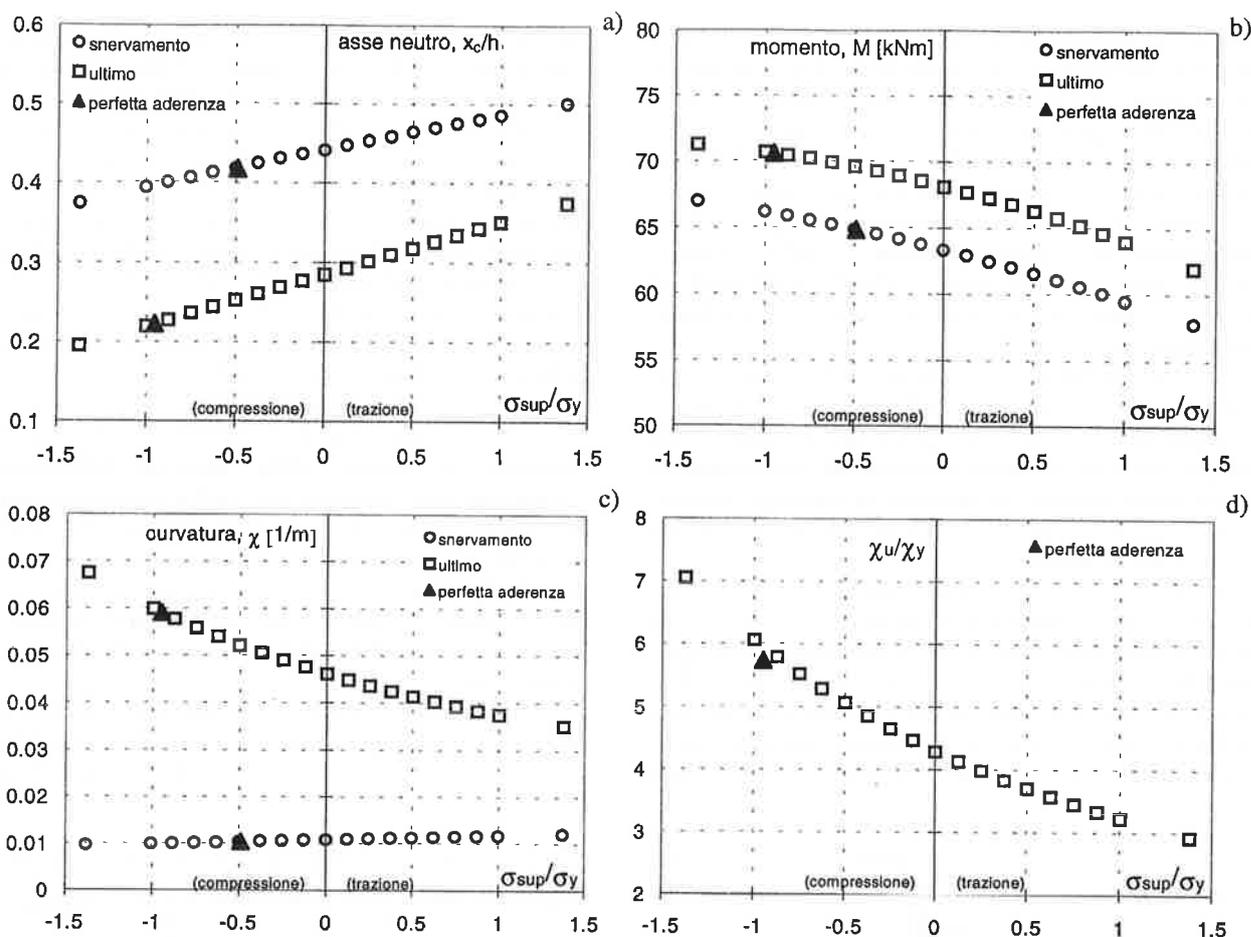


Fig. 8. Influenza sui parametri: (a) asse neutro, (b) momento di snervamento ed ultimo, (c) curvatura e (d) duttilità

parametri caratterizzanti il comportamento flessionale, per soli momenti positivi: posizione dell'asse neutro valutata in corrispondenza del momento di snervamento e di quello ultimo, entità del momento di snervamento e di quello ultimo, curvatura della sezione valutata in corrispondenza dello snervamento e della crisi della sezione ed infine duttilità della sezione.

In particolare, ciascun grafico riporta la relazione tra il parametro predetto e il rapporto tra la tensione dell'armatura compressa (armatura superiore) e la relativa tensione di snervamento, inoltre è riportato, quale elemento di comparazione, il comportamento della sezione valutato nell'ipotesi di perfetta aderenza.

In Figura 8a è illustrata la relazione tra l'asse neutro adimensionalizzato e la tensione dell'armatura compressa rapportata alla tensione di snervamento; la tensione è definita positiva se di trazione mentre risulta negativa se di compressione. La posizione dell'asse neutro, relativa sia alla fase di snervamento che a quella di crisi della sezione, aumenta all'aumentare della tensione di trazione nell'armatura compressa. In particolare, in corrispondenza di una tensione di trazione nell'armatura compressa pari a quella di

snervamento l'aumento dell'asse neutro può valutarsi nel 20% in fase di snervamento e nel 60% in condizioni ultime, rispetto al valore dell'asse neutro ottenuto nell'ipotesi di perfetta aderenza.

In Figura 8b è riportata la relazione tra i momenti di snervamento e ultimo e il livello della tensione presente nell'armatura compressa. In tal caso, ambedue i momenti predetti diminuiscono all'aumentare della tensione di trazione dell'armatura compressa. In corrispondenza di una tensione di trazione pari a quella di snervamento i momenti di snervamento e quello ultimo diminuiscono ambedue nell'ordine del 10%, rispetto agli stessi ottenuti nell'ipotesi di perfetta aderenza.

In Figura 8c è illustrata l'effetto del livello tensionale dell'armatura compressa sulla curvatura, valutata in corrispondenza dello snervamento e della crisi della sezione. La curvatura di snervamento risulta pressoché indipendente dalla tensione dell'armatura compressa, mostrando in ogni modo una leggera tendenza crescente all'aumentare della tensione di trazione. La curvatura ultima, al contrario, diminuisce in maniera notevole all'aumentare della trazione

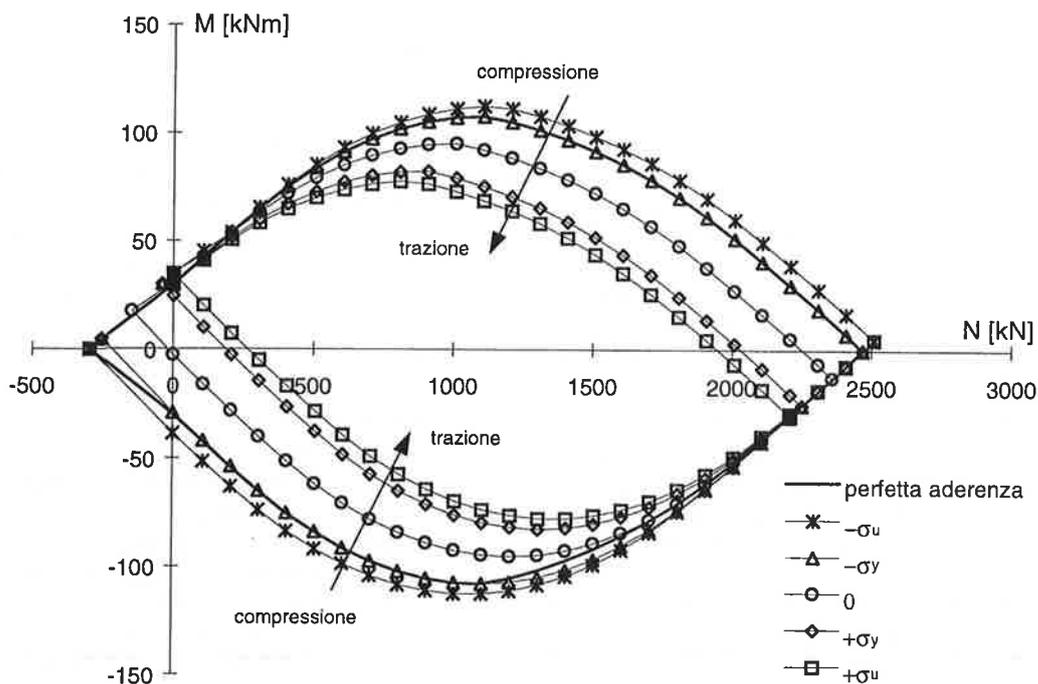


Fig. 9. Dominio N-M: influenza della tensione dell'armatura compressa

nell'ordine del 50% rispetto alla curvatura ultima valutata nell'ipotesi di perfetta aderenza.

In Figura 8d è riportata la relazione tra la duttilità flessionale della sezione e la tensione presente nell'armatura compressa. La duttilità diminuisce notevolmente all'aumentare della tensione di trazione nell'armatura compressa; d'altro canto, tale risultato deriva da quanto esposto in precedenza con riferimento alle curvature di snervamento ed ultima.

È evidente, per quanto sin qui esposto, che una realistica valutazione delle caratteristiche meccaniche della sezione di interfaccia tra l'elemento, trave e/o pilastro, con l'adiacente intersezione nodale non può prescindere dalla stima del livello tensionale dell'armatura compressa della sezione stessa.

In tal senso, in Tabella 1 si ripropone sommariamente un confronto tra i risultati ottenuti mediante una analisi convenzionale e una analisi condotta nell'ipotesi di rimozione della perfetta aderenza e definita di "parziale interazione"; in particolare, con riferimento a quest'ultima sono presentati i risultati relativi ad una tensione dell'armatura compressa pari alla tensione di snervamento a trazione delle barre.

In conclusione, si riporta in Figura 9 il dominio di interazione M-N della sezione in esame ottenuto mediante una analisi condotta nell'ipotesi di parziale interazione; in particolare, la tensione dell'armatura compressa è assunta quale parametro variabile nell'intervallo definito dalle tensioni ultime a compressione e a trazione dell'acciaio. È, inoltre,

riportato quale parametro di confronto il dominio ottenuto mediante un'analisi convenzionale della sezione.

Parametri	Perfetta aderenza	Parziale interazione
M_y [kNm]	64.84	59.45
M_u [kNm]	70.60	63.94
χ_u [1/m]	0.059	0.037
μ	5.73	3.22

Tabella 1. Confronto dei risultati ottenuti nell'ipotesi di perfetta aderenza e di rimozione della stessa.

Le considerazioni relative ai risultati ottenuti dalle precedenti analisi, e caratterizzate da uno sforzo assiale costante pari a 360 kN, rimangono praticamente immutate al variare dello stesso; infatti, dall'osservazione delle diverse curve riportate in Figura 9 si evince che la presenza di una tensione di trazione nell'armatura compressa diminuisce in maniera sostanziale il momento ultimo della sezione rispetto allo stesso valutato nell'ipotesi di perfetta aderenza.

La variazione dello sforzo assiale presente sulla sezione gioca un ruolo differente in relazione al segno del momento agente. Infatti, nel caso di momenti positivi, l'aumento dello sforzo assiale di compressione associato alla presenza di una tensione di trazione nell'armatura compressa amplifica in maniera notevole la diminuzione del momento ultimo mentre, per

momenti negativi, si registra una tendenza contraria.

In generale, comunque, la graduale decompressione dell'armatura compressa conduce ad una riduzione dell'intero dominio rispetto a quello risultante dall'assunzione di perfetta aderenza.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il presente lavoro ha esaminato alcuni aspetti che distinguono la risposta strutturale di telai in cemento armato nei quali l'armatura impiegata è costituita da barre lisce, con modeste prestazioni di aderenza.

In particolare, è stata presa in considerazione la risposta delle sezioni terminali di interfaccia tra nodo ed elemento, le quali risentono delle variazioni di stato tensionale e deformativo delle barre passanti nella regione nodale in relazione a sollecitazioni di tipo sismico.

E' stato, quindi, brevemente discusso un modello di sezione trasversale con particolare riferimento allo stato post-fessurativo che è caratterizzato da due parametri liberi: la risultante delle tensioni agenti sul calcestruzzo teso e la deformazione della barra collocata in zona compressa.

In tali condizioni, la relazione tra il momento e la curvatura della sezione non è più biunivoca, ma è legata al valore dai due parametri sopra indicati e che costituiscono una misura dell'interazione dell'armatura con il calcestruzzo circostante.

Nelle ipotesi semplificativa di legame di aderenza di tipo rigido-plastico per le barre lisce, sono stati discussi alcuni risultati numerici ottenuti facendo variare il parametro rappresentato dalla deformazione delle barre in zona compressa.

I risultati in termini di dominio di interazione sforzo normale-momento flettente e soprattutto in termini di legame momento-curvatura mostrano l'effetto che tale parametro ha sulla risposta al collasso delle sezioni terminali. I confronti effettuati con la condizione di riferimento costituita dall'analisi convenzionale mostrano che mentre l'effetto della parziale interazione tra barra e calcestruzzo induce modeste variazioni in termini di resistenza della sezione, viceversa determina significative riduzioni di duttilità, anche nella misura del 40-50%.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] Cosenza, E., Manfredi, G., Verderame, G.M., Seismic assessment of gravity load designed r.c. frames: critical issues in structural modeling. Special issue of Journal of Earthquake Engineering, in press, 2002.
- [2] Cosenza, E., Manfredi, G., Verderame, G.M., Il

comportamento delle strutture in cemento armato progettate nel dopoguerra, Convegno Nazionale "Crolli e affidabilità delle strutture civili", Venezia, 6-7 Dicembre 2001.

- [3] De Marco, R., Martini, M.G., Di Pasquale, G., Fralleone, A., Pizzi, A.G., La classificazione italiana e la Normativa sismica dal 1909 al 1984. XI Forum della Pubblica Amministrazione, www.dstn.it/legi/class/presentazione.html.
- [4] CENSIS, 33° Rapporto sulla situazione sociale del paese 1999, Territorio e Reti. CENSIS Centro Studi Investimenti Sociali, pp. 347-448, 2000.
- [5] Fabbrocino, G., Verderame, G., Manfredi, G., Experimental behaviour of straight and hooked smooth bars in existing R.C. buildings, 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, September 2002.
- [6] Fabbrocino, G., Verderame, G.M., Un metodo per la stima indiretta dello stato tensionale nelle regioni critiche di telai in cemento armato con barre lisce, Convegno Nazionale "Crolli e affidabilità delle strutture civili", Venezia, 6-7 Dicembre 2001.
- [7] R.D.L. 16 novembre 1939 n°2229 (Suppl.Ord. alla Gazz.Uff. del 18 aprile 1940 n°92) Norme per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio semplice od armato.
- [8] Verderame, G.M., Stella, A., Cosenza, E., Le proprietà meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60, X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Potenza e Matera 9-13 Settembre 2001.
- [9] Verderame, G.M., Manfredi, G., Frunzio, G., Le proprietà meccaniche dei calcestruzzi impiegati nelle strutture in cemento armato realizzate negli anni '60, X Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Potenza e Matera 9-13 Settembre 2001.
- [10] Circolare 23 maggio 1957 n°1472, Armature delle strutture in cemento armato.
- [11] Bonacci, J.F. and Wight, J.K. "Displacement-based assessment of reinforced concrete frames in earthquake" – Mete A. Sozen Symposium, ACI publication SP 162, 117-133, 1996.
- [12] Hakuto, S., Park, R., Tanaka, H., Effect of deterioration of bond of beam bars passing through interior beam-column joints on flexural strength and ductility, ACI Structural Journal, Vol. 96, N. 5, September-October, 1999.
- [13] Manfredi G., Fabbrocino G., Cosenza E., Modelling of composite beams under negative bending, ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 125, n° 6, pp. 654-662, June, 1999.
- [14] CEB, Bulletin d'Information n° 213/214, Model Code 90, 1993.

RESISTENZA E DUTTILITÀ LOCALE DI SEZIONI IN C.A. CONFINATE CON FRP

Massimiliano Ferraioli¹, Raffaello Bizzarro², Pasquale Malangone³

¹ Ricercatore di Tecnica delle Costruzioni.

² Dottorando di ricerca.

³ Ordinario di Tecnica delle Costruzioni, Dipartimento di Ingegneria Civile, Seconda Università di Napoli.

SOMMARIO

È stato valutato l'effetto prodotto dall'impiego dei polimeri fibro-rinforzati (FRP) per il consolidamento di colonne in c.a. A tale scopo è stato impiegato un modello uniassiale per il calcestruzzo che tiene conto dell'interazione tra la dilatazione trasversale del materiale e l'azione laterale di confinamento assunta elastica fino a rottura. Tale modello è stato poi applicato per valutare gli effetti del confinamento sulla forma delle curve tensione-deformazione, dei domini di rottura e dei diagrammi momento-curvatura. È stato infine proposto un approccio semplificato per il dimensionamento dell'intervento di rinforzo, basandosi sulla valutazione di una percentuale meccanica equivalente di spirale d'acciaio.

SUMMARY

The effect of fiber reinforced plastic (FRP) for the seismic retrofit of r.c. columns was evaluated. A uniaxial model accounting for the interaction between the lateral concrete dilatation and the lateral confining pressure (assumed to be elastic until collapse) was used. This model was then applied to investigate the effects of confinement on the stress-strain curve, on the bending moment – axial force interaction curve and on the moment-curvature curve. A simplified approach based on an equivalent mechanical reinforcement ratio was finally proposed for the design of the FRP jackets.

1. INTRODUZIONE

Le normative sismiche più evolute prescrivono che la progettazione delle colonne in c.a. venga effettuata prestando particolare cura alle zone cosiddette critiche che, sotto l'effetto di terremoti violenti, possono subire plasticizzazioni diffuse. Lo scopo è quello di garantire caratteristiche di resistenza e duttilità tali da consentire la redistribuzione dei momenti e da scongiurare meccanismi, locali o fragili di collasso. In presenza di valori elevati del carico assiale tale obiettivo può essere raggiunto attraverso il confinamento del materiale

calcestruzzo, ossia predisponendo un rinforzo trasversale interno (staffe) ovvero esterno (FRP) alla sezione. Negli ultimi anni accanto al rinforzo trasversale di tipo tradizionale sono state proposte ed applicate tecniche innovative di confinamento, specie in zone sismiche ad elevata intensità. L'impiego di tubi d'acciaio per il confinamento delle colonne di edifici industriali ha consentito ad esempio di ottenere innumerevoli vantaggi, quali l'incremento della rigidità, della resistenza, della capacità dissipativa, della duttilità e della stabilità. Di contro l'isotropia dell'acciaio non consente di ottimizzare la resistenza

trasversale in funzione di quella assiale, ed il suo elevato modulo di elasticità determina un sovraccarico rispetto al nucleo in calcestruzzo che può causare una prematura instabilità. Per bassi livelli di carico il modulo di Poisson dell'acciaio risulta infine più elevato di quello del calcestruzzo, per cui può verificarsi un distacco parziale tra i due materiali che ritarda l'attivazione dei meccanismi di confinamento.

Recentemente l'impiego di materiali compositi avanzati, ed in particolare di polimeri fibro-rinforzati (FRP - Fiber Reinforced Plastic), ha avuto un notevole sviluppo e costituisce attualmente una tecnica d'intervento ampiamente riconosciuta per il consolidamento e l'adeguamento sismico di strutture in c.a. In particolare, l'impiego di nastri in FRP per il confinamento delle colonne combina in un sistema ibrido la rigidità, la massa, lo smorzamento ed il basso costo del cls con la leggerezza, la resistenza, la durabilità e la velocità di posa in opera dell'FRP. Il comportamento ortotropico di tale materiale consente inoltre di disaccoppiare la resistenza trasversale da quella assiale, e di regolare liberamente la pressione laterale di confinamento senza incidere sulla resistenza assiale. Numerosi sono gli studi disponibili in letteratura che riguardano il comportamento sperimentale del calcestruzzo confinato con FRP. La messa a punto di modelli numerici affidabili - tarati su base sperimentale - è invece ancora in fase di sviluppo. Il problema principale deriva dal comportamento elastico fino a rottura dell'FRP, che non consente di modellare l'interazione tra l'espansione laterale del cls e l'azione di confinamento con un approccio analogo a quello utilizzato in presenza di rinforzo tradizionale.

2. RICHIAMI SULLA MODELLAZIONE DEL CALCESTRUZZO CONFINATO

Il calcestruzzo presenta valori del modulo di elasticità e del rapporto di Poisson che variano con il carico per effetto della non linearità del materiale, e possono assumere valori diversi nelle tre direzioni ortogonali. Di conseguenza perdono di validità le tradizionali relazioni tra tensioni uniassiali e triassiali valide per un materiale linearmente elastico ed isotropo. Il legame tensione-deformazione sia per i calcestruzzi ordinari che per quelli ad elevata resistenza risulta ampiamente studiato in letteratura. Richart *et al.*^[1] per primi proposero di valutare la resistenza triassiale f'_{cc} del calcestruzzo confinato attraverso la relazione:

$$f'_{cc} = f'_{co} + 4.1 \cdot f_l \quad (1)$$

in cui f'_{co} è il valore della resistenza uniassiale e f_l è la pressione laterale valutata dall'equilibrio tra la tensione laterale applicata al nucleo di calcestruzzo e le forze trasversali di confinamento agenti nelle due direzioni ortogonali. I modelli analitici proposti prima del 1980^[2,3], pur includendo l'effetto della resistenza del calcestruzzo, delle dimensioni della sezione trasversale, dell'area complessiva e della distribuzione delle armature trasversali, non considerano come parametri significativi per il confinamento né la distribuzione delle armature longitudinali, né la presenza di legature trasversali tra le barre. Un modello consolidato come quello di Kent e Park^[3] non tiene peraltro conto dell'incremento della resistenza prodotto dal confinamento, che può essere rilevante in presenza di elevati quantitativi di armatura trasversale. L'effetto della disposizione delle armature longitudinali e delle legature trasversali è stato evidenziato da Sheikh e Uzumeri^[4] e da Scott *et al.*^[5], rispettivamente per colonne soggette a carico centrato ovvero eccentrico. Il modello più completo, sia per la caratterizzazione del comportamento ciclico che per la valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo confinato, è quello proposto da Mander, Priestley, Park^[6,7] che per primi hanno proposto di sottrarre dall'area del nucleo di calcestruzzo le zone non efficacemente confinate. La pressione laterale nominale f_l agisce solo su una parte del nucleo, mentre la restante parte è inefficace ai fini del confinamento. Le staffe esercitano pressioni laterali che si diffondono (sia orizzontalmente tra le barre longitudinali mutuamente legate, che verticalmente tra una staffa e l'altra) attraverso una distribuzione assunta dagli autori ad arco di parabola (fig.1).

Saatcioglu e Razvi^[7,8] hanno correlato la resistenza e la deformabilità del materiale confinato a due coefficienti d'efficacia, valutati attraverso l'analisi statistica dei risultati sperimentali. Il primo coefficiente $K_1 = 6.7 \cdot (f_{le})^{-0.17}$ tiene conto della riduzione dell'efficacia del confinamento al crescere della pressione laterale equivalente f_{le} . Sostituendo K_1 nell'eq.(1) al posto del coefficiente 4.1 suggerito da Richart si ottiene la seguente relazione approssimata della resistenza triassiale f'_{cc} :

$$f'_{cc} = f'_{co} + K_1 \cdot f_{le} \quad (2)$$

Il secondo coefficiente K_2 esprime il rapporto tra la tensione laterale f_{le} efficace ai fini del confinamento e la pressione laterale nominale f_l . In sezioni circolari confinate da spirali d'acciaio con passo ridotto, la pressione laterale può essere considerata uniforme lungo il perimetro del nucleo di calcestruzzo. Di conseguenza il coefficiente K_2 può essere assunto pari a 1 e la pressione laterale equivalente può essere

caratterizzata a partire dalla tensione $f_{u,s}$ di rottura delle staffe attraverso la semplice relazione di equilibrio:

$$f_{le} = \frac{2A_s \cdot f_{u,s}}{d \cdot s} \quad (3)$$

in cui A_s e s rappresentano rispettivamente l'area della sezione trasversale e il passo delle staffe, mentre d è il diametro della sezione trasversale del nucleo di calcestruzzo. Nel caso di sezioni rettangolari la pressione f_{le} può essere valutata come media pesata sui lati del nucleo delle pressioni laterali equivalenti $f_{le,x}$ e $f_{le,y}$. Tali pressioni vengono determinate applicando - rispettivamente alle pressioni laterali medie $f_{l,x}$ e $f_{l,y}$ - i coefficienti di efficacia K_{2x} e K_{2y} che tengono conto della rapida riduzione della pressione laterale passiva di confinamento, sia trasversalmente tra una legatura e l'altra che longitudinalmente tra una staffa e l'altra. In alternativa ad espressioni basate sulla definizione di un'area ridotta efficace del nucleo di calcestruzzo^[6], tali coefficienti possono essere determinati con le seguenti relazioni, tarate attraverso l'analisi statistica dei dati sperimentali^[7]:

$$K_{2x} = 0.26 \cdot \sqrt{\frac{b_{cx}^2}{s \cdot s_{lx} \cdot f_{l,x}}} ; K_{2y} = 0.26 \cdot \sqrt{\frac{b_{cy}^2}{s \cdot s_{ly} \cdot f_{l,y}}} \quad (4)$$

in cui s_{lx} e s_{ly} sono le distanze (rispettivamente lungo gli assi X e Y) tra le barre longitudinali sostenute lateralmente da staffe o ganci.

Il legame tensione-deformazione per carico monotono quasi statico è stato caratterizzato attraverso la formula seguente (Popovics^[9]):

$$f_c = \frac{f'_{cc} \cdot x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (5)$$

in cui x è la deformazione del cls adimensionalizzata rispetto alla deformazione ϵ_I corrispondente alla tensione di picco, mentre $r = E_c / (E_c - E_{sec})$ è un parametro adimensionale che dipende dai moduli di elasticità secante E_{sec} e tangente E_c , calcolato quest'ultimo attraverso la relazione (Carrasquillo *et al.*^[10]):

$$E_c = 3320 \sqrt{f'_{cc}} + 6900 > E_{sec} \quad (\text{in MPa}) \quad (6)$$

La deformazione ϵ_I corrispondente alla tensione di picco è stata caratterizzata a partire dal valore ϵ_{0I} relativo al calcestruzzo non confinato attraverso la relazione^[7]:

$$\epsilon_I = \epsilon_{0I} \cdot (1 + 5 \cdot K_3 \cdot K) \quad (7)$$

i cui parametri sono stati determinati utilizzando le seguenti espressioni desunte dall'analisi statistica dei dati sperimentali:

$$\epsilon_{0I} = 0.0028 - 0.0032 / f'_{co} ; K = K_1 \cdot f_{le} / f'_{co} \quad (8)$$

Il distacco del copriferro rende l'armatura longitudinale più sensibile all'instabilità. Il grado di confinamento svolge pertanto un ruolo significativo non solo sul valore della resistenza triassiale f'_{cc} , ma anche sulla forma del legame tensione-deformazione dopo il raggiungimento della tensione di picco. In particolare la pendenza del ramo post-elastico è stata caratterizzata a partire dalla deformazione ϵ_{85} corrispondente all'85% della tensione di picco. Tale deformazione è stata valutata attraverso la seguente relazione, convalidata su base sperimentale sia per i calcestruzzi ordinari che per quelli ad elevata resistenza^[8]:

$$\epsilon_{85} = \epsilon_{085} + 260 \cdot K_3 \cdot \rho_s \cdot \epsilon_I [1 + 0.5 \cdot K_2 \cdot (K_4 - 1)] \quad (9)$$

in cui: $\epsilon_{085} = \epsilon_{0I} + 0.0018 \cdot K_3^2$ è la deformazione del cls non confinato corrispondente all'85% della resistenza uniaassiale f'_{co} ; ρ_s la percentuale volumetrica di armatura trasversale; $K_4 = f_{u,s} / 500 \geq 0$, essendo $f_{u,s}$ la tensione di rottura dell'acciaio.

La deformazione ultima a compressione può essere determinata attribuendo l'incremento della duttilità disponibile per effetto del confinamento alla capacità dissipativa delle armature trasversali soggette a trazione, e valutando la deformazione longitudinale del calcestruzzo in corrispondenza della rottura delle staffe. Tale approccio di tipo energetico tende in genere a sovrastimare il valore della deformazione ultima del cls, per cui nel presente lavoro è stata impiegata la seguente espressione parametrica tarata su base sperimentale (Seible *et al.*^[11]):

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{yt} \cdot \epsilon_{su} / f'_{cc} \quad (10)$$

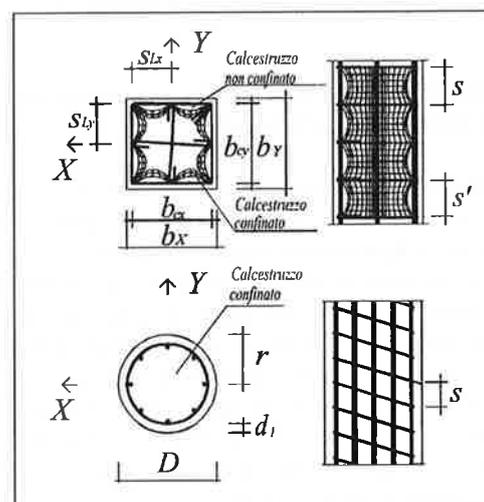


Figura 1 - Distribuzione delle pressioni di confinamento

L'ipotesi fondamentale alla base dei modelli descritti è che la tensione nelle armature trasversali sia pari alla tensione di snervamento anche per bassi livelli deformativi del calcestruzzo, e che quindi il confinamento sia di tipo attivo e non di tipo passivo come accade nella realtà. Braga *et al.*^[12] hanno recentemente proposto un modello analitico di confinamento passivo, che rispetta sia l'equilibrio delle azioni scambiate che la congruenza delle deformazioni tra staffe e nucleo in funzione del livello di deformazione assiale. Tale approccio consente di modellare efficacemente sia l'interazione tra barre longitudinali e armatura trasversale, che l'effetto dell'incrudimento dell'acciaio sul legame tensione-deformazione del calcestruzzo. Assa *et al.*^[13] hanno invece sviluppato un approccio per la modellazione del calcestruzzo confinato basato sull'interazione tra il cls e l'armatura trasversale. Il metodo si fonda sulla definizione del legame $f_r-\epsilon_r$ tra la tensione e la deformazione laterale. Tale curva deriva dall'effetto combinato del quantitativo, della resistenza, del passo e della tipologia delle armature trasversali e rappresenta, quindi, la risposta caratteristica del sistema di confinamento alla dilatazione laterale del calcestruzzo.

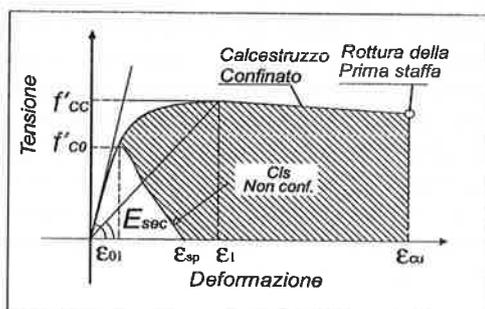


Figura 2. Legame tensione-deformazione del cls confinato

3. MODELLAZIONE DEL CALCESTRUZZO CONFINATO CON FRP

Il modello uniassiale per il calcestruzzo confinato con staffe è stato caratterizzato nell'ipotesi che la tensione nelle armature trasversali sia pari alla tensione di snervamento. Si assume cioè che la pressione laterale sia costante e pari al suo valore massimo già per bassi livelli deformativi, e che quindi il confinamento sia di tipo attivo e non di tipo passivo. Il rinforzo trasversale costituito da nastri in polimeri fibro-rinforzati (FRP) presenta invece un comportamento profondamente diverso. Infatti la fasciatura in FRP si deforma elasticamente fino a rottura, ed esercita pertanto un'azione laterale di confinamento che risulta sempre

crescente. L'estensione dei modelli disponibili in letteratura per il calcestruzzo confinato con staffe e legature trasversali risulta pertanto improponibile, in presenza di un materiale con caratteristiche molto diverse da quelle dell'acciaio. Tali modelli non riescono a cogliere l'effettivo comportamento del cls confinato soprattutto perché non tengono conto della rigidità del meccanismo di confinamento. Inoltre essi possono risultare non conservativi se applicati a sezioni fasciate con FRP. Samaan *et al.*^[14] hanno recentemente proposto un semplice modello bilineare per caratterizzare il legame $\sigma-\epsilon$ del calcestruzzo confinato con FRP. Il raggiungimento della soglia di scorrimento plastico interviene in corrispondenza della resistenza f'_{co} del calcestruzzo non confinato, mentre la pendenza del ramo post-elastico viene correlata alla rigidità della fasciatura di rinforzo attraverso una relazione tarata su base sperimentale. Modelli più accurati tengono conto dell'interazione tra le deformazioni laterali del calcestruzzo e la fasciatura di composito, e sono in grado inoltre di stimare con sufficiente approssimazione sia la resistenza che la deformazione ultima.

Spolstra e Monti^[15] propongono un modello uniassiale basato sull'equilibrio e su una procedura iterativa per il calcolo della pressione laterale f_l . Per ciascun livello della deformazione assiale del cls la pressione f_l esercitata dalla fasciatura dipende infatti dalla deformazione laterale ϵ_l , che varia in funzione della tensione assiale f_c del cls. Tale tensione varia con la resistenza a compressione f'_{cc} del cls confinato, che è a sua volta legata alla pressione laterale di confinamento f_l . In particolare, una volta fissato il valore ϵ_c della deformazione assiale, si assume come valore di primo tentativo della pressione laterale quella relativa al passo precedente, e si valuta la corrispondente resistenza a compressione del cls attraverso la relazione (Mander *et al.*^[6]):

$$f'_{cc} = f'_{co} \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_l}{f'_{co}}} - 2 \frac{f_l}{f'_{co}} - 1.254 \right) \quad (11)$$

Si calcola quindi la deformazione ϵ_1 corrispondente alla tensione di picco, data da:

$$\epsilon_1 = \epsilon_{01} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (12)$$

e si determina il valore della tensione assiale f_c del cls attraverso la (5). Nell'ipotesi di simmetria radiale tale valore può essere correlato con la deformazione laterale ϵ_l . In particolare Pantazopoulou & Mills^[16] assumono che la fessurazione interna produca una riduzione del modulo elastico da E_c a E_{sec} , e correlano tale fenomeno

alla deformazione superficiale $\varepsilon_A = 2 \cdot \varepsilon_l$ attraverso la relazione:

$$E_{sec} = \frac{f_c(\varepsilon_c, f_l)}{\varepsilon_c} = E_c \frac{1}{1 + \beta \cdot \varepsilon_A} = E_c \frac{1}{1 + 2\beta \cdot \varepsilon_l} \quad (13)$$

in cui la deformazione laterale ε_l e la corrispondente deformazione superficiale ε_A sono assunte positive se di dilatazione. Il parametro β che figura nella (13) può essere assunto costante al variare della deformazione assiale ε_c . Il suo valore può essere quindi correlato ai parametri caratteristici del calcestruzzo non confinato scrivendo l'eq.(13) in corrispondenza del raggiungimento della tensione di picco (e cioè per $\varepsilon_c = \varepsilon_{01}$). Si perviene così alla seguente relazione:

$$\beta = \frac{E_c / E_{sec0} - 1}{2 \cdot \varepsilon_{l0}} \quad (14)$$

in cui $E_{sec0} = f_{c0} / \varepsilon_{01}$ è il modulo secante del cls non confinato in corrispondenza della tensione di picco, mentre ε_{l0} è la deformazione laterale corrispondente alla deformazione assiale ε_{01} . Il legame tra la deformazione laterale e la deformazione assiale è stato caratterizzato attraverso la seguente formula tarata su base sperimentale^[16]:

$$\varepsilon_l = -\nu \varepsilon_c - \left(\frac{1}{2} - \nu \right) \cdot \alpha \varepsilon_c \cdot \left(\frac{0.5(\varepsilon_{lim} - \varepsilon_c + |\varepsilon_{lim} - \varepsilon_c|)}{\varepsilon_{lim} - \alpha \cdot \varepsilon_{01}} \right)^2 \quad (15)$$

in cui ν è il modulo di Poisson e $\varepsilon_{lim} = -0.001$ è il valore della deformazione assiale in corrispondenza dell'inizio della microfessurazione interna del cls. Il parametro α esprime il rapporto tra la deformazione assiale corrispondente alla deformazione volumetrica $\varepsilon_v = \varepsilon_A + \varepsilon_c = 0$ e la deformazione ε_{01} , e viene assunto pari a 0.9. Una volta valutata la costante β che è un parametro caratteristico del materiale calcestruzzo non confinato, a partire dall'eq.(13) è possibile pervenire alla seguente relazione che esprime la deformazione laterale ε_l in funzione della deformazione assiale ε_c e della pressione laterale di primo tentativo f_l :

$$\varepsilon_l(\varepsilon_c, f_l) = \frac{E_c \varepsilon_c - f_c(\varepsilon_c, f_l)}{2 \cdot \beta \cdot f_c(\varepsilon_c, f_l)} \quad (16)$$

Per sezioni circolari la deformazione ε_j all'interno della fasciatura in FRP è pari proprio alla deformazione laterale ε_l . Inoltre il coefficiente K_2 di efficacia del confinamento dovuto all'effetto arco è pari a 1. Di conseguenza la pressione laterale di confinamento vale:

$$f_l^*(\varepsilon_c, f_l) = \frac{1}{2} \rho_j \cdot E_j \cdot \varepsilon_l \quad (17)$$

essendo E_j il modulo di elasticità dell'FRP, e $\rho_j = 4t_j/d_j$ il rapporto volumetrico di fasciatura di rinforzo. In generale il valore f_l^* della pressione laterale fornito dall'eq.(16) risulta diverso dal valore f_l assunto inizialmente. Per ciascun valore della deformazione assiale ε_c della curva tensione-deformazione occorre pertanto applicare una procedura iterativa per la valutazione della pressione laterale e, quindi, per il calcolo della tensione assiale del calcestruzzo confinato. Con riferimento al valore della deformazione ultima a compressione, l'approccio energetico proposto da Mander *et al.*^[6] per il calcestruzzo confinato con staffe non è applicabile al cls rinforzato mediante fasciatura in FRP. Infatti, in questo caso la duttilità del calcestruzzo non è proporzionale all'energia immagazzinata nel sistema di confinamento. D'altra parte anche l'estensione della relazione (10) proposta da Seible^[11] per sezioni confinate con FRP presenta notevoli difficoltà. Infatti la deformazione assiale ultima del calcestruzzo non varia linearmente con la pressione laterale ultima di confinamento come risulta invece dalla (10). Le prove sperimentali evidenziano che la rottura sotto carichi assiali interviene per raggiungimento della deformazione laterale ultima ε_{ju} nella fasciatura in FRP. La deformazione ultima ε_{cu} del calcestruzzo a compressione è stata quindi caratterizzata individuando il valore della deformazione assiale ε_c per cui la deformazione laterale ε_l definita dalla (15) assume il valore limite ε_{ju} .

4. RESISTENZA E DUTTILITÀ LOCALE

In questo studio l'effetto del confinamento mediante nastri in FRP è stato valutato nell'ipotesi di simmetria radiale della sezione fasciata. Le migliori prestazioni si ottengono infatti per le sezioni circolari con staffatura a spirale molto fitta. Per tali sezioni non si verifica né la concentrazione di tensioni negli spigoli, né la riduzione dell'area efficace longitudinalmente tra una staffa e l'altra e trasversalmente tra una legatura e l'altra. Per sezioni quadrate l'efficacia del confinamento può essere migliorata smussando gli spigoli e inserendo del materiale di riempimento prima dell'applicazione della fasciatura in composito. Per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali è stato utilizzato calcestruzzo di classe C20/25, acciaio di classe S400 e fasciatura in fibre di carbonio. Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio e della fasciatura di rinforzo sono sintetizzate in tab.I. L'analisi è stata condotta considerando tre diversi valori della percentuale volumetrica ρ_{FRP} della fasciatura di rinforzo ($\rho_{FRP} = 0.4\%, 0.8\%, 1.6\%$). In fig.3 sono riportate le curve tensione - deformazione ottenute applicando il

modello descritto in precedenza al calcestruzzo confinato con FRP. Tali curve vengono confrontate con quelle relative al calcestruzzo non confinato (*n.c.*) e al calcestruzzo confinato con staffe in acciaio aventi la stessa percentuale volumetrica di rinforzo trasversale (cioè $\rho_s = \rho_{FRP}$). I risultati ottenuti evidenziano significative differenze sia per quanto riguarda la tensione di picco ed il comportamento post-elastico, sia per quanto concerne il valore della deformazione ultima (Tab.II). La curva relativa al calcestruzzo confinato con FRP presenta un andamento sempre crescente. Tale effetto deriva dal comportamento elastico fino a rottura della fasciatura di rinforzo. Rispetto al confinamento con staffe si verifica inoltre un apprezzabile incremento della tensione di picco. Tale incremento è crescente con la percentuale volumetrica ρ_{FRP} e varia tra il 34% per $\rho_{FRP}=0.4\%$ e il 54% per $\rho_{FRP}=1.6\%$. Al contrario l'incremento della deformazione ultima risulta decrescente con ρ_{FRP} , con valore minimo pari all'1.5% per $\rho_{FRP}=1.6\%$ e valore massimo pari al 35% per $\rho_{FRP}=0.4\%$. Con riferimento alla variazione delle caratteristiche meccaniche con la percentuale volumetrica di rinforzo in FRP, raddoppiando tale percentuale si verifica un incremento della resistenza e della deformazione ultima pari circa al 30% (fig.4). A parità di percentuale di rinforzo

trasversale la fasciatura in FRP garantisce un grado di confinamento molto più elevato rispetto alle staffe e, come visto, la forma delle curve tensione-deformazione ed il comportamento post-elastico risultano profondamente diverse. Per valutare l'effetto di tali variazioni sul comportamento a rottura della sezione, in fig.5 viene riportato il confronto tra i domini di rottura adimensionalizzati ottenuti in presenza di confinamento rispettivamente con FRP, con acciaio ovvero in assenza di confinamento.

Materiale	E (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_u (%)
FRP	138000	1447	1.05
Acciaio	204000	495	10.0

Tabella I – Caratteristiche dei materiali

ρ (%)	FRP		Acciaio	
	f_{cu} (MPa)	ϵ_u (%)	f'_{cc} (MPa)	ϵ_u (%)
0.4	34.17	2.0	25.57	1.48
0.8	44.51	2.6	29.90	2.25
1.6	57.98	3.4	37.59	3.35

Tabella II – Resistenza e deformazione ultima del calcestruzzo confinato

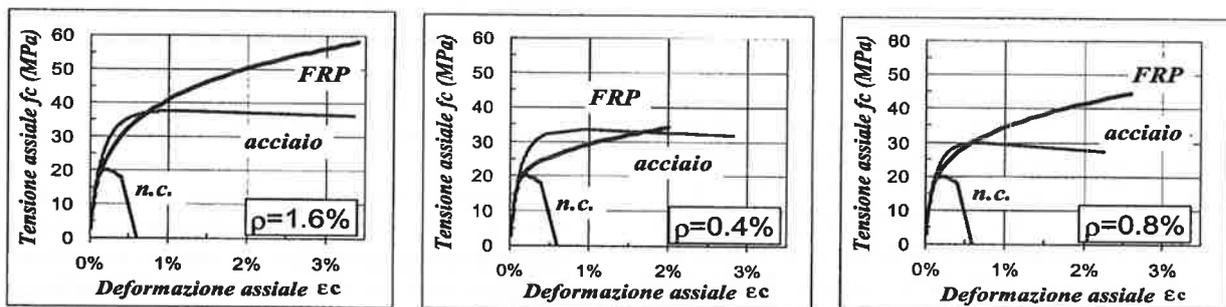


Figura 3 – Curve tensione-deformazione al variare della percentuale volumetrica del sistema di confinamento

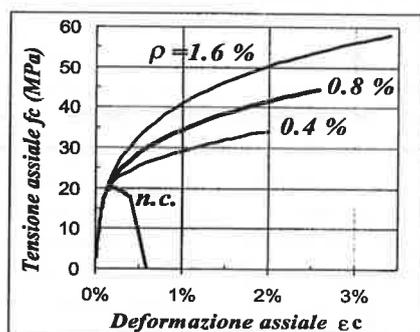


Figura 4 – Curve tensione-deformazione

Il valore dello sforzo normale specifico ultimo, del momento specifico ultimo e della percentuale meccanica di armatura longitudinale ω sono definiti a partire dal valore f'_{co} della resistenza a compressione del calcestruzzo non confinato attraverso le relazioni:

$$v = \frac{N_u}{\pi \cdot r^2 \cdot f'_{co}}; \quad \mu = \frac{M_u}{2\pi \cdot r^3 \cdot f'_{co}} \quad (18)$$

$$\omega = \frac{A_{s,tot}}{\pi \cdot r^2} \cdot \frac{f_{u,s}}{f'_{co}} \quad (19)$$

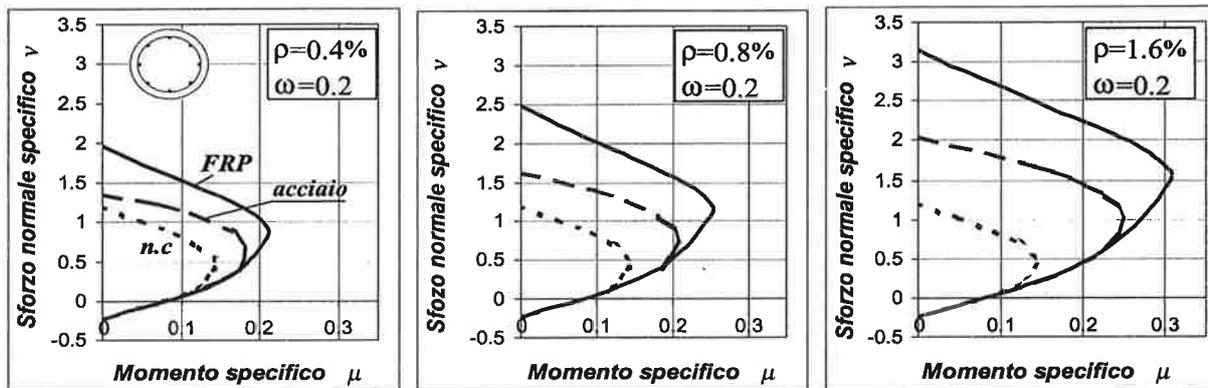


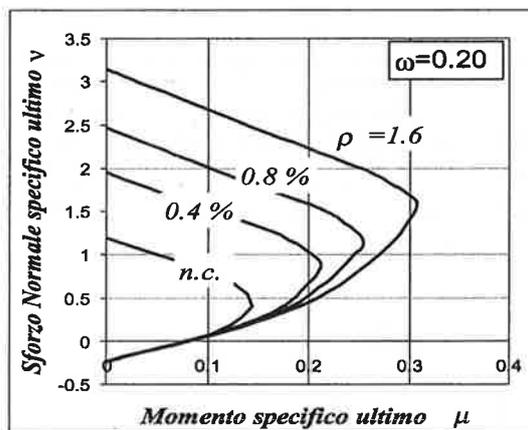
Figura 5 – Domini di rottura in funzione del sistema di confinamento ($\omega=0.20$)

Si è fatto riferimento ad una sezione circolare con copriferro adimensionalizzato $d_1/D=0.10$ e percentuale meccanica di armatura longitudinale $\omega=0.20$ corrispondente al minimo regolamentare $A_{s,101}/A_c=0.01$. A parità di percentuale volumetrica di rinforzo trasversale e di percentuale meccanica di armatura longitudinale, la frontiera del dominio di rottura della sezione confinata con FRP risulta più esterna rispetto a quella confinata con staffe. In particolare l'incremento dello sforzo normale ultimo a compressione semplice è crescente con la percentuale di rinforzo, con valore minimo pari al 43%. L'incremento del valore massimo del momento ultimo risulta invece più contenuto, e varia tra il 17.6% per $\rho_{FRP}=0.4\%$ e il 23.4% per $\rho_{FRP}=0.8\%$.

In fig.6 viene riportato il confronto tra i domini di rottura ottenuti variando la percentuale volumetrica ρ della fasciatura di rinforzo. Raddoppiando ρ , ossia lo spessore del tessuto in fibre di carbonio, si verifica un incremento dello sforzo normale ultimo a compressione semplice pari a circa il 26% mentre l'incremento del valore massimo del momento ultimo è del 20%.

L'effetto del confinamento è di tipo passivo, e si mobilita in corrispondenza di valori elevati della deformazione laterale e, quindi, del carico assiale. In tale campo la rottura si verifica per effetto del raggiungimento della deformazione ultima a compressione nel calcestruzzo. L'incremento della sicurezza per effetto della fasciatura in FRP rispetto alla staffatura in acciaio è pertanto sensibile comunque evolva il regime delle sollecitazioni. I valori usuali delle tensioni normali medie si trovano invece sempre al di sotto del punto corrispondente alla rottura bilanciata. Di conseguenza la rottura si verifica per raggiungimento della deformazione ultima a trazione dell'acciaio ($\epsilon_{ti}=0.01$), ed il momento ultimo ottenuto nei due casi dipende poco dalla forma del legame $\sigma-\epsilon$ del calcestruzzo. A titolo di esempio in fig.7 vengono

riportate le curve momento-curvatura corrispondenti allo sforzo normale specifico $v=0.40$ (tensione media $\sigma=80$ daN/cm²). Come si vede, per bassi livelli tensionali il comportamento flessionale dipende debolmente dal legame impiegato per il calcestruzzo confinato. Rispetto al calcestruzzo non confinato l'incremento del momento ultimo è piuttosto contenuto (pari circa al 20%), mentre il valore della duttilità cresce di 2-3 volte. In fig.8 i diagrammi momento curvatura della sezione confinata con FRP sono confrontati con la curva relativa al calcestruzzo non confinato. Nel primo caso la duttilità $\mu_{1/r}$ in termini di curvatura varia tra 3.98 e 4.76, nel secondo caso è compresa tra 1.59 e 1.71.



ρ (%)	Sforzo normale specifico v			Momento specifico μ		
	n.c.	acciaio	FRP	n.c.	acciaio	FRP
0.4	1.2	1.36	1.95	0.144	0.180	0.212
0.8	1.2	1.61	2.47	0.144	0.208	0.254
1.6	1.2	2.05	3.14	0.144	0.249	0.308

Figura 6 – Domini di rottura in funzione della percentuale volumetrica di confinamento

In fig.9 sono riportate le curve momento curvatura al variare dello sforzo normale specifico v . Al crescere di v si verifica non solo un incremento del momento, ma anche della curvatura ultima. Tale comportamento deriva dalla forma dei domini di rottura della sezione confinata con FRP, la cui frontiera si espande nella zona governata dalla "crisi lato calcestruzzo" con un innalzamento dello sforzo assiale ultimo corrispondente alla rottura bilanciata.

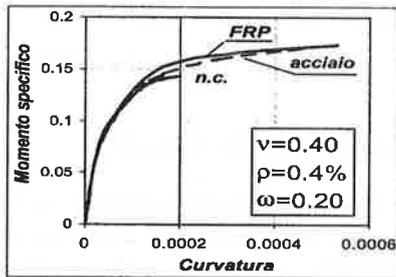
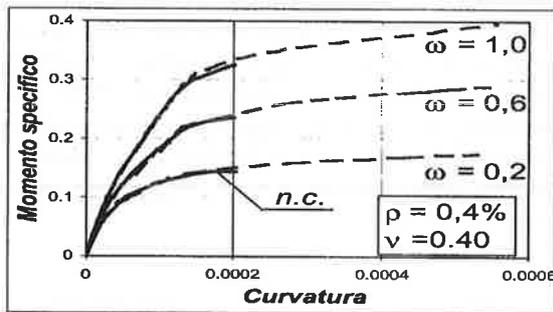


Figura 7 – Curve momento-curvatura in funzione del sistema di confinamento



$\rho(\%)$	Duttilità			Momento ultimo μ		
	$\omega=0.2$	$\omega=0.6$	$\omega=1.0$	$\omega=0.2$	$\omega=0.6$	$\omega=1.0$
0.4	4.21	4.44	4.76	0.174	0.289	0.398
0.8	4.10	4.35	4.70	0.182	0.298	0.409
1.6	3.98	4.24	4.55	0.189	0.307	0.419

Figura 8 - Duttilità e momento ultimo ($v=0.40$)

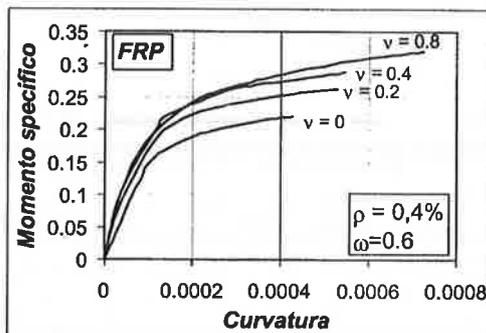


Figura 9 – Curve momento-curvatura in funzione dello sforzo assiale adimensionalizzato

Di conseguenza, in presenza di elevati valori delle tensioni di compressione la rottura si verifica sempre per raggiungimento del valore ultimo della deformazione longitudinale nelle barre. In tali condizioni l'incremento del carico assiale ha un effetto benefico sul valore della duttilità. Infatti, nell'ipotesi di legame elastico-lineare tra tensione e deformazione laterale, tale incremento produce un aumento della pressione laterale passiva di confinamento e quindi un aumento della curvatura ultima. Con riferimento infine alla variazione della duttilità con lo sforzo normale, i valori di duttilità ottenuti decrescono molto lentamente al crescere di v e sono compresi tra 4.77 e 4.11.

5. EQUIVALENZA SPIRALE METALLICA-TESSUTO FRP

L'effetto più evidente della fasciatura in FRP è un sensibile incremento della resistenza e della deformazione ultima non solo rispetto al calcestruzzo non confinato, ma anche rispetto alla sezione confinata con spirale d'acciaio con la stessa percentuale volumetrica. Per quanto riguarda la forma dei domini di rottura, l'incremento della sicurezza rispetto alla staffatura in acciaio è evidente se il regime delle sollecitazioni evolve a momento costante ovvero ad eccentricità costante. In generale l'equivalenza tra le percentuali volumetriche di rinforzo trasversale non costituisce, quindi, un valido criterio per la caratterizzazione del comportamento ultimo delle sezioni fasciate con nastri in FRP. Del resto l'acciaio e il FRP presentano caratteristiche meccaniche molto diverse, sia in termini di deformabilità che di tensione di rottura (cfr. tab.1). In alternativa è possibile ipotizzare l'equivalenza delle pressioni laterali di confinamento in condizioni ultime, date da:

$$f_{l,s} = \frac{2A_s \cdot f_{u,s}}{d \cdot s} ; \quad f_{l,FRP} = \frac{2f_{u,FRP} \cdot t}{D} \quad (20)$$

Tale approccio si traduce nella relazione seguente:

$$\rho_s \cdot \frac{f_{u,s}}{f'_{co}} = \rho_{FRP} \cdot \frac{f_{u,FRP}}{f'_{co}} \quad (21)$$

che esprime l'equivalenza delle percentuali meccaniche di rinforzo trasversale, ossia con ovvio significato dei simboli:

$$\omega_{wD,s} = \omega_{wD,FRP} \quad (22)$$

L'equivalenza proposta approssima con sufficiente accuratezza il valore della tensione di picco del calcestruzzo confinato, mentre tende a sovrastimare la deformazione ultima (fig.10) e quindi la duttilità in

termini di curvatura. Una migliore approssimazione dei domini di rottura e delle curve momento-curvatura può essere ottenuta definendo una percentuale meccanica ridotta $\omega_{WD,S} = \gamma \omega_{WD,FRP}$ di armatura trasversale. Il parametro $\gamma < 1$ è stato caratterizzato imponendo l'uguaglianza del valore massimo del momento ultimo ottenuto mediante confinamento con acciaio ovvero con FRP. A titolo di esempio in fig.11 vengono riportati i domini di rottura della sezione circolare con percentuale di armatura longitudinale $\omega = 0.6$. In particolare si fa riferimento alla sezione confinata con FRP ovvero con spirale d'acciaio, avente: 1) la stessa percentuale volumetrica ($\rho_s = \rho_{FRP}$); 2) la stessa percentuale volumetrico-meccanica ($\omega_{WD,S} = \omega_{WD,FRP}$); 3) una percentuale meccanica ridotta tramite il parametro $\gamma = 0.75$ ($\omega_{WD,S} = \gamma \omega_{WD,FRP}$). L'approccio proposto fornisce una buona approssimazione della curva $M_u - N_u$ nel campo degli sforzi normali di interesse, mentre tende a sottostimare lo sforzo normale ultimo a compressione semplice. In fig.12 è riportato il confronto tra le curve momento-curvatura ottenute confinando la sezione con nastri in FRP ovvero con una spirale in acciaio avente una percentuale meccanica $\omega_{WD,S} = \gamma \omega_{WD,FRP}$.

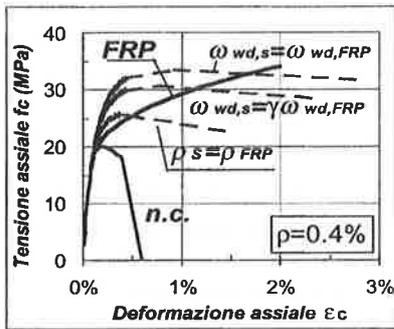


Figura 10 – Curve tensione-deformazione in funzione del sistema di confinamento

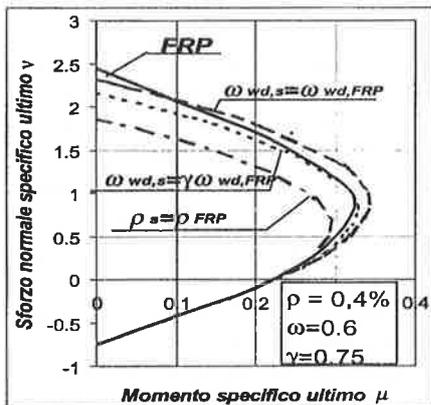
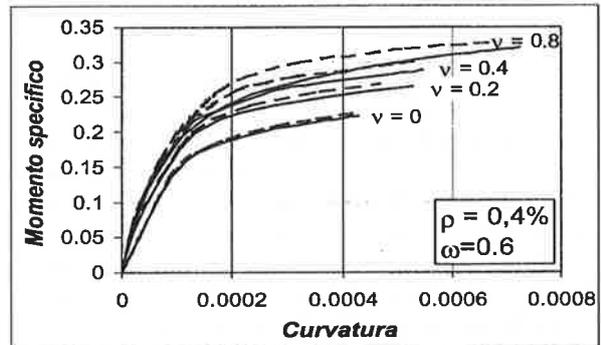


Figura 11 – Domini di rottura in funzione del sistema di confinamento



v	FRP			Acciaio		
	$\theta_v \cdot 10^4$	$\theta_u \cdot 10^4$	μ	$\theta_v \cdot 10^4$	$\theta_u \cdot 10^4$	μ
0	0.882	4.253	4.82	3.786	4.190	4.77
0.20	1.057	4.825	4.56	1.046	4.689	4.48
0.40	1.240	5.506	4.44	1.184	5.294	4.47
0.80	1.838	7.344	4.00	1.705	7.005	4.11

Figura 12 – Curve momento-curvatura in funzione dello sforzo assiale adimensionalizzato

L'equivalenza utilizzata fornisce una stima sufficientemente accurata non solo del momento ultimo, ma anche della duttilità in termini di curvatura. In particolare tale approccio tende a sovrastimare la duttilità per valori contenuti del carico assiale e a sottostimarla per valori più elevati (con errore massimo pari al 2.7%). L'approccio proposto è stato quindi applicato per diversi valori della percentuale volumetrica di armatura longitudinale e di rinforzo trasversale. Per ciascun caso esaminato è stata determinata la percentuale meccanica $\omega_{WD,S}$ di spirale in acciaio il cui dominio di rottura meglio approssima quello della sezione confinata con FRP. In fig.13 vengono riportati i valori $\omega_{WD,S}$ e $\omega_{WD,FRP}$ delle percentuali meccaniche ottenute. Com'è evidente i punti ottenuti possono essere molto bene interpolati dalla retta di regressione $\omega_{WD,S} = \gamma \omega_{WD,FRP}$, essendo γ un parametro che dipende dal modulo di elasticità del tessuto di rinforzo e che vale 0.699 nel caso preso in esame.

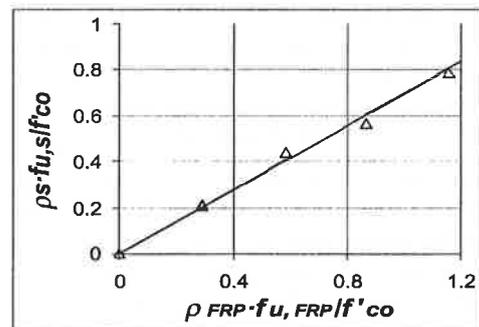


Figura 13 – Retta d'equivalenza spirale-tessuto FRP

6. CONCLUSIONI

I vantaggi connessi all'uso del materiale composito per la fasciatura delle colonne sono legati alle loro elevate proprietà meccaniche (resistenza a trazione e modulo elastico). Il comportamento elastico fino a rottura della fasciatura di rinforzo in FRP determina significative differenze rispetto al confinamento tradizionale mediante spirale d'acciaio. In primo luogo, è stato riscontrato un incremento della tensione di picco crescente con la percentuale volumetrica di rinforzo trasversale e variabile tra il 34% e il 54%. L'aumento della deformazione ultima risulta invece decrescente con tale parametro e variabile tra l'1.5% e il 35%. Con riferimento alla forma dei domini di rottura l'incremento dello sforzo normale ultimo a compressione semplice è crescente con la percentuale di rinforzo (incremento minimo del 43%). L'aumento del valore massimo del momento ultimo risulta invece più contenuto e varia tra il 17.6% e il 23.4%. Raddoppiando lo spessore della fasciatura si verifica un incremento del 30% della resistenza e della deformazione ultima, del 26% dello sforzo normale ultimo a compressione semplice e del 20% del valore massimo del momento ultimo. Con riferimento alla duttilità in termini di curvatura, i valori ottenuti sono confrontabili con quelli relativi al confinamento con spirali d'acciaio, ma decrescono molto lentamente al crescere del carico assiale. Tale effetto deriva dall'innalzamento dello sforzo normale ultimo di rottura bilanciata prodotto dalla fasciatura. Anche per valori elevati del carico assiale lo stato limite interviene sempre per rottura delle barre longitudinali, e l'incremento del carico assiale svolge pertanto un effetto benefico sul valore della curvatura ultima. È stata infine proposta una relazione d'equivalenza tra nastri in FRP e spirali d'acciaio aventi una percentuale meccanica ridotta. L'approccio utilizzato ha fornito una buona approssimazione sia dei domini di rottura nel campo dei carichi assiali di interesse, che delle curve momento-curvatura. Tale equivalenza può essere quindi impiegata per estendere le prescrizioni di progetto, ispirate al criterio della duttilità locale, all'intervento di adeguamento mediante fasciatura in fibre di carbonio.

BIBLIOGRAFIA

- [1] F. Richart, A. Brandzaeg, R. Brown: "A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses", Engineering Experimental Station, 185, University Of Illinois, 1928.
- [2] M. Sargin: "Stress-Strain Relationship for Concrete and Analysis of Structural Concrete Sections", University of Waterloo, No.4, 1971.
- [3] D.C. Kent, R. Park: "Flexural Members with Confined Concrete", Journal Of The Structural Division, Asce, 97, 1969-1990, 1971.
- [4] S.A. Sheikh, S.M. Uzumeri: "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns", J. Struct. Engrg, Asce, 106(5), 1079-1102, 1980.
- [5] B.D. Scott, R. Park, M. Priestley: "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at High and Low Strain Rates", Aci Journal, 79(1), 13-27, 1982.
- [6] J.B. Mander, M. Priestley, R. Park: "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", J. of Struct. Eng., 114, Asce, 1804-1825, 1988.
- [7] M.Saatcioglu, R.Razvi: "Strength and Ductility of Confined Concrete", J.of Struct. Eng., 118, Asce, 1590-1607, 1992.
- [8] S. Razvi, M. Saatcioglu: "Confinement Model for High-Strength Concrete", J.of Struct.Eng., 125, Asce, 1999.
- [9] S. Popovics, "Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Relation for Concrete.", Cement And Concrete Res., 3(5), 583-599, 1973.
- [10] R.L. Carrasquillo, A.H. Nilson, F.O. Slate: "Properties of High-Strength Concrete Subjected to Short Term Load", Aci J., 78(3), 171-178, '81.
- [11] F. Seible, R. Burgueno, M.G. Abdallah, R. Nuismer; "Advanced Composite Carbon Shell Systems for Bridge Columns Under Seismic Loads", Nat. Scismic Conf. On Bridges And Highways, San Diego, 1995.
- [12] F.Braga, R.Gigliotti, M.Laterza: "Progetto-verifica delle armature di confinamento negli elementi strutturali in c.a.", Convegno Nazionale Di Ingegneria Sismica, Torino, 1999.
- [13] B.Assa, M.Nishiyama, F.Watanabe, "New Approach for Modeling Confined Concrete", J.Struct. Engrg, Asce, 127(7), 2001.
- [14] M.Samaan, A. Mirmiran, M. Shahawy, "Model of Concrete Confined by Fiber Composites", J. Struct. Engrg, Asce, 124(9), 1998.
- [15] M.R. Spoelstra, G. Monti, "FRP-Confined Concrete Model", J. Struct. Eng, Asce, 3(3), 99.
- [16] S.J.Pantazopoulou, R.H. Mills, "Microstructural aspects of the mechanical response of plain concrete", ACI Mat. J. 92, 605-616, 1995.
- [17] G. Campione, N. Miraglia, N. Scibilia, "Comportamento in compressione di elementi in calcestruzzo armato a sezione circolare e quadrata rinforzati con FRP", Ingegneria Sismica, Patron Editore, 2, 2001.
- [18] A. Mirmiran, M. Shahawy, M. Samaan, H. El Echary, J.C. Mastrapa, O. Pico, "Effect of Column Parameters on FRP-Confined Concrete", J. Struct. Engrg, Asce, 2(4), 1998.

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

Gian Paolo Gamberini¹, Francesco Ruggieri², Anna Maria Badas³

¹ Ingegnere Civile, Docente Università di Cagliari.

² Ingegnere Civile, Compartimento ANAS, Cagliari.

³ Ingegnere Civile, Libero Professionista, Cagliari.

SOMMARIO

I serbatoi di depurazione in conglomerato cementizio armato, sono soggetti frequentemente ad un progressivo decadimento delle loro caratteristiche strutturali e funzionali, a causa dell'ambiente fortemente aggressivo cui sono costantemente sottoposti. Lo studio di seguito proposto, giustificato dalla constatazione dell'irreversibilità di tale fenomeno, consente la realizzazione di un intervento di risanamento che garantisce, per queste strutture, il raggiungimento dell'originario livello prestazionale previsto da progetto.

SUMMARY

The concrete containment structures for water depuration often suffer progressive decay of their structural and functional features because of strong chemical aggressions they support during their work. The seguent analysis, justified by the irrevocableness of the decay, allows the realization of a structural recovery that warrants the return to original operating levels for these structures.

1. PREMESSA

Rilevante interesse nell'ambito degli Stati Limite di Servizio ed Ultimi è rivestito dallo studio del comportamento e deterioramento delle opere in c.a. e c.a.p. soggette a particolari condizioni di carico ed ambientali, quali ad esempio le grandi vasche di

trattamento dei liquami degli impianti di depurazione. Nello specifico, gli autori hanno esaminato il caso concreto dei fenomeni fessurativi che hanno interessato le vasche dell'impianto di depurazione di "Is Arenas" in Cagliari, partendo dall'analisi dello stato tenso-deformativo e fessurativo a cui erano soggette le strutture con metodi di indagine non distruttiva

(riscontro delle resistenze dei materiali, valutazione del grado di attacco degli agenti aggressivi, rilievo di dettaglio delle lesioni superficiali e profonde).

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Oltre che nel ripristino delle parti in cemento armato danneggiate mediante l'applicazione di opportuni dosaggi di malta di cemento e delle armature corrose mediante l'applicazione di sostanze protettive, e nel trattamento delle fessure con idonei preparati (ad esempio resina epossidica e poliuretana con proprietà tixotropiche), l'intervento di recupero della struttura si individua principalmente nella messa in opera di un sistema di cavi di precompressione esterna costituenti una cerchiatura orizzontale delle pareti verticali del serbatoio. La postsollecitazione applicata ha lo scopo di neutralizzare l'azione della trazione anulare prodotta dalle pressioni radiali del materiale contenuto nel serbatoio che, unitamente all'aggressività dell'ambiente in cui è posto in opera, genera ed incrementa il fenomeno fessurativo della struttura. I cavi di precompressione esterna vengono tesati dentro una lesena parzialmente incorporata alla parete del serbatoio, ponendo l'armatura di acciaio precompressa in trazione e facendo compenetrare i singoli cavi, al fine di ottenere una tensione media sufficientemente uniforme sulle pareti dell'opera.

3. ANALISI TEORICA

Il calcolo di verifica dell'anello di serbatoio soggetto alla post-sollecitazione circolare ed alla pressione del contenuto, viene eseguito considerando un elemento anulare di altezza unitaria e di diametro interno d_i , posto alla profondità h dalla superficie libera del materiale contenuto. L'anello può essere verificato come tipica membratura ad asse curvo soggetta a trazione semplice. La tensione nel cls provocata dalla precompressione risulta pertanto inizialmente pari a F_0/A_n e a tempo infinito risulterà pari a circa F/A_n .

Nel caso dei liquidi (di peso specifico γ_l), la tensione di trazione prodotta nel cls dal solo effetto della pressione radiale del liquido interno vale:

$$\frac{\gamma_l * h * d_i}{2 * A_{id}}$$

essendo:

- γ_l = peso specifico del liquido contenuto nel serbatoio;
- h = distanza dal livello della mezzera dell'anello considerato al pelo libero;
- d_i = diametro interno del serbatoio;
- $A_{id} = A_n + n * A_{ap}$ = area ideale di cls;
- A_n = area netta di cls;

n = coefficiente di omogeneizzazione;

A_{ap} = area della sezione di armatura precompressa presente nell'altezza unitaria di serbatoio considerata.

Al riempimento del serbatoio, il cls e l'armatura di precompressione reagiscono assieme e la tensione risultante per l'effetto combinato della coazione artificiale e della trazione anulare del liquido contenuto nel serbatoio è circa:

nel cls:

$$\frac{F}{A_n} - \frac{\gamma_l * h * d_i}{2 * A_{id}} \quad (1)$$

nell'armatura di precompressione:

$$\sigma_{ap}^{(-)} + n * \Delta \sigma^{(-)}$$

Il calcolo di progetto dell'anello viene svolto secondo il criterio seguente: scelta di un adeguato coefficiente di sicurezza alla fessurazione del cls (γ_{fe}) e progettazione conseguente partendo dalla relazione (1). Nel cls risulta la tensione:

$$\sigma = \frac{F}{A_n} - \frac{\gamma_{fe} * \gamma_l * h * d_i}{2 * A_{id}} \quad (2)$$

Volendo inoltre limitare inizialmente la tensione di compressione del cls al valore σ_0 (tensione massima di compressione ammissibile) assegnato progettualmente, dovrà essere:

$$A_n = \frac{-\sigma_{ap0} * A_{ap}}{\sigma_0} \quad (3)$$

Inserendo la (3) nella (2) e ricordando che:

$$F_0 = -\sigma_{ap0} * A_{ap}$$

$$F = -\sigma_{ap} * A_{ap}$$

dopo semplici trasformazioni si ottiene:

$$A_{ap} = \frac{\gamma_{fe} * \gamma_l * h * d_i}{2 * \left(n - \frac{\sigma_{ap0}}{\sigma_0} \right) \left(\frac{\sigma_{ap} * \sigma_0}{\sigma_{ap0}} - \sigma \right)}$$

E' bene sottolineare che il coefficiente di sicurezza γ_{fe} adottato deve essere determinato mediante uno studio più approfondito che tenga conto degli effetti locali che possono presentarsi nelle odierne e complesse strutture di questo tipo. Questo studio potrà essere condotto mediante la schematizzazione agli elementi finiti della struttura, che consentirà di meglio definire il regime tensionale locale.

Il margine di tensione di compressione a cui viene sottoposto il cls, unitamente all'eventuale riserva di resistenza a trazione del dato conglomerato, fornisce l'auspicata sicurezza alla fessurazione che, come già affermato, è fondamentale in questi tipi strutturali, nei quali appunto lo stato di fessurazione coincide con quello di inutilizzabilità. Da ciò deriva, inoltre, che le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione sono, pertanto, a vuoto, poiché a pieno gli anelli sono uniformemente sollecitati al basso tasso di compressione residuo (in generale dell'ordine di

-10 kg/cm²), mentre verticalmente la parete non ha in pratica né momento flettente né sforzo tagliante essendo solo compressa dal peso della struttura. Quando il serbatoio è vuoto gli anelli sono fortemente compressi per effetto della cerchiatura di precompressione e di conseguenza le strisce verticali sono sottoposte dagli anelli a flessione e taglio i cui massimi valori assoluti si trovano alla base del serbatoio stesso.

4. METODOLOGIA E TECNICA DI INTERVENTO

Per dimostrare la validità dell'argomentazione trattata si riportano i risultati ottenuti applicando la metodologia di risanamento proposta ad un digestore facente parte dell'impianto di depurazione di Cagliari (località "Is Arenas", Quartu S.Elena). La struttura in oggetto, realizzata intorno agli anni 1965 - 1970 con cls di classe 25 ($R_{ck} = 25 \text{ kN/m}^2$) ed acciaio FeB44k, e visibilmente danneggiata da lesioni distribuite su tutte le sue superfici, presenta un diametro di 18,30 m ed un'altezza di 5,30 m dal suolo (6,80 dal piano di fondazione).

Per l'intervento di recupero, definito come intervento A, sono stati utilizzati nove cavi di precompressione esterna, raggruppati in tre gruppi da tre cavi ognuno, per una lunghezza totale di: $9 * 59,40 \text{ m} = 534,6 \text{ m}$ ed un peso totale di: $534,6 \text{ m} * 1,18 \text{ kg} = 630,828 \text{ kg}$. Le caratteristiche dei cavi utilizzati sono le seguenti:

cavi scorrevoli in trefoli da 15,7 mm ($A = 150 \text{ mm}^2$)

sollecitazione di tiro in esercizio = 186 kN

$f_{ptk} = 1770 \text{ N/mm}^2$

$f_{p1k} = 1570 \text{ N/mm}^2$

$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$

I cavi, posti dentro guaine di acciaio inox ed opportunamente ancorati alla struttura mediante testate di ancoraggio e deviatori in acciaio inox, sono stati applicati al digestore sulla sua superficie verticale cilindrica di altezza 2,30 m.

5. ANALISI STRUTTURALE

E' stato predisposto un modello agli elementi finiti del digestore, mediante il programma di calcolo SAP 2000 (fig. 1). Sono state eseguite le verifiche di resistenza sezionali e fessurative, avendo utilizzato materiali (calcestruzzo, acciaio per armature lente ed acciaio da precompressione) con caratteristiche prestazionali e meccaniche corrispondenti ai materiali realmente impiegati nell'intervento di recupero, ed avendo considerato in sede di analisi dei carichi le seguenti azioni: peso proprio, pressioni del liquido e azioni derivanti dalla precompressione esterna adottata

per l'intervento di recupero. Il digestore, modellato agli elementi finiti, è stato scomposto in un opportuno numero di elementi "shell" e la mesh utilizzata è stata volutamente infittita in prossimità delle aperture di questo in modo da poter valutare meglio gli effetti locali. Considerato che il comportamento della struttura è fortemente influenzato dalle caratteristiche di deformazione del terreno di fondazione e dalla rigidità della piastra di base, sono stati individuati due schemi strutturali limite, uno con la schematizzazione di un incastro perfetto alla base della parete verticale, per tenere conto dell'entità trascurabile degli spostamenti relativi tra struttura e terreno di fondazione, l'altro con la schematizzazione della cerniera, per tenere conto degli eventuali cedimenti differenziali tra struttura e terreno di fondazione. Tutti gli eventuali stati di esercizio della struttura sono ricompresi tra questi due schemi limite.

I carichi elementari agenti sulla struttura in fase di esercizio sono (fig. 2):

- Peso proprio:

peso specifico del conglomerato cementizio armato:

$\gamma_c = 25,0 \text{ kN/m}^3$

piastra circolare superiore (spessore 25 cm):

$g_1 = 25,0 * 0,25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$

tronco di cono (spessore 30 cm):

$g_2 = 25,0 * 0,30 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

cilindro (spessore 30 cm):

$g_3 = 25,0 * 0,30 = 7,50 \text{ kN/m}^2$

lamiera zincata + parete isolante:

$\Delta g = 1,00 \text{ kN/m}^2$

- Precompressione esterna:

la sollecitazione di tiro in esercizio di ogni cavo è:

$t = 186 \text{ kN}$

il tiro totale in esercizio risulta:

$T = 9 * t = 1674 \text{ kN}$;

si può considerare l'effetto della precompressione come equivalente ad una sollecitazione tangenziale uniformemente distribuita sulla fascia cilindrica di altezza 2,30 m di entità pari a:

$q = T / 2,30 = 727,8 \text{ kN/m}$;

la componente di tiro tangenziale genera una componente di confinamento radiale sulla parete del cilindro pari a:

$p_v = q / r = 79,54 \text{ kN/m}^2$

essendo $r = 9,15 \text{ m}$ il raggio del cilindro

- Pressione del fluido:

peso specifico dei fanghi: $\gamma = 11,0 \text{ kN/m}^3$

per la combinazione di azioni rara:

considerando, a vantaggio di sicurezza, un livello di colmo del fluido di 0,50 m oltre il pelo libero previsto (6,10 m) si ha:

sezione di attacco cilindro - tronco di cono:

$p_3 = (6,60 - 4,55) * 11,0 = 22,55 \text{ kN/m}^2$

sezione al piede del cilindro:

$$p_5 = (6,60 - 2,25) * 11,0 = 47,85 \text{ kN/m}^2$$

per la combinazione di azioni frequente:

pelo libero del fluido: 2,30 m

sezione di attacco cilindro – tronco di cono:

$$p_3 = 0 \text{ kN/m}^2$$

sezione al piede del cilindro:

$$p_5 = 2,30 * 11,0 = 25,3 \text{ kN/m}^2$$

Il calcolo è stato condotto per le tre condizioni di carico:

1. peso proprio (COMB1)
2. peso proprio + precompressione esterna (COMB2)
3. peso proprio + precompressione esterna + carico idrostatico con altezza $h = 6,60$ m (COMB3)
4. peso proprio + precompressione esterna + carico idrostatico con altezza $h = 2,30$ m (COMB4)

Come precedentemente affermato, sono state eseguite le verifiche:

- di resistenza, soffermandosi in particolare sugli elementi “shell” maggiormente sollecitati da azione normale (sia in direzione x , direzione dei paralleli, che in direzione y , direzione dei meridiani, rispetto al sistema di riferimento globale adottato) e da momento flettente (in direzione x ed y);
- fessurative degli elementi che andranno a diretto contatto con i fanghi una volta messo in opera il digestore (elementi del cilindro ed alcuni elementi del tronco di cono).

In particolare è stato verificato lo stato limite di apertura delle fessure per la combinazione di azioni rara (livello del pelo libero del liquido = $6,10$ m + $0,50$ m = $6,60$ m) e lo stato limite di decompressione per la combinazione di azioni frequente (livello del pelo libero del liquido = $2,30$ m).

Le verifiche di resistenza eseguite hanno dato esito positivo, fornendo dei valori di tensione nel calcestruzzo compresso e nell'acciaio teso inferiori a quelli limite stabiliti dalla normativa e specifici per il cls e l'acciaio utilizzati in questa struttura. Anche le verifiche di fessurazione hanno fornito esito positivo. Infatti, nella maggior parte dei casi, la sezione esaminata risulta pressoinflessa internamente, cioè è completamente compressa, e questa condizione garantisce dalla fessurazione di essa, verificando lo stato limite di apertura delle fessure ed anche lo stato limite di decompressione (fig. 3).

Si fa notare come la presenza delle aperture abbia reso indispensabile la modellazione tridimensionale della struttura ed, inoltre, che il trascurare gli effetti locali avrebbe pregiudicato la rispondenza dello stato di esercizio ai requisiti prestazionali (vd. fessurazione).

6. RISULTATI ED ANALISI COMPARATIVA

I risultati sperimentali ottenuti concordano pienamente con quelli dell'analisi teorica. Infatti,

facendo riferimento alla tabella di fig. 3, si è riscontrato che nelle combinazioni di carico COMB3 e COMB4 (peso proprio + precompressione esterna + carico idrostatico), cioè a serbatoio pieno, le sezioni esaminate risultano pressoinflesse con centro di pressione interno al nocciolo centrale d'inerzia, cioè completamente compresse. Questo conferma la presenza costante di un residuo di tensione di compressione nel cls, che, unitamente all'eventuale riserva di resistenza a trazione del dato conglomerato, garantisce la sicurezza alla fessurazione.

Inoltre si è visto come gli elementi shell costituenti la struttura risultino maggiormente sollecitati nella combinazione di carico COMB2 (peso proprio + precompressione esterna) a conferma del fatto che le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione sono a vuoto. Infatti quando il serbatoio è vuoto gli anelli sono fortemente compressi per effetto della cerchiatura di precompressione e quando esso è pieno questi sono uniformemente sollecitati al basso tasso di compressione residuo del cls.

Dall'analisi dei dati sperimentali si è riscontrato che, pur tenendo conto degli effetti locali, i valori da assegnare al coefficiente γ_{fe} di sicurezza a fessurazione sono compresi tra $1,120$ e $1,45$. I valori più bassi di γ_{fe} sono stati adottati per le zone del serbatoio in regime di emisimetria, lontane dagli effetti di disturbo nella distribuzione dello stato tensionale, mentre i valori più alti, prossimi a $1,5$, sono stati adottati in prossimità delle aperture. Tenendo conto delle limitazioni poste in sede normativa, che prescrivono un valore minimo di tale coefficiente pari a $1,3$, si suggerisce, quindi, in sede progettuale l'adozione generalizzata di γ_{fe} pari a $1,3$ per tutti i serbatoi semplici in regime di emisimetria, mentre per le strutture complesse caratterizzate da geometrie non emisimetriche e dalla presenza di vani, aperture, ecc., si suggerisce l'adozione di un coefficiente pari ad almeno $1,5$.

In conclusione, si rileva come la postsollecitazione applicata riesca efficacemente a neutralizzare l'azione della trazione anulare prodotta dalle pressioni radiali del materiale contenuto nel serbatoio, lasciando, inoltre, le sezioni sollecitate ad un basso tasso di compressione che preserva da eventuali rischi di fessurazione.

7. STUDIO DEL LAYOUT DEI CAVI

Sempre mediante l'ausilio del programma di calcolo SAP 2000 è stata predisposta una serie di modelli agli elementi finiti del digestore in esame, simili a quello approntato in precedenza, in cui sono stati simulati due ulteriori interventi di recupero, definiti come intervento B ed intervento C, basati sulla messa in opera di differenti layout di cavi di precompressione.

Per l'intervento B si è supposto di utilizzare sedici cavi di precompressione esterna, raggruppati in gruppi da due cavi ognuno, uniformemente distribuiti sulla superficie cilindrica del digestore, per una lunghezza totale di: $16 * 59,40 \text{ m} = 950,4 \text{ m}$ ed un peso totale di: $950,4 \text{ m} * 1,11 \text{ kg} = 1054,944 \text{ kg}$. Le caratteristiche dei cavi utilizzati sono le seguenti:
cavi scorrevoli da un trefolo da $15,2 \text{ mm}$ ($A = 139 \text{ mm}^2$)
sollecitazione di tiro in esercizio = 150 kN

$$f_{ptk} = 1800 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{p1k} = 1600 \text{ N/mm}^2$$

$$E_p = 195000 \text{ N/mm}^2$$

Anche in questo caso sono state eseguite le verifiche di resistenza sezionali e fessurative, che hanno portato all'ottenimento dei seguenti risultati: utilizzando cavi di sezione ridotta e di minori prestazioni, ma aventi maggiore distribuzione uniforme, tutte le sezioni esaminate, considerate in differenti punti del manufatto (piastra circolare superiore, tronco di cono e parete cilindrica), risultano soggette a pressoflessione interna, cioè sono completamente compresse; ciò attesta la presenza di una compressione residua costante, che nel caso esaminato si aggira intorno ai -7 kg/cm^2 , che tutela dalla fessurazione. Questo intervento costituito dalla messa in opera di un layout diffuso di cavi che, assicurando una tensione uniforme sulle pareti dell'opera, ne migliora sicuramente il regime tensoflessionale consentendo di raggiungere appieno i risultati ricercati, presenta l'inconveniente di avere un costo di realizzazione eccessivo, tale da non risultare economicamente competitivo tra le tipologie di intervento previste.

Per l'intervento C si è supposto di utilizzare nove cavi delle caratteristiche sopra indicate, raggruppati, come nella realtà dell'intervento, in tre gruppi da tre cavi ognuno, per una lunghezza totale di: $9 * 59,40 \text{ m} = 534,6 \text{ m}$ ed un peso totale di: $534,6 \text{ m} * 1,11 \text{ kg} = 593,406 \text{ kg}$. Le verifiche di resistenza sezionali e fessurative eseguite, hanno portato all'ottenimento dei seguenti risultati: utilizzando cavi di sezione ridotta e di minori prestazioni, agenti in zone concentrate come per l'intervento A, non tutte le sezioni esaminate risultano soggette alla compressione residua auspicata, che in questo caso risulta essere pari a circa -6 kg/cm^2 . In particolare tutte le sezioni poste nel contorno in prossimità dell'attacco tronco di cono - cilindro risultano soggette a pressoflessione esterna nelle combinazioni di carico più gravose, il che comporta la prevedibile insorgenza di problemi fessurativi.

Questo fenomeno, che può essere attribuito sicuramente ad errori progettuali, quali la realizzazione di una pesante copertura spingente in c.a. che manda in trazione la sezione d'attacco tronco di cono - cilindro, potrebbe essere limitato o addirittura evitato mediante la predisposizione in prossimità di questa sezione di un ulteriore anello di rinforzo da realizzarsi o mediante

armatura ordinaria oppure mediante precompressione, per conferire maggiore resistenza a trazione alle sezioni di cls considerate, fermo restando che ciò comporta l'aumento del costo di realizzazione dell'intervento descritto.

8. CONCLUSIONI

I criteri che hanno guidato l'intervento progettuale sono stati basati sul principio del recupero prestazionale e sull'analisi tecnico-economica svolta comparativamente tra le varie soluzioni sopra analizzate, confrontate con l'ipotesi della demolizione e ricostruzione del manufatto.

Al fine di parametrizzare il costo dei vari interventi, sono stati adottati i seguenti prezzi elementari desunti da analisi di mercato:

trefolo per precompresso in acciaio $f_{ptk}(1\%) = 1600 \text{ MPa}$ (prezzo a kg di trefolo):

€/kg 19,47 (£/kg 37.700);

testata di ancoraggio a tesatura di trefoli per c.a.p. (prezzo per cavo ancorato, per cavo nominale di 1 kg/ml per tiro in ton.):

€/(cad*kg*ton) 22,98 (£/(cad*kg*ton) 44.500).

Si è determinato che il costo relativo all'intervento A è così desumibile:

n° cavi: 9

massa lineica: $1,18 \text{ kg/m}$

tensione di tiro in esercizio: 186 kN

peso totale cavi: $630,828 \text{ kg}$

n° testate di ancoraggio: 18

costo totale cavi = $630,828 * 19,47 =$

€ 12282,49 (£. 23.782.215)

costo totale testate = $18 * 1,18 * 18,6 * 22,98 =$

€ 9079,49 (£. 17.580.348)

da cui deriva che il costo totale per l'intervento di recupero del digestore si aggira intorno a € 21381,32 (£. 41.400.000).

Si è determinato che il costo relativo all'intervento B è così desumibile:

n° cavi: 16

massa lineica: $1,11 \text{ kg/m}$

tensione di tiro in esercizio: 150 kN

peso totale cavi: $1054,944 \text{ kg}$

n° testate di ancoraggio: 32

costo totale cavi = $1054,944 * 19,47 =$

€ 20540,21 (£. 39.771.388)

costo totale testate = $32 * 1,11 * 15 * 22,98 =$

€ 12244,98 (£. 23.709.600)

da cui deriva che il costo totale per l'intervento di recupero del digestore si aggira intorno a € 32795 (£. 63.500.000).

Si è determinato che il costo relativo all'intervento C è così desumibile:

n° cavi: 9

massa lineica: 1,11 kg/m
tensione di tiro in esercizio: 150 kN
peso totale cavi: 593,406 kg
n° testate di ancoraggio: 18
costo totale cavi = $593,406 \cdot 19,47 =$
€ 11553,86 (£. 22.371.406)
costo totale testate = $18 \cdot 1,11 \cdot 15 \cdot 22,98 =$
€ 6887,81 (£. 13.336.650)

A questo importo si deve aggiungere l'ulteriore costo di realizzazione dell'anello di rinforzo da porre in opera in prossimità della sezione di attacco tronco di cono – cilindro per la buona riuscita dell'intervento, che risulta essere pari a circa € 7746,85 (£. 15.000.000), da cui deriva che il costo totale per l'intervento di recupero del digestore si aggira intorno a € 25822,84 (£. 50.000.000).

E' bene ricordare che a tutti gli importi indicati si devono aggiungere le spese per il ripristino delle parti strutturali in cemento armato ed in acciaio danneggiate, provvedimento necessario ed indispensabile per procedere alla messa in opera dei sistemi di cavi di precompressione esterna suddetti.

Tutti gli interventi sopra menzionati consentono di estendere la vita utile del manufatto, che ha già operato per circa 26 anni, di altri 35 anni (fig. 4).

Il costo per l'eventuale intervento radicale di demolizione e ricostruzione, sulla base dei correnti prezzi di mercato, è stato determinato pari a € 258228,45 (£. 500.000.000), con un'aspettativa di vita utile compresa tra i 35 e 40 anni.

I due diagrammi riportati nelle fig. 5 e 6 illustrano, rispettivamente, l'andamento temporale dei costi nel caso in cui si decidesse di adottare l'intervento di recupero A e nel caso in cui si volesse procedere, invece, con un intervento radicale di demolizione e ricostruzione al raggiungimento del livello prestazionale inaccettabile. Come si evince dai costi indicati, risulta preferibile adottare la soluzione A, in quanto con un intervento di limitata entità si riesce a garantire il completo recupero prestazionale dell'opera, con un'estensione della vita utile di altri 35 anni. Inoltre, tale soluzione risulta economicamente valida nei confronti di un intervento di demolizione precoce.

BIBLIOGRAFIA

- [1] CESTELLI - GUIDI Carlo – 1970, “Cemento Armato Precompresso”, Hoepli, Milano, pagg. 801.
- [2] ANTONINI Tullio – 1973, “Cemento Armato Precompresso”, Tamburini Editore, Milano, pagg. 606.
- [3] THONIER Henry – 1985, “Le Beton Precontraint aux Etats - Limites”, Presses de l'ecole nationale des Ponts et chaussées, Paris, pagg. 557.
- [4] NAAMAN Antoine, BREEN John – 1990, “External Prestressing in Bridges, Computer evaluation of the effect of prestressing on a shell structure”, ACI-SP120, Detroit, pagg.458.

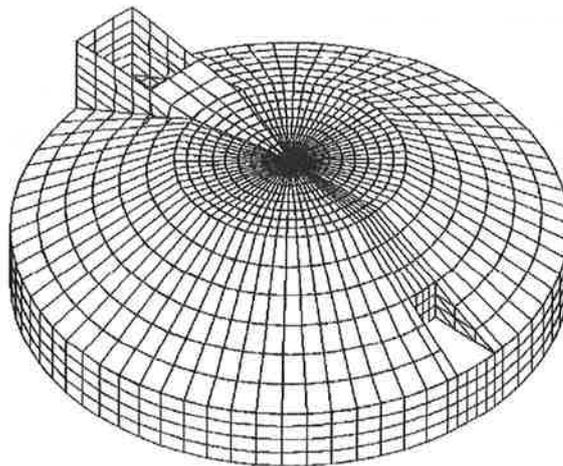


fig. 1: Modello agli elementi finiti

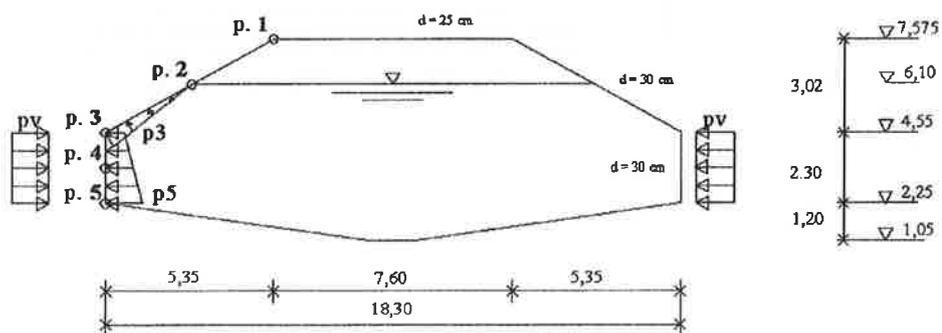


fig. 2: Schema dei carichi

SEZIONE	IN PROSSIMITA' DELLE APERTURE (effetti locali)	IN REGIME INDISTURBATO
PUNTO 1: sezione di attacco piastra circolare superiore – tronco di cono	$\sigma_c = -2,59 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 13,66 \text{ N/mm}^2$ $w_k = 0,035 \text{ mm}$	$\sigma_c = -0,26 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = -1,39 \text{ N/mm}^2$
PUNTO 3: sezione di attacco tronco di cono – cilindro	$\sigma_c = -1,42 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = 14,69 \text{ N/mm}^2$ $w_k = 0,038 \text{ mm}$	$\sigma_c = -0,37 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = -1,91 \text{ N/mm}^2$
PUNTO 5: sezione di attacco cilindro – piastra di base	$\sigma_c = -0,50 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = -3,21 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_c = -0,32 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_s = -2,38 \text{ N/mm}^2$

(σ_c = tensione massima nel cls (< 0 se di compressione), σ_s = tensione massima nell'acciaio, w_k = ampiezza media delle fessure)

fig. 3: Risultati delle verifiche di resistenza e fessurative

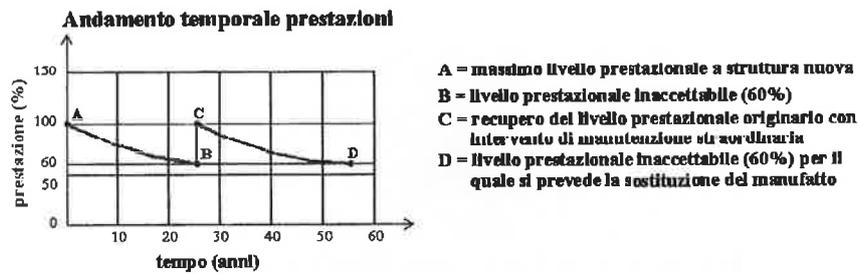


fig. 4: Andamento temporale prestazioni

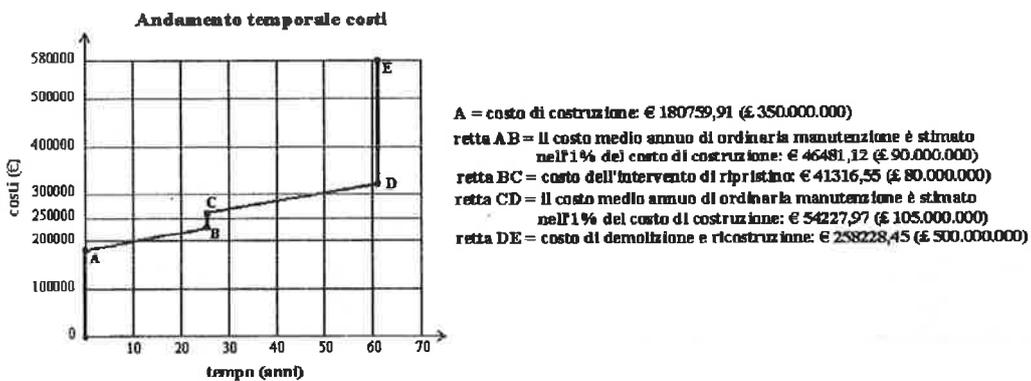


fig. 5: Andamento temporale costi intervento A

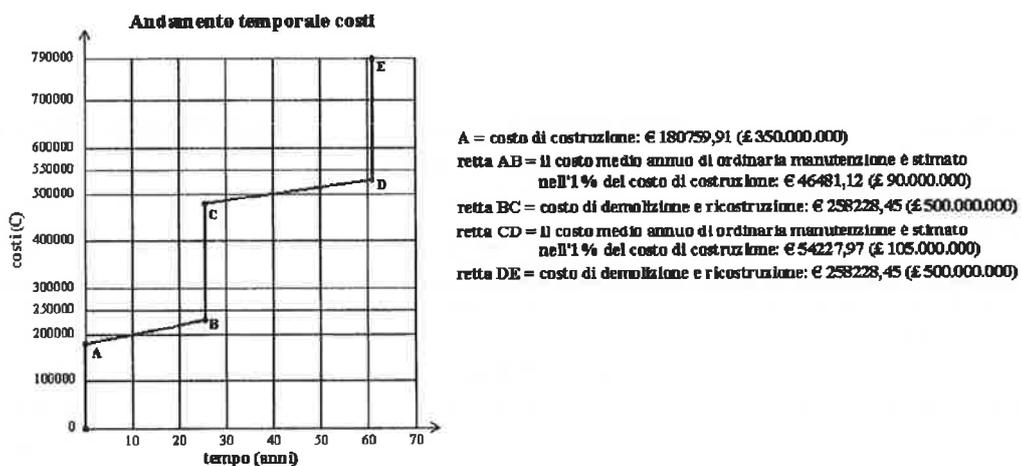


fig. 6: Andamento temporale costi intervento di demolizione

VALUTAZIONE DEL DEGRADO STRUTTURALE E INTERVENTI DI RIPRISTINO. IL CASO DEI VIADOTTI DEL RACCORDO AL TRAFORO DEL GRAN SAN BERNARDO

Marco Garozzo¹, Giuseppe Pasqualato¹

¹ Sineco S.p.A., Via F. Casati 1/a, 20124 Milano - Italy, e-mail: sineco@sineco.co.it.

SOMMARIO

Il crescente aumento di traffico sulla rete stradale europea ed italiana, contemporaneo con un sempre maggiore ed inevitabile invecchiamento delle opere d'arte che la costituiscono, hanno notevolmente sensibilizzato gestori e tecnici verso lo studio delle problematiche relative al degrado delle strutture in cemento armato e la definizione di progetti di ripristino più accurati, in grado di garantire il prolungamento della vita utile delle opere con minimizzazione dei tempi d'esecuzione ovvero dei fuori esercizio delle stesse.

In questo articolo sono presentati: le metodologie utilizzate per l'individuazione dello stato di degrado delle strutture ed i progetti di ripristino, eseguiti da Sineco S.p.A. in collaborazione con l'ing. Giorgio Belloni.

In particolare si descrive il caso di studio e di analisi delle strutture presenti sul Raccordo al Traforo del Gran San Bernardo, che è consistito in una campagna approfondita di sopralluogo ed ispezione dei 31 viadotti presenti, nella verifica strutturale con individuazione delle priorità di manutenzione e nella progettazione - realizzazione dei lavori di ripristino.

Si ritiene che l'esempio presenti una casistica significativa ed interessante delle problematiche più tipiche correntemente presenti nelle opere in cemento armato, metta in luce le difettologie più ricorrenti e consenta d'illustrare le soluzioni di ripristino adottate, che tendono a migliorare alcune impostazioni progettuali, degli inizi degli anni sessanta, dimostrate nel tempo non efficienti.

SUMMARY

Recent increment of the traffic in European road network, together with an aging of the structures, bring the people involved in the structures' maintenance to investigate a clever way to detect damage in the concrete bridges. In this paper are presented some bridge management methodologies up to repair work.

The paper presents the investigation work on 31 viaducts of the San Bernardo connection road, a typical thirty years old reinforced concrete structure. An inspection survey, finalised to a structural control, was carried out in order to produce a priority list of repair works and a bridge management system.

Some technical examples, produced by Sineco S.p.A. in co-operation with Ing. Giorgio Belloni, for better understanding the maintenance works on highway bridges are presented.

1. INTRODUZIONE

L'aumento nell'ultimo decennio di veicoli e mezzi pesanti sulle strade, contestualmente all'invecchiamento della maggioranza delle strutture viarie (ponti, viadotti e gallerie) presenti, hanno fatto sì che le attività di controllo e manutenzione raccogliessero sempre maggiore interesse e acquistassero maggiore importanza.

In particolare, nel recente periodo, si è sviluppato un forte interesse da parte dei gestori/concessionari di strade verso:

- la ricerca di metodi d'indagine più pratici e precisi;
- la verifica di possibili incrementi di carico e di ampliamento delle strutture esistenti;
- la riduzione delle interferenze con il traffico durante le attività di controllo e di manutenzione;
- lo studio di progetti di ripristino più specializzati.

Nel presente articolo sono descritti alcuni esempi di attività correlate al controllo, alla verifica e alla manutenzione delle strutture viarie.

2. VALUTAZIONE DELLE STRUTTURE E METODI DI VERIFICA DI PROVA E DI CONTROLLO

Il problema dell'esame di una struttura esistente e delle eventuali decisioni da prendere per la sua riabilitazione è sicuramente uno dei compiti più difficili dell'ingegneria strutturale; proprio per questo pur essendo stato questo tema considerato con grande attenzione dalle normative nazionali e internazionali, non si è ancora riusciti ad elaborare Raccomandazioni specifiche come per il progetto di nuove costruzioni.

Le indicazioni e le norme cui attualmente si può fare riferimento (per le strutture dello specifico settore stradale) sono:

- Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali. Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici, n° 6736 19/07/1967;
- Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione esecuzione e collaudo dei ponti stradali. Decreto Ministeriale 04/05/1990;
- Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali Legge 02/02/1974, n. 64 - Art. 1 D.M. 04/05/1990. Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici, n° 34233 25/02/1991;
- Istruzione sulla pianificazione della manutenzione stradale. Ponti e viadotti. C.N.R. Bollettino Ufficiale N. 165 30/12/93.

2.1 Principali cause di deterioramento e fattori che influiscono sulla durabilità

Tra i difetti presenti sulle strutture si possono distinguere quelli direttamente collegati alle qualità dei materiali, quelli derivanti da problemi di usura e deterioramento e quelli imputabili ad errori di progettazione/costruzione.

Le cause di usura e di aggressione sulle strutture in calcestruzzo possono essere formalmente suddivise in chimiche, fisiche e meccaniche.

Fra le *cause chimiche*^[1], strettamente legate alla porosità e quindi alla permeabilità della matrice cementizia vi sono:

- La carbonatazione. L'anidride carbonica penetra, attraverso le porosità nella parte corticale del calcestruzzo, e reagisce con l'idrossido di calcio e forma il carbonato di calcio che, se da un lato

aumenta localmente la resistenza del calcestruzzo, dall'altro diminuisce notevolmente l'alcalinità (il pH passa da 13 a circa 9) e con essa la passività delle armature che vengono esposte alla corrosione (il ferro si ossida con aumento di volume innescando i fenomeni di "spalling").

- L'attacco da cloruri. Il cloruro di calcio attacca la pasta di calcestruzzo, la quale al contatto tende a delaminarsi, fessurarsi e a disintegrarsi. Il fenomeno è veloce ed è favorito dalle basse temperature.

Il cloruro di sodio, nel caso che il calcestruzzo sia confezionato con aggregati reattivi, innesca la reazione alcali-aggregati. Tale reazione, dovuta alla presenza di alcali (sodio, potassio) e della silice amorfa, dà luogo a una specie di silicato sodico, gelatinoso, capace di rigonfiarsi in ambiente umido.

- L'attacco da solfati. Essi sono indubbiamente gli agenti più aggressivi.

L'idrossido di calcio Ca(OH)_2 , sempre presente nella pasta di cemento perché prodotto dalla reazione dell'acqua con i silicati di calcio del cemento, viene trasformato in gesso biidrato più voluminoso $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$. Il rigonfiamento che si manifesta per immersione e più ancora in acqua solfatica è tale da provocare fessurazioni e distacchi della parte corticale.

Fra le principali cause *fisiche e meccaniche* bisogna annoverare:

- I fenomeni derivanti dai cicli di gelo e disgelo. In un materiale permeabile come il calcestruzzo se collocato ad operare in zone umide, soggette a nevicate e a sbalzi termici attorno allo zero, l'aumento di volume, per il congelamento dell'acqua che satura la matrice cementizia può innescare tensioni interne che in breve tempo portano allo sgretolamento del materiale stesso.
- I fenomeni derivanti dal ritiro. Lo stato di microfessurazione conseguente alla maturazione del materiale, oggi ridotto e controllabile con l'uso di appositi additivi, espone il materiale a più facili aggressioni.
- Eventi naturali. Il possibile sviluppo di incendi, frane o inondazioni possono causare/innescare danneggiamenti non immediatamente percettibili ma che possono degenerare nel tempo accelerando di fatto il degrado naturale.
- Soggezione a sovraccarichi, vibrazioni, urti e scoppi. L'innescare di fenomeni di fessurazione indotti dall'applicazione di carichi ciclici o da situazione di carico impreviste sono anch'esse cause di riduzione di resistenza della struttura o più generalmente, anche in questo caso, cause di accelerazione del normale degrado.

Infine, per quanto riguarda i difetti derivanti da

problemi progettuali e costruttivi ^[2] si possono indicare come più comuni:

- la non corretta formulazione del calcestruzzo o una sua non adeguata preparazione/messa in opera;
- spessori inadeguati dei copriferri;
- mancanza di armatura di ripartizione conseguente, per lo più, all'assenza del concetto di verifica a fessurazione;
- la frequente mancanza d'impermeabilizzazione e la scarsa cura nella regimentazione delle acque di scarico;
- la non corretta messa in opera di appoggi o giunti;
- l'utilizzo di talune schematizzazioni e tipologie d'opera che non considerano i concetti di manutenibilità oggi invece divenuti centrali.

2.2 Metodi e tecniche d'indagine - controllo

Le valutazioni strutturali dei ponti e dei viadotti possono essere condotte con duplice approccio:

- quello del gestore o concessionario di strade e autostrade che ha di fronte a sé normalmente un grosso numero di strutture e il suo obiettivo è quello di ottenere una valutazione generale di tutte le sue opere per impostare piani manutentivi di breve medio periodo che scongiurino i fuori servizio delle opere;
- quello del tecnico, ingegnere strutturista, che è in genere orientato allo studio delle strutture, mediante un approccio analitico di verifica che può essere soltanto o positivo o negativo.

L'unione di queste due mentalità può condurre, se supportata da efficienti strumenti, alla definizione di efficaci sistemi di "BRIDGE MANAGEMENT".

Attualmente la manutenzione programmata si basa prevalentemente sulla sorveglianza delle opere d'arte mediante l'ispezione visiva di tecnici specializzati. Tale metodo, che per sua natura risente di problemi indotti dalla soggettività dell'ispettore e dalla sua preparazione tecnica, è stato migliorato e perfezionato mediante l'uso di routine di ispezione supportate da sistemi informatici di catalogazione, che mediante algoritmi di calcolo e classificazione anche complessa degli ammaloramenti, definiscono parametri "indice di danno" significativi dello stato della struttura ^[3] ^[4]. L'ispezione visiva, anche se avvalorata ed arricchita dall'esame e studio del progetto e dei dati storici, spesso non riesce a definire completamente il quadro della situazione: manca una valutazione diretta dei parametri meccanici dei materiali, della profondità dell'aggressione chimica e ogni informazione sullo stato degli elementi strutturali non visibili.

La valutazione dei materiali in termini di qualità e di resistenza possono essere ottenute in modo abbastanza

semplice mediante battute sclerometriche, prove ultrasoniche, termografiche, oppure valutando in maniera diretta le resistenze meccaniche mediante schiacciamento, i valori di carbonatazione e di penetrazione dei cloruri.

Altre prove di carattere non distruttivo o moderatamente distruttive ma semplici da eseguire sono: la stratigrafia radar, la ricostruzione della geometria d'armatura con il pacometro, l'esame delle fondazioni con tecniche "cross hole", le prove di penetrazione "pistola di Windsor" o di estrazione prova di "Pull out".

Tali dati completano l'ispezione visiva ampliando lo spettro d'indagine, ma non esauriscono la valutazione del funzionamento della struttura. Per questo bisogna ricorrere a un collaudo statico, attività decisamente impegnativa per un'opera funzionante, oppure mediante l'utilizzo di tecniche, che hanno un limitato impatto sull'opera, quali ad esempio le indagini dinamiche ^[5] ^[6]. Mediante il controllo dei parametri dinamici (frequenze e forme dei modi di vibrare, smorzamento, ecc.) e più in generale per confronto con dei modelli numerici è possibile verificare modificazioni locali o globali di rigidità, correlabili a problemi strutturali ^[7].

Tutti i metodi e le tecniche d'indagine applicabili alle strutture siano questi rivolti alla definizione del degrado della struttura, alla caratterizzazione dei materiali in opera o alla verifica diretta o indiretta della sua funzionalità devono essere resi e considerati complementari e tutti ugualmente importanti per impostare efficienti politiche di "bridge management" capaci di risolvere sia il più ampio caso di manutenzione di un parco d'opere che il caso più elementare di verifica di una singola struttura.

3. IL PROGETTO DI RIPRISTINO

Con riferimento a quanto appena affermato, prima di avviare un qualsiasi intervento di ristrutturazione occorre aver affrontato e concluso il seguente iter:

- 1) l'anamnesi, la raccolta dei dati riguardanti i precedenti dell'opera;
- 2) la diagnosi ovvero la definizione della situazione patologica specifica;
- 3) la terapia ovvero la scelta dei tempi e della politica d'intervento.

Per la fase dell'anamnesi (fase 1) è prioritario il reperimento dei documenti di progetto, relazioni di calcolo, disegni esecutivi, i certificati delle prove di accettazione e di controllo dei materiali, le relazioni dei collaudi statici eseguiti, nonché i dati desunti dalla banca dati ispettiva.

Per la diagnosi (fase 2), occorre procedere ad un obiettivo esame di tutti i dati raccolti ivi compresi gli

eventuali esami aggiuntivi reputati necessari, per definire la capacità strutturale residua dell'opera e quindi del suo grado di sicurezza sotto determinate condizioni d'uso. A tale proposito si ricorda che il degrado provocato da fenomeni fisici, chimici (da definirsi come azioni) influisce negativamente sulle caratteristiche di resistenza delle sezioni, alterando i materiali, riducendo le sezioni, provocando discontinuità. Nel confronto fra forze (azioni) e resistenza delle sezioni (capacità) per la verifica agli stati limite^[8], sono queste ultime che risentono del degrado. A questo, nei casi di adeguamento e non di solo ripristino, occorre anche aggiungere il fatto che i carichi e le verifiche di regolamento sono più restrittive rispetto a quelle imposte dalle normative precedenti.

Per quanto relativo alla terapia (fase 3) di norma non risulta predefinita o definibile in modo univoco; la terapia sarà tanto più efficace tanto più l'intervento tecnico dell'ingegnere è finalizzato a conseguire obiettivi chiaramente esplicitati dal committente. Una cosa è approssiare un percorso di risanamento conservativo di un'opera, altra cosa è provvedere ad un suo adeguamento.

In ogni caso, fatte salve casi di sostituzione completa dell'opera, la progettazione di ripristino deve confrontarsi e fare ipotesi in merito alla reale capacità delle strutture da reimpiegare garantendo il rispetto del loro equilibrio e un'ottima fusione con le strutture o parti strutturali di nuova realizzazione, si pensi solo ad accoppiamento tra materiali di formulazione differente o a fenomeni quali l'elasticità differita.

Nei successivi paragrafi verrà illustrata una esperienza reale di "bridge management" attuata su di una infrastruttura viaria.

4. ESEMPIO DI STUDIO. LE STRUTTURE DEL RACCORDO AL TRAFORO DEL GRAN SAN BERNARDO

Il raccordo autostradale al traforo del Gran San Bernardo è stato costruito contemporaneamente con la realizzazione del tunnel agli inizi degli anni 60, per rendere facile e sicuro l'accesso, anche durante la stagione invernale. Nel tratto finale la strada è anche dotata di copertura per la protezione da precipitazione nevosa e in alcuni punti, anche dalle eventuali cadute di valanghe.

Il tracciato complessivo sul versante italiano ha una lunghezza complessiva di 9900 m ed è un'unica carreggiata della larghezza di 9 m. La parte scoperta è lunga 3750 m e si sviluppa da quota 1510 m s.l.m. fino a 1670 (in corrispondenza dell'inizio del tratto coperto) con una pendenza media di 4,26 %. La parte coperta ha

una lunghezza di 6150 m ed una pendenza del 3,33 % e raggiunge direttamente la galleria a quota 1875 m s.l.m..



Fig. 1 Panoramica di un tratto del viadotto Curvone

Sull'intera estensione, seppur di soli 10 km, sono presenti 31 viadotti, realizzati in cemento armato ordinario, per una lunghezza totale di circa 5000 m.

La zona climatica è impervia e sottoposta a lunghi periodi di gelo, con frequenti nevicate. La strada e il traforo sono stati realizzati per garantire la viabilità invernale, non possibile attraverso l'omonimo passo; di qui l'importanza di considerare prioritario e non subordinabile il mantenimento costato dell'esercizio.

In questo scenario si sono inserite le attività di monitoraggio, controllo e verifica svolte da Sineco in collaborazione con l'ing. Belloni per studiare lo stato di degrado e le prestazioni residue delle strutture, a trent'anni dalla loro costruzione, finalizzate all'avvio di una fase d'interventi manutentivi di risanamento.

L'iter di studio ha seguito i seguenti passi:

- campagna ispettiva completa di tutte le opere (dal 1992 al 1994). Sono stati rilevati gli ammaloramenti presenti su ciascun elemento strutturale. Tutti i dati raccolti sono stati archiviati in un data base, mentre mediante il coefficiente "indice di danno" (Fig. 2) media dei valori delle anomalie sia per singole campate che per opera, sono state evidenziate le principali criticità;
- ispezione addizionale delle opere risultate in maggiore stato di ammaloramento (1994);
- verifica statica a campione degli schemi strutturali ricorrenti (1994), per definire i coefficienti di sicurezza ultimi della strutture, sotto ipotesi di degrado definite (ovvero come risultanti dalla campagna ispettiva). Si è proceduto ad effettuare verifiche tipologiche con tre diverse situazioni di carichi:

Situazione n°1. I carichi sono quelli previsti con la normativa vigente che ha introdotto la contemporaneità di un carico isolato del peso di 60

ton, distribuito in tre assi e di un carico ripartito di 3.0 ton. per metro. Questa fase di carico, molto più gravosa, di quella di progetto, permetteva valutazioni delle prestazioni delle strutture da fare in relazione ad ipotesi di adeguamento alle vigenti norme di legge.

Situazione n°2. I carichi sono quelli previsti delle norme del 1962, vigenti all'epoca della costruzione, e più esattamente un treno indefinito di cingolati da 32 ton, distribuito su di una lunghezza di m. 4,40 e con un interasse fra due cingolati contigui di m 7,80 affiancato da una o più colonne di autocarri.

l'avvio della fase di progettazione dei ripristini e la realizzazione dei primi interventi, con l'obbiettivo di recuperare la strada alla piena funzionalità.

Dall'avvio della fase progettuale nel 1995 ad oggi sono stati ripristinati 8 viadotti tra i più critici, molti dei quali nel tratto "scoperto", pari a circa il 40 % della lunghezza di strada su opere d'arte.

Si tratta di interventi di manutenzione straordinaria mirati al ripristino delle caratteristiche strutturali originali dell'opera.

Le tipologie d'intervento più comunemente adottate sono state:

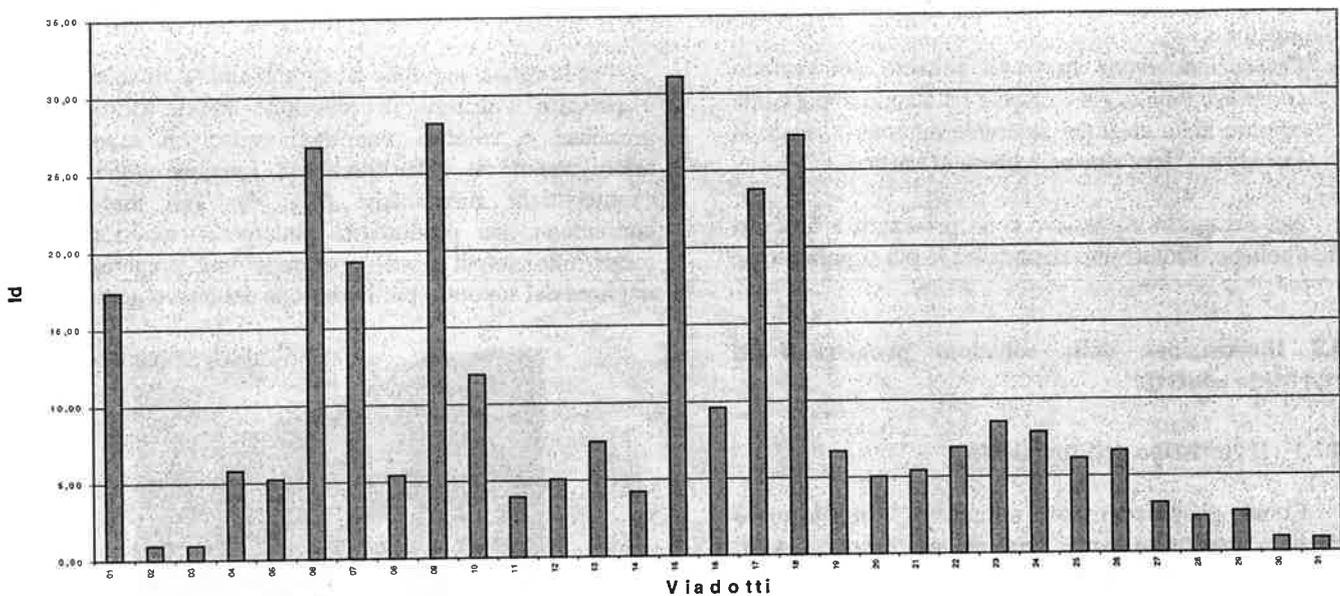


Fig.2 Andamento degli indici di danno per i viadotti

Situazione n° 3. I carichi considerati sono quelli massimi civili ammessi dal codice della strada italiano attualmente in vigore. (D.L.30 Aprile 1992 n°235) con distribuzione del tipo di quelle previste dalla normativa. Questa fase è stata presa in considerazione per verificare, almeno nei risultati, che le sollecitazioni conseguenti ai carichi della situazione 2 fossero realisticamente rappresentative dei carichi reali.

Per ciascuna delle tre fasi tutte le calcolazioni sono state ripetute con ipotesi di variazione della sezione resistente dovuta al degrado:

I ipotesi, calcestruzzo degradato all'estradosso delle solette per 4 cm, armature superiori e inferiori intatte.

II ipotesi, calcestruzzo degradato all'estradosso delle sezioni per 4 cm, armature superiori ed inferiori ridotte per il 20%.

Tali verifiche hanno consigliato l'adozione di un limite di carico ai mezzi in transito di 40 tonnellate e

- il ripristino di parti strutturali. In particolare le solette degli impalcati, non provviste di un sistema d'impermeabilizzazione bituminosa, hanno confermato di essere l'elemento strutturale sul quale maggiormente ha inciso l'aggressione dei cloruri interessando il calcestruzzo anche in profondità;
- la ricostruzione della protezione di armature scoperte delle travi e delle pile contro la corrosione e le azioni degradanti (sali, gelo, ambiente aggressivo etc.);
- l'adeguamento dei cordoli e la posa di nuove barriere di sicurezza;
- le sigillature di fessure presenti nelle travi;
- il ripristino o riduzione, ove possibile, dei giunti di dilatazione, mediante anche l'adeguamento dello schema statico, con contemporanei interventi sugli appoggi e sui dispositivi di vincolo;
- la regimentazione delle acque di scarico dall'impalcato;

Le verifiche di calcolo si sono basate sui principi

degli stati limite ultimi ripercorrendo le varie fasi realizzative, e dei transitori necessari per l'esecuzione dei lavori in rispetto del traffico.

Gli interventi sono stati progettati tenendo conto dei vincoli progettuali imposti dalla Committente, dalla morfologia dell'opera, dal suo stato di degrado e dall'ambiente (si tratta come detto di opere in zona montana e fredda) che sono sostanzialmente riassumibili nei punti che seguono:

- il mantenimento della circolazione stradale da realizzarsi al limite con riduzione a senso unico alternato della carreggiata stradale. Tale limitazione deve essere mantenuta in opera per il minor tempo possibile;
- l'esecuzione degli interventi soltanto nel periodo compreso tra maggio e ottobre risultando impossibile operare nella stagione invernale durante la quale la carreggiata deve rimanere libera al traffico.

Nel paragrafo successivo sono presentati e descritti tre tipologie d'intervento ritenute tra le più significative.

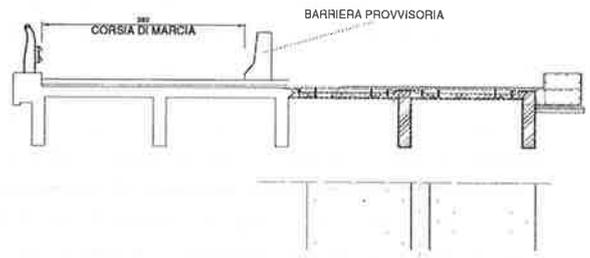
4.2 Illustrazione delle soluzioni progettuali di ripristino adottate

4.2.1 Il ripristino dell'impalcato

Come già brevemente accennato l'impalcato è risultato essere la parte con maggiori necessità di ripristino, sia per un deficit di sezione (spessore di soletta di soli 15 cm), sia di distribuzione di armatura con armatura solo inferiore in soletta e mancanza di armatura di ripartizione nelle travi e sia per la mancanza d'impermeabilizzazione, che ha consentito un rapido degrado del calcestruzzo, in particolare nella parte di strada scoperta.

L'intervento è stato organizzato in fasi al fine di garantire una semi-carreggiata sempre disponibile al transito dei mezzi (Fig. 3).

FASE 1



B

Fig. 3 A e B. Demolizioni e ricostruzione dell'impalcato

Per la rimozione delle parti ammalorate di soletta si è previsto l'utilizzo di macchine idrodemolitrici a pressione e velocità regolabili capaci di asportare selettivamente il calcestruzzo in funzione delle sue caratteristiche meccaniche (Fig. 4). Tali macchine consentono una produttività nettamente superiore ai mezzi tradizionali e nel contempo una preparazione migliore del supporto per l'adesione del nuovo getto.



Fig. 4



Fig. 5

FASE 1



A

Lo spessore mediamente demolito in estradosso di soletta è di circa 6 cm, mentre si è scelto, dove la parte di soletta residua dopo la demolizione fosse inferiore ad 8 cm, di provvedere manualmente alla sua totale demolizione. Questo per evitare di ricostruire o di lasciare in opera strati di soletta di piccoli spessori che non riuscirebbero a collaborare correttamente con il restante corpo di soletta. Nella ricostruzione della soletta si è previsto un aumento di spessore di 5 cm con nuova armatura integrativa; nel caso di ricostruzioni parziali l'adesione del nuovo getto alla parte non demolita viene assicurata mediante l'uso di chiodature opportunamente distribuite e di adesivi a base di resine epossidiche (Fig. 3 e 5). Per quanto i materiali si è adottato, ove possibile, un normale calcestruzzo additivato per limitarne il ritiro con una pezzatura fine degli inerti.

4.2.2 Il ripristino dei portali di giunto accoppiati

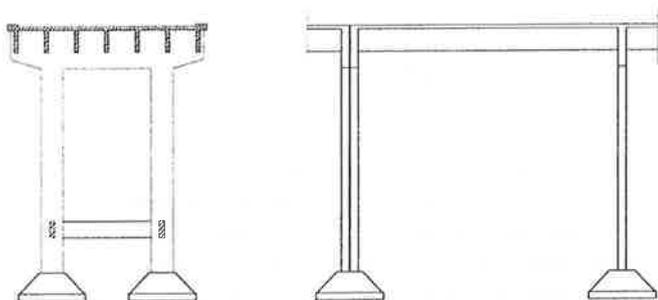


Fig. 6 Profilo e sezione portale di giunto

Un tipico errore progettuale presente in molte delle opere sul raccordo è che in molti casi i viadotti sono realizzati con tratti di cinque campate continue affiancate e che nella zona di giunto strutturale, tra due moduli successivi, sono costituite da due portali affiancati (Fig.6 e 7) uno di fronte all'altro. Questa soluzione rende difficile se non impossibile eseguire interventi di manutenzione nelle zone affiancate, che sono quelle tra l'altro in corrispondenza del giunto stradale e quindi soggette a percolazione e ad accelerato degrado, sono infatti diffuse in tutte queste strutture forti corrosioni dei calcestruzzi e delle armature (Fig. 7) degli elementi in elevazione, con riduzione della sezione resistente. Spesso anche la cinematica del giunto risulta compromessa causa l'intasamento degli spazi necessari per la dilatazione.



Fig. 7 Asportazioni parti ammalorate dal portale di giunto

L'intervento progettato ha previsto una soluzione radicale del problema mediante incamicatura della pila, taglio (Figura 8 A) della parte superiore del pilastro al disotto del traversone e l'inserimento di nuovi appoggi mobili che ripristinino la necessaria mobilità (Figura 8 B e C).

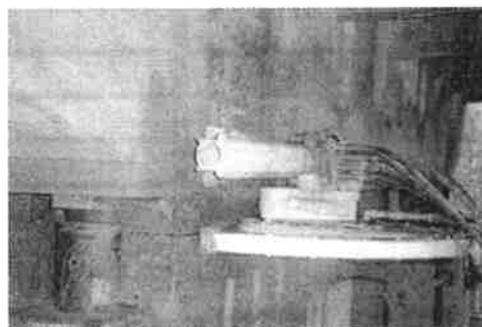


Fig. 8A Taglio del testa pila



Fig. 8B Inserimento apparecchi d'appoggio



Fig. 8C Vista del portale ripristinato

In questo modo si recupera con un intervento costruttivamente semplice la corretta funzionalità del giunto e si ristrutturano completamente i pilastri altrimenti non approcciabili senza modificazioni dell'assetto statico della struttura. L'intervento diventa tipologico e applicabile a tutti i portali affacciati presenti sul Raccordo.

4.2.3 La riduzione dei giunti mediante la realizzazione della catena cinematica

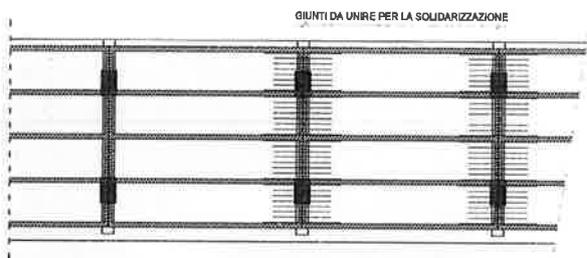
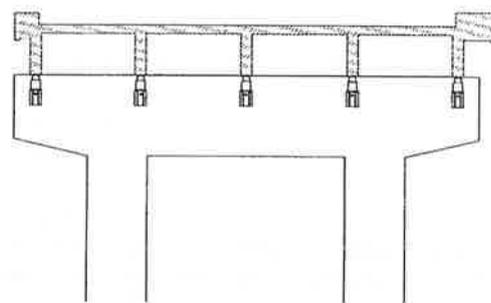


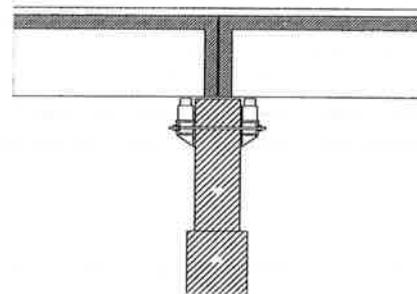
Fig. 9 Disposizioni costruttive in impalcato

Sempre nel campo della modifica di schemi strutturali esistenti e dimostratisi inefficienti almeno dal punto di vista manutentivo (un esempio è quello del viadotto Curvone costituito da 100 campate semplicemente appoggiate di luce pari a 10 m, Fig.1), si è intervenuti, per garantire una maggiore durabilità e una diminuzione dei costi di manutenzione, realizzando catene cinematiche più o meno lunghe.

Si sono infatti progettati interventi di solidarizzazione degli impalcati per ridurre il maggiore numero possibile di giunti stradali, causa principale di dilavamento e degrado delle opere.



A



B

Fig 10 A e B Schemi per l'esecuzione del sollevamento dell'impalcato

A tale risultato si è arrivati mediante il collegamento di tratti successivi di impalcati (fino 90 - 100 m) con ricucitura della soletta di campate consecutive e con eliminazione, quindi, per ogni tratto di tutti i giunti preesistenti (Fig. 9). Si realizza così la catena cinematica in soletta, lasciando inalterato lo schema di semplice appoggio della trave.



Fig 11 Operazioni di sollevamento

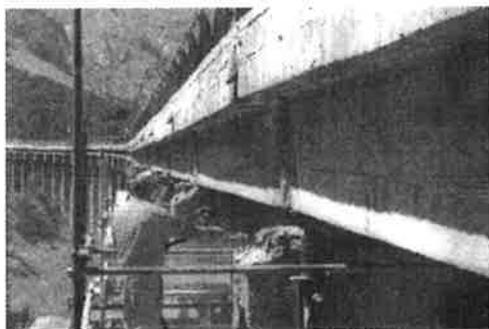


Fig. 12 Posa nuovi appoggi

La realizzazione della catena cinematica rende ovviamente necessaria l'introduzione di nuovi apparecchi d'appoggio di tipo fisso e mobile. La sostituzione degli apparecchi d'appoggio viene eseguita mediante sollevamento degli impalcati con sistemi oleodinamici appoggiati su semplicissime strutture di supporto, ovvero su coppie di mensole contrapposte pretensionate sui traversoni (Fig. 10 -11-12).

Il nuovo schema statico è dimensionato e quindi verificato, in modo da evitare interventi di modifica e/o rinforzo impegnativi delle strutture in elevazione e di fondazione per l'assorbimento delle sollecitazioni indotte dagli sforzi di freno o per garantire l'accresciuta escursione dei nuovi giunti.

5. CONCLUSIONI

Si auspica che da questo breve e sintetico articolo si evidenzino l'importanza e la delicatezza delle indagini sulle strutture esistenti, che si ritengono propedeutiche ed indispensabili al processo progettuale.

Mediante l'esempio pratico, la gestione della manutenzione delle strutture del Raccordo Autostradale del Gran San Bernardo, si è cercato di mettere in luce un possibile percorso per conseguire un'organica manutenzione/ristrutturazione di un parco di opere, certi che ad adeguata anamnesi e corretta diagnosi non possano che seguire terapie semplici ed efficaci.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori sono grati all'Ing. Giorgio Belloni, consulente per gli studi strutturali specialistici di ripristino effettuati sulle opere dell'Autostrada del Gran San Bernardo, per la sua elevata professionalità e per gli insegnamenti trasmessi.

Si ringrazia inoltre la società Sitrasb S.p.A., in special modo il Presidente Prof. Paolo Charbonnier e il Direttore geom. Claudio Real.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Pedferri, Bertolini "La durabilità del calcestruzzo armato", Mc Grow Hill, 2000
- [2] Mario Petrangeli. "Progettazione e costruzione di ponti. Cenni di patologia e diagnostica delle opere esistenti", Masson, 1997
- [3] Sineco AA.VV. Procedura interna IO 09.F.01 "Ispezione alle opere d'arte"
- [4] Autostrade S.p.A. Direzione centrale e tecnica. "Manuale S.A.M.O.A. Sorveglianza, ascoltazione, manutenzione delle opere d'arte".
- [5] Brite Euram project BE 96 -3157, SIMCES "System identification to monitor civil engineering structures" Final Report, 1999
- [6] C. Castiglioni, M. Garozzo, G. Pasqualato, S. Vajna de Pava, A. Zambrano. "Efficiency control of strenghtening work by dynamic system identification. Case study: Barmes bridge", Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference, pp. 1296 1302, Orlando, 1999
- [7] C. Kramer, C.A.M. de Smet, G. De Roeck. "Z24 Bridge damage detection test", Proceedings of the 17th International Modal Analysis Conference, pp. 1296 1302, Orlando, 1999
- [8] Migliacci, Mola. "Progettazione agli stati limite delle strutture in C.A.", Masson, 1993

MONITORAGGIO A BREVE E A LUNGO TERMINE DELLE STRUTTURE IN CALCESTRUZZO TRAMITE SENSORI A FIBRE OTTICHE

Branco Glisic¹, Daniele Inaudi¹, Andrea Del Grosso², Francesca Lanata², Giorgio Brunetti³

¹ SMARTEC SA, Via Pobbiette 11, CH-6928 Manno, Svizzera.

² DISEG, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Via Montallegro 1, 16145 Genova.

³ TECNITER s.r.l., Via Majorana 4, Cassina De' Pecchi, Milano.

SUMMARY

Continuous monitoring of structures is becoming a very powerful tool for the management of buildings and infrastructure, ensuring safety and operability and allowing efficient and economical programming of maintenance operations. The present paper is aimed at presenting some recent experiences performed with SOFO type fibre optic sensors in the monitoring of existing and new concrete structures. In particular, the main problems encountered in design, installation and data analysis and interpretation of monitoring systems are discussed, with reference to systems based on fibre optics technology.

1. IL MONITORAGGIO STRUTTURALE COME STRUMENTO GESTIONALE

1.1 Monitoraggio continuo

La sicurezza e la gestione di ponti, gallerie, dighe ed altre importanti strutture richiedono un monitoraggio periodico, sia nel breve che nel lungo termine, per aumentare la conoscenza del comportamento effettivo della struttura e poter pianificare in maniera ottimale gli interventi di manutenzione e ristrutturazione. Spesso, infatti, nelle strutture in calcestruzzo compaiono fenomeni che possono provocare una diminuzione locale della resistenza e, nel lungo termine, influire sulla sicurezza strutturale del complesso. Inoltre, una accurata conoscenza del comportamento delle strutture sta diventando sempre più importante, poiché spesso vengono impiegate nuove tecniche di costruzione e materiali più leggeri.

Le strutture più sicure e durevoli sono generalmente quelle gestite in modo continuo e sulla base di dati attendibili. Il monitoraggio continuo delle strutture è sicuramente uno degli strumenti gestionali essenziali, specialmente nel caso di strutture che devono svolgere la loro funzione per molte decine di anni e che vengono quindi utilizzate in condizioni fortemente variabili e spesso distanti da quelle inizialmente previste.

Nel lungo termine, il monitoraggio statico continuo richiede un sistema accurato e molto stabile, in grado di correlare misure di varie grandezze, quali la deformazione, che possono essere tra loro spaziate di mesi oppure anni. In tale intervallo di tempo risultano perciò importanti la ridondanza delle misure, una progettazione modulare e flessibile, ed anche una capacità di autocontrollo da parte del sistema di rilevamento. Particolare importanza assumono poi le tecniche di analisi e di interpretazione dei dati rilevati.

Il monitoraggio di strutture nuove o esistenti può essere eseguito sia dal punto di vista del materiale che

da quello strutturale. Nel primo caso, il monitoraggio è concentrato sulle proprietà locali del materiale utilizzato (ad esempio calcestruzzo, acciaio, legno, materiali compositi,...) e si osserva il loro comportamento sotto azioni di carico, variazioni di temperatura, invecchiamento. Sensori di deformazione con base di misura maggiore della dimensione caratteristica dei materiali componenti, ma abbastanza piccola per poter considerare costante lo stato tensionale a livello macroscopico, sono i trasduttori ideali per questo tipo di approccio. Se viene installato un elevato numero di sensori in punti differenti, è possibile estrapolare informazioni sul comportamento dell'intera struttura a partire da queste misure locali.

Nel secondo tipo di approccio, la struttura è osservata da un punto di vista geometrico. Utilizzando sensori di deformazione con basi di misura molto più lunghe della dimensione caratteristica del materiale, è possibile ricavare informazioni sulle deformazioni dell'intera struttura ed estrapolarle al comportamento globale dei materiali di cui è composta. Il monitoraggio strutturale rileva il degrado del materiale come fessurazioni o deformabilità eccessive, solo se i suoi effetti hanno un impatto sulla forma della deformata della struttura.

La disponibilità di sensori di deformazione affidabili come estensimetri a resistenza o, più di recente, fibre ottiche a reticoli di Bragg ha storicamente orientato le ricerche nella direzione del monitoraggio dal punto di vista del materiale, piuttosto che da quello strutturale. Quest'ultimo è stato in genere utilizzato impiegando metodi esterni di misura, quali rilevamenti topografici, impiego di flessimetri a fili invar. I sistemi con sensori interferometrici a fibre ottiche come il sistema SOFO offrono attualmente un interessante mezzo di sviluppo del monitoraggio strutturale con sensori installati permanentemente sulle superfici della struttura o annegati nel getto.

1.2 Monitoraggio durante il getto

Recenti studi hanno dimostrato che la durabilità e la resistenza a lungo termine delle strutture in calcestruzzo sono fortemente influenzate dai fenomeni che si producono durante la presa e nei giorni immediatamente successivi. Per ottenere un quadro completo dell'evoluzione di una struttura in calcestruzzo è dunque importante iniziare il monitoraggio fin dal momento del getto.

Le esperienze compiute in laboratorio e su strutture reali con sensori inclusi nel getto, capaci di rilevare l'andamento delle deformazioni durante la presa e a lungo termine, risultano particolarmente innovative e di notevole interesse pratico ai fini dello studio dei fenomeni che si sviluppano nelle fasi iniziali di vita del materiale. Come illustrato attraverso le applicazioni di seguito riportate, le misure realizzate permettono di quantificare le deformazioni durante i primi giorni, di

determinare il tempo di presa, di localizzare e quantificare eventuali fessure, di valutare l'interazione del calcestruzzo con elementi strutturali preesistenti e di monitorare le deformazioni globali della struttura a breve e a lungo termine.

2. LE DIVERSE APPLICAZIONI DELLE FIBRE OTTICHE NEL MONITORAGGIO

2.1 Generalità del sistema di misura SOFO

Negli ultimi anni, i sensori a fibra ottica hanno assunto notevole importanza nell'ambito del monitoraggio strutturale [1]. Sono la scelta ideale per molte applicazioni, essendo facili da maneggiare, dielettriche, immuni da disturbi elettromagnetici ed in grado di rilevare deformazioni molto piccole con elevata precisione (2 micron indipendentemente dalla lunghezza della base di misura) per lunghi periodi di osservazione.

I laboratori dell'Istituto di Misura ed Analisi degli Sforzi (IMAC, Ecole Polytechnique Fédérale di Losanna) e dell'Istituto di Meccanica dei Materiali (IMM, Lugano) hanno sviluppato un sistema di monitoraggio a lungo termine, non incrementale, basato sull'interferometria in bassa coerenza, impiegato con successo su parecchi ponti, gallerie, dighe ed altre strutture di ingegneria civile. Questo sistema è detto SOFO (acronimo francese di "Surveillance d'Ouvrages par Fibres Optiques", o monitoraggio strutturale mediante fibre ottiche). Una descrizione dettagliata del principio di funzionamento di tale sistema si può trovare nella letteratura citata [2].

Il sistema di misura SOFO, prodotto dalla SMARTEC, grazie alla ridotta rigidità dei sensori ed al fatto che gli stessi possono essere facilmente installati direttamente nel getto, è anche particolarmente adatto alle misure nelle prime fasi di presa del calcestruzzo.

Il sistema SOFO è stato utilizzato con successo in Europa [3], Stati Uniti ed estremo oriente per il monitoraggio di ponti, gallerie, dighe e pali. In Italia sono state effettuate alcune interessanti applicazioni grazie alla collaborazione fra la SMARTEC, la TECNITER ed il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica dell'Università di Genova.

Il sistema di monitoraggio SOFO è composto da una unità di lettura (fissa o portatile, adatta a condizioni di cantiere), da una serie di sensori (annegati nel calcestruzzo o montati in superficie su profili metallici o altre strutture esistenti) e da un software che consente la gestione dell'insieme di dati derivante da tali misure.

Nel seguito verranno presentati alcuni risultati di misurazioni statiche, anche se il sistema SOFO si sta estendendo a misure dinamiche.

La seguente tabella riassume le caratteristiche tecniche del sistema SOFO:

Parametri	
Lunghezza della base di misura	Da 20 cm a 10 m per sensori standard Fino a 50 m per sensori speciali
Lunghezza del cavo	Fino a 5 km
Risoluzione	2 μm , indipendentemente dalla lunghezza della base di misura
Intervallo dinamico dei sensori	1% in espansione, 0.5% in contrazione
Precisione	Più dello 0.2% della deformazione misurata
Velocità di misura	Meno di 10 secondi per ogni misurazione
Stabilità	Nessuna deriva osservabile per almeno quattro anni

2.2 Monitoraggio durante la costruzione: il ponte di Siggenthal

2.2.1 Tipologia strutturale

Il ponte di Siggenthal (Figura 1) è un ponte ad arco in calcestruzzo con una luce di 117 metri, costruito sul fiume Limmat, in Svizzera. Il ponte comprende anche due vie di accesso ad una campata da una parte e tre dall'altra. La lunghezza totale del ponte è 217 metri.

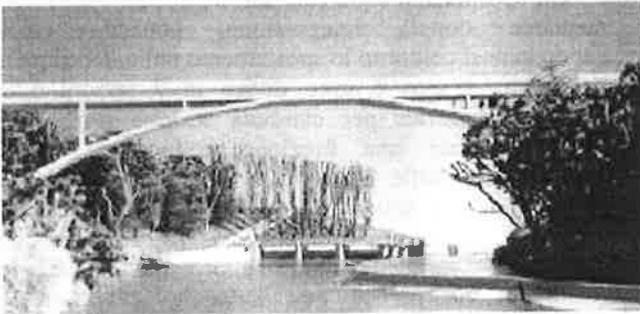


Figura 1: : vista (rendering) del ponte ultimato.

L'arcata ha una larghezza variabile da 10 metri alle estremità, dove si sdoppia in due segmenti di arco paralleli e distinti, a 8 metri al centro. Lo spessore è pari a 0.8 metri in sommità e 1.4 metri alla base. L'arco è costituito da 7 segmenti leggermente curvati e raccordati alle colonne che sostengono l'impalcato. L'impalcato è una trave pretesa in direzione longitudinale e trasversale, di altezza costante. Sull'arcata esso è sostenuto da due coppie di colonne su ogni lato. Nella sezione centrale l'arcata e l'impalcato sono fusi in un'unica struttura.

La costruzione dell'arco si è sviluppata in 5 fasi successive di getto, eseguite in maniera simmetrica a partire dalla base. Dopo la rimozione delle centine, l'arco è stato lasciato libero di reggersi senza sostegni (Figura 2). Durante la costruzione delle colonne verticali e dell'impalcato, l'arcata è stata stabilizzata mediante la costruzione di due torri temporanee sotto le prime colonne (Figura 3).

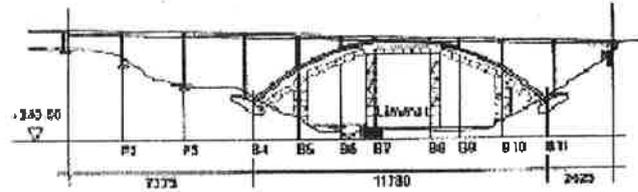


Figura 2: centine durante la costruzione dell'arco.

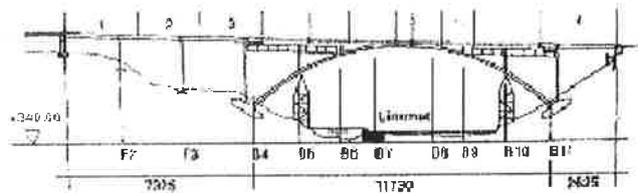


Figura 3: sostegni temporanei durante la costruzione dell'impalcato.

2.2.2 Strumentazione installata

Nel ponte sono stati installati 58 sensori di deformazione con base di misura lunga, 2 inclinometri e 8 sensori di temperatura per controllare le deformazioni durante la costruzione e nel lungo termine [4].

Gli scopi del sistema di monitoraggio installato sono i seguenti:

- Controllo delle deformazioni locali del calcestruzzo
- Misurazione delle curvature locali nel piano verticale
- Ricostruzione degli spostamenti verticali dell'arco nel suo complesso

Le misurazioni saranno eseguite durante l'intera vita del ponte, ma con speciale riguardo alle seguenti fasi: costruzione delle differenti sezioni dell'arco, rimozione delle centine, fase di autosostegno dell'arcata, installazione delle torri temporanee, costruzione delle colonne di sostegno e dell'impalcato, collaudo del ponte, e quindi monitoraggio in servizio a lungo termine.

I sensori SOFO installati hanno una base di misura compresa fra 3 e 5 metri e sono stati montati a coppie nell'arcata in calcestruzzo. Ogni coppia è formata da due sensori identici annegati nel calcestruzzo durante la costruzione, parallelamente all'asse dell'arcata, uno

vicino all'estradosso e uno vicino all'intradosso della soletta (Figura 4).

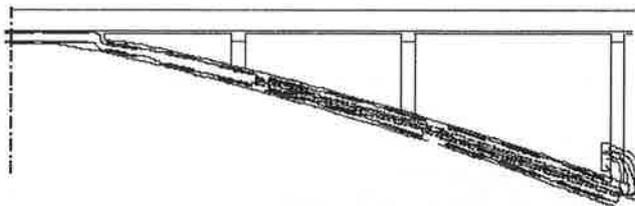


Figura 4: posizione dei sensori nella sezione trasversale.

Le deformazioni locali del calcestruzzo sono direttamente osservabili dalle letture dei sensori. Misurando le deformazioni di queste coppie di sensori è possibile determinare le variazioni di curvatura in ciascun segmento di arco monitorato. Gli spostamenti verticali, infine, sono calcolati mediante un particolare algoritmo, sperimentato presso l'Ecole Polytechnique Fédérale di Losanna [5], basato sulla doppia integrazione delle funzioni di curvatura ottenute, tenendo conto delle condizioni al contorno. Le caratteristiche essenziali dell'algoritmo stesso saranno presentate successivamente.

2.2.3 Risultati delle misurazioni

La Figura 5 mostra le deformazioni misurate da tre coppie di sensori installate in una delle basi dell'arcata. Nella prima fase (prima del 10/07/2000) tutti i sensori misurano una contrazione simile. Dal 10/07/2000 è stata gettata la seconda sezione a partire dall'estremità superiore di quella monitorata. A causa della debole curvatura dell'arco, questo carico addizionale provoca una curvatura nella sezione; i tre sensori superiori, infatti, mostrano un allungamento e i tre inferiori una contrazione. Dopo questa fase, le curve continuano a mostrare un andamento parallelo in contrazione.

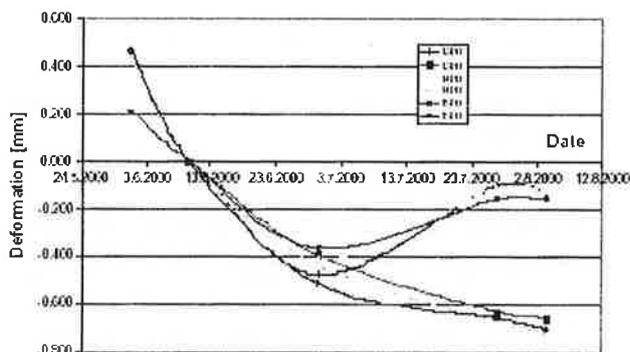


Figura 5: deformazione del calcestruzzo alla base dell'arcata durante la costruzione.

In Figura 6 sono rappresentate le curvature misurate nella sezione dell'arco durante la rimozione delle centine e la successiva fase di autosostegno. Le misure anteriori al 13/08/2000 mostrano un comportamento

irregolare corrispondente alle diverse fasi della rimozione delle centine. Appena l'arcata è completamente libera, si osserva un comportamento periodico. È interessante notare che le curvature indotte dall'attivazione del peso proprio sono dello stesso ordine di grandezza di quelle causate dalle variazioni giornaliere di temperatura ambientale e dall'irraggiamento.

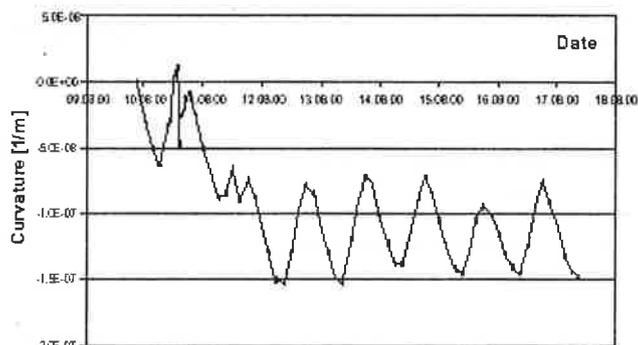


Figura 6: curvature lette durante la rimozione delle centine e la fase di autosostegno dell'arcata.

Gli spostamenti sono calcolati dalle curvature locali mediante doppia integrazione, ponendo come condizione al contorno lo spostamento nullo delle spalle del ponte. L'arco è stato diviso in 7 sezioni e le curvature misurate per ciascuna sezione sono state interpolate con una funzione polinomiale. Dopo l'integrazione delle funzioni, le diverse sezioni sono state riconnesse sotto l'ipotesi di uguali spostamenti radiali e rotazioni all'interfaccia. Gli spostamenti puramente verticali non sono stati presi in considerazione perché non inducono curvatura di flessione nell'arco.

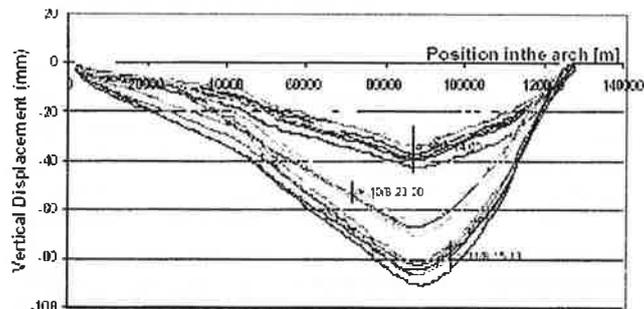


Figura 7: spostamenti radiali (in mm) in funzione dell'ascissa curvilinea durante la rimozione delle centine.

La Figura 7 mostra lo spostamento radiale calcolato in funzione dell'ascissa curvilinea lungo l'arcata. Ciascuna curva rappresenta un intervallo di 30 minuti durante la rimozione delle centine. Si osserva che in questa fase l'arco si sposta verso l'interno e che la deformazione non è perfettamente simmetrica. Si possono evidenziare due fasi differenti: la centina è

prima rimossa a sinistra, poi a destra, in maniera graduale, come si osserva dalle misurazioni.

La Figura 8 mostra lo spostamento verticale calcolato in mezzeria nelle fasi di rimozione delle centine e di autosostegno. E' nuovamente possibile osservare le differenti fasi di rimozione ed il movimento periodico dovuto alle variazioni giornaliere di temperatura. Misure topografiche eseguite in parallelo hanno indicato uno spostamento verticale di circa 10 cm. Gli spostamenti verticali dovuti al peso proprio sono dello stesso ordine di grandezza di quelli giornalieri provocati dalle variazioni di temperatura. Questo rende difficile confrontare direttamente le misure topografiche (eseguite su un periodo di molte ore al giorno) con le misure SOFO.

Nelle seguito del programma di osservazione sarà quindi importante correlare la temperatura del calcestruzzo alle deformazioni, per consentire una migliore analisi dei dati misurati; le 8 termocoppie installate in diversi punti dell'arcata hanno appunto tale funzione.

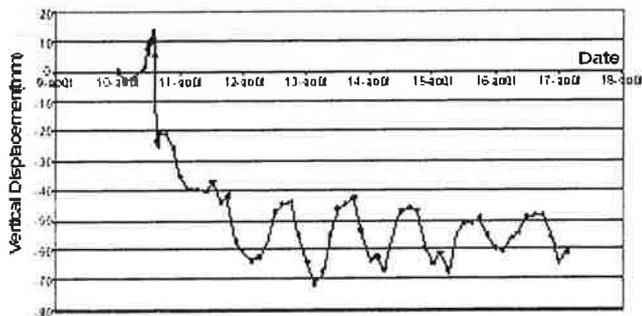


Figura 8: spostamenti verticali (in mm) in mezzeria durante le fasi di rimozione delle centine e di autosostegno.

2.3 Monitoraggio a breve termine: effetti della costruzione di un nuovo edificio su un tratto di galleria della metropolitana di Milano

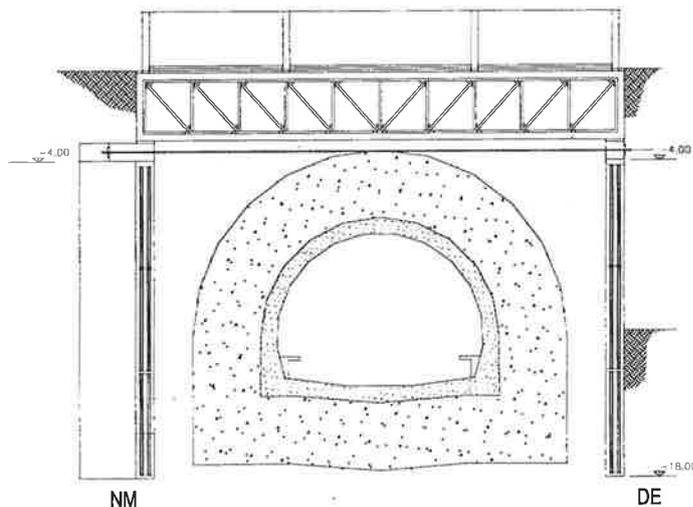


Figura 9: sezione con strumentazione delle paratie.

Parte di un edificio in costruzione a Milano si estende su un terreno attraversato in profondità da un tratto di galleria della Metropolitana. Per evitare di caricare l'estradosso della galleria, l'edificio è sostenuto da due paratie che corrono parallelamente alla galleria stessa (Figura 9).

Data la vicinanza delle paratie all'estradosso della galleria, è stato richiesto un monitoraggio sia delle paratie che della galleria, mediante un sistema in grado di rilevare le deformazioni orizzontali.

2.3.1 Strumentazione installata

Per effettuare il monitoraggio sono stati messi in opera sensori SOFO. Nei punti monitorati vengono controllate le deformazioni delle paratie all'aumentare del carico e quindi il loro effetto sulla struttura di rivestimento della galleria.

I sensori sono installati a coppie, sia per le paratie che per la galleria. In totale sono stati utilizzati 60 estensimetri i cui terminali sono raccolti in un unico pannello predisposto per il collegamento in automatico con la centralina di misura.

Nelle paratie (Figura 10) i sensori hanno una lunghezza pari a 4.5 metri ciascuno e sono posati a partire dalla profondità di 13 metri dal piano campagna, come rappresentato in Figura 11. Le coppie di sensori sono state collegate ai ferri di armatura e successivamente annegate nel getto (Figura 12).

In galleria sono stati installati estensimetri su due quote, in direzione longitudinale, per tutta la lunghezza impegnata dalle paratie, e lungo una sezione trasversale (Figura 13).

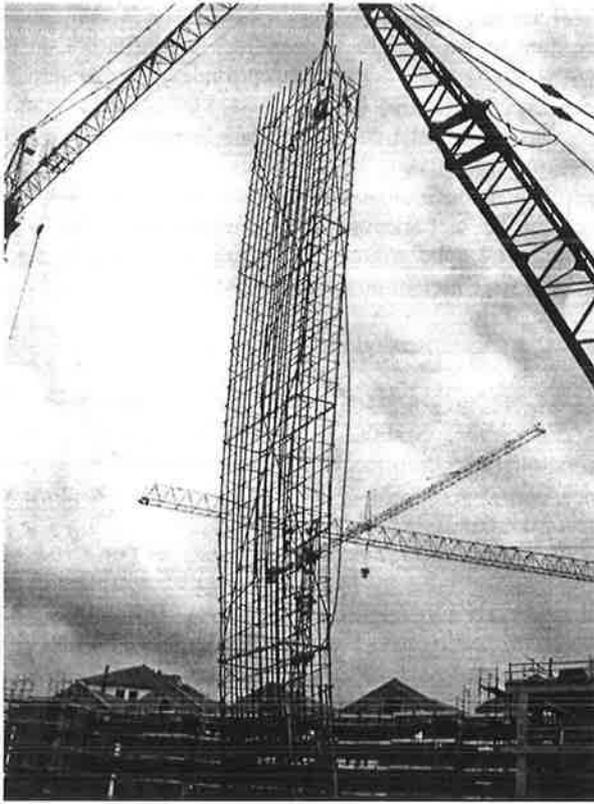


Figura 10: gabbia di armatura di un pannello di paratia durante la posa in opera.



Figura 12: modalità di collegamento dei sensori alle armature di un pannello di paratia.

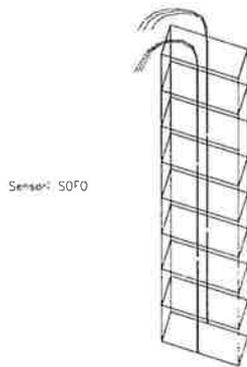


Figura 11: gabbia di armatura di un pannello di paratia con schema di installazione degli estensimetri a fibre ottiche.

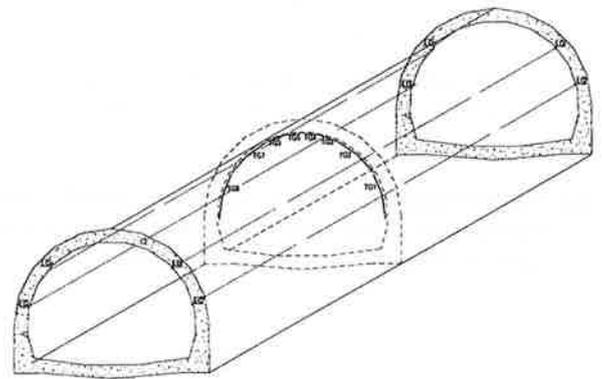


Figura 13: schema di installazione della strumentazione in galleria.

2.4 Monitoraggio a lungo termine: il porto di Genova

2.4.1 Problematiche del progetto

Il Porto di Genova è da tempo in fase di riassetto per soddisfare le nuove esigenze del traffico marittimo e migliorare i servizi. In questo ambito si inserisce un programma di collaborazione fra Autorità Portuale ed Università di Genova finalizzato allo studio dei metodi per il controllo sulle strutture oggetto di interventi di manutenzione e adeguamento. In prospettiva, il programma riguarda un sistema di monitoraggio strutturale automatizzato, esteso all'intero complesso delle infrastrutture portuali, come parte di un sistema di gestione globale in grado di attuare un nuovo concetto di *porto intelligente*.

Una prima applicazione di questo programma è stata quella del controllo a lungo termine della banchina di levante di ponte San Giorgio [6], in previsione di un intervento di approfondimento del fondale che ha altresì reso necessarie opere di consolidamento preventivo dei muri di banchina. L'obiettivo primario di seguire i movimenti della struttura prima e durante le operazioni di dragaggio sarà quindi seguito da una fase successiva di monitoraggio della struttura a lungo termine, finalizzato a valutare l'insorgere di eventuali comportamenti anomali.

2.4.2 Tipologia strutturale

Il ponte San Giorgio è uno sporgente destinato alla movimentazione del carbone e ultimamente è stato oggetto di una operazione di riassetto che deve ancora concludersi. E' un ponte realizzato attorno agli anni '20 e le banchine che ne delimitano il terrapieno sono a parete verticale continua a massi artificiali sovrapposti di tipo pesante; successivamente è stato prolungato per aumentare il fronte di accosto ed attualmente ha una lunghezza complessiva di circa 400 metri. Gli interventi previsti consistono nell'approfondire il fondale dell'accosto di levante dagli attuali 11 metri a 14 metri, per adeguarsi alle nuove esigenze portuali ed ospitare navi di tonnellaggio superiore: l'escavo, previsto nel 2001 ma non ancora realizzato, ha quindi reso necessarie delle preventive opere di consolidamento ed ha inoltre suggerito l'opportunità di un monitoraggio del comportamento strutturale della banchina.

Per quanto riguarda le opere di consolidamento, realizzate nel 1998, sono dapprima state eseguite colonne di jet-grouting al di sotto della quota di fondazione dei muri, fino ad una profondità di 18 metri; all'interno delle colonne sono state inserite barre di armatura che altresì collegano gli strati di massi soprastanti. L'intervento è stato completato con dei tiranti permanenti attivi per l'intera lunghezza (Figura 14).

2.4.3 Strumentazione installata

Dopo l'esecuzione dei consolidamenti, sulla banchina di levante è stato installato il sistema di monitoraggio, con lo scopo studiarne i movimenti per un periodo di osservazione sufficientemente lungo, prima dell'esecuzione dei dragaggi, per determinare il comportamento strutturale in condizioni operative normali da confrontare, poi, con quello rilevato nel corso dell'escavo ed individuare eventuali situazioni di pericolo per la stabilità del manufatto.

La banchina è stata quindi dotata di un totale di 67 sensori di deformazione di tipo SOFO (59 tuttora funzionanti, dopo oltre due anni di misurazioni in un ambiente particolarmente difficile), sistemati in modo tale da avere 3 sensori per ciascuna sezione di misura. Tutti i sensori hanno una lunghezza attiva pari a 10 metri e sono stati posti in corrispondenza di 3 vertici del cunicolo per il passaggio delle utenze, ad esclusione dell'ultimo tratto di banchina che ne era privo, in quanto aggiunto in un periodo successivo: nelle ultime cinque sezioni è stata quindi posizionata solo la coppia di sensori superiori, incrinati e protetti con malta, nell'estradosso dei blocchi di coronamento del muro.

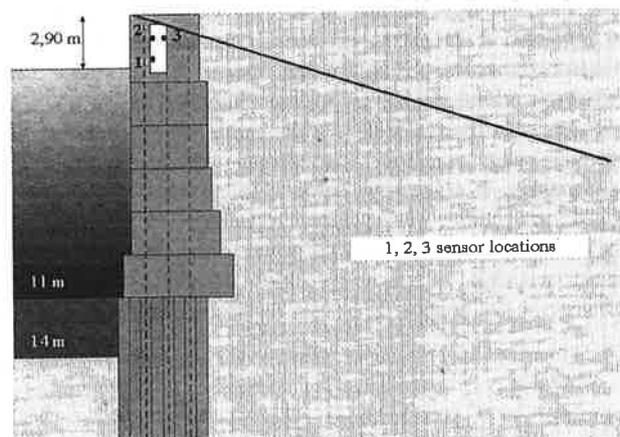


Figura 14: sezione trasversale della banchina; interventi di consolidamento e posizione sensori.

Il collegamento dei sensori è stato organizzato in tre settori distinti, ciascuno con un armadio che raggruppa e connette i cavi ottici provenienti dai sensori del relativo settore. La connessione all'unità di lettura, posta in prossimità della radice del molo, avviene tramite una serie di cavi ottici, protetti all'interno di un tubo di grosso diametro posto in un cavidotto al di sotto della pavimentazione del piazzale. I sensori vengono connessi all'unità di lettura attraverso uno switch ottico che consente di eseguire le misurazioni secondo una sequenza stabilita a priori. I dati sono memorizzati all'interno di un DataBase per renderli disponibili per analisi successive. Attualmente la gestione dei dati avviene mediante una connessione con accesso protetto

ad una parte del server dell'Autorità Portuale configurata come client accessibile da un sistema remoto; su di essa i dati vengono giornalmente scaricati in maniera automatica direttamente dall'unità di lettura.

2.4.4 Risultati delle misurazioni

Dopo un periodo della durata di qualche mese, necessario per tarare il sistema, i dati sono stati memorizzati a partire dal 30/11/1999. Le campagne di misura sono attualmente programmate con una frequenza di 6 ore; ogni scansione impiega circa 15 minuti per completare la lettura di tutti i sensori. Tale impostazione è adatta per caratterizzare la risposta strutturale a lungo termine, mentre l'analisi dei fenomeni di breve durata, come i movimenti degli scaricatori, verrà approfondita in seguito, aumentando la frequenza delle misurazioni.

Le letture effettuate in più di 2 anni di monitoraggio rivelano un comportamento stabile nel tempo e periodico su cicli termici bisettimanali, stagionali ed annuali.

Per l'interpretazione dei dati è stato utilizzato un algoritmo di calcolo, già testato su travi in condizioni di laboratorio e su campate di ponti, ed impiegato anche per l'analisi dei dati del ponte di Siggenthal (paragrafo 2.2). Esso è in grado di fornire un'informazione sul comportamento globale dell'opera monitorata. La struttura viene divisa in macro-elementi, a loro volta contenenti diverse celle nelle quali sono installati i sensori che eseguono numerose misure durante le campagne. L'algoritmo calcola le curvature medie di ciascuna cella nel piano verticale ed in quello orizzontale a partire dall'equazione del piano di deformazione, a sua volta calcolato dalla matrice di posizione dei sensori \mathbf{X} e dalla matrice delle misure \mathbf{Q} :

$$(1) \begin{pmatrix} c \\ a \\ b \end{pmatrix} = (\mathbf{X}^T \cdot \mathbf{X})^{-1} \cdot \mathbf{X}^T \cdot \mathbf{Q} \Rightarrow \begin{aligned} C_z &= -\frac{b}{L_{cells}} \\ C_y &= -\frac{a}{L_{cells}} \end{aligned} \quad (2)$$

Viene poi determinato per ciascun macro-elemento il polinomio che approssima nel modo migliore le curvature calcolate per ogni cella:

$$(3) \quad P_n(x) = \sum_{i=1}^n a_i \cdot x^i$$

Questo polinomio viene quindi integrato due volte per determinare la deformata globale della struttura:

$$(4) \quad F^m(x) = \sum_{i=0}^{n+2} f_i^m \cdot x^i \quad \text{con} \quad f_i = \frac{a_{i-2}}{i(i-1)}$$

Questa procedura non è integralmente applicabile nel caso della banchina portuale, trattandosi di una

struttura discontinua a blocchi disomogenei. Lungo la banchina sono infatti presenti molti giunti e il ponte stesso è stato costruito in diverse riprese nell'arco degli anni. L'analisi delle misure perciò ha richiesto un diverso approccio. I concetti di macro-elemento e cella sono stati comunque impiegati nell'analisi dei dati della banchina, per trasformare le letture dei sensori in curvature.

Le prime valutazioni sono state condotte direttamente sulle misurazioni eseguite dai sensori, suddividendo la banchina in 24 celle. Si è osservato che i 3 sensori contenuti all'interno di ogni cella misurano spostamenti molto simili nel tempo, con differenze riscontrabili dell'ordine del centesimo di mm, confrontabili con la precisione dello strumento. Fra le varie condizioni ambientali esterne agenti sulla struttura che provocano deformazioni di lungo periodo, la temperatura è risultata quella più significativa. Non è stata invece trovata alcuna correlazione apparente con i quantitativi di carbone accumulati nella vasca di stoccaggio. Altre cause di sollecitazione, come la presenza della nave e l'azione delle gru, non sono state rilevate dalle campagne perché si tratta di fenomeni brevi; essi sono quindi eventualmente presenti come effetti di *disturbo* nelle misurazioni di lungo periodo.

In tutte le sezioni analizzate appare evidente che la banchina reagisce a variazioni termiche solo dopo qualche giorno, e questo a conferma del fatto che una struttura massiva di questo tipo ha una notevole inerzia termica. Le letture dei sensori contenuti in ciascuna cella sono in stretta correlazione con le variazioni di temperatura, anche se in modo diverso per due classi di sezioni: alcune mostrano un andamento delle letture che segue esattamente quello della temperatura, mentre le altre appaiono in controfase con essa. Questo fatto è conseguenza diretta della presenza dei giunti nella sovrastruttura della banchina. Se i sensori attraversano una discontinuità, infatti, all'aumentare della temperatura il giunto si restringe e la fibra di misura diminuisce la sua lunghezza.

I grafici seguenti mostrano l'andamento delle letture nella stessa sezione durante i due cicli annuali di osservazione. Da notare che la prima serie di dati è leggermente più lunga, in quanto comprende anche il periodo di messa a punto e la primissima fase del monitoraggio. I grafici scelti evidenziano anche il diverso comportamento dei due tipi di sezione, aspetto che ha permesso di determinare la posizione dei giunti presenti nella banchina ed il loro stato.

L'analisi è stata quindi approfondita in termini di curvature, supponendo valido il modello di trave per ciascuna cella ed applicando perciò l'algoritmo a disposizione a livello di curvature. Il numero e la posizione dei sensori all'interno di ogni cella nel caso della banchina permettono di ritrovare le curvature nel piano verticale ed in quello orizzontale, a partire dall'equazione del piano di deformazione della sezione.

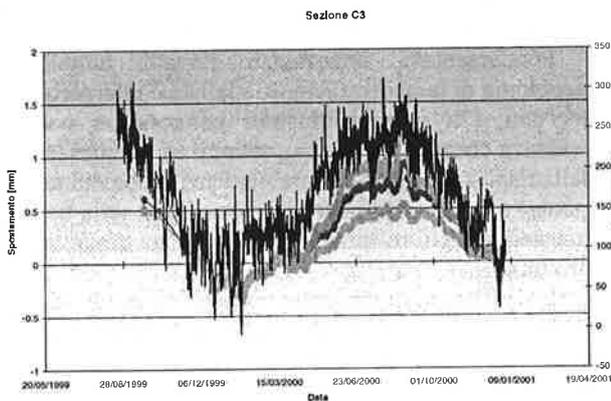


Figura 15: letture dei tre sensori nella cella C3, correlate in fase con la temperatura: primo ciclo di osservazioni.

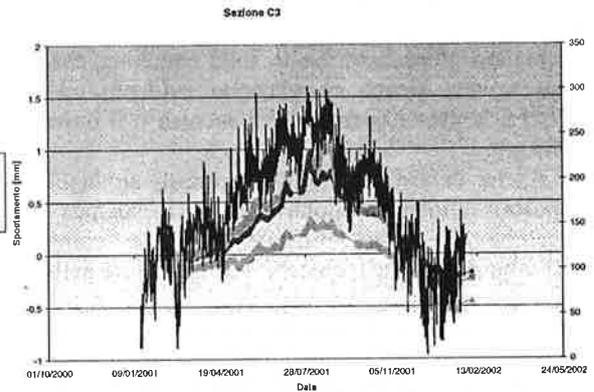


Figura 16: letture nella stessa cella C3 nel secondo ciclo di osservazioni.

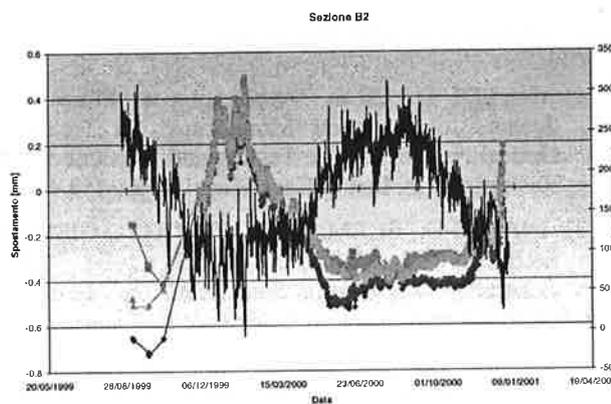


Figura 17: letture dei tre sensori nella cella B2, in controfase con la temperatura: primo ciclo di osservazioni.

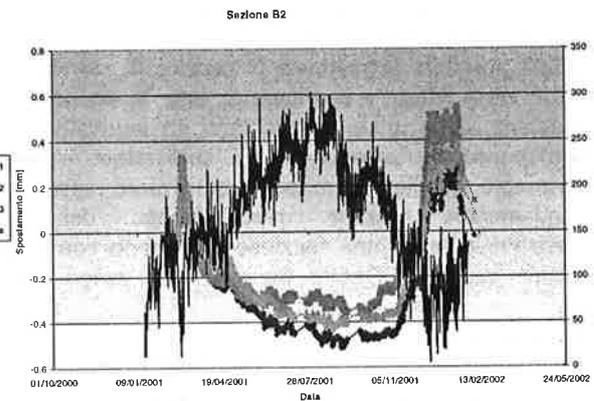


Figura 18: letture nella stessa cella B2 nel secondo ciclo di osservazioni.

Viste le numerose informazioni che è stato possibile ricavare dalle singole letture in relazione alle condizioni ambientali esterne, ed in particolare alle variazioni di temperatura, anche le curvature sono state correlate a questo fenomeno termico: i risultati hanno confermato che il comportamento delle sezioni nei confronti della

temperatura è molto influenzato dalla presenza dei giunti di dilatazione all'interno di una cella di misura, anche se nel passaggio alle curvature l'informazione sulla discontinuità si altera leggermente. I grafici riportano un esempio di curvature nei due cicli di osservazione.

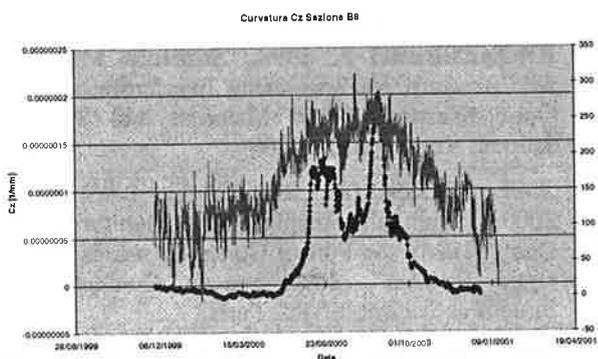


Figura 19: curvatura verticale nel primo ciclo.

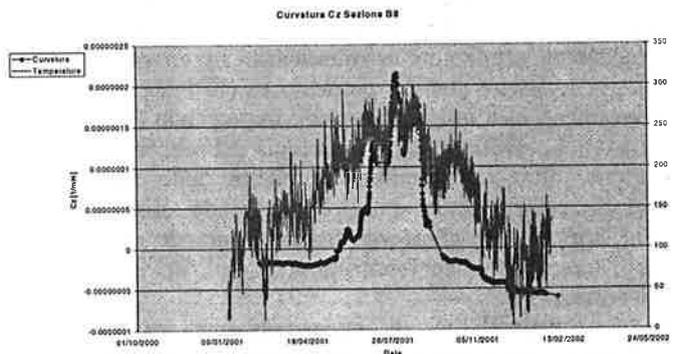


Figura 20: curvatura nella stessa sezione: 2° ciclo.

Lo studio della risposta della struttura è stato anche eseguito prendendo in considerazione solo le campagne

di misura eseguite alla stessa ora. Si sono osservate anomalie di comportamento nella correlazione tra le

variazioni di temperatura e la risposta misurata. E' stato fatto un tentativo di attribuire tali disturbi alle operazioni giornaliere svolte sulla banchina, ma non è stata trovata alcuna correlazione evidente tra questi effetti e la presenza di navi all'accosto o il movimento delle gru.

Anche in virtù di queste apparenti anomalie nella risposta, l'interpretazione della meccanica della banchina è molto difficile, per la complessità dell'interazione tra i blocchi e l'incertezza sulla reale condizione dei giunti. Vista l'impossibilità di utilizzare modelli meccanici di qualche efficacia, è stata effettuata un'analisi di correlazione statistica spazio-temporale attraverso un metodo di elaborazione del segnale detto 'proper orthogonal decomposition', per eliminare il rumore di fondo associato ai segnali spazio-temporali in termini di letture e curvature. Tali segnali si possono esprimere come somma di un valor medio nel tempo con un valore funzione del tempo, di media nulla. E' quindi possibile determinare la matrice di correlazione tra le varie letture e curvature di tutte le sezioni della banchina, della quale si calcolano gli autovalori ed i corrispondenti autovettori. L'autovettore tempo-invariante associato al massimo autovalore rappresenta l'andamento spaziale predominante dei dati corrispondente ad una funzione del tempo con la più grande varianza. Questa funzione del tempo risulta perfettamente correlata con l'andamento delle variazioni di temperatura.

Attualmente si sta ancora procedendo ad un'analisi dei dati in maniera statistica, mediante operazioni di filtrazione e fitting dei dati, proprio allo scopo di eliminare i disturbi nella risposta e creare degli intervalli entro i quali poter identificare un comportamento della struttura *normale*.

3. CONCLUSIONI

Gli esempi descritti evidenziano come l'impiego di sensori a fibre ottiche consenta di realizzare sistemi per il monitoraggio statico continuo delle strutture, ed in special modo di opere in calcestruzzo, dotati di grande precisione, affidabilità e robustezza. In un prossimo futuro, le letture statiche potranno essere integrate con rilevamenti di transitori dinamici, impiegando lo stesso sensore. Lo sviluppo della tecnologia dei sensori a fibre ottiche, oltre a consentire la misura dello stato di deformazione locale e globale, rende disponibili rilevatori di altre grandezze fisiche di grande interesse per l'accertamento dei fenomeni di degrado nei materiali da costruzione.

La disponibilità di apparecchiature capaci di estendere con continuità il monitoraggio a tutte le fasi del ciclo vitale di un'opera introduce nell'ingegneria strutturale nuovi temi di approfondimento.

In particolare, il progetto di sistemi di monitoraggio integrati e la concezione degli stessi in relazione al tipo

di informazione che essi sono in grado di fornire costituisce un primo tema di approfondimento.

Fondamentale importanza riveste tuttavia la tecnologia di memorizzazione, analisi ed interpretazione dei dati. Gli esempi illustrati pongono in notevole evidenza come la misura in continuo ed a lungo termine della risposta di una struttura evidenzi fenomeni talvolta inattesi e di non semplice interpretazione sulla base dei consueti modelli matematici impiegati nel progetto delle strutture.

Lo sviluppo di tecniche innovative basate su dati provenienti da sistemi permanenti di monitoraggio per la diagnosi delle situazioni di degrado dei materiali e delle strutture e per la valutazione della sicurezza in esercizio delle strutture stesse costituisce pertanto un aspetto fondamentale [7].

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] INAUDI D., 2000, "Application of Fibre Optic Sensors to Structural Monitoring", in Trends in Optical Nondestructive Testing and Inspection, P.K. Rastogi and D. Inaudi Eds., Elsevier, pp. 459-472
- [2] INAUDI D., ELAMARI A., PFLUG L., GISIN N., BREGUET J., VURPILLOT S., 1994, "Low-Coherence Deformation Sensors for the Monitoring of Civil Engineering Structures", Sensors and Actuators A, Vol. 44, pp. 125-130
- [3] DEL GROSSO A., BERGMEISTER K., INAUDI D. e SANTA U., 2001, "Monitoring of Bridges and Concrete Structures with Fibre Optic Sensors in Europe", IABSE Conference on Cable-Supported Bridges, Seoul, June 12-14,
- [4] INAUDI D., RUFENACHT A., VON ARX B., VURPILLOT S., NOHER H.P., GLISIC B., 2001, "Monitoring a Concrete Arch Bridge during Construction using Fiber Optic Sensors", 3rd International Conference on Arch Bridges, Paris, France
- [5] INAUDI D., VURPILLOT S., CASANOVA N., KRONENBERG P., 1998, "Structural Monitoring by Curvature Analysis using Interferometric Fiber Optic Sensors", Smart Materials and Structures Journal, Vol. 7, pp. 199-208
- [6] DEL GROSSO A., INAUDI D., LANATA F., 2000, "Strain and Displacement Monitoring of a Quay Wall in the Port of Genoa by means of Fiber Optic Sensors", 2d European Conference on Structural Control, ENPC, Paris
- [7] DEL GROSSO A. e LANATA F., 2000, "Data Analysis and Interpretation for Long-Term Monitoring of Structures", in Present and Future of Health Monitoring, P. Schwesinger e F.H. Wittman Eds., Aedificatio Publishers, Freiburg, pp. 191-203

ANALISI DELLA SICUREZZA STRUTTURALE DI UN EDIFICIO DI C.A. SITO IN PERUGIA

Annibale Luigi Materazzi¹, Marco Breccolotti², Giuliano Rogari³

¹ Straordinario di Progetto di Strutture, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia.

² Dottorando, Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università di Perugia.

³ Coordinatore reggente per la consulenza tecnica per l'edilizia dell'Umbria, INAIL Perugia.

SOMMARIO

Vengono illustrati i risultati delle indagini teorico-sperimentali eseguite su un edificio di cemento armato sito a Perugia, allo scopo di valutarne le condizioni attuali di sicurezza. Metodi di indagine non distruttivi, accompagnati da prelievo di campioni di calcestruzzo hanno consentito di determinare le caratteristiche meccaniche dei materiali. Le analisi di sicurezza sono state eseguite sulla base delle informazioni di progetto disponibili, integrate con rilevazioni geometriche specifiche.

SUMMARY

The results of field and numerical investigations on a R.C. building located in Perugia are presented. Non destructive techniques have been applied, along with concrete core sampling, in order to estimate concrete in-situ strength. The assessment of safety has been carried out using the available design information, supplemented by specific geometric survey of the building.

1. INTRODUZIONE

L'edificio oggetto delle indagini di cui si riferisce nel presente lavoro, si trova a Perugia, tra Piazza Partigiani e Via Cacciatori delle Alpi, ed è di proprietà dell'INAIL (fig.1).

La costruzione è stata realizzata nel 1948 ed è composta da due piani interrati, quattro piani fuori terra ed un sottotetto praticabile. L'altezza complessiva è di 25.0 m, mentre la sola parte fuori terra misura 22 m. In pianta l'edificio ha forma di L inclusa in un rettangolo di

lati 61.47 x 20.01 m (fig. 2). La struttura portante è costituita da un telaio di cemento armato con solai in latero-cemento gettati in opera.

Una parte dell'edificio è stata per lungo tempo sede degli uffici INAIL della città. In particolare il piano seminterrato era adibito ad archivio, mentre i piani superiori ospitavano ambulatori ed uffici. Dal 1998 la costruzione è in disuso, in attesa di ristrutturazione. Il piano terra ospita invece alcuni esercizi commerciali.

Tenuto conto della data di costruzione l'opera ha già maturato una vita di servizio di oltre cinquanta anni,

durata che viene comunemente indicata come valore di riferimento per il progetto delle strutture di cemento armato. Lo studio volto alla valutazione della sicurezza attuale della struttura, è stato promosso dall'Ente proprietario dell'immobile nell'intenzione di modificare la destinazione d'uso dell'edificio.



FIG. 1- Vista dell'edificio.

2. METODOLOGIA UTILIZZATA PER L'ANALISI DELLA SICUREZZA

Le indagini sulla struttura sono state articolate in quattro fasi consecutive.

Nella prima fase è stata acquisita la documentazione di progetto disponibile, che è stata integrata con rilievi geometrici specifici, al fine di ricostruire i disegni di carpenteria.

Nella seconda fase sono state eseguite indagini visive sui materiali, rimuovendo a campione le lastre di rivestimento dei pilastri o gli intonaci ed esponendo in posizione localizzate le barre di armatura, previa rimozione dei copriferri.

Tali indagini sono state ripetute sui solai, dove è stato possibile eseguire saggi in profondità.

La terza fase delle indagini è stata dedicata alla caratterizzazione della qualità dei materiali, con particolare attenzione al caso del calcestruzzo. A tale scopo sono state eseguite misure della durezza superficiale mediante lo sclerometro, misure della velocità di propagazione di ultrasuoni, prove di pull-out e prelievo di carote.

La quarta fase è stata infine dedicata alla stima della sicurezza, condotta eseguendo le verifiche delle varie membrature utilizzando le proprietà dei materiali identificate sulla base delle prove sperimentali ed i carichi di servizio prescritti dalla vigente normativa.

A supporto dei risultati ottenuti sono state anche eseguite prove di carico su solai e su scale.

3. RILIEVO GEOMETRICO

Le indagini preliminari non hanno consentito di reperire la documentazione originaria di progetto, come non di rado accade per le opere progettate e realizzate prima dell'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 territorio.

All'epoca della realizzazione dell'opera era invece ancora in vigore il R.D. 16 novembre 1939 n° 2229, che, come è noto, prescriveva unicamente il deposito del certificato di collaudo presso la Prefettura.

Gli unici documenti risultati disponibili sono state alcune tavole del progetto architettonico, mentre non è stato possibile rintracciare i disegni esecutivi del progetto strutturale, né i certificati comprovanti le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati.

Sono stati pertanto eseguiti rilievi geometrici che hanno condotto alla determinazione della carpenteria.

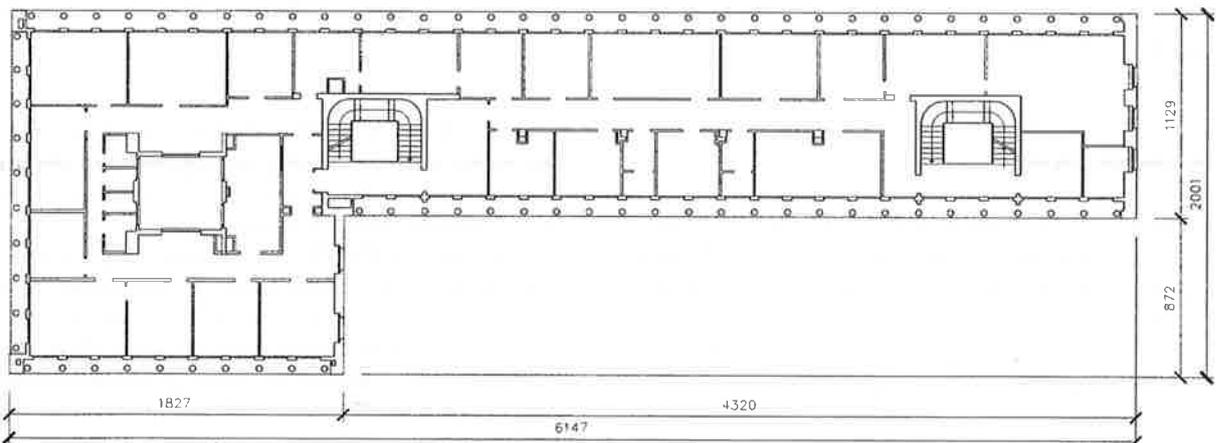


FIG. 2- Pianta dell'edificio.

4. INDAGINI SPERIMENTALI SUI MATERIALI

4.1 Tipo ed ubicazione delle prove

Le prove non distruttive sono state eseguite su 11 pilastri (elementi 1 ÷ 6, 8 ÷ 12) ed una trave (elemento 7), ubicati ai piani seminterrato, primo e secondo. Il motivo per cui la quasi totalità delle misure non distruttive sono state condotte sui pilastri è che gli elementi verticali sono generalmente più critici delle travi dal punto di vista della sicurezza.

Su ciascun elemento oggetto delle indagini sono state eseguite le seguenti prove:

- 40 misure sclerometriche per gli elementi da 1 a 6, che sono risultati i più disomogenei, e 10 misure sclerometriche per i restanti elementi da 7 a 12 che hanno presentato una omogeneità maggiore;
- 6 misure ultrasoniche a trasmissione diretta (o per trasparenza). Secondo questa modalità, i trasduttori vengono applicati su due facce opposte dell'elemento da saggiare o su due facce contigue, in modo che il percorso delle onde elastiche sia completamente contenuto nel materiale da esaminare al fine di avere la massima trasmissione di energia alla sonda ricevente e quindi la massima sensibilità;
- 3 prove di estrazione (pull-out) per elemento. Sui pilastri circolari 10 e 11, in considerazione del loro esiguo diametro e dell'ostacolo costituito dalle armature verticali, non sono state effettuate prove di pull-out.

Le misure sono state eseguite seguendo le rispettive procedure indicate dalle norme UNI 9524/89, 9189/88, 10157/92.

Allo scopo di ottenere una valutazione diretta della resistenza del calcestruzzo e di convalidare i risultati delle prove non distruttive sono state inoltre prelevate 6 carote del diametro di 100 mm e lunghe 200 mm dagli elementi strutturali 2, 3, 4, 8, 9 e 12 ortogonalmente alla direzione del getto.

Le operazioni di prelievo sono state effettuate mediante carotaggio continuo a circolazione di acqua, con corona diamantata, previa individuazione con metodi magnetici delle barre di armatura presenti all'interno della massa di calcestruzzo.

4.2 Attrezzatura impiegata

Per la esecuzione delle indagini non distruttive e per quelle parzialmente distruttive, sono state impiegate le attrezzature seguenti:

- sclerometro Schmidt tipo PROCEQ tipo N-34;
- apparecchio per ultrasuoni tipo CEBTP AU 91, caratterizzato da:
 - visualizzazione del segnale su oscilloscopio dotato di funzioni zoom;
 - frequenza di lavoro: 35 KHz;
 - misurazione dei tempi manuale con marker sull'oscilloscopio, con fondo scala commutabile da 400 a 800 ms;
 - risoluzione di misura dei tempi pari a 0.1 ms;
- apparecchiatura per prove di estrazione (pull-out) consistente nelle seguenti attrezzature:
 - martinetto idraulico con pompa a pedale;
 - manometro con indicatore di massima (fondo scala 50 KN);
 - tubi rinforzati con attacchi rapidi;
 - anello di contrasto (diametro interno 70 mm);
 - tiranti snodati in acciaio con testine filettate per tasselli;
 - tasselli FISCHER ZYCON FZA 14x40 M10/25, diametro 14 mm, lunghezza 40 mm;
 - trapano con punte adatte ai tasselli di cui sopra;
 - pachometro PROCEQ Profometer 3.

Le carote sono state prelevate utilizzando una carotatrice tipo HILTI DCM 1.5 e quindi, rettificate, sono state portate a rottura.

4.3 Risultati delle prove sperimentali e stima della resistenza del calcestruzzo

I risultati delle prove sperimentali sono consegnati in forma completa nelle tabelle I-III.

Tab. I - Risultati delle prove non distruttive sugli elementi del piano seminterrato

Elemento		Sclerometro	Ultrasuoni	Pull-Out
N.	Tipo	N	V	P
		(ind. rimb.)	(m/s)	(kN)
1	pilastro	38	3697	24
2	pilastro	36	3369	24
3	pilastro	37	3125	22
4	pilastro	41	3591	22
5	pilastro	35	2571	22
6	pilastro	35	2457	21
Minimo		35	2457	21
Massimo		41	3697	24
Media		37,0	3135,0	22,5
Deviazione Std.		2,08	475,47	1,12
Coeff. Var. %		5,62	15,17	4,98

Tab. II - Risultati delle prove non distruttive sugli elementi del primo piano

Elemento		Sclerometro	Ultrasuoni	Pull-Out
N.	Tipo	N	V	P
		(ind. rimb.)	(m/s)	(kN)
8	pilastro	40	3190	21
9	pilastro	37	2385	26
10	pil. circ.	47	4173	-
11	pil. circ.	48	4170	-
12	pilastro	38	2567	22
Minimo		37	2385	21
Massimo		48	4173	26
Media		42,0	3297,0	23,0
Deviazione Std.		4,60	762,31	2,16
Coeff. Var. %		10,95	23,12	9,39

Tab. III - Risultati delle prove non distruttive sugli elementi del secondo piano

Elemento		Sclerometro	Ultrasuoni	Pull-Out
N.	Tipo	N	V	P
		(ind. rimb.)	(m/s)	(kN)
7	trave	55	3404	40

Sulla base dei risultati sperimentali la resistenza del calcestruzzo è stata quindi stimata utilizzando differenti metodologie:

- mediante il metodo sclerometrico la resistenza è stata stimata utilizzando correlazioni di libreria tra indice di rimbalzo N e la resistenza R_N ;
- mediante il metodo ultrasonico la resistenza è stata valutata utilizzando correlazioni di libreria tra la velocità degli ultrasuoni V e la resistenza R_V ;
- mediante il metodo di pull-out la resistenza è stata valutata utilizzando correlazioni di libreria tra la forza di estrazione P e la resistenza R_P ;
- mediante il metodo combinato Sonreb è stata determinata la resistenza R_{N-V} ;
- sulle carote prelevate in situ è stata valutata in laboratorio la resistenza R_{car} .

Le resistenze R_N , R_V , R_P , R_{N-V} , desunte dai primi quattro metodi, sono state intese come indicative: infatti le correlazioni utilizzate, desunte dalla letteratura e relative ad uno specifico calcestruzzo di riferimento, non possono essere estese direttamente a calcestruzzi diversi, particolarmente quando, come nel caso in esame, il calcestruzzo presenta un'età considerevole.

La resistenza del calcestruzzo degli elementi strutturali da cui non sono state prelevate carote, R_{N-V-P} , è stata stimata utilizzando una correlazione sperimentale tra la resistenza R_{car} del calcestruzzo, ricavata dalle prove su carote, ed i parametri non distruttivi V, N e P

rilevati nelle zone di misura dalle quali sono state successivamente estratte le carote stesse.

Tale correlazione è stata dedotta mediante analisi statistica multiregressiva, utilizzando come variabile dipendente la resistenza R_{car} e, come variabili indipendenti, i parametri non distruttivi.

Per i 6 elementi strutturali in corrispondenza dei quali sono state prelevate le carote, erano noti i parametri non distruttivi N_i , V_i , P_i e la resistenza a compressione $R_{car,i}$ valutata portando a rottura le carote stesse.

Con riferimento alla relazione:

$$R_{car} = A + B \times N + C \times V + D \times P \quad (1)$$

sono state determinate le costanti A, B, C, D utilizzando il metodo dei minimi quadrati e cioè risolvendo le:

$$\frac{\partial \chi^2}{\partial A} = \left(-\frac{2}{\sigma_y^2} \right) \sum_{i=1}^n (R_{pot\ i} - A - BxN_i - CxV_i - DxP_i) = 0$$

$$\frac{\partial \chi^2}{\partial B} = \left(-\frac{2}{\sigma_y^2} \right) \sum_{i=1}^n N_i (R_{pot\ i} - A - BxN_i - CxV_i - DxP_i) = 0$$

$$\frac{\partial \chi^2}{\partial C} = \left(-\frac{2}{\sigma_y^2} \right) \sum_{i=1}^n V_i (R_{pot\ i} - A - BxN_i - CxV_i - DxP_i) = 0$$

$$\frac{\partial \chi^2}{\partial D} = \left(-\frac{2}{\sigma_y^2} \right) \sum_{i=1}^n P_i (R_{pot\ i} - A - BxN_i - CxV_i - DxP_i) = 0$$

Ciò ha permesso di stimare la resistenza a compressione anche per quegli elementi in cui essa non è stata valutata direttamente mediante prelievo di carote, ma esclusivamente mediante prove non distruttive.

Sostituendo i valori misurati nelle equazioni precedenti, si sono determinati i coefficienti di correlazione e quindi l'espressione della resistenza del calcestruzzo, R_{N-V-P} , che è riportata in tabella IV.

Tab. IV – Resistenza a compressione del calcestruzzo. N.B.: la R_{car} è la resistenza cubica.

Elemento	R_N	R_V	R_P	R_{N-V}	R_{N-V-P}	R_{car}
N.	Tipo	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
1	pilastro	29,89	26,66	17,26	23,68	27,01
2	pilastro	26,54	24,29	17,26	17,24	22,40
3	pilastro	28,18	22,53	14,95	14,73	15,08
4	pilastro	35,33	25,89	14,95	24,42	21,83
5	pilastro	24,94	18,54	14,95	8,21	7,56
6	pilastro	24,94	17,72	13,85	7,29	3,91
7	trave	67,42	24,54	40,03	32,05	61,29
8	pilastro	33,46	23,00	13,85	17,34	14,29
9	pilastro	28,19	17,20	19,69	7,30	14,26
10	pil. circ.	47,71	30,09	-	43,68	-
11	pil. circ.	49,97	30,07	-	44,91	-
12	pilastro	29,89	18,51	14,95	9,17	8,07

4.4 Commento ai risultati ottenuti

Esaminando i risultati ottenuti si osserva, innanzitutto, che i valori medi rilevati nelle singole zone sono assai dispersi ed in particolare:

- gli indici di rimbalzo N sono compresi tra 35 e 55;
- le velocità di propagazione degli ultrasuoni V sono comprese tra 2400 e 4200 m/s;
- le forze di estrazione di pull-out P sono comprese tra 21 e 40 KN;
- le resistenze a compressione sono molto disperse, presentando un valore medio di circa 20 N/mm^2 .

Per quanto riguarda le misure sclerometriche i risultati ottenuti permettono di ritenere che il calcestruzzo in esame sia di media qualità, secondo la classificazione contenuta in [1].

I valori molto alti dell'indice di rimbalzo negli elementi 10 e 11 al piano primo appaiono anomali e sono forse dovuti alla carbonatazione dei calcestruzzi conseguente all'esposizione atmosferica (sono infatti pilastri esterni).

La dispersione dei risultati delle misure, specialmente al piano primo interrato, mette in evidenza una disomogeneità del calcestruzzo dovuta probabilmente alla presenza di vuoti. Il valore più alto del coefficiente di variazione si presenta per l'elemento 2 al piano seminterrato con il 13.03 %.

Anche i valori delle misure ultrasoniche evidenziano una qualità media del calcestruzzo, secondo la classificazione contenuta in [1], con una dispersione dei risultati probabilmente dovuta alla presenza di vuoti. Il valore più alto del coefficiente di variazione si presenta per l'elemento 6 al piano seminterrato con il 18.91 %.

A conclusioni analoghe portano le analisi delle misure di pull-out in base alle quali il valore più alto del coefficiente di variazione si presenta per l'elemento 9 al piano primo con il 18.09 %.

Le stime della resistenza sono anch'esse molto disperse, con un coefficiente di variazione del 77.14 % sul totale delle misure eseguite. Tale coefficiente si riduce notevolmente considerando separatamente il piano interrato e il piano primo, per i quali si ha rispettivamente il 49.07 % e il 22.89 %, cifre che, in ogni caso, evidenziano grandi dispersioni.

In generale le prove non distruttive mettono in evidenza un calcestruzzo di media qualità, scarsamente uniforme forse a causa di una insufficiente compattazione al momento del getto e/o carenza di assortimento granulometrico degli inerti costituenti e con fenomeni di carbonatazione in atto.

Sulla base dei risultati ottenuti, la resistenza media cubica è stata stimata in 20 N/mm^2 .

5. INDAGINI SUI SOLAI

5.1 Rilievi geometrici e saggi

Mediante saggi distruttivi ed endoscopici è stata rilevata la geometria dei solai, ubicati rispettivamente, al primo piano, al secondo piano ed al piano terra.

I solai sono risultati di tipo Stimip, un tipo di solaio in latero-cemento formato da nervature di cemento armato monodirezionali e cassettoni di laterizio (fig. 3).

In tutti e tre i solai non è stata riscontrata la presenza di zone piene.

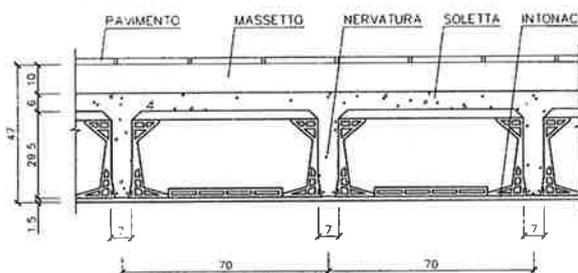


FIG. 3 - Sezione tipica dei solai.

Le caratteristiche geometriche dei solai sono risultate le seguenti:

Solaio 1 (primo piano):

interasse dei travetti: 70 cm;
altezza dei travetti: 29.5 cm;
larghezza dei travetti: 7 cm;
armatura dei travetti: 1 $\phi 14$ + 1 $\phi 18$ lisci in mezzzeria;
spessore della soletta: 3 cm
spessore della nervatura ortogonale ai travetti: 3 cm;
spessore del massetto: 10 cm.

Solaio 2 (secondo piano):

interasse dei travetti: 70 cm;
altezza dei travetti: 17 cm;
larghezza dei travetti: 7 cm;
armatura dei travetti: 1 $\phi 16$ + 1 $\phi 22$ lisci in mezzzeria;
spessore della soletta: 3 cm
spessore della nervatura ortogonale ai travetti: 3 cm;
spessore del massetto: 10 cm.

Solaio 3 (terra piano):

interasse travetti: 70 cm;
altezza travetti: 24 cm;
larghezza travetti: 7 cm;
armatura travetti: 2 $\phi 22$ lisci in mezzzeria;
spessore della soletta: 3 cm
spessore della nervatura ortogonale ai travetti: 3 cm;
spessore del massetto: 10 cm.

5.2 Verifica di sicurezza delle sezioni

La verifica delle sezioni è stata condotta applicando la normativa attualmente vigente ed utilizzando per i materiali la resistenza determinata per via sperimentale.

Per l'acciaio è stato assunto il valore della tensione ammissibile previsto dal Regio Decreto 2229/39, in vigore all'epoca della costruzione, pari a 140 N/mm^2 .

Per quanto riguarda il calcestruzzo, considerando come resistenza il valore medio indicato dalle prove sperimentali (circa 20 N/mm^2), si ottiene, applicando le norme vigenti, un valore di tensione ammissibile pari a: 7.25 N/mm^2 . E' stata, peraltro, considerata la dispersione riscontrata nelle resistenze sperimentali, riducendo in via prudenziale la tensione ammissibile a compressione a non più di 6 N/mm^2 e quella tangenziale, τ_{c0} , a 0.47 N/mm^2 .

L'analisi delle sezioni, condotta applicando i sovraccarichi accidentali previsti dalla normativa vigente, ha condotto alla determinazione di valori di tensione nell'acciaio superiori a quelle ammissibili.

Per il solaio 1 si è calcolato $\sigma_s = 187.7 \text{ N/mm}^2$, per il solaio 2 $\sigma_s = 182.4 \text{ N/mm}^2$ e per il solaio 3 $\sigma_s = 136.4 \text{ N/mm}^2$, a fronte di una tensione ammissibile pari a 140.0 N/mm^2 .

Per il calcestruzzo si sono riscontrate, invece, tensioni normali compatibili con le caratteristiche meccaniche sperimentali ($R_c = 20 \text{ N/mm}^2$): solaio 1 - $\sigma_c = 3.23 \text{ N/mm}^2$; solaio 2 - $\sigma_c = 4.97 \text{ N/mm}^2$; solaio 3 - $\sigma_c = 3.83 \text{ N/mm}^2$.

A giustificazione dei valori anomali riscontrati relativamente alle tensioni nell'acciaio, occorre considerare la possibilità che, in sede di progetto, fossero stati considerati sovraccarichi accidentali inferiori rispetto a quelli attuali.

Per quanto riguarda le tensioni tangenziali, la mancanza di zone piene in prossimità degli appoggi, ha condotto alla determinazione di tensioni superiori a quelle ammissibili: per il solaio 1 si ha $\tau = 0.86 \text{ N/mm}^2$, per il solaio 2 $\tau = 1.60 \text{ N/mm}^2$ e per il solaio 3 $\tau = 1.00 \text{ N/mm}^2$.

5.3 Prove di carico

Le prove di carico sono state eseguite in quattro zone distinte:

- del solaio 1 è stata caricata la zona indicata in fig. 4, nella quale è anche rappresentata la disposizione dei punti di misura degli abbassamenti;
- del solaio 2 è stata caricata la zona indicata in fig. 5, nella quale è anche rappresentata la disposizione dei punti di misura degli abbassamenti;

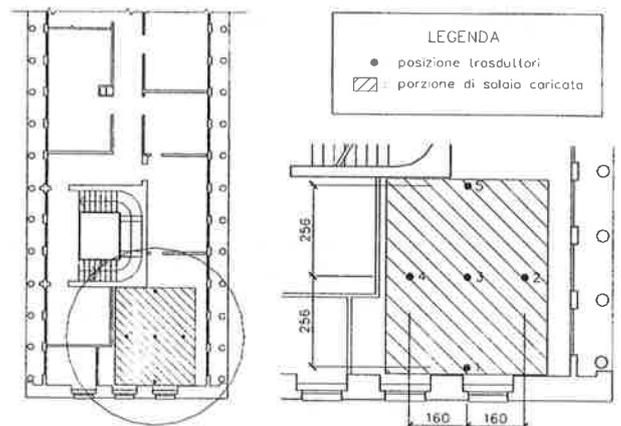


FIG. 4 – Ubicazione della prova di carico sul solaio 1.

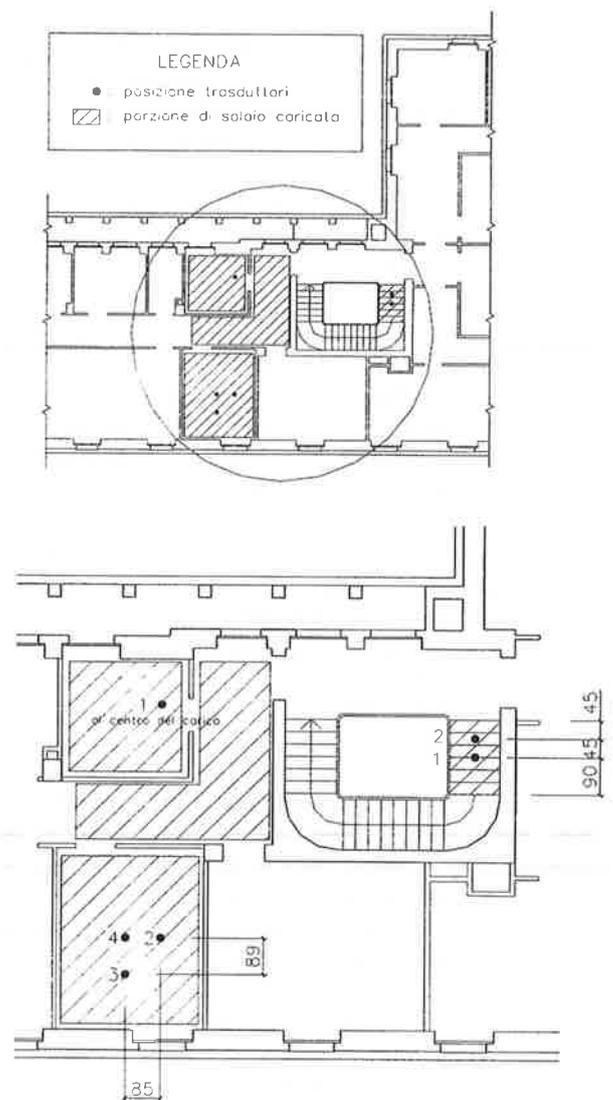


FIG. 5 – Ubicazione della prova di carico sul solaio 2.

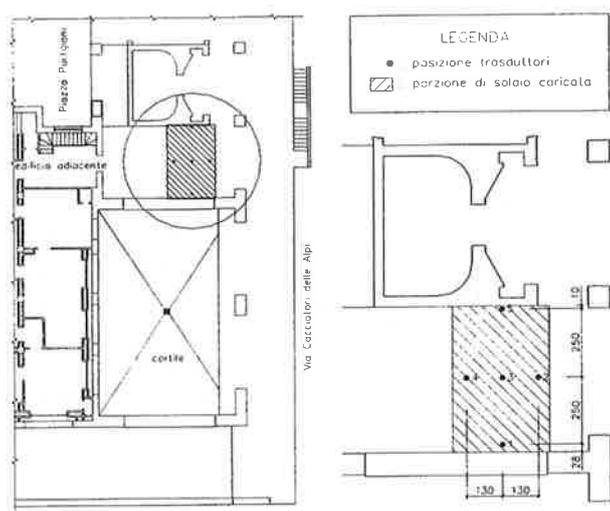


FIG. 6 – Ubicazione della prova di carico sul solaio 3.

- del solaio 3 è stata caricata la zona indicata in fig. 6, nella quale è anche rappresentata la disposizione dei punti di misura degli abbassamenti;
- è stata, infine, caricata la rampa di scale indicata in fig. 5, nella quale è anche rappresentata la disposizione dei punti di misura degli abbassamenti.

Per il solaio 1 è stato considerato un carico di esercizio pari a 2.00 KN/m^2 , mentre per i solai 2 e 3, il sovraccarico è stato di 3.00 KN/m^2 . Per le scale è stato considerato, invece, un sovraccarico di 4.00 KN/m^2 .

Le prove di carico hanno evidenziato valori delle frecce molto inferiori a quelli dedotti da una parallela analisi teorica. Difatti le frecce massime sperimentali valgono 0.17 mm , contro un valore teorico di 1.93 mm , per il solaio 1, 0.69 mm contro 8.43 mm per il solaio 2 e 0.30 mm contro 4.78 mm per il solaio 3.

Tale comportamento può essere attribuito a diversi fattori, quali la collaborazione del massetto e dei laterizi.

La deformazione percentuale residua allo scarico è risultata pari al 5.9% per il solaio 1, al 73.9% per il solaio 2 ed al 10.3% per il solaio 3. Tuttavia il valore eccessivo del residuo plastico allo scarico per il solaio 2 è apparso inattendibile ed è stato attribuito all'errore introdotto dal valore estremamente esiguo degli abbassamenti.

La deformazione residua allo scarico è stata probabilmente dovuta a scorrimento degli acciai lisci e a scorrimento fra soletta e massetto sovrastante.

Tali residui plastici costituiscono un elemento negativo dal punto di vista del giudizio sulla sicurezza dei solai.

6. ANALISI DELLA SICUREZZA DI TRAVI E PILASTRI

6.1 Modello numerico adottato per l'analisi della risposta strutturale

Sulla base della geometria rilevata e con riferimento ai sovraccarichi previsti dalla attuale normativa, è stata eseguita l'analisi della risposta della struttura.

Particolare attenzione è stata dedicata alla risposta sismica in quanto, all'epoca della costruzione, il comune di Perugia non era inserito, come è oggi, nell'elenco delle zone dichiarate sismiche.

Applicando il metodo degli elementi finiti è stato messo a punto un modello numerico della struttura, come si può vedere in fig. 7.

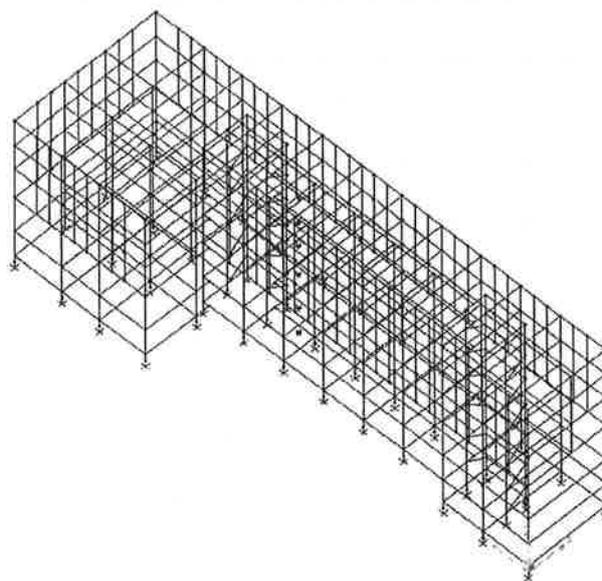


FIG. 7 – Modello numerico adottato per l'analisi della risposta strutturale.

6.2 Risultati salienti dell'analisi strutturale

L'analisi strutturale è stata condotta, con riferimento al modello numerico descritto, considerando i pesi propri delle strutture ed i carichi di servizio prescritti dalla attuale normativa sulle azioni.

L'analisi sismica è stata eseguita utilizzando la tecnica dell'analisi modale e dello spettro di risposta. Come livello delle azioni sismiche è stato considerato quello previsto per le zone sismiche di II categoria.

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei periodi propri e dei coefficienti di partecipazione dei primi 12 modi di vibrazione della struttura.

L'andamento delle prime tre forme modali è invece rappresentato nelle figure 9, 10 ed 11.

TAB. V – Periodi propri di vibrazione e coefficienti di partecipazione della struttura.

N.	T (sec)	$M_{part.x}$ (%)	$M_{part.y}$ (%)
1	1.113	0.06	64.96
2	1.010	67.71	64.98
3	0.557	68.17	64.98
4	0.365	68.17	76.90
5	0.342	68.26	76.90
6	0.300	80.78	76.90
7	0.240	80.78	83.34
8	0.223	80.89	83.34
9	0.191	81.78	83.34
10	0.169	82.09	83.35
11	0.167	85.59	85.11
12	0.154	85.59	85.85

armatura $\bar{\gamma}$ previsti nel suddetto decreto. Per i pilastri di area minore di 2000 cm², $\bar{\gamma}$ è l' 0.80% della sezione di conglomerato strettamente necessaria, per quelli di area superiore di 8000 cm² $\bar{\gamma} = 0.50\%$, per quelli di area intermedia la percentuale minima di armatura è stata determinata mediante interpolazione lineare.

Le armature così individuate sono state confrontate con i dati ottenuti da esplorazioni condotte mediante misure di permeabilità magnetica (pachometro) e sono state infine convalidate da saggi esplorativi svolti a campione rimuovendo localmente i copriferri.

A titolo di esempio in fig. 8 è riportato il disegno delle armature di una trave tipica.

6.3 Ricostruzione della disposizione delle armature

In mancanza della documentazione originaria di progetto, è stato necessario ricostruire la disposizione delle armature prima di poter effettuare verifiche di sicurezza sotto i carichi attuali ed anche in condizioni sismiche.

A tale scopo è stato preliminarmente eseguito il progetto condizionato delle armature utilizzando le regole contenute nella norma del 1939, unitamente ai carichi presumibilmente considerati all'epoca. In tale operazione sono stati utilizzati schemi di calcolo semplificati, quali travi continue estratte dai telai e pilastri sottoposti a compressione semplice, secondo metodologie diffuse all'epoca della progettazione dell'edificio.

Si è tenuto conto, inoltre, dei valori minimi di

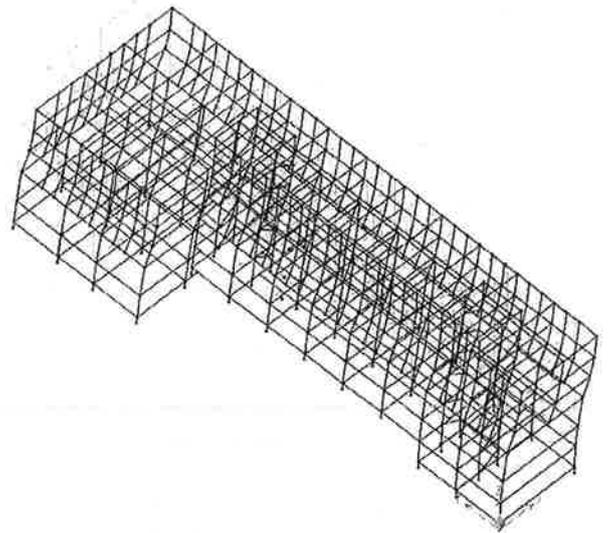


FIG. 9 – Andamento del primo modo di vibrazione.

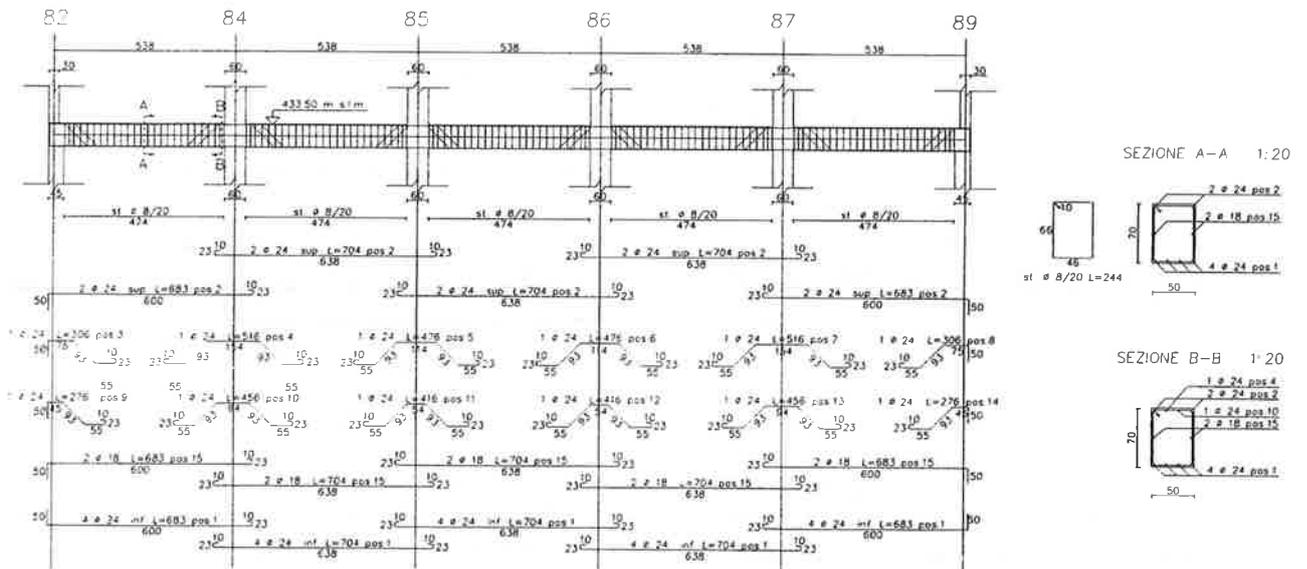


FIG. 8 – Ricostruzione dell'armatura di una trave tipica.

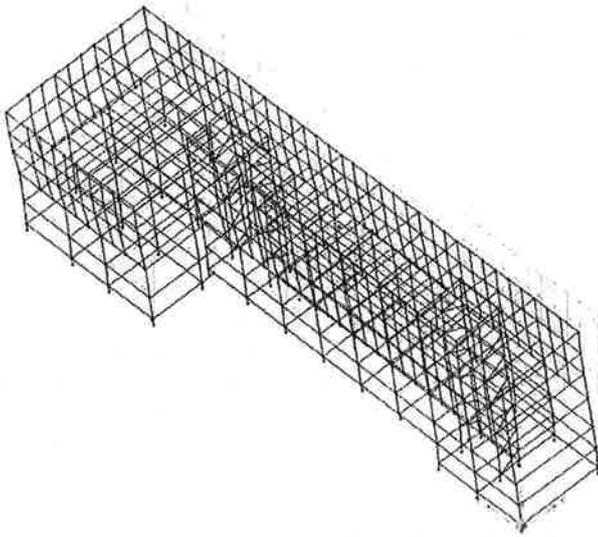


FIG. 10 – Andamento del secondo modo di vibrazione.

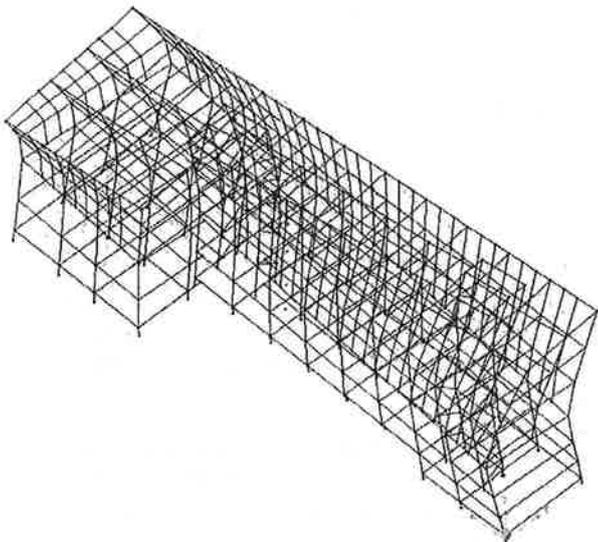


FIG. 11 – Andamento del terzo modo di vibrazione.

6.4 Verifica delle sezioni

Per quanto riguarda le travi si è riscontrato che le tensioni di compressione nel calcestruzzo non superano i valori ammissibili. Ciò è probabilmente dovuto al generoso dimensionamento delle carpenterie a suo tempo adottato.

Per quanto riguarda la sicurezza a taglio, le armature metalliche presenti risultano sollecitate da tensioni che superano di poco i valori ammissibili.

Diverso è il caso dei pilastri. Per essi i valori ammissibili non vengono superati per la condizione di carico che comprende i pesi propri e i sovraccarichi accidentali. In tal senso il passaggio dal coefficiente di

omogeneizzazione $n=10$, previsto dalla norma del 1939, a quello attuale ($n=15$), ha avuto l'effetto di ridurre le tensioni nel calcestruzzo. Ugualmente le percentuali minime di armatura metallica previste dalla norma del 1939 hanno contribuito ad assorbire le sollecitazioni di pressione eccentrica dovuta ai carichi verticali.

Nel caso delle condizioni di carico comprendenti le azioni sismiche le verifiche a pressione eccentrica non risultano sempre soddisfatte. Tale risultato era peraltro prevedibile per il fatto che le azioni sismiche non erano state considerate al momento del progetto.

7. CONSIDERAZIONI CRITICHE SULLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI ESISTENTI

La procedura di valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti ha lo scopo di determinare il valore del coefficiente di sicurezza rispetto alla rottura, quando su di esse agiscano i carichi di progetto, ottenuti amplificando i carichi di servizio mediante opportuni coefficienti parziali. Il giudizio è positivo quando tale coefficiente sia almeno unitario. In tal senso la misura della sicurezza è associata al concetto di distruzione della struttura, poiché solo allo stato limite ultimo è possibile valutare quale relazione intercorra tra domanda di prestazione di progetto e capacità di prestazione ultima.

Il contributo che a questo quadro conoscitivo possono dare le prove di carico eseguite utilizzando i carichi di servizio è soltanto marginale.

Poiché, evidentemente, è impraticabile l'idea di valutare la sicurezza di un'opera esistente mediante la sua distruzione, la procedura deve essere modificata sostituendo alla prova a rottura reale una prova a rottura simulata mediante metodi analitici o numerici.

Ciò consiste nell'eseguire analisi sulle sezioni e sulle membrature utilizzando i metodi della Tecnica delle Costruzioni, applicando, ad esempio, il metodo agli stati limite.

In sostanza si tratta di eseguire verifiche dello stesso tipo di quelle che si eseguono per le nuove costruzioni con la variante, però, che, per le caratteristiche dei materiali, debbono essere considerate quelle effettivamente presenti in situ al momento attuale e le carpenterie e le armature delle membrature debbono essere quelle effettive.

Proprio nel reperimento dei dati sui materiali e sulle sezioni si annidano, in genere, le maggiori difficoltà operative.

Per quanto riguarda i materiali i metodi non distruttivi disponibili, opportunamente integrati con indagini parzialmente distruttive, quali prelievo di campioni e carote, pur se di complessa esecuzione e

delicata interpretazione, sono in grado di fornire informazioni sufficientemente affidabili.

Il problema più difficile da risolvere è quello della conoscenza delle armature metalliche. Non di rado infatti, per gli edifici progettati e realizzati prima dell'entrata in vigore della Legge n° 1086 del 1971, è difficile reperire la documentazione originale di progetto, che non è stata oggetto di una sistematica procedura di deposito e conservazione. Ma, per di più, la eventuale disponibilità dei disegni esecutivi non è sufficiente a garantire la conoscenza della effettiva disposizione delle armature, in quanto possono essere intervenuti, al momento della costruzione, varianti non documentate oppure veri e propri errori di disposizione.

L'esperienza mostra che proprio queste varianti e questi errori possono essere causa di problemi strutturali.

Allo stato attuale delle conoscenze le uniche metodologie disponibili per accertare quantità e disposizione delle armature sono basate su saggi localizzati, guidati dall'impiego di dispositivi magnetici di rilevamento, i quali però, da soli, non sono in grado di fornire informazioni complete ed affidabili.

Si osserva quindi che la determinazione delle armature può divenire un tipo di ispezione particolarmente invasiva ed onerosa, certamente non adatta alla valutazione sistematica della sicurezza di tutte le costruzioni di cemento armato esistenti.

In questo senso è auspicabile che le procedure di controllo previste dal Fascicolo del fabbricato, di cui si dibatte attualmente [2], siano chiaramente suddivise in due categorie: una prima categoria da applicarsi a tutti gli edifici e dedicata esclusivamente alla raccolta di tutte le informazioni disponibili, compresi eventuali segnali di pericolo, ma non finalizzata alla formulazione di un giudizio sulla sicurezza ed una seconda categoria, ristretta a casi di evidente necessità, in cui la sicurezza viene analizzata in modo completo, utilizzando tutte le risorse e le attività specialistiche necessarie.

8. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Nel presente lavoro sono stati presentati i risultati delle indagini teorico-sperimentali eseguite su un edificio di cemento armato sito in Perugia, allo scopo di valutarne la sicurezza residua dopo oltre 50 anni di vita di servizio.

La metodologia seguita è stata quella di verificare le membrature di cemento armato applicando procedure che la normativa vigente prescrive per la progettazione delle nuove costruzioni, utilizzando, però, le effettive caratteristiche dei materiali ed i carichi previsti dalla attuale normativa sulla azioni.

La scelta di impiegare le norme attuali è stata guidata

dalla considerazione che esse riflettano i punti di vista più aggiornati in tema di garanzia della sicurezza e di tutela della pubblica incolumità.

Le tecniche disponibili per la valutazione della resistenza dei materiali in situ, pur se laboriose e certamente delicate, sia in fase di esecuzione che in fase di interpretazione dei risultati, si sono dimostrate del tutto adeguate allo scopo. Viceversa si sono incontrate difficoltà nella determinazione della disposizione delle armature, in quanto la documentazione di progetto disponibile è risultata molto lacunosa in proposito.

L'esperienza mostra che tale situazione si presenta non di rado nel caso di opere progettate e realizzate prima della entrata in vigore delle Legge n° 1086 del 1971, che ha imposto il deposito sistematico dei progetti.

La incertezza circa le informazioni sul quantitativo e sulla disposizione delle armature può talvolta impedire ai metodi di analisi perfezionati attualmente disponibili per il controllo delle costruzioni esistenti di esprimere appieno le proprie potenzialità.

BIBLIOGRAFIA

- [1] C.E.B., *Diagnosis and Assessment of Concrete Structures*, Bull. d'inf. N°192, 1989.
- [2] RADOGNA E.F., *Riflessioni sui Problemi della Sicurezza Strutturale di Edifici Esistenti, con Riferimento alle Finalità del Fascicolo del Fabbricato*, L'Industria Italiana del Cemento" n. 4, 2000.
- [3] ALLEN D. E., *Safety Criteria for the Evaluation of Existing Structures*, IABSE Colloquium "Remaining Structural Capacity", Copenhagen, 17-19 marzo 1993.
- [4] C.E.B., *Strategies for Testing and Assessment of Concrete Structures*, Bull. d'inf. N°243, 1998.
- [5] ISO/FDIS, *Bases for Design of Structures – Assessment of Existing Structures*, International Organization for Standardisation, n° 13822, 2000.
- [6] ACI, *In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*, ACI SP- 228.1R, 1995.

APPLICAZIONE DI FOGLI IN CFRP SU TRAVI IN C.A.: EFFICIENZA DEL RINFORZO A TAGLIO

Claudio Modena¹, Carlo Pellegrino¹

¹ Dipartimento di Costruzioni e Trasporti, Università degli Studi di Padova, Via Marzolo 9, 35131 Padova.

SOMMARIO

Il lavoro vuole contribuire alla comprensione e alla modellazione del comportamento a taglio di travi in c.a. rinforzate con fogli FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) in fibra di carbonio. Lo studio è basato su un programma sperimentale relativo a sette travi con armatura a taglio e differenti quantità di rinforzo a taglio in FRP. I risultati dei tests forniscono nuovi elementi nel campo dei complessi meccanismi di rottura che caratterizzano la resistenza ultima a taglio di travi in c.a. con armatura d'anima e rinforzate con fogli FRP. Dopo la discussione dei risultati viene introdotto un nuovo limite superiore alla resistenza a taglio di travi rinforzate.

SUMMARY

The paper aims to contribute to a better understanding and modeling of the shear behaviour of RC beams strengthened with Carbon FRP (*Fiber Reinforced Polymer*) sheets. The study is based on an experimental program carried out on seven beams with transverse steel reinforcement and with different amounts of FRP shear strengthening. The test results provide some new insights into the complex failure mechanisms that characterize the ultimate shear capacity of RC members with transverse steel reinforcement and FRP sheets. After the discussion of the above questions a new upper bound of the shear strength is introduced.

1. INTRODUZIONE

Il problema del taglio nelle travi in c.a. è un argomento di ricerca tuttora aperto e non risulta ancora essere completamente risolto. I codici attualmente vigenti [1], [2] quantificano la resistenza a taglio tramite una semplice somma dei contributi del calcestruzzo (V_c) e dell'acciaio (V_s). Nel caso di travi rinforzate a taglio con fogli FRP viene considerato anche l'ulteriore termine (V_f) dovuto al contributo del rinforzo.

L'espressione del contributo alla resistenza al taglio dovuto al calcestruzzo proposta dall'Eurocodice 2 [2] è basata su un approccio empirico. Anche per la quantificazione del contributo resistente fornito dal rinforzo in FRP si fa riferimento ad un tale tipo di approccio. Mentre, da una parte, le formulazioni della resistenza a taglio di travi in c.a. sono state validate con una grande quantità di prove sperimentali, non esiste, dall'altra, una altrettanto vasta quantità di risultati

sperimentali che possano validare, con un sufficiente grado di sicurezza, le espressioni attualmente riportate in letteratura riguardanti il contributo alla resistenza a taglio fornito dal rinforzo in fogli di fibra.

Lo scopo di questo lavoro è di definire un campo di applicabilità delle formulazioni presenti in letteratura che possa condurre a previsioni che abbiano un sufficiente grado di sicurezza.

Sono presenti in letteratura diversi importanti contributi riguardanti la progettazione di travi in c.a. rinforzate con FRP [3], [4], [5], [6], [7]. Ciononostante permangono molti dubbi sulla quantificazione del contributo a taglio del rinforzo. In particolare l'influenza della quantità e della distribuzione dell'armatura d'anima sulla resistenza a taglio della trave rinforzata non appare ancora chiara anche se in molte pubblicazioni sono riportati utili osservazioni per la comprensione del comportamento a taglio di travi in

c.a. rinforzate con compositi in fibra [8], [9], [10], [11], [12], [13].

Il contributo a taglio del rinforzo applicato sulla superficie esterna della trave in c.a. dipende da una notevole quantità di parametri (rigidezza del foglio, tipo di resina, resistenza a compressione del calcestruzzo, disposizione del rinforzo, inclinazione delle fibre ecc.) ed è un argomento di ricerca attualmente portato avanti dagli autori [14], [15].

Nei paragrafi che seguono si vuole sottolineare l'influenza del rapporto tra la rigidezza dell'armatura trasversale in acciaio e la rigidezza del rinforzo in fogli FRP sul comportamento allo stato limite ultimo per taglio. Tale rapporto, infatti, è correlato al quadro fessurativo della trave in c.a. che va incontro a rottura per taglio; tale quadro fessurativo, a sua volta, modifica le condizioni di aderenza del rinforzo e, conseguentemente, il suo contributo alla capacità portante per taglio della trave. Il problema della mutua interazione tra armatura in acciaio e rinforzo ha rilevanza soprattutto nelle zone terminali degli elementi inflessi, vicino agli appoggi, dove è spesso presente una elevata quantità di armatura a taglio e dove talvolta si rende necessario un intervento di ripristino o di rinforzo.

Il programma sperimentale descritto in questo lavoro è stato pensato con l'obiettivo di comprendere a fondo i complessi meccanismi di interazione tra armatura in acciaio e rinforzo in FRP e, conseguentemente, di migliorare, se necessario, le formulazioni presenti in letteratura riguardanti la resistenza a taglio di travi rinforzate [6], [7].

2. STATO DELL'ARTE

Uno degli approcci più significativi riguardanti il progetto di travi in c.a. rinforzate con FRP è quello descritto in [6], [7] ed è basato sui concetti dell'analisi limite. Il modello, derivato da [4], è stato calibrato con i risultati presenti in letteratura.

La capacità portante a taglio V_n è espressa come la semplice somma dei tre contributi forniti dal calcestruzzo (V_c), dall'armatura in acciaio (V_s) e dal rinforzo in FRP (V_f):

$$V_n = V_c + V_s + V_f \quad (1)$$

I termini V_c e V_s possono essere calcolati utilizzando le formulazioni proposte dall'Eurocodice 2 [2]. Il terzo termine è calcolato tenendo conto dei due meccanismi di rottura fondamentali ovvero rottura della fibra e distacco del rinforzo.

Il contributo alla capacità portante a taglio del rinforzo può essere calcolato (analogamente al contributo dell'armatura d'anima) nella seguente maniera:

$$V_f = (A_f/s_f) 0.9 d f_{fe} (1 + \cot\beta) \sin\beta = \rho_f b_w 0.9 d R f_{fu} (\sin\beta + \cos\beta) \quad (2)$$

essendo:

A_f	= $2t_f w_f$ area del rinforzo;
t_f	spessore del rinforzo;
w_f	larghezza del rinforzo;
s_f	spaziatura fra le eventuali strisce di rinforzo;
d	altezza utile della sezione;
f_{fe}	= $E_f \epsilon_{fe} = R f_{fu}$ tensione effettiva nel rinforzo;
E_f	modulo di elasticità del rinforzo;
ϵ_{fe}	deformazione effettiva nel rinforzo;
R	coefficiente riduttivo (rapporto tra la deformazione effettiva e la deformazione ultima del rinforzo);
f_{fu}	resistenza a trazione ultima del rinforzo nella direzione delle fibre;
β	angolo di inclinazione delle fibre rispetto all'asse longitudinale della trave;
ρ_f	= $(2t_f/b_w)(w_f/s_f)$ rapporto di rinforzo in FRP;
b_w	larghezza della sezione.

Il coefficiente riduttivo R [6], [7] può essere assunto come il minore dei seguenti valori:

$$R = 0.006/\epsilon_{fu} \quad (3)$$

$$R = 0.5622 (\rho_f E_f)^2 - 1.218 \rho_f E_f + 0.778 \quad (4)$$

$$R = 0.0042 (f_{cm})^{2/3} w_{fe} / ((E_f t_f)^{0.58} \epsilon_{fu} d) \quad (5)$$

Il valore riportato nell'Eq. (3) è basato sulla limitazione dell'ampiezza della fessura a taglio, quello riportato nell'Eq. (4) è basato sul metodo della tensione effettiva [4] e risulta valido con $\rho_f E_f < 0.7$ GPa, e quello nell' Eq. (5) è basato sul meccanismo di aderenza [6].

Assumendo una inclinazione della fessura a taglio $\alpha = 45^\circ$, la larghezza effettiva w_{fe} del foglio FRP è data dalle seguenti equazioni:

$$w_{fe} = d - L_e \quad \text{per fogli avvolti ad U} \quad (6)$$

$$w_{fe} = d - 2L_e \quad \text{per fogli applicati solo sui lati} \quad (7)$$

La lunghezza di aderenza effettiva dipende essenzialmente dalla rigidezza del rinforzo. In letteratura sono disponibili diversi modelli; in questo lavoro si adotta la seguente espressione [16]:

$$L_e = e^{6.134 - 0.58 \ln(t_f E_f)} \quad (8)$$

Per limitare le tensioni diagonali di compressione ad un valore inferiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo deve essere:

$$V_f \leq [V_{Rd2} - (V_{Rd1} + V_{wd})] \quad (9)$$

dove V_f è espresso nell'Eq. (2) mentre V_{Rd2} , V_{Rd1} e V_{wd} sono rispettivamente il taglio massimo che può essere sopportato senza la rottura della biella compressa, la resistenza a taglio del solo calcestruzzo ed il contributo fornito dall'armatura d'anima [2].

3. INFLUENZA DELL'ARMATURA A TAGLIO SULL'EFFICIENZA DEL RINFORZO

La semplice somma dei tre contributi presenti nell'Eq. (1) non tiene conto della mutua interazione che si instaura tra l'armatura trasversale ed il rinforzo.

In [4] si mostra come l'efficienza del rinforzo diminuisca all'aumentare della rigidità dello stesso; a parere degli autori l'efficienza del rinforzo diminuisce anche all'aumentare del rapporto tra la rigidità dell'armatura trasversale e quella del rinforzo [15].

Tale osservazione deriva dalla seguente osservazione. La zona di aderenza effettiva del rinforzo può essere notevolmente diversa nel caso di travi con armatura trasversale rispetto al caso di travi non armate a taglio infatti, mentre nel caso di rottura per taglio di una trave senza armatura trasversale si genera una fessura diagonale ben definita (v. Fig. 1 e 2), nel caso di travi con armatura trasversale si osserva, in generale, una banda con fessure diagonali distribuite (v. Fig. 3 e 4).

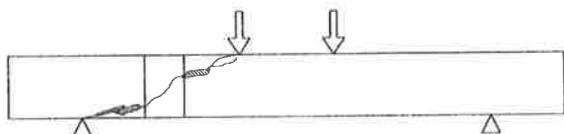


Figura 1: Quadro fessurativo a rottura di una trave senza armatura d'anima

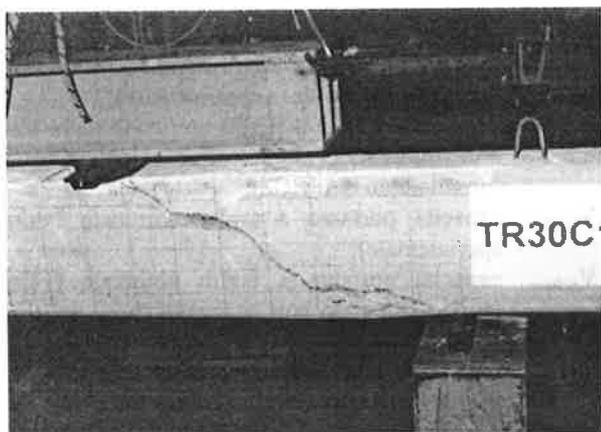


Figura 2: Modalità di rottura per taglio di una trave senza armatura d'anima

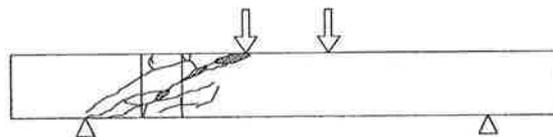


Figura 3: Quadro fessurativo a rottura di una trave con armatura d'anima

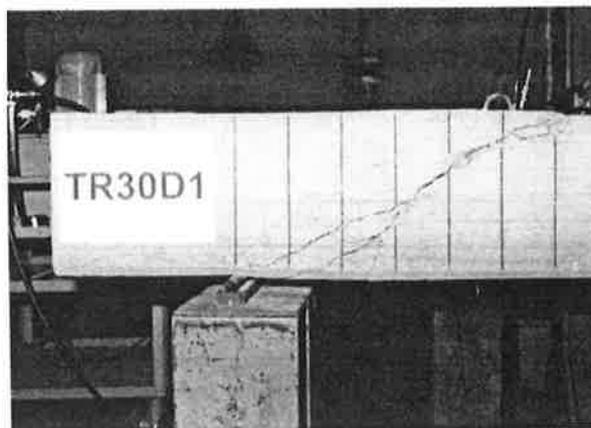


Figura 4: Modalità di rottura per taglio di una trave con armatura d'anima

Di conseguenza il meccanismo di aderenza tra il foglio di rinforzo ed il calcestruzzo, se è presente armatura a taglio, si sviluppa in una zona con diverse fessure diagonali.

Il rapporto tra le rigidità assiali dell'armatura e del rinforzo a taglio può essere il parametro che tiene conto di questo effetto. Tale parametro assume l'espressione:

$$\rho_{s,f} = E_s A_{sw} / E_f A_f \quad (10)$$

Per tener conto di quanto sopra esposto può essere introdotto, nel caso di travi con armatura a taglio, un ulteriore coefficiente riduttivo R^* funzione di $\rho_{s,f}$.

Tale coefficiente riduttivo viene quantificato sulla base dei risultati sperimentali disponibili in letteratura e della presente campagna.

4. PROGRAMMA SPERIMENTALE

Il programma sperimentale è relativo a 7 travi in c.a. con staffe verticali delle quali una non è rinforzata mentre le altre sono rinforzate con 1, 2, 3 strati di CFRP. Tutte le travi sono state dimensionate in maniera tale che la resistenza ultima a taglio sia inferiore della resistenza ultima a flessione in modo che si verifichi la rottura per taglio.

Lo schema di carico è rappresentato in Fig. 5 (le dimensioni sono in mm) mentre i dati principali delle travi sono in Tab. 1. La quantità $\rho_w = A_{sw} / (s b_w)$ indica il rapporto geometrico di armatura a taglio.

Trave	f_{cm} (MPa)	f_{ct} (MPa)	b_w (mm)	d (mm)	a/d	FRP	t_f (mm)	E_f (GPa)	f_{fu} (MPa)	β (°)	ρ_f	ρ_w	$\rho_{s,f}$
TR30D1	31.4	2.64	150	250	3	-	-	-	-	-	-	0.00335	-
TR30D10	31.4	2.64	150	250	3	C, S	0.330	233.6	3550	90	0.0044	0.00335	0.68
TR30D2	31.4	2.64	150	250	3	C, S	0.495	233.6	3550	90	0.0066	0.00335	0.46
TR30D20	31.4	2.64	150	250	3	C, S	0.495	233.6	3550	90	0.0066	0.00335	0.46
TR30D3	31.4	2.64	150	250	3	C, S	0.165	233.6	3550	90	0.0022	0.00335	1.37
TR30D4	31.4	2.64	150	250	3	C, S	0.330	233.6	3550	90	0.0044	0.00335	0.68
TR30D40	31.4	2.64	150	250	3	C, S	0.330	233.6	3550	90	0.0044	0.00335	0.68

Tabella 1: Caratteristiche delle travi

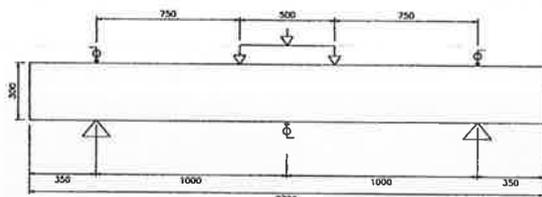


Figura 5: Schema di carico

Il valore medio della tensione di snervamento delle barre in acciaio è pari a 548 MPa mentre la tensione di rottura è 653 MPa. Il modulo elastico delle barre in acciaio è 210000 MPa.

Il valore medio della tensione di rottura delle fibre di carbonio è pari a 4490 MPa, il modulo elastico è 233600 MPa, la deformazione a rottura è pari all'1.9%, lo spessore di uno strato di rinforzo è 0.165 mm.

I fogli CFRP sono stati applicati con le modalità descritte di seguito (v. Fig. 6):

- Travi TR30D2 e D20:
3 strati (2000x285 mm) applicati sui due lati della trave per tutta l'estensione della stessa con fibre ortogonali all'asse (inclinazione delle fibre pari a 90°).
- Travi TR30D10, D4 e D40:
2 strati applicati sui due lati della trave con configurazione analoga al caso precedente.
- Trave TR30D3:
1 strato applicato sui due lati della trave con configurazione analoga al caso precedente.

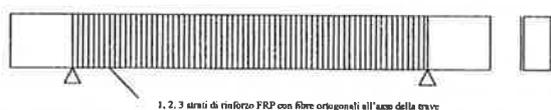


Figura 6: Configurazione del rinforzo

In Fig. 7 è rappresentata una trave rinforzata immediatamente prima della fase di carico.

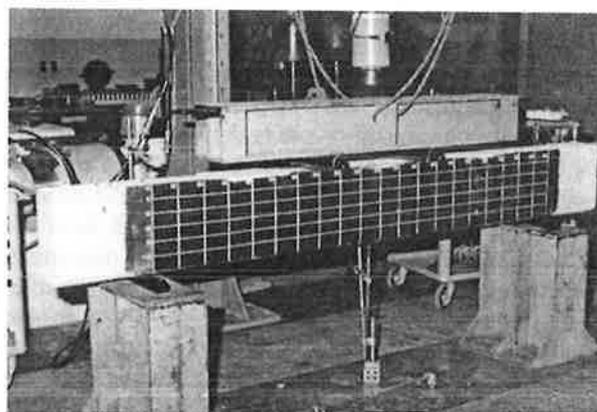


Figura 7: Trave rinforzata a taglio in assetto di prova

5. ANALISI DEI RISULTATI E DISCUSSIONE

In Fig. 8 si mostrano le curve carico-spostamento per le travi TR30D1, D3, D4 e D2 rispettivamente non rinforzata e con 1, 2 e 3 strati di rinforzo.

La Tab. 2 mostra il confronto tra i valori teorici e quelli sperimentali con il seguente significato dei simboli:

- $V_{n,test,rif}$ capacità portante a taglio nominale della trave non rinforzata (valore sperimentale);
- $V_{n,theor,rif}$ capacità portante a taglio nominale della trave non rinforzata (valore teorico calcolato con le formulazioni dell'EC2);
- $V_{n,test}$ capacità portante a taglio nominale (valore sperimentale);
- $V_{n,theor}$ capacità portante a taglio nominale (valore teorico calcolato con le formulazioni dell'EC2 e l'Eq. (2));
- $V_{f,test}$ contributo alla capacità portante a taglio fornito dal rinforzo (valore sperimentale calcolato sottraendo $V_{n,test,rif}$ da $V_{n,test}$ della trave considerata);

$V_{f,theor}$ contributo alla capacità portante a taglio fornito dal rinforzo (valore teorico calcolato con l'Eq. (2)).

La capacità portante a taglio di tutte le travi rinforzate è governata dall'Eq. (5) (rottura per distacco del rinforzo).

La trave di riferimento TR30D1 (con armatura trasversale e senza rinforzo esterno) ha esibito un modo di rottura per taglio/trazione con lo sviluppo di numerose fessure diagonali (v. Fig. 3 e 4), tipico di una trave con armatura trasversale [17].

La trave TR30D3 (con armatura trasversale e rinforzata con 1 strato di FRP per lato) è stata dimensionata in modo che la rigidità del rinforzo $\rho_f E_f$ fosse pari a 0.5 GPa, e cioè molto prossima al valore in corrispondenza del quale, secondo quanto riportato in [4], l'efficienza del rinforzo è massima. La trave è arrivata a rottura per distacco del copriferro (Fig. 9), in seguito allo sviluppo di fessure aventi una direzione vicina ai 45° (Fig. 10).

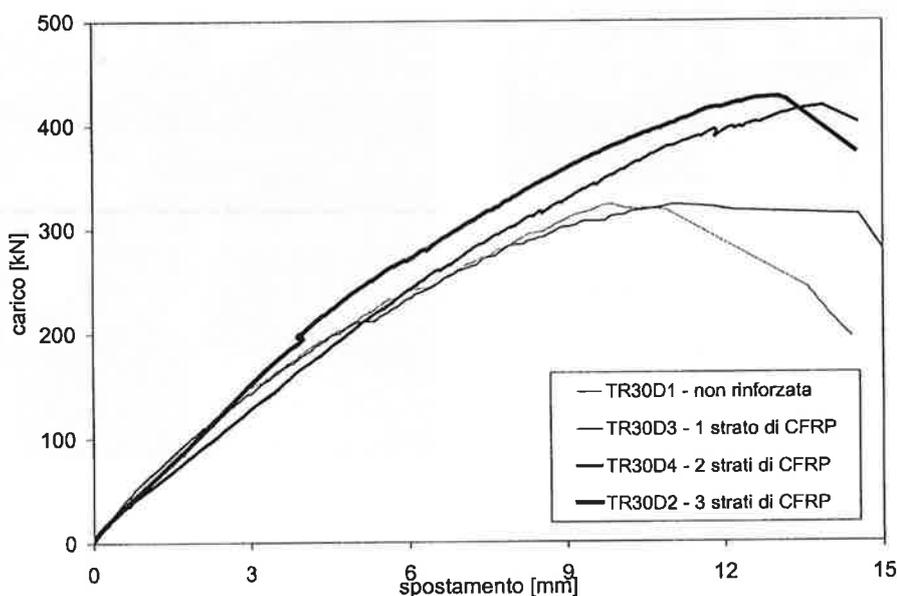


Figura 8: Diagrammi carico-spostamento

Trave	Staffe	FRP	$V_{n,test}$ (kN)	$V_{n,theor}$ (kN)	$V_{f,test}$ (kN)	$V_{f,theor}$ (kN)	$\frac{V_{f,test}}{V_{f,theor}}$	$\frac{V_{f,theor}}{V_{n,theor,rif}} \times 100$	$\frac{V_{f,test}}{V_{n,test,rif}} \times 100$
TR30D1	φ8/20cm	-	161.5	126.9	-	-	-	-	-
TR30D10	φ8/20cm	2 strati	193.0	198.5	31.5	71.6	0.44	56%	19%
TR30D2	φ8/20cm	3 strati	213.3	219.5	51.8	92.6	0.56	73%	32%
TR30D20	φ8/20cm	3 strati	247.5	219.5	86.0	92.6	0.93	73%	53%
TR30D3	φ8/20cm	1 strato	161.4	169.0	0.0	42.1	0.00	33%	0%
TR30D4	φ8/20cm	2 strati	208.8	198.5	47.3	71.6	0.66	56%	29%
TR30D40	φ8/20cm	2 strati	212.0	198.5	50.5	71.6	0.71	56%	31%

Tabella 2: Confronto tra dati teorici e sperimentali

Il diagramma carico-spostamento (Fig. 8) e il quadro fessurativo (Fig. 10) sono sostanzialmente simili a quelli della trave di riferimento TR30D1 con la sola differenza di un comportamento più duttile in prossimità della rottura della trave rinforzata rispetto alla trave non rinforzata [14].

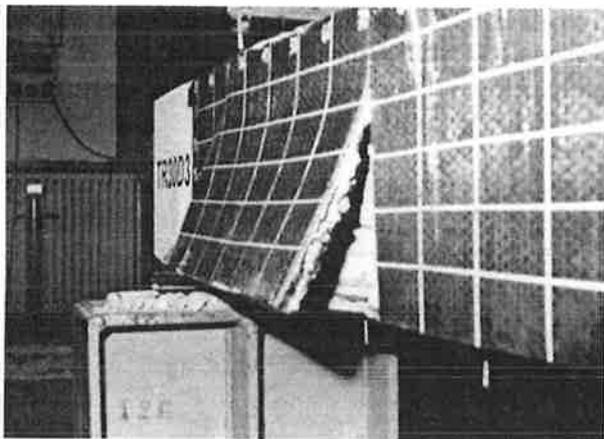


Figura 9: Rottura della trave TR30D3

La Tab. 2 evidenzia che la trave TR30D3 non mostra alcun incremento in termini di carico ultimo rispetto alla trave di riferimento TR30D1. L'incremento atteso, secondo il modello descritto, doveva essere uguale al 33%. Conseguentemente i risultati sperimentali mostrano che l'efficienza del rinforzo a taglio è, in questo caso, praticamente nulla.

Le travi TR30D10, D2, D20, D4 e D40, rinforzate con 2 o 3 strati, mostrano un meccanismo di rottura per distacco con varie fessure diagonali nella zona di aderenza rinforzo-calcestruzzo (Fig. 11 e Fig. 12). L'inclinazione delle fessure risulta minore di 45° .

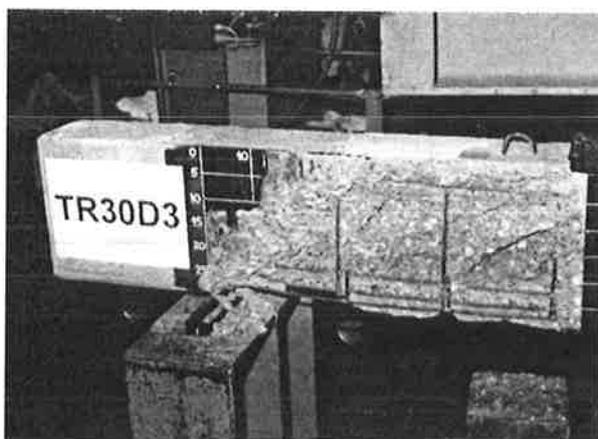


Figura 10: Rottura della trave TR30D3

Anche per queste travi il contributo alla resistenza del rinforzo risulta minore di quello atteso a causa della

presenza delle numerose fessure inclinate nella zona di aderenza rinforzo-calcestruzzo.

Si può concludere che, quando il rinforzo in FRP agisce su una trave armata a taglio, l'efficienza del rinforzo a taglio diminuisce non solo quando aumenta la sua rigidità ($\rho_f E_f$) oltre un certo valore di soglia ma anche quando aumenta il rapporto $\rho_{s,f}$ tra la rigidità dell'armatura trasversale in acciaio e la rigidità del rinforzo a taglio.

In Fig. 13 si mostra una possibile variazione di un nuovo fattore di riduzione R^* che tenga conto di quanto appena affermato. Tale variazione è derivata dai risultati ottenuti con le 6 travi rinforzate e con i provini di [10] e [14].

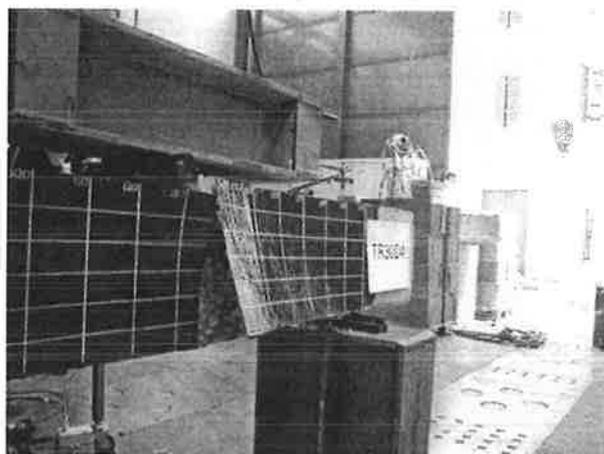


Figura 11: Rottura della trave TR30D4

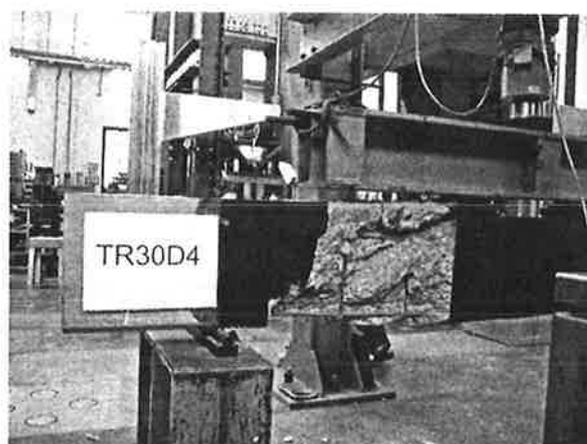


Figura 12: Rottura della trave TR30D4

Poichè tutte le travi vanno incontro a rottura per distacco del rinforzo il coefficiente R^* risulta avere lo stesso campo di applicabilità dell'Eq. (5). Esso può quindi essere considerato come una ulteriore riduzione dell'Eq. (5) quando è presente armatura d'anima. In

questo modo il contributo dei fogli FRP alla capacità resistente a taglio di una trave in c.a. con armatura d'anima può essere ancora espresso dalla (2) ma il fattore di riduzione R può essere assunto pari al minore dei valori che seguono:

$$R = 0.006/\varepsilon_{fu} \quad (11)$$

$$R = 0.5622 (\rho_f E_f)^2 - 1.218 \rho_f E_f + 0.778 \quad (12)$$

(con $\rho_f E_f < 0.7$ GPa)

$$R = R^* [0.0042 (f_{cm})^{2/3} w_{fe} / ((E_f t_f)^{0.58} \varepsilon_{fu} d)] \quad (13)$$

Il coefficiente riduttivo R^* può assumere la seguente espressione:

$$R^* = -0.53 \ln \rho_{s,f} + 0.29 \quad \text{con } 0 \leq R^* \leq 1 \quad (14)$$

Dato il numero relativamente ridotto di risultati sperimentali l'espressione di R^* , benchè necessaria, può essere migliorata con altri tests su travi con differenti valori del rapporto $\rho_{s,f}$ e con diverse configurazioni del rinforzo (es. con avvolgimenti ad U).

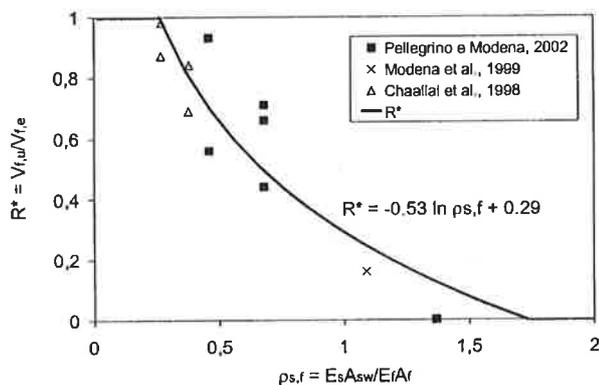


Figura 13: Coefficiente riduttivo R^* al variare di $\rho_{s,f} = E_s A_{s,w} / E_f A_f$

7. CONCLUSIONI

Lo scopo del lavoro è la definizione di un campo di applicabilità delle formulazioni che quantificano la capacità portante a taglio di travi in c.a. rinforzate con fogli FRP in modo da ottenere delle previsioni sufficientemente cautelative.

Si mostrano i risultati sperimentali relativi a 7 travi in c.a. di cui 6 rinforzate con fogli FRP applicati sui lati. Si nota un incremento generalizzato della capacità portante a taglio delle travi rinforzate rispetto a quelle non rinforzate (eccetto la TR30D3). L'entità di tale incremento dipende dal rapporto $\rho_{s,f}$ tra la rigidezza dell'armatura d'anima e la rigidezza del rinforzo.

Il modello proposto in [6], [7] tende a sovrastimare la resistenza ultima a taglio. Si è introdotto quindi un ulteriore coefficiente riduttivo R^* , dipendente da $\rho_{s,f}$, per tener conto dell'influenza del quadro fessurativo sulle condizioni di aderenza rinforzo-substrato la trave va incontro a rottura per distacco del rinforzo.

Come è noto, il rinforzo a taglio può essere applicato con diverse configurazioni (ai lati della trave, ad U e completamente avvolto). In questo lavoro ci si è soffermati sul caso di rinforzo applicato solo sui lati della trave per il quale il modo di rottura consiste generalmente nel distacco dello stesso. Le considerazioni esposte sono valide quindi per travi rinforzate solo sui lati ma possono essere estese anche a travi con rinforzo ad U per le quali il distacco può essere, in molti casi, il modo di rottura predominante. Tuttavia sono necessarie altre sperimentazioni a riguardo.

Si noti infine come il modello proposto in [6], [7] faccia riferimento all'Eq. (8) proposta in [16] per la determinazione della lunghezza di aderenza effettiva. Attualmente, sulla base di nuovi risultati sperimentali, è in fase di studio da parte degli autori una nuova espressione per la L_e che meglio approssimi i dati sperimentali. Ciò permetterebbe di migliorare ulteriormente il modello per la determinazione della resistenza a taglio di travi rinforzate che vanno incontro a rottura per distacco.

Ringraziamenti

Gli autori ringraziano la MAC (Modern Advanced Concrete) S.p.A. (Treviso) per la fornitura del sistema di rinforzo e per il supporto tecnico.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] ACI 318-95 (1995) Building code requirements for structural concrete, ACI Committee 318, American Concrete Institute, Detroit, Mich.
- [2] ENV 206 Eurocode 2 (1991) Design of concrete structures - Part I: General rules and rules for buildings, Eurocode 2 Editorial Group.
- [3] Saadatmanesh H., Malek M. (1998) "Design guidelines for flexural strengthening of RC beams with FRP plates". *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2(4), 158-164.
- [4] Triantafillou T. C. (1998) "Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites". *ACI Structural Journal*, 95(2), 107-115.
- [5] Triantafillou T. C., Antonopoulos, C. P. (2000) "Design of concrete flexural members strengthened in shear with FRP" *Journal of*

- Composites for Construction*, ASCE, 4(4), 198-205.
- [6] Khalifa A., Gold W. J., Nanni A., Abdel Aziz M. I. (1998) "Contribution of externally bonded FRP to shear capacity of RC flexural members", *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2(4), 195-202.
- [7] Khalifa A., Tumialan G., Nanni A., Belarbi A. (1999) "Shear strengthening of continuous reinforced concrete beams using externally bonded carbon fiber reinforced polymer sheets", *Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Struct., Proc., 4th Int. Symp.*, C. W. Dolan, S. H. Rizkalla, A. Nanni (Eds.), ACI Int., SP-188, Farmington Hills, Michigan, 995-1008.
- [8] Araki N., Matsuzaki Y., Nakano K., Kataoka T., Fukuyama H. (1997) "Shear capacity of retrofitted RC members with continuous fiber sheets" *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., Proc., 3rd Int. Symp.*, Vol. 1, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, 515-522.
- [9] Chajes, M., Januska, T. F., Mertz, D. R., Thompson, T. A., Finch W. W. (1995) "Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics", *ACI Structural Journal*, 92(3), 295-303.
- [10] Chaallal, O., Nollet, M.-J., Perraton, D. (1998) "Shear strengthening of RC beams by externally bonded side CFRP strips", *Journal of Composites for Construction*, ASCE, 2(2), 111-113.
- [11] Funakawa, I., Shimono, K., Watanabe, T., Asada, S., Ushijima, S. (1997) "Experimental study on shear strengthening with continuous fiber reinforcement sheet and methyl methacrylate resin", *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., Proc., 3rd Int. Symp.*, Vol. 1, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, 475-482.
- [12] Sato, Y., Ueda, T., Kakuta, Y., Tanaka, T. (1997) "Ultimate shear capacity of reinforced concrete beams with carbon fiber sheets", *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., Proc., 3rd Int. Symp.*, Vol. 1, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, 499-506.
- [13] Umezu, K., Fujita, M., Nakai, H., Tamaki, K., (1997) "Shear behaviour of RC beams with aramid fiber sheet", *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., Proc., 3rd Int. Symp.*, Vol. 1, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, 491-498.
- [14] Modena C., Pellegrino C., Golfetto G. (1999) "Shear strengthening of concrete beams with FRP laminate", *Proc., 2nd International RILEM Symposium on Adhesion between Polymers and Concrete ISAP '99*, Y. Ohama and M. Puterman (Eds.), RILEM publication, Cachan Cedex, France, 375-386.
- [15] Pellegrino C., Modona C. (2002) "FRP shear strengthening of r.c. beams with transverse steel reinforcement" *Journal of Composites for Construction*, ASCE, in print.
- [16] Maeda, T., Asano, Y., Sato, Ueda, T., Kakuta, Y. (1997) "A study on bond mechanism of carbon fiber sheet", *Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Struct., Proc., 3rd Int. Symp.*, Vol. 1, Japan Concrete Institute, Tokyo, Japan, 279-286.
- [17] Bernardini A., Modena C., Pellegrino C. (1999) "Rottura per taglio in travi di calcestruzzo ad alta resistenza", *Proc., AICAP '99*, Vol. 2, AICAP, Rome, Italy, 67-76.

ANALISI DEL DANNO INDOTTO SU ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO DA CONNETTORI POST-INSERITI A ESPANSIONE

Salvatore Perno¹, Simone Loreti²

¹ Ricercatore Confermato di Tecnica delle costruzioni, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma «La Sapienza», e-mail: salvatore.perno@uniroma1.it

² Laureando in Ingegneria Civile Strutture presso il Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma «La Sapienza», e-mail: maxnet@tin.it

SOMMARIO

La memoria presenta alcune indagini sull'influenza del danno apportato sullo stato tensionale di elementi di calcestruzzo per l'inserimento di connettori a espansione. Vengono in particolare esaminati casi riguardanti elementi di calcestruzzo sottoposto a compressione e trazione monoassiale. Successivamente vengono discussi brevemente i risultati di uno studio condotto attraverso una analisi nonlineare tridimensionale sull'effetto locale del tassello.

SUMMARY

The present work aims to analyze the influence of the damage on the stress distribution in concrete elements due to torque controlled expansion anchors insertion. The effects on compressive and tensile uniaxial stressed concrete elements are experimentally examined first. Then, results obtained by a numerical nonlinear tridimensional simulation around the anchors are discussed.

1. POSIZIONE DEL PROBLEMA

Nelle opere di cemento armato esistenti, è, a volte, possibile individuare elementi privi dei necessari requisiti strutturali, sia a causa delle scarse caratteristiche meccaniche dei materiali adottati, sia di vere e proprie carenze progettuali, esecutive o manutentive in genere.

Spesso gli interventi di consolidamento o adeguamento, per la loro semplicità di esecuzione ed il basso impatto sulle opere non strutturali, sono realizzati fornendo un aumento delle capacità portanti mediante

apposizione di elementi di rinforzo d'acciaio, quali lamiera di adeguato spessore, fissati al calcestruzzo tramite l'ausilio di resine e connettori post-inseriti, applicati questi ultimi, a presidio passivo della resistenza del collegamento.

Nella pratica corrente si incontrano però una serie di problemi, fra i più significativi dei quali, si possono individuare quelli dovuti ad un possibile aggravio dello stato tensionale per l'applicazione dei connettori stessi, indipendentemente dalla trasmissione delle azioni che, come organi di collegamento, possono essere chiamati a svolgere.

Tale aggravio appare essere significativo nel caso in cui, nel consolidamento dell'elemento strutturale, non vengano rispettate le raccomandazioni sulle distanze, reciproche o dai bordi dell'elemento, ovvero nel caso in cui le sollecitazioni presenti possano aver già indotto uno stato tensionale di trazione, di per sé gravoso ai fini di una possibile evoluzione del quadro fessurativo.

Nel presente lavoro vengono descritte alcune fasi di uno studio sperimentale in corso sull'influenza dell'applicazione di connettori post-inseriti del tipo a espansione, in condizioni critiche, sia per disposizione prossima ai bordi, nel caso di elemento prevalentemente compresso, sia nel caso di elemento già sottoposto a trazione.

Lo studio è stato preceduto da una breve analisi delle azioni sul calcestruzzo legate all'applicazione dei tasselli stessi.

2. AZIONE ESERCITATA DAI TASSELLI A ESPANSIONE

L'applicazione dei tasselli a espansione prevede due fasi, entrambe non trascurabili per la distribuzione delle tensioni nell'elemento di base:

- realizzazione del foro
- applicazione del tassello con relativo serraggio.

2.1 Influenza del foro

La presenza del foro in un elemento compresso modifica notevolmente lo stato tensionale nel suo intorno: è noto che, in campo elastico, in una lastra piana compressa di adeguata estensione, in regime di compressione uniassiale, la presenza di un foro induce alterazioni delle tensioni: in particolare, al bordo del foro, il valore della tensione di compressione raggiunge tre volte il valor medio, mentre in direzione perpendicolare si viene a creare un picco di tensione di trazione, in una zona sia pur limitata, pari, in valore assoluto, alla stessa compressione media. Per forti stati di compressione è noto peraltro che il disturbo legato alla presenza di un foro può indurre lesioni parallele alla direzione dello sforzo normale; valga come esempio, a questo proposito, il problema della fessurazione in traverse ferroviarie di c.a.p. riscontrate in prossimità dell'alloggiamento delle cavicchie di fissaggio delle rotaie [1].

Per quanto poi attiene agli elementi tesi o parzialmente tesi, al di là delle risultanze in campo elastico, le forti concentrazioni di tensione di trazione possono con

estrema facilità favorire l'insorgenza o lo sviluppo di lesioni a partire dalla zona disturbata.

2.2 Applicazione e serraggio del tassello

Per quanto riguarda il problema dell'applicazione del tassello e, in particolare, dell'effetto della sua espansione sullo stato tensionale presente nel calcestruzzo, è sembrato opportuno, ai fini dello studio, valutarne l'entità, per poi studiarne gli effetti sulla struttura stessa. A tal fine, non avendo riscontrato dati in proposito in Letteratura, sono state eseguite alcune prove sperimentali volte a individuare l'azione radiale e, con buona approssimazione assial-simmetrica, esercitata sulle pareti del foro di alloggiamento dal connettore, all'atto del serraggio mediante l'applicazione di una coppia nota.

In particolare sono stati eseguiti due gruppi di test, entrambi condotti utilizzando tasselli Hilti di diametro esterno pari a 12 mm: mentre il primo era volto alla misura della forza trasmessa all'atto del serraggio, mediante uso di un dinamometro resistivo anulare appositamente realizzato, il secondo, con una simulazione del problema più vicina all'applicazione reale, prevedeva la misura della forza esercitata su un elemento di contrasto di calcestruzzo.

In particolare, per effettuare il primo gruppo, è stato realizzato un piccolo dinamometro resistivo costituito da un corpo anulare di lunghezza 11.0 mm, diametro interno 12.1mm e spessore 3.2 mm in acciaio ad elevato limite elastico ($f_y=1100\text{N/mm}^2$). Vista l'evidente difficoltà a tarare lo strumento con forze interne radiali, per simulare e quindi prevedere il suo comportamento in esercizio, è stato creato un modello agli E.F. tridimensionale, con l'ausilio del quale, è stato possibile legare la forza interna applicata alla deformazione da misursi mediante estensimetri elettrici resistivi e quindi ottenere una sua risposta prevista al variare dell'azione esercitata dal connettore.

Come peraltro atteso, alloggiando all'interno del dinamometro un connettore, in particolare tipo *HSL G-TZ M8-20* (v. figura 1), applicando la coppia di serraggio indicata dal produttore mediante chiave dinamometrica, la forza radiale esercitata dal tassello sulla parete interna del dinamometro, al ripetersi della prova, presentava valori non costanti, comunque mediamente pari a circa 0.50 kN/mm. La dispersione dei risultati è da attribuirsi all'attrito presente, sia in corrispondenza del dado di serraggio, sia nell'accoppiamento fra cuneo ed elementi di espansione.

Ripetendo l'esperimento, misurando questa volta la trazione nella vite contemporaneamente alla forza di

espansione, misura ottenuta strumentando il cannotto distanziatore, è stato possibile correlare i due valori della forza, individuando in sostanza il coefficiente di attrito medio nella misura di circa 0.19, ottenuta questa attraverso la lettura della deformazione del cannotto.

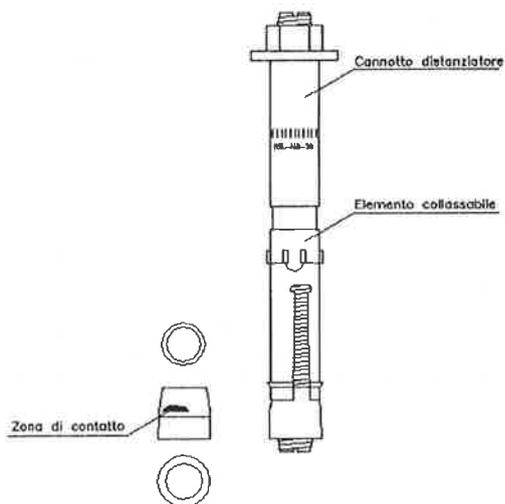


Fig. 1

È da notare che, per l'esecuzione della prova, i tasselli utilizzati sono stati privati dell'elemento "collassabile" di materiale plastico: questo, se presente, sarebbe andato distrutto all'atto dell'applicazione della coppia di serraggio, visto che il suo carico ultimo a compressione è risultato, a seguito di specifiche prove condotte in controllo di spostamento, pari mediamente a 1.34 kN, mentre la coppia di serraggio, indicata dal produttore per i tasselli in esame in 25 Nm, induce nella barra filettata sforzi di trazione ben più alti e pari almeno a 5 kN. Il test ha portato alla valutazione del valor medio delle risultanti delle forze radiali della forza totale risultante delle forze radiali proiettate su un piano diametrale: $F = 7.0$ kN. Nel fissaggio in opera, la resistenza a compressione dell'elemento collassabile non entra di fatto nell'equilibrio del tassello serrato poiché, a equilibrare la trazione nella vite, interviene il calcestruzzo compresso fra il dado di serraggio, munito di rosetta, e il punto in cui vengono a indentarsi le alette munite di risalto a spigolo vivo.

Al fine di trovare riscontro della misura effettuata in un modello sperimentale più vicino all'applicazione reale, è stato preparato un campione di cls cubico di 150 mm di spigolo, tagliato in due parti uguali mediante disco diamantato, nuovamente accoppiato e forato $\varnothing 12$ mm con asse foro contenuto nel piano di separazione (v.

figura 2). Sul provino sono stati quindi installati 4 trasduttori induttivi di spostamento HBM W10 in prossimità degli spigoli e con basi a cavallo del taglio operato. Il campione, così preparato, è stato sottoposto a prova di compressione in controllo di carico, al fine di individuare, dalla relazione forza spostamento, la sua rigidezza al variare del carico stesso (v. figura 3).

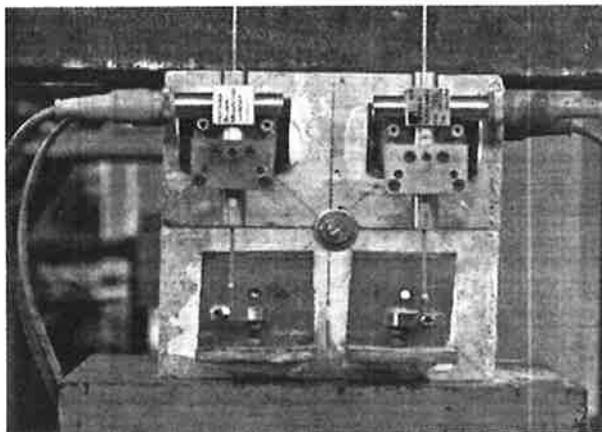


Fig. 2

Come atteso la sua deformabilità è dovuta in massima parte all'interfaccia cls-cls in corrispondenza del taglio effettuato, anche se questo era stato curato in fase di esecuzione.

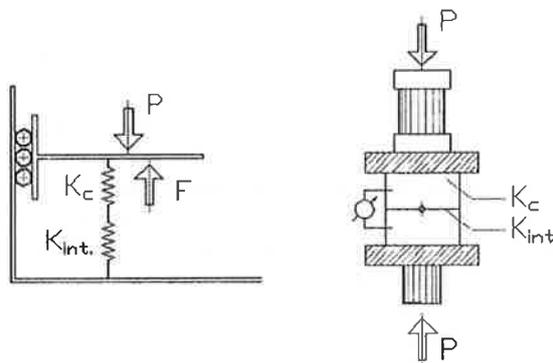


Fig.3

Definita la legge spostamento-carico (v. figura 4) al variare del carico esterno P fra 0 e 100 kN circa e, di conseguenza, la rigidezza del sistema $K=K(P)$, dopo aver applicato un precarico di 30 kN, è stato inserito nel foro un tassello a espansione Hilti diametro esterno 12 mm del tipo a 4 alette, non più in commercio, privato delle due ali che, così come il tassello era stato inserito, avrebbero contrastato sul cls, applicando forze in orizzontale, parallelamente alla superficie di separazione. Dalla lettura dello spostamento e

conoscendo la rigidezza del provino, si è potuto risalire, con una buona approssimazione, alla forza legata all'applicazione della coppia di serraggio al tassello. Tale forza è stata quantificata, per una coppia di serraggio, pari sempre a 25 Nm, in 6.4 kN, valore simile a quello ricostruito mediante dinamometro.

Queste prove sono state eseguite con l'ausilio di macchina universale oleodinamica MTS da 500 kN governata da elaboratore elettronico e specifico software di gestione.

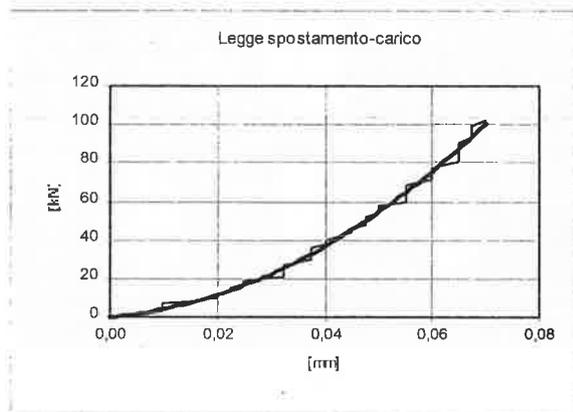


Fig. 4

3. PROVE SU ELEMENTI COMPRESSI

Al fine di studiare l'effetto su elementi compressi dell'installazione di connettori in prossimità del bordo, sono stati realizzati 15 pilastri di calcestruzzo - privi totalmente di armature che avrebbero alterato l'essenza del fenomeno in esame - a base quadrata di lato $a = 180$ mm circa e altezza pari a 950 mm circa ($a/h \approx 1/5$). Il calcestruzzo adottato ha presentato una resistenza cubica media $R_{cm} = 37$ N/mm², un modulo elastico $E_c = 33000$ N/mm² e una resistenza a trazione (trazione indiretta) pari a $f_{ctm} = 3.0$ N/mm². La scelta della sezione dei pilastri è stata dettata dalle dimensioni minime fra quelle che normalmente si riscontrano nelle strutture esistenti; parimenti la scelta dei connettori, caduta sui citati *Hilti HSL G-TZ M8-20*, è stata indirizzata verso modelli che presentassero una altezza efficace pari a circa $a/2$ e diametro contenuto.

Il programma di prove, tutte di resistenza a compressione, è risultato articolato su 13 provini (due dei 15 sono andati persi in fase di allestimento prove): con riferimento alla fig. 5, le prove possono essere così suddivise:

1. 3 prove su campioni integri

2. 1 prova su campione con un foro al centro, senza applicazione di tassello
3. 1 prova su campione con una colonna di 4 fori al centro, posti a interasse 200 mm, senza tasselli.
4. 1 prova come al p.to 2 con applicazione di tassello.
5. 1 prova come al p.to 3 con applicazione di tasselli.
6. 3 prove su campioni con un foro a metà altezza, realizzato a 45 mm dal bordo.
7. 3 prove come al p.to 6 con applicazione di tassello.

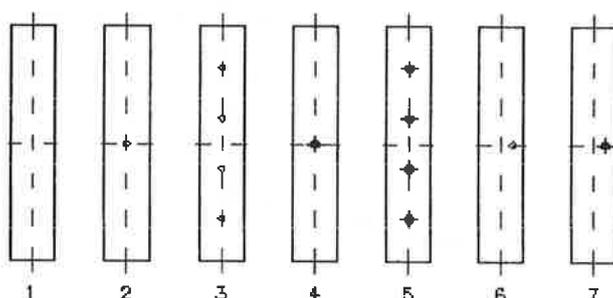


Fig. 5

Lo spirito che ha guidato la redazione del programma di prove è legato alla considerazione che le forature centrali, a distanza dai bordi pari ad $a/2 = 90$ mm, in linea con quanto indicato in [3], di fatto non portino alterazioni alla resistenza a rottura del campione, mentre il caso delle forature prossime al bordo ($d = a/4 = 45$ mm) vanno esaminate con la dovuta considerazione. Si è deciso di non ripetere il caso di fila di fori e di tasselli prossima al bordo, considerando che l'interasse scelto, come indicato dalle raccomandazioni, è tale da garantire che la mutua sovrapposizione di effetti fra i tasselli stessi sia ininfluente.

Le risultanze sperimentali di questa breve campagna di prove possono essere così riassunte:

- La resistenza media dei provini è risultata, a compressione pari a circa 29 N/mm², con dispersioni notevoli rispetto al valor medio ($\pm 18\%$) ma comunque non correlabili alle disposizioni delle forature e dei connettori.
- A rottura l'andamento delle lesioni era chiaramente influenzato dalla posizione dei fori (v. figura 6).

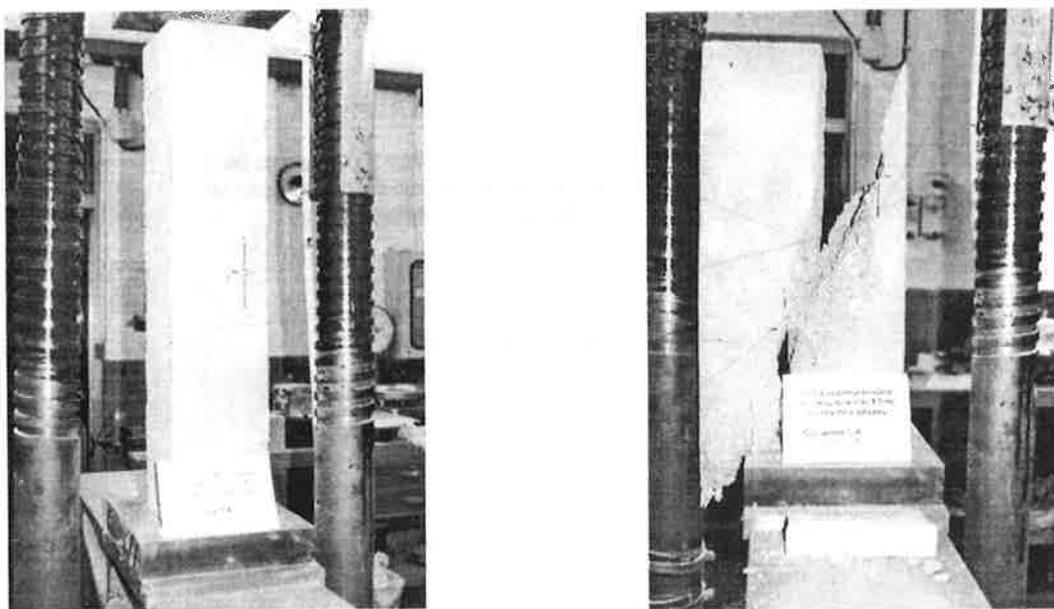


Fig. 6

4. PROVE SU ELEMENTI TESI

Al fine di riscontrare l'effetto dell'applicazione di tasselli post-inseriti su elementi di calcestruzzo tesi o parzialmente tesi e poter governare e controllare la rottura, evitando il più possibile la dispersione dei risultati causata dall'influenza di parametri estranei al fenomeno in esame, si è deciso di effettuare alcune sperimentazioni volte allo studio della presenza della foratura e del connettore su campioni sollecitati o presollecitati a trazione in modo controllato, in particolare sottoposti a trazione indiretta con schema di carico del tutto simile a quello noto come prova brasiliana.

La campagna di sperimentazione è stata preceduta da prove volte alla caratterizzazione del materiale i cui risultati sono qui di seguito riportati:

- prove di compressione (2 cubi): $R_{cm} = 31.5 \text{ N/mm}^2$
- prove di compressione (2 prismi $h/a=2$): $f_{cm} = 27.6 \text{ N/mm}^2$
- modulo elastico (2 prismi) $E_{cm} = 26000 \text{ N/mm}^2$
- prove di traz. indiretta (4 cubi): $f_{ctm} = 2.3 \text{ N/mm}^2$

Disponendo per la campagna sperimentale di 8 provini cubici, di lato 150 mm, si è deciso di provarne 4 con il solo foro e 4 forati e con tassello applicato; in particolare, per l'esecuzione delle prove sono stati impiegati i citati tasselli *Hilti HSL G-TZ M8-20*.

La procedura di prova è stata così stabilita:

Per i campioni forati $\varnothing 12\text{mm}$, con foro passante centrato sulla faccia laterale del provino, è stato applicato il carico in maniera simile alla prova di trazione indiretta, eseguendo la procedura in controllo di spostamento a velocità costante e pari a 0.02mm/sec .

Per i campioni forati su cui montare i tasselli, è stato dapprima imposto un pre-carico di 60 kN e applicato quindi il tassello seguendo la procedura di serraggio consigliata dal produttore ($M_t = 25 \text{ Nm}$), poi, al solito in controllo di spostamento e con la stessa velocità di avanzamento prima definita, portato a rottura.

Da un punto di vista qualitativo, si nota dalle prime prove (foro senza tassello) che, anche in questo caso come in quello degli elementi soggetti a compressione prima trattato, il carico ultimo non viene ad essere significativamente influenzato dal disturbo legato alla presenza del foro. Ciò appare essere in contrasto con qualsiasi interpretazione del fenomeno affrontato mediante una modellazione del problema in campo elastico-lineare.

Prima di condurre, pertanto, il secondo gruppo di prove, si è ritenuto assolutamente necessario procedere ad analizzare il fenomeno mediante l'impiego di un modello numerico che tenesse in conto una non linearità del comportamento per il calcestruzzo in trazione: in particolare come legge costitutiva è stata adottata quella riportata in fig. 7.

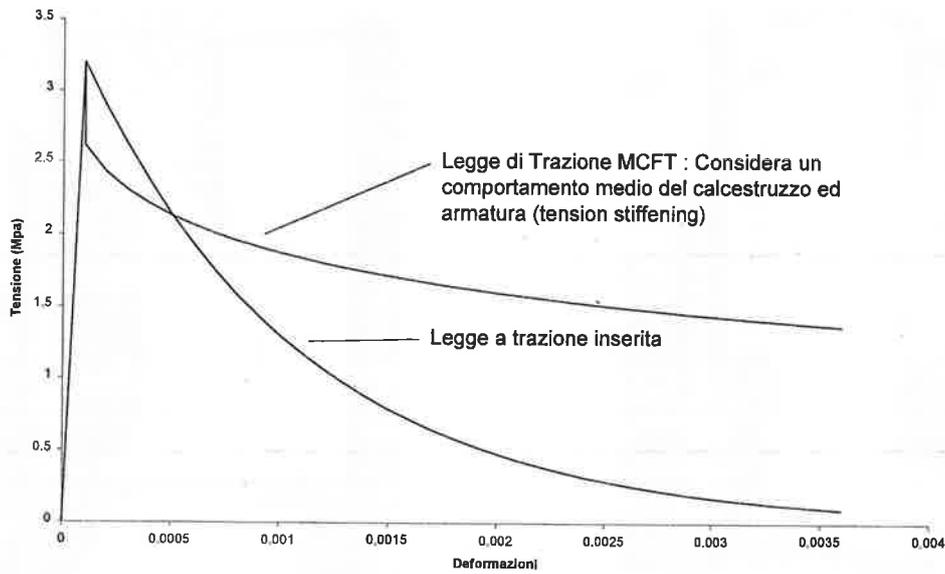


Fig. 7

Le analisi, condotte al passo con l'ausilio di un codice di calcolo non commerciale, messo a punto in modo specifico per valutare gli effetti del danno nel calcestruzzo, hanno riguardato elementi forati, senza e con l'applicazione del tassello. La presenza di quest'ultimo, per semplicità, è stata introdotta assegnando, con i limiti già esposti, una distribuzione di forze radiali in corrispondenza della zona ove contrastano le alette del connettore in fase di espansione.

L'analisi ha mostrato che l'effetto che genera picchi di tensione di trazione nell'intorno del foro, una volta raggiunta la deformazione massima a trazione in campo elastico del calcestruzzo, si viene di fatto a distribuire su una zona più ampia consentendo al provino di trovare uno stato di equilibrio anche per ulteriori incrementi di carico (v. figura 8). Ciò è stato riscontrato anche per il caso di presenza di connettore.

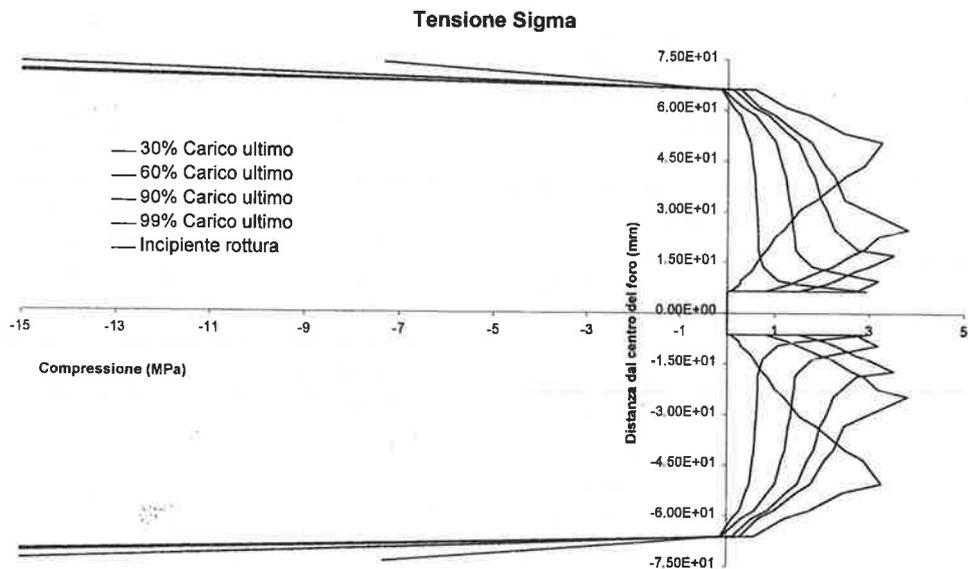


Fig.8

Per quest'ultimo caso, in prossimità del raggiungimento del carico ultimo, il modello numerico mostra, come si può vedere nella sezione di fig. 9, la formazione di una lesione localizzata nelle immediate vicinanze delle alette del tassello, lesione che evolve interessando, a rottura, l'intero provino, e le zone dove maggiormente si sono concentrate le tensioni di trazione.

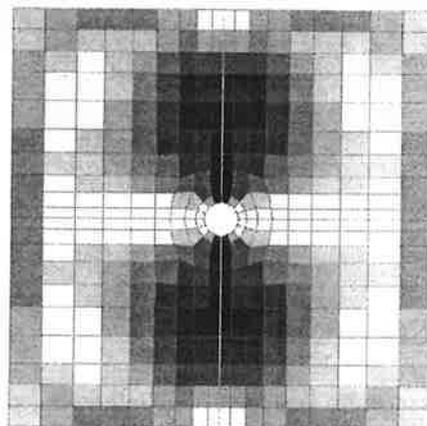
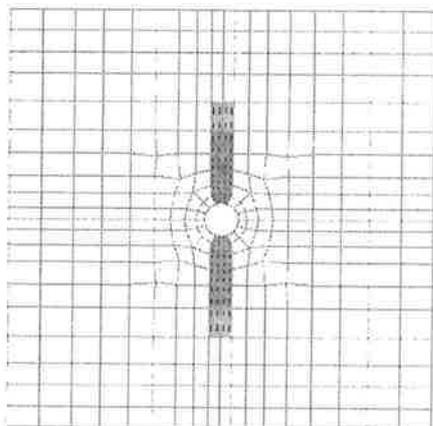


Fig. 9

Le prove condotte hanno effettivamente mostrato una riduzione della trazione nella vite al raggiungimento di una frazione del carico ultimo esterno applicato pari a un valore compreso fra l'80% e il 90% (v. figura 10).

Per ottenere riprova di ciò in campo sperimentale si è deciso di misurare, durante l'esecuzione della prova brasiliana fino a rottura, anche la variazione di trazione nella vite del tassello: la formazione della fessura all'interno del provino, invisibile dall'esterno, può essere colta da un rilascio delle tensioni di contatto tassello-calcestruzzo e quindi da una possibile riduzione della trazione nella vite.

L'esiguità della riduzione della trazione può essere spiegata dalla difficoltà che incontra il tassello a tre alette disposte a 120° ad espandersi a causa di una fessura diametrale (v. figura 11).

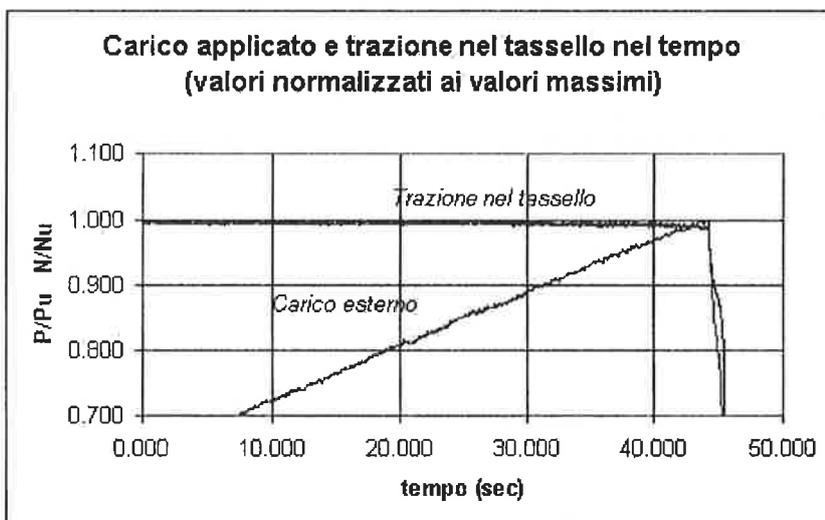


Fig.10

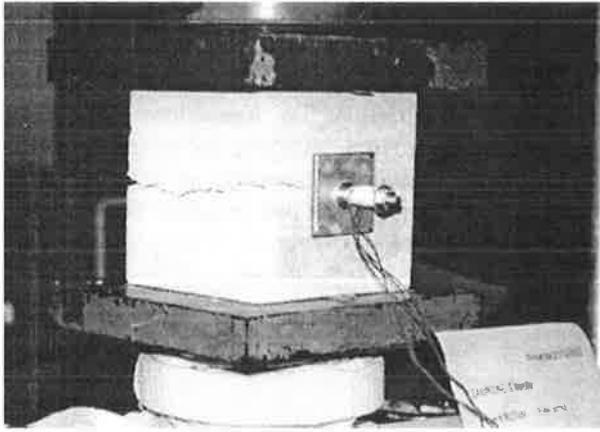


Fig.11

CONCLUSIONI

Presentando indagini sull'influenza del danno apportato sullo stato tensionale di elementi di calcestruzzo per l'inserimento di connettori a espansione, in questo lavoro sono stati in particolare esaminati casi riguardanti elementi di calcestruzzo sottoposto a compressione e trazione monoassiale. I risultati ottenuti, mettendo in luce una possibile redistribuzione delle tensioni in campo non lineare nell'intorno del foro con e senza l'applicazione del connettore a espansione ha fornito una giustificazione alla sostanziale indipendenza del carico ultimo dalla presenza della discontinuità, riscontrata sia per prove di compressione, sia per quelle di trazione.

Le misure sperimentali hanno confermato l'evolversi del quadro fessurativo previsto numericamente.

RINGRAZIAMENTI

Gli Autori desiderano esprimere il proprio sentito ringraziamento all'ingegnere Luca Sgambi, allievo del Dottorato di Ricerca nella Facoltà di Ingegneria di Roma "La Sapienza", per il prezioso contributo fornito nello svolgimento delle simulazioni numeriche presentate. Si ringraziano inoltre i tecnici Moretti, Putgioni e Stelitano del Laboratorio Materiali e Strutture del Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica de "La Sapienza" per il supporto prestato all'allestimento delle prove sperimentali. Si ringrazia poi, in maniera particolare, il prof. E.F. Radogna per il continuo sostegno ed interessamento allo

sviluppo del presente lavoro, nonché la *Hilti Italia S.p.A.* ed in particolare l'ingegnere Pietro Bianchi per i preziosi spunti forniti.

Bibliografia

- [1] A. Samuelli Ferretti, S. Perno *"Evaluation of the danger of cracking along the centerline of precast prestressed sleepers"* Symposium International de Traviesas Ferroviarias prefabricadas de hormigon, Madrid, 8-11 abril de 1991.
- [2] CEB bull. 233 *"Design of fastenings in concrete - Design Guide - Parts 1 to 3"*, 1997
- [3] CEB bull. 206/207 *"Fastenings to Reinforced Concrete and Masonry Structures"*, 1991
- [4] L. Sgambi *"Modellazione tridimensionale di strutture in C.A. in campo non lineare"* Tesi di Specializzazione, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. Vol.16, Politecnico di Milano, 2001
- [5] RILEM REPORT *"Fracture Mechanics of Concrete Structures"*, 1989
- [6] HILTI *"Manuale del fissaggio"*, 2001
- [7] HILTI *"Innovazione nello sviluppo e nella progettazione degli ancoraggi su calcestruzzo"*, 2001

ANALISI DINAMICA ED ELABORAZIONE NEURALE DEL COMPORTAMENTO DINAMICO DI STRUTTURE DA PONTE

Giulio Roncalli¹, Giuseppe Cervoni²

¹ Diplomato alla Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. «F.lli Pesenti», Politecnico di Milano, Libero professionista in Carvico (Bergamo), e-mail: gi.ron@tiscalinet.it

² Diplomato alla Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. «F.lli Pesenti», Politecnico di Milano, Libero professionista in Arma di Taggia (Imperia), e-mail: buildingstructures@yahoo.com

SOMMARIO

Il lavoro si inserisce nell'ambito dello studio del degrado nelle strutture civili.

In questo campo, tra le numerose tecnologie finalizzate ad affrontare il problema della diagnostica strutturale si inserisce quella che prevede l'analisi del comportamento della struttura stessa sottoposta ad azioni di tipo dinamico. Tale approccio risulta particolarmente comodo e relativamente poco dispendioso dal punto di vista operativo ed è quindi auspicabile affinarne le procedure per renderlo attendibile ed affidabile.

Il processo di elaborazione delle variabili strutturali monitorate risulta assai delicato e difficilmente affrontabile in modo strettamente analitico. Al fine di ridurre tali difficoltà il metodo che viene qui illustrato prevede l'utilizzo delle reti neurali [1] [2] [3].

Nel caso particolare descritto successivamente, viene considerata una semplice struttura da ponte in c.a.p., sottoposta al transito di mezzi pesanti. Dalla lettura degli spostamenti dell'impalcato durante il transito dei veicoli, vengono stimate le caratteristiche meccaniche delle travi in c.a.p. costituenti l'impalcato. Tale stima viene operata mediante l'elaborazione dei dati di spostamento rilevati durante la simulazione.

Le prove dinamiche vengono effettuate in modo virtuale utilizzando un simulatore realizzato e messo a punto per le esigenze particolari richieste dal presente lavoro. I risultati ottenuti, sebbene ancora molto vincolati alla specifica struttura studiata, forniscono risultati abbastanza buoni e consentono di prospettare una generalizzazione del metodo.

SUMMARY

The job is a part of a research work in the field of the damage evaluation of civil structures.

There are many techniques aiming to afford the problem of the structural diagnosis and some of them, as the one described in this paper, study the dynamic evolution of the structure when time variable actions are applied to the structure itself. This approach is very efficient and not much expensive from the operational point of view and it would be a great result to optimise the procedure to make the method safer.

The computational process of the observed structural variables is very difficult and is not affordable with analytical techniques alone. Neural networks are used in the procedure shown with the aim of resolving these difficulties [1] [2] [3].

In the example described in this paper is considered a simple pre-constraint reinforced concrete bridge structure loaded with traffic vehicles. Displacements of the structure are used to evaluate the mechanical characteristics of the beam. The evaluation process is done with the computational aid of neural networks.

Dynamic testing is executed virtually using a computer simulator designed for the specific research work.

Beneath the result is still almost linked to the specific structures studied, it must be considered good and let us to work to give a more independent model procedure.

1 INTRODUZIONE

Gli studi effettuati nel campo della valutazione dei danni alle strutture civili hanno condotto a considerare le prove dinamiche come uno strumento di calcolo versatile e potente [11] [12] [13] [19] [20].

E' stata infatti provata la stretta relazione che intercorre tra le caratteristiche meccaniche di una struttura, i cambiamenti del suo comportamento dinamico e la validità delle informazioni che possono essere desunte dall'osservazione del comportamento dinamico stesso [15] [16] [18] [25].

La procedura di estrapolazione del danno strutturale desunta dai dati di risposta dinamica è complessa e difficilmente risolvibile per via analitica [14] [17] [21] [22] [23] [24] [26].

Numerosi studi riscontrabili in letteratura dimostrano l'opportunità di adottare una fase di elaborazione che preveda l'utilizzo di reti neurali.

Il processo di stima del danno risulta comunque complesso e presenta alcuni aspetti, sia di carattere meccanico-strutturale che operativo, che rendono difficoltosa l'applicazione della procedura di stima stessa.

In particolare occorre adottare soluzioni che consentano di superare alcuni problemi causa di perdita di generalità e flessibilità della procedura di valutazione del danno stessa.

Nell'ambito di alcuni precedenti studi [1] [2] vengono presentate tecniche di valutazione del danno mediante l'utilizzo di dati di risposta dinamica di una struttura.

Il presente lavoro si inserisce in questo contesto e vuole costituirne un approfondimento.

2 STUDI PRELIMINARI AL PROBLEMA

Negli studi effettuati indicati precedentemente è stata formulata una procedura di valutazione del danno strutturale mediante l'osservazione del comportamento dinamico della struttura con elaborazione mediante rete neurale.

In particolare è stata utilizzata una tecnica che prevede la trasformazione dei dati di evoluzione temporale della dinamica in altri definiti nel dominio delle frequenze [4] [5].

Sebbene i risultati ottenuti siano stati abbastanza soddisfacenti, vi sono alcuni aspetti che richiedono ulteriori approfondimenti e che sono causa di incertezze sull'esito del processo di stima.

In letteratura è possibile infatti apprendere le modalità con cui si altera la risposta in frequenza delle strutture soggette a danno [35] [36].

In particolare è possibile riscontrare che una

struttura danneggiata presenta, in generale, fenomeni di abbassamento delle frequenze proprie e che tale manifestazione si abbia soprattutto nel caso di sensibili variazioni delle caratteristiche meccaniche della struttura.

Occorre inoltre considerare i fenomeni di non linearità che presenta ogni struttura reale e che risultano tanto più evidenti quando più la stessa è danneggiata.

La teoria dell'analisi spettrale utilizzata precedentemente prevede l'ipotesi di linearità della struttura, l'applicazione di tale teoria a sistemi non lineari fornisce risultati generalmente buoni, ma ancora non sufficientemente affidabili per consentire di valutare la sicurezza di una struttura civile.

Un approfondimento di tali problematiche viene qui presentato.

3 DESCRIZIONE DEL METODO

Il metodo illustrato nel presente lavoro è finalizzato alla stima del danno di una struttura da ponte.

In particolare viene ipotizzato di potere effettuare un modello mediante elementi finiti [27] [28] [34] della struttura stessa e di sottoporla a sollecitazioni di tipo dinamico [29] [30] [31] [32] [33]. Rilevando gli spostamenti nel tempo è possibile addestrare una rete neurale a desumere la configurazione di danno dall'evoluzione temporale degli spostamenti precedentemente indicata.

In questo modo la rete neurale addestrata, applicata alla struttura da ponte realizzata in opera, sarà capace di individuare la configurazione di danno in cui la stessa si trova.

Il procedimento di stima può essere schematizzato nei seguenti punti:

- Individuazione dello schema strutturale e modellazione con elaboratore elettronico
- Sollecitazione del modello e rilevamento delle variabili di monitoraggio
- Addestramento della rete neurale al riconoscimento delle possibili configurazioni di danno attendibili
- Sollecitazione della struttura reale e rilevamento delle variabili di monitoraggio
- Riconoscimento del danno mediante elaborazione neurale.

Nei paragrafi seguenti verranno illustrati prima alcuni aspetti teorici fondamentali e poi alcune applicazioni effettuate.

4 INDIVIDUAZIONE DELLO SCHEMA STRUTTURALE E MODELLAZIONE DELLA DINAMICA

La determinazione della risposta dinamica di una trave o di un impalcato da ponte al passaggio di un

carico è un problema di notevole interesse applicativo, pertanto sono già stati sviluppati modelli di calcolo per alcuni casi particolari.

Le metodologie di elaborazione generalmente utilizzate sono però condotte sotto severe ipotesi semplificative che impongono di trascurare alcuni elementi invece rilevanti per il problema specifico trattato nel presente lavoro.

Ad esempio può non essere opportuno trascurare la massa del veicolo nel caso di strutture a grande luce, oppure trascurare la massa della struttura e considerare la sola massa del veicolo per le strutture di piccola luce.

Nel primo caso la struttura viene studiata come un sistema continuo a infiniti gradi di libertà mentre nel secondo caso la trave viene assimilata a un sistema ad un solo grado di libertà con la massa del carico sostenuta elasticamente o meno alla struttura stessa.

In questo lavoro, applicando alcune tecniche numeriche, si possono condurre modellazioni che comprendono gli effetti simultanei di carico e massa viaggianti. La tecnica utilizzata per la soluzione numerica del problema è quella degli elementi finiti.

Vengono fissate le seguenti ipotesi:

- 1) La trave è a sezione costante e con massa costante per unità di lunghezza.
Vengono applicate:
 - La legge di Hooke
 - L'ipotesi di Bernoulli-Navier
 - Il principio di De Saint Venant
- 2) Vengono considerati carichi costanti con massa costante, ma possono anche essere considerati carichi privi di massa.
- 3) Per determinare la posizione del carico sulla struttura la trave viene considerata priva di deformazioni.
- 4) La velocità di transito è costante.
- 5) Le condizioni iniziali per la struttura sono la quiete e non ci sono momenti alle estremità o frecce.

4.1 Equazioni di equilibrio

Applicando la teoria classica degli elementi finiti l'elemento strutturale viene suddiviso in elementi più piccoli mediante la procedura di discretizzazione.

Le equazioni che governano l'equilibrio dinamico di ogni elemento finito della struttura sono ottenute calcolando il lavoro compiuto delle forze esterne ed eguagliandole al lavoro compiuto da forze interne, inerziali o forze viscosse per piccoli spostamenti cinematicamente ammissibili [28] [29] [30].

Sulla base di questa considerazione si perviene alla scrittura:

$$\int_{V_e} \{\delta u\}^T \{F\} dV + \int_{S_e} \{\delta u\}^T \{\Phi\} dS + \sum_{i=1}^n \{\delta u\}_i^T \{p\}_i \quad (1)$$

$$= \int_{V_e} \left(\{\delta \varepsilon\}^T \{\sigma\} + \{\delta u\}^T \rho \{\delta \ddot{u}\} + \{\delta u\}^T k_d \{\dot{u}\} \right) dV$$

dove:

$\{\delta u\}$ = Vettore piccoli spostamenti arbitrari cinematicamente ammissibili

$\{\delta \varepsilon\}$ = Vettore deformazioni

$\{F\}$ = Vettore forze esterne

$\{\Phi\}$ = Vettore forze di superficie applicate sulla superficie S_e

$\{p\}_i$ = Vettore carichi concentrati applicati che agiscono su n punti

$\{\delta u\}_i^T$ = Vettore spostamenti dei punti n ove agiscono i $\{p\}_i$

ρ = Densità del materiale

k_d = Parametro di smorzamento del materiale

V_e = Volume del continuo

Se si considera un campo di spostamenti $\{u\}$

(funzione sia dello spazio che del tempo) e le sue derivate si può scrivere:

$$\{u\} = [N] \{d\}; \quad \{\dot{u}\} = [N] \{\dot{d}\}; \quad (2)$$

dove:

$[N]$ = Matrice delle funzioni di forma variabile solo nello spazio

$\{d\}$ = Vettore dei gradi di libertà variabile solo nel tempo

Si è così effettuata una separazione delle variabili. Sostituendo nella (1) le (2) si ottiene:

$$\{\delta d\}^T \left[\int_{V_e} [B]^T \{\sigma\} dV + \int_{V_e} \rho [N]^T [N] dV \{\dot{d}\} + \int_{V_e} k_d [N]^T [N] dV \{\dot{d}\} \right] + \left[\int_{V_e} [N]^T \{F\} dV + \int_{S_e} [N]^T \{\Phi\} dS + \sum_{i=1}^n \{p\}_i \right] \{\delta d\} = 0 \quad (3)$$

Scrivendo la (3) si è assunto che i punti d'applicazione dei carichi concentrati $\{p\}_i$ agiscono nei punti nodali. Per $\{\delta d\}$ arbitrario la (3) può essere scritta nella forma compatta:

$$[m] \{\dot{d}\} + [c] \{d\} + \{int\} = \{est\} \quad (4)$$

dove:

$$[m] = \int_{V_e} \rho [N]^T [N] dV \quad (5)$$

$$[c] = \int_{V_e} k_d [N]^T [N] dV \quad (6)$$

$$\{int\} = \int_{V_e} [B]^T \{\sigma\} dV \quad (7)$$

$$\{f^{est}\} = \int_{V_e} [N]^T \{F\} dV + \int_{S_e} [N]^T \{Q\} dS + \sum_{i=1}^n \{p\}_i \quad (8)$$

L'equazione (4) rappresenta un sistema completo, del secondo ordine, di equazioni differenziali nel tempo. Un tale sistema rappresenta una semi-discretizzazione a elementi finiti del continuo in quanto gli spostamenti $\{d\}$ sono funzioni discrete dello spazio ma sono funzioni continue del tempo.

E' nei metodi d'analisi dinamica lo sviluppo di tecniche che trovino soluzione al sistema di equazione (4). Le metodologie possibili sono sostanzialmente due:

- I Metodi Sovrapposizione Modale
- I Metodi d'Integrazione Diretta

I Metodi di Sovrapposizione Modale effettuano trasformazioni che rendono disaccoppiata ciascuna delle equazioni del sistema (4). Con tale approccio ciascuna delle equazione può essere risolta indipendentemente dalle altre.

I Metodi d'Integrazione Diretta effettuano una discretizzazione nel tempo delle equazioni del sistema (4) ottenendo un sistema di equazioni algebriche di più agevole soluzione.

Il passaggio all'intera struttura si ottiene formalmente con la sostituzione nel sistema di equazioni (4) alle matrici $[m]$, $[c]$ e al vettore $\{r^{int}\}$ le matrici $[M]$, $[C]$ e il vettore $\{R^{int}\}$ ed operativamente effettuando l'assemblaggio dei singoli elementi di discretizzazione.

Le eq. (5) e (6) sono chiamate matrice di massa consistente e matrice di smorzamento consistente; esse hanno la caratteristica di essere matrici simmetriche, e quando ρ e K_d sono $\neq 0$ sono definite positive. In tali condizioni l'energia cinetica $\frac{1}{2} \{d\}^T [m] \{d\}$ è positiva per qualsiasi scelta di $\{d\} \neq 0$

Le equazioni (4) e (7) sono valide sia per materiali a comportamento lineare che a comportamento non lineare, pertanto, nella (7) la $\{\sigma\}$ può essere funzione non lineare. Nel caso di materiale a comportamento elastico lineare si può scrivere $\{\sigma\} = [E][B]\{d\}$ e si ottiene sostituendo nella (7):

$$\{r^{int}\} = [k]\{d\} \quad (9)$$

dove:

$$[k] = \int_{V_e} [B]^T [E][B] dV \quad (10)$$

La (4) può essere riscritta come:

$$[m]\{\ddot{d}\} + [c]\{\dot{d}\} + [k]\{d\} = \{r^{est}\} \quad (11)$$

Dalla lettura (11) si può notare che i carichi esterni sono equilibrati dalla somma delle forze d'inerzia,

forze di smorzamento e forze elastiche.

E' da notare che nella (11) il vettore $\{r^{est}\}$ è funzione del tempo.

Riscrivendo la (11) per l'intera struttura si ottiene (nell'ipotesi di legame costitutivo del materiale elastico lineare):

$$[M]\{\ddot{D}\} + [C]\{\dot{D}\} + [K]\{D\} = \{R^{est}\} \quad (12)$$

4.1.1 Matrice di massa

La matrice di massa è una rappresentazione discreta di una distribuzione di massa continua definita dalla (5) sull'elemento di discretizzazione e viene definita matrice di massa consistente.

Un'altra possibile rappresentazione della massa della struttura è quella di concentrare la massa dell'elemento di discretizzazione nei nodi dell'elemento stesso. Questo tipo di approccio viene detto della massa sospesa. Il sistema di particolari masse da localizzare nei nodi deve prima di tutto verificare che la massa totale sia uguale alla somma delle singole masse attribuite ai nodi. Altro fatto non trascurabile consiste nell'osservare che le masse puntiformi non hanno inerzia rotatoria, pertanto, bisognerà attribuire ai nodi un'inerzia rotazionale che definisca al meglio la struttura originaria.

Va notato che condensando le masse ai nodi si ottiene una matrice di massa diagonale mentre nell'approccio a massa consistente ciò non avviene.

In questa prima formulazione del problema, la massa del veicolo viene ripartita sui nodi dell'elemento interessato in modo proporzionale alla distanza dai nodi stessi.

Si determinerà:

- 1) La posizione della massa sulla struttura, al tempo considerato.
- 2) L'elemento interessato dalla massa, in relazione alla discretizzazione formulata.
- 3) La ripartizione della massa sui nodi dell'elemento secondo il modello adottato.

A questo punto verrà modificata la matrice di massa dell'intera struttura inserendo le masse equivalenti alla massa del carico (Figura 1).

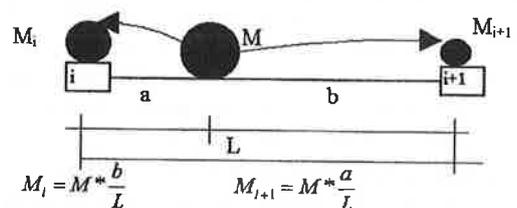


Fig.1: assemblaggio della matrice di massa

di ampiezza modale

- Metodi d'integrazione diretta

Nei metodi d'integrazione diretta o metodi passo passo viene eseguita una discretizzazione del tempo. L'approccio di tali metodi è quello di scrivere la (12) ad un particolare istante di tempo

$$[M]\{\ddot{D}\}_n + [C]\{\dot{D}\}_n + [K]\{D\}_n = \{R^{est}\}_n \quad (19)$$

n diventa $n\Delta t$ dove Δt è l'intervallo temporale.

L'assenza di pedice n alle matrici $[M][C][K]$ implica linearità.

I Metodi d'integrazione diretta possono essere suddivisi in due categorie:

- Espliciti:

Per questa categoria il vettore

$$\{D\}_{n+1} = f(\{D\}_n, \{\dot{D}\}_n, \{\ddot{D}\}_n, \{D\}_{n-1}, \dots) \quad (20)$$

richiedendo la storia temporale, limitata ai due passi precedenti, del vettore incognito.

- Impliciti:

Per questa categoria il vettore

$$\{D\}_{n+1} = f(\{\dot{D}\}_{n+1}, \{\ddot{D}\}_{n+1}, \{D\}_n, \dots) \quad (21)$$

richiedendo le derivate del tempo della quantità incognita.

Queste importanti differenze implicano sostanziali diversità nell'implementazione dei metodi stessi.

Il Metodo di Newmark si colloca nella categoria dei Metodi d'integrazione diretta di tipo implicito.

4.4 Caratteristiche dinamiche della struttura

Il determinare le caratteristiche dinamiche di una struttura si traduce nella soluzione del problema degli autovalori.

Per una struttura discretizzata, non smorzata e senza carichi esterni, il moto è di tipo armonico ed ogni punto del sistema di discretizzazione si muove in fase con gli altri.

Il vettore può essere scritto come:

$$\{D\} = \{\bar{D}\} \sin \omega t$$

e derivando:

$$\{\ddot{D}\} = -\omega^2 \{\bar{D}\} \sin \omega t \quad (22)$$

dove:

$\{\bar{D}\}$ = ampiezza di vibrazione nei nodi della struttura discretizzata

ω = frequenza di vibrazione (rad/sec)

Sostituendo le (22) nella (12) si ottiene:

$$([K] - \lambda[M])\{\bar{D}\} = \{0\} \quad (23)$$

avendo imposto:

$$[C] = 0$$

$$\lambda = \omega^2$$

$$\{R^{est}\} = 0$$

Per la (23) si ha soluzione banale quando è non singolare.

Pertanto si ha soluzione diversa dalla banale se:

$$\det([K] - \lambda[M]) = 0 \quad (24)$$

ottenendo gli autovalori λ_i ai quali vengono associati l'autovettori $\{\bar{D}\}$

Se le matrici $[K]$ $[M]$ sono costituite da n_{eq} , gli autovalori e quindi gli autovettori saranno n . Questi saranno positivi se le matrici $[K]$ $[M]$ sono definite positive o semi-definite positive.

5 APPLICAZIONI NUMERICHE

Sulla base degli aspetti teorici esposti precedentemente sono state condotte alcune prove finalizzate alla individuazione del processo di danneggiamento di alcune semplici strutture da ponte.

Per la conduzione delle prove è stato sviluppato un codice di modellazione dinamica con linguaggio FORTRAN ed è stata definita ed implementata su elaboratore elettronico una rete neurale capace di quantificare l'evoluzione del danno strutturale.

La tipologia strutturale considerata negli esempi è quella di un impalcato da ponte costituito da tre travi parallele in C.A.P. con sovrastante soletta in c.a. gettata in opera di spessore variabile.

Le caratteristiche geometriche sono indicate nella figura 3.

Le caratteristiche sezionali della singola trave c.a.p. con la soletta collaborante, nella configurazione di struttura integra, sono:

AREA	16.462,2 cm ²
J ₁	140.265.705 cm ⁴
Y _g	176,62 cm
Tipologia	1 Campata
Luce	3000 cm

Le caratteristiche del veicolo in transito sono:

Massa	40 t
Velocità	50 Km/h

5.1. Discretizzazione della struttura

Le strutture ad una campata sono state discretizzate con 10 elementi trave di uguale dimensione.

5.2. Scelta del punto da monitorare

Il punto scelto per essere monitorato è il punto medio della campata della struttura.

5.3. Caratteristiche dinamiche della struttura

Sono state ricavate le caratteristiche dinamiche delle strutture in esame:

Limitandoci ai primi 4 modi di vibrare di ottengono i modi di vibrare indicati nella seguente tabella.

Modo di vibrare	Autovalore	Freq. circolare [rad/sec]	Freq. ciclica [Hertz]	Periodo [sec]
1	119.63	10.93	1.74	0.5744
2	1867.97	43.22	6.88	0.1453
3	9086.63	95.32	15.17	0.0659
4	27194.70	164.91	26.24	0.0381

5.4. Analisi della struttura sottoposta a carico impulsivo collocato nel punto medio della campata

Il grafico riportato nella figura 6 mostra l'andamento dello spostamento del punto monitorato al passare del tempo d'osservazione fino al raggiungimento della condizione di equilibrio.

5.5. Passaggio nel dominio del tempo delle deformate

Passaggio nel dominio del tempo per le deformate ottenute a equilibrio raggiunto.

Per avere un riferimento nel campo dinamico, occorre passare nel dominio del tempo le deformate statiche ottenute a equilibrio raggiunto.

Il diagramma così ottenuto può servire come riferimento per le storie temporali che si determineranno con il carico in movimento.

5.6. Dati ottenuti

L'algoritmo sviluppato ha consentito la generazione di storie temporali simulando il degrado strutturale effettuando una riduzione del momento d'inerzia della sezione.

La diminuzione considerata è stata fino a raggiungimento del 70% del valore iniziale.

I dati ricavati sono espressi nella seguente tabella:

Struttura trave J VARIABILE				
Vel	Massa	Luce	Y/L	Var J %
60	40	3000,00	-1,74E+01	-30
60	40	3000,00	-1,72E+01	-29
60	40	3000,00	-1,70E+01	-28
60	40	3000,00	-1,68E+01	-27
60	40	3000,00	-1,66E+01	-26
60	40	3000,00	-1,64E+01	-25
60	40	3000,00	-1,62E+01	-24
60	40	3000,00	-1,60E+01	-23
60	40	3000,00	-1,58E+01	-22
60	40	3000,00	-1,57E+01	-21
60	40	3000,00	-1,55E+01	-20
60	40	3000,00	-1,52E+01	-19
60	40	3000,00	-1,51E+01	-18
60	40	3000,00	-1,49E+01	-17
60	40	3000,00	-1,47E+01	-16
60	40	3000,00	-1,45E+01	-15
60	40	3000,00	-1,44E+01	-14
60	40	3000,00	-1,42E+01	-13
60	40	3000,00	-1,40E+01	-12
60	40	3000,00	-1,38E+01	-11
60	40	3000,00	-1,36E+01	-10
60	40	3000,00	-1,35E+01	-9
60	40	3000,00	-1,33E+01	-8
60	40	3000,00	-1,32E+01	-7
60	40	3000,00	-1,30E+01	-6
60	40	3000,00	-1,29E+01	-5
60	40	3000,00	-1,28E+01	-4
60	40	3000,00	-1,26E+01	-3
60	40	3000,00	-1,25E+01	-2
60	40	3000,00	-1,24E+01	-1
60	40	3000,00	-1,23E+01	0

5.7. Descrizione della rete neurale

La rete neurale utilizzata per l'elaborazione dei dati di risposta dinamica è del tipo multilivello con algoritmo di addestramento del tipo 'back propagation' [6] [10].

Si tratta di un tipo di rete neurale non particolarmente sofisticato. Questo mette in evidenza che le potenzialità del metodo che non sono da attribuire alla ricercatezza dello strumento computazionale bensì alla tipologia dello stesso [7] [8] [9].

La rete neurale utilizzata è stata studiata per elaborare i dati forniti dal processo di sollecitazione della struttura da studiare. In particolare la procedura di sollecitazione della struttura fornisce un vettore \underline{u} costituito da 125 elementi che rappresentano gli spostamenti verticali dell'impalcato letti nella sua mezzeria. Tale vettore viene fornito in ingresso della rete neurale che è quindi dotata di 125 unità di ingresso.

L'output \underline{p} della rete è invece un vettore che

descrive il danno che interessa la struttura da studiare e che viene rappresentato con il vettore target t .

Nel presente caso il vettore di uscita contiene un solo elemento scalare in quanto il danno strutturale ipotizzato è soltanto la variazione di rigidità dell'impalcato del ponte.

5.8 Risultati del processo di stima del danno

Le simulazioni indicate nei paragrafi precedenti sono state utilizzate in parte per l'addestramento della rete neurale al riconoscimento del processo di degrado strutturale ed in parte alla verifica dell'ottenimento di una rete neurale capace di 'generalizzare', ovvero fornire risultati corretti anche nel caso di evoluzioni temporali (vettori di ingresso) non sottoposti alla rete neurale stessa in fase di addestramento.

Nella fase di addestramento è stato fissato un livello di precisione nel riconoscimento del pattern pari al 1% del valore di rigidità da stimare.

	J val. reale	J val. stimato	Err. %
-29.0	99588650.5500	104771243.9246	5.2040
-27.0	102393964.6500	107646365.4607	5.1296
-25.0	105199278.7500	112899865.9545	7.3200
-23.0	108004592.8500	106211716.6087	-1.6600
-21.0	110809906.9500	112937457.1634	1.9200
-19.0	113615221.0500	104912295.1176	-7.6600
-17.0	116420535.1500	109947553.3957	-5.5600
-15.0	119225849.2500	127228288.2517	6.7120
-13.0	122031163.3500	124459583.5007	1.9900
-11.0	124836477.4500	129293139.6950	3.5700
-9.0	127641791.5500	120404501.9691	-5.6700
-7.0	130447105.6500	129698339.2636	-0.5740
-5.0	133252419.7500	144445623.0090	8.4000
-3.0	136057733.8500	136234608.9040	0.1300
-1.0	138863047.9500	140194744.5798	0.9590
1.0	141668362.0500	144802066.2185	2.2120
3.0	144473676.1500	135169571.4059	-6.4400
5.0	147278990.2500	142521878.8649	-3.2300
7.0	150084304.3500	154451757.6066	2.9100
9.0	152889618.4500	152602185.9673	-0.1880
11.0	155694932.5500	151544105.6482	-2.6660
13.0	158500246.6500	164222105.5541	3.6100
15.0	161305560.7500	170143492.4235	5.4790
17.0	164110874.8500	175178512.2499	6.7440
19.0	166916188.9500	172858405.2766	3.5600
21.0	169721503.0500	152953018.5487	-9.8800
23.0	172526817.1500	176632955.3982	2.3800
25.0	175332131.2500	188210276.2903	7.3450
27.0	178137445.3500	180385539.9103	1.2620
29.0	180942759.4500	183678613.9729	1.5120

Nella fase di riconoscimento delle configurazioni di danno non utilizzate nella fase di addestramento è stato fissato invece un livello di precisione del 10%. Tale tolleranza, sebbene sensibilmente superiore alla precedente, è comunque accettabile per le consuete valutazioni nel settore delle costruzioni civili.

Il processo di addestramento, operato con la rete neurale e le modalità indicate precedentemente, ha consentito di rispettare i limiti di precisione prefissati ottenendo i risultati indicati nella tabella precedente.

Dai valori numerici indicati nella tabella precedente è possibile riscontrare che la rete neurale addestrata, a fronte del vettore contenente gli spostamenti nel tempo del punto di osservazione quando viene sottoposta la struttura al passaggio dell'autoveicolo, è capace di individuare il valore della rigidità dell'impalcato con una precisione superiore al 10% della grandezza da stimare.

Tale risultato è garantito anche per le configurazioni di rigidità non sottoposte alla rete neurale in fase di addestramento. Per queste ultime invece si ottiene invece una precisione superiore al 1%.

6 CONCLUSIONI

Il problema trattato nel presente lavoro riveste notevole interesse al fine di affrontare i processi di valutazione del degrado strutturale cui molte costruzioni devono essere sottoposte.

Nel presente lavoro vengono affrontati aspetti teorici legati alla modellazione della dinamica strutturale ed aspetti più empirici ed operativi inerenti la quantificazione del danneggiamento.

I risultati ottenuti sono abbastanza buoni e consentono di considerare l'approccio proposto per formulare un metodo di stima del danno affidabile ed applicabile in modo semplice ed operativo alle strutture civili.

Viene premesso che sono in fase di studio gli effetti di disturbo legati a non linearità, azioni non previste ed imprecisioni dovute alle modalità di sollecitazione della struttura.

7 BIBLIOGRAFIA

- [1] F. Bontempi, G. Cervoni, *Studio del degrado strutturale mediante analisi dinamica ed elaborazione neurale*, STUDI E RICERCHE, Vol.18, 1997, Scuola di Specializzazione "F.lli Pesenti.", Politecnico di Milano.
- [2] F. Bontempi, F. Biondini, G. Cervoni, *Soft-Computing Techniques for Damage Evaluation of Truss Structures*, Proceedings of Fifth Pacific Structural Steel Conference PSSC'98, Seoul Korea, 13-16 October 1998, pp.1193-1198.
- [3] F. Bontempi, P. Provenzano, A. Musso, *Interazione terreno-struttura: una rete neurale fuzzy per l'elaborazione delle incertezze nel calcolo dei cedimenti in terreni granulari*, Atti 13° Congresso

- C.T.E., Pisa, 9-10-11 novembre, 2000.
- [4] J. S. Bendat, A. G. Persol, *Engineering Applications and Correlation and Spectral Analysis*, Wiley Interscience Publication, John Wiley & Sons, 1980.
- [5] D. Brook, R. J. Wynne, *Signal Processing: Principles and Applications*. Edward Arnol Publication, 1988;
- [6] Rojas R., *Neural Networks – A Sistematic Introduction*, Springer – 1996.
- [7] X. Wu, J. Gaboussi, *Neural Network Based Material Modeling*, Struct. Res. Series No.599, Dept. Of Civil Eng. Univ. Of Illinois at Urbana Champaign.
- [8] Mueller B., Reinhardt J., Strikland M.T., *Neural Networks – And Introduction*, Springer 1995.
- [9] Journal of Engineering Mechanics Division, *Proceedings of ASCE* Vol.111 No.4, April, 1985.
- [10] P. G. Morasso, *Computer Engineering Handbook*, Chapter 18, Mc Graw Hill, 1991.
- [11] P. C. Pandey, S. V. Barai, *Damage Assessment of Steel Bridges*, Journal of Structural Engineering, Vol. 20 N.1, Apr.1993, pp.9-21.
- [12] B. M. Douglas, W. H. Reid, *Dynamic Tests and System Identification*, Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE Vol.108 No. ST10, October, 1982.
- [13] M. Kato, S. Shimada, *Vibration of PC Bridge During Failure Process*, Journal of Structural Engineering, Vol.112, No.7, July, 1986, ASCE.
- [14] P. Paultre, J. Proulx, M. Talbot, *Dynamic Testing Procedures for Highway Bridges Using Traffic Loads*, Journal of Structural Engineering, Vol.121, No.2, February, 1995, ASCE.
- [15] O. Olusegun, S. Salawu, C. Williams, *Bridge Assessment Using Forced-Vibration Testing*, J. Structural Engineering, Vol.121, No.2, 1995, ASCE.
- [16] J. Casas, A. C. Aparicio, *Structural Damage Identification form Dynamic-Test Data*, J. of Structural Engineering, Vol.120, No.8, August, 1994, ASCE.
- [17] P. Paultre, J. Proulx, *Dynamic Testing of Large-Scale Structures*, Structural Engineering International, IABSE Pubbl., 1/1997.
- [18] J. M. W. Brownjohn, A. A. Dumanoglu, R. T. Severn, A. Blakeborough, *Ambient Vibration of the Bosphorus Suspension Bridge*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.18, 263-283 (1989), John Wiley & Sons, Ltd., 1989.
- [19] A. A. Dumanoglu, J. M. W. Brownjohn, R. T. Severn, *Seismic Analysis of the Fatih Sultan Mehmet (Second Bosphorus) Suspension Bridge*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.21, 881-906 (1992), John Wiley & Sons, Ltd., 1992.
- [20] J. M. W. Brownjohn, A. A. Dumanoglu, R. T. Severn, A. Blakeborough, *Ambient Vibration of the Fatih Sultan Mehmet (Second Bosphorus) Suspension Bridge*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.21, 907-924 (1992), John Wiley & Sons, Ltd., 1992.
- [21] J. Casas, *Full-Scale Dynamic Testing of the Alamillo Cable-Stayed Bridge in Sevilla (Spain)*, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.24, 35-51 (1995), John Wiley & Sons, Ltd., 1995.
- [22] F. Mazurek, J. T. De Wolf, *Experimental Study of Bridge Monitoring Technique*, *Journal of Structural Engineering*, Vol.116, No.9, September, 1990, ASCE.
- [23] P. G. Buckland, R. Hooley, B. D. Morgenstern, J. H. Rainer, A. M. Van Selst, *Suspension Bridge Vibrations: Computed and Measured*, *Journal of the Structural Division*, Proceedings of ASCE, 105 No. ST5, May, 1979.
- [24] A. M. Abdel-Ghaffar, G. W. Housner, *Ambient Vibration Tests of Suspension Bridge*, *Journal of Engineering Mechanics Division*, Proceedings of ASCE Vol.104 No. EM5, October, 1978.
- [25] A. M. Abdel-Ghaffar, R. H. Scanlan, *Ambient Vibration Studies of Golden Gate Bridge: I. Suspended Structure*, *Journal of Engineering Mechanics Division*, Proceedings of ASCE Vol.111 No.4, April, 1985.
- [26] A. M. Abdel-Ghaffar, R. H. Scanlan, *Ambient Vibration Studies of Golden Gate Bridge: II. Pier Tower Structure*, *Journal of Engineering Mechanics Division*, Proceedings of ASCE Vol.111 No.4, April, 1985.
- [27] John M. Biggs, *Introduction to structural dynamics*, Mc Graw Book Company.
- [28] Robert D. Cook, *Concepts and applications of finite element analysis*, Third Edition.
- [29] W. T. Thomson, *Theory of vibration with applications*, Third Edition.
- [30] M. Merante, *Review delle principali soluzioni della trave percorsa da carico mobile*.
- [31] R. Baldacci, G. Ceradini, E. Giangreco, *Dinamica e stabilità*, Vol. II B, Italsider Gruppo Finsider .
- [32] N. Sridharan, A. Mallik: *Numerical analysis of vibration of beams subjected to moving loads*, *Jouranal of Saund and vibration* (1979), Vol.65(1), 147-150
- [33] J. L. Humar, A. M. Kashif, *Dynamics respose of bridges travelling loads*, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*.
- [34] A. Cifuentes, *Dynamic respose of a beam exited by a moving mass*, *Finite Elements in Analysis and Design* 5 (1989) pagg. 237-246, Elsevier Science Publishers B.V., Amsterdam.
- [35] J. E. Akin, M. Mofid, *Numerical solution for Response of Beams With Moving Mass*, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115(1), Jan 1987, ASCE.
- [36] H. Adeli, Y. Ge, *A dynamic programming method for analysis of bridges under multiple moving loads*, *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering*, (1989), Vol. 28, pagg. 1265-1282.

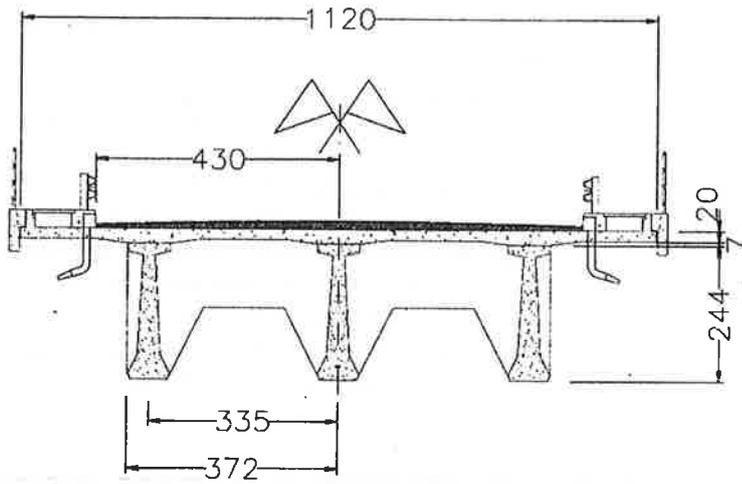


Fig. 3 : Caratteristiche geometriche della struttura considerata negli esempi numerici. (sez. trasversale)

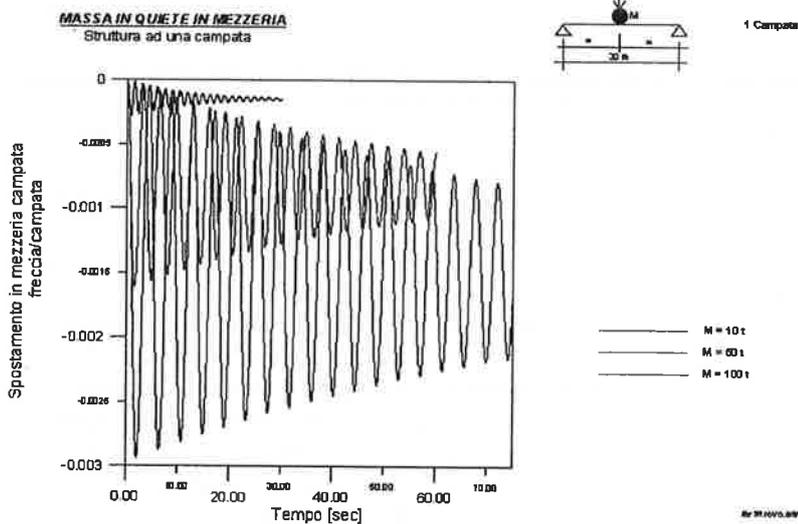


Fig. 6 : Evoluzione temporale del punto di monitoraggio al passaggio dell'autoveicolo

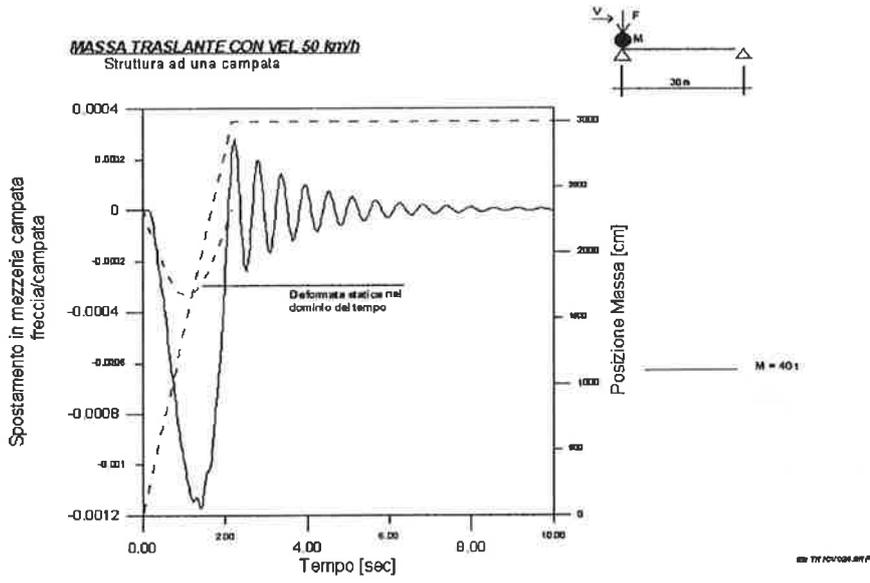


Fig.7

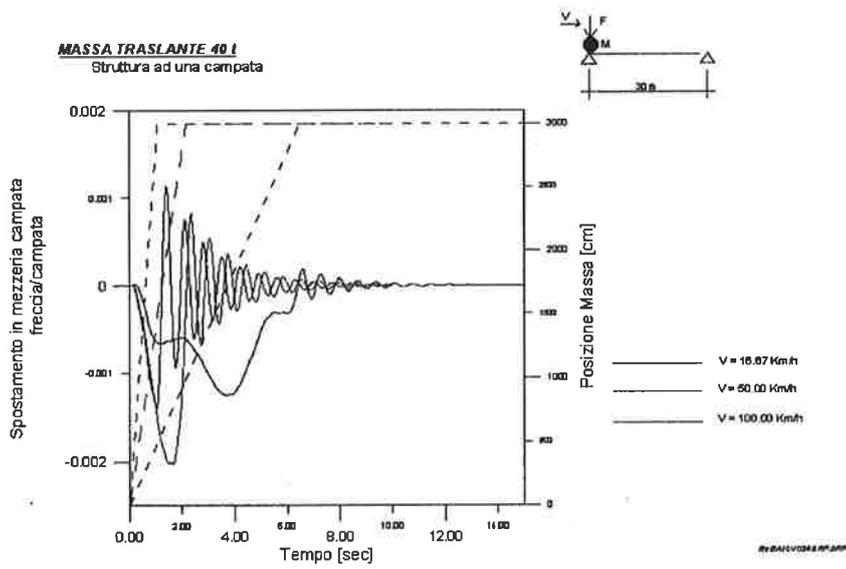


Fig.8

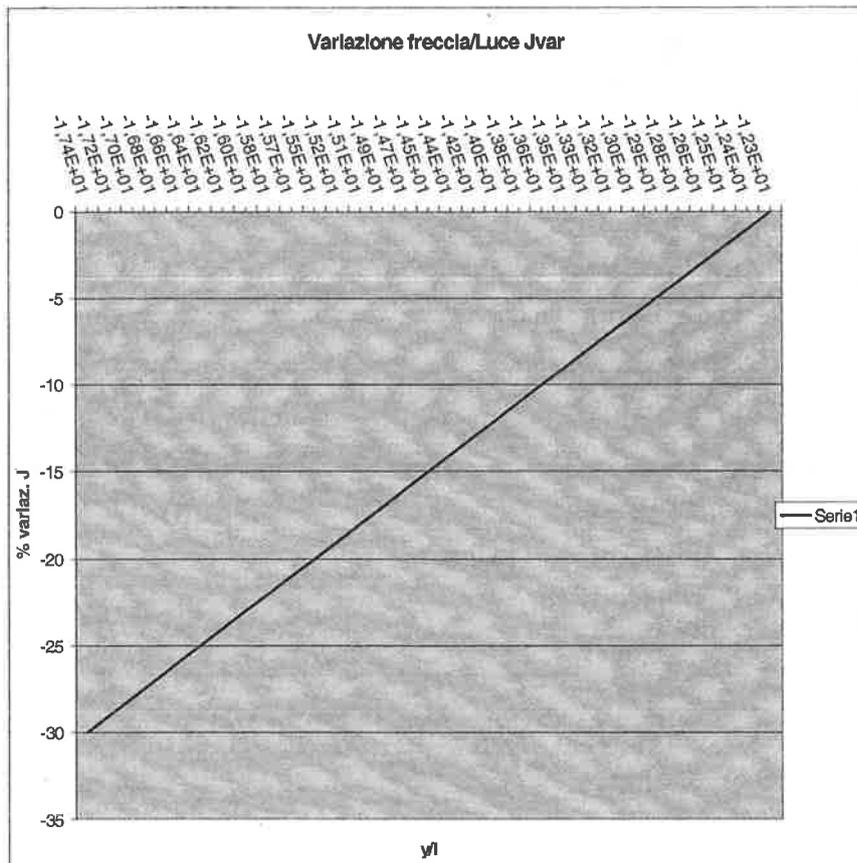


Fig.9

OSSERVAZIONI PRATICHE SULLA DURABILITÀ DEL CALCESTRUZZO

Guglielmo Senesi¹

¹ Libero Professionista, Roma.

1. GENERALITÀ

La durabilità delle strutture per molti decenni non fu considerata un problema che interessasse le opere in cemento armato.

Ancora nei testi del 1950, vedi Santarella, veniva esaltato, quale importante pregio del cemento armato, il fatto che le spese di manutenzione fossero minime od addirittura inesistenti analogamente alle costruzioni in pietra.

Tale sicurezza derivava probabilmente da una serie di circostanze che si possono così elencare:

- A) diffusione ancora limitata delle opere in calcestruzzo e quindi scarsi esempi di "vecchi" lavori degradati;
- B) scarsa dimestichezza con il nuovo materiale per cui le poche imprese specializzate trattavano il cemento armato con rispettosa cura impiegando maestranze ben qualificate;
- C) ridotta percentuale di gas aggressivi nell'aria particolarmente di anidride carbonica e solforosa nonché pratica inesistenza di piogge acide.

Per quanto riguarda le caratteristiche realizzative e la qualità delle opere in cemento armato si può constatare come in Italia esse possano sommariamente dividersi in tre distinti periodi.

Il primo riguarda le opere realizzate anteriormente al 1940 quando l'impiego del cemento armato era competenza di poche ma specializzate Imprese. In tale periodo il nuovo materiale veniva trattato con attenzione e cura ed il suo impiego era attentamente seguito da progettisti, direttori dei lavori e maestranze qualificate.

Le Imprese che per prime operarono in Italia ebbero tecnici i quali fecero scuola in Francia ed in Germania paesi nei quali la qualificazione per operare con il nuovo materiale veniva ottenuta solo dopo rigoroso e

selettivo apprendistato. Anche i progettisti che utilizzavano sistemi di calcolo, non ancora unificati, richiedevano attente e cautelative procedure di esecuzione per assicurare a teorie di calcolo ancora poco sperimentate risultati finali validi. A Roma sul ponte Risorgimento, del 1911, è murata una lapide nella quale oltre al nome dell'Impresa Costruttrice Porcheddu è ricordato il sistema di calcolo che è dell'ing. Hennebique.

Con tali premesse le Imprese realizzatrici di opere in cemento armato allevarono nuovi specialisti e trasferirono loro le conoscenze che furono utilizzate anche quando il cemento armato non fu impiegato per grandi opere ma per normali costruzioni abitative.

Alla fine di questo primo periodo si ebbero però problemi di approvvigionamento dei materiali a seguito delle sanzioni economiche applicate all'Italia per la sua campagna militare in Etiopia. La conseguente politica dell'autarchia portò alla ricerca di risparmi a tutti i costi ed a produzioni di cementi di qualità non sempre conformi alle normative. Anche la speciale carta nella quale esso veniva insaccato risentì di questa economia e portò a frequenti degrading del prodotto nei periodi di magazzino.

Il secondo periodo inizia attorno al 1946 e riguarda la ripresa post-bellica: dopo la lunga pausa dovuta alla guerra ed alle turbolenze dell'immediato dopoguerra si ebbe una esplosione nella applicazione e nella diffusione delle strutture in cemento armato. Le Imprese tradizionali con i loro tecnici in parte erano scomparse ed in parte furono poste in ombra da quelle di nuova formazione la cui dirigenza, generalmente, era assolutamente impreparata tecnicamente ed aveva esclusivamente finalità speculative.

La mancanza di sufficiente personale qualificato e la fiducia riposta in questo materiale comportarono una riduzione delle cure che esso doveva ricevere. Con la

convincione che "il cemento armato fa miracoli" furono realizzate troppe opere con poca attenzione e la qualificazione del nuovo personale si ridusse drasticamente: molte strutture per inconsapevolezza od ingordigia di guadagni furono eseguite in modo sommario ed altre destinate ad edilizia abitativa, per seguire irrazionali mode architettoniche, furono realizzate "in vista" ed esposte permanentemente alle intemperie mentre l'atmosfera delle città diveniva più aggressiva.

Questo periodo di frenetica attività speculativa durò all'incirca fino agli anni settanta: una serie di crisi edilizie spazzò via l'imprenditoria dei puri speculatori e lasciò il posto ad Imprese tecnicamente più adeguate.

Il terzo ed attuale periodo, iniziato appunto attorno al '70, vide la sopravvivenza delle aziende più preparate, la nascita di altre con personale dirigente e tecnico che si adeguava al proprio compito consapevole delle tecniche necessarie all'impiego del calcestruzzo armato.

Tale situazione comportò un miglioramento generale della qualità esecutiva alla quale contribuirono la diffusione di nuove attrezzature e migliori materiali quali casseforme, ponteggi metallici, vibratori, impiego di additivi ed una più sicura qualità degli impasti dovuti all'uso di centrali di betonaggio nei cantieri od a quello di calcestruzzi preconfezionati.

Questo periodo non ha però significato una stabilizzazione qualitativa delle Imprese in quanto problemi connessi con difficoltà gestionali dei dipendenti, ricorrenti crisi edilizie e sospensioni per anni degli Appalti di Opere Pubbliche comportarono una drastica riduzione del personale qualificato direttamente dipendente dalle stesse Imprese e la conseguente diffusione dei sub-appalti affidati a piccole aziende le quali per la loro conformazione meglio potevano gestire la loro manodopera.

A questo lato negativo si affiancò e tuttora si affianca, in molte parti di Italia, il diffuso e deleterio fenomeno dell'abusivismo edilizio il quale per sua natura opera senza controlli ed ha la sola finalità della rapidità esecutiva senza alcuna considerazione per la qualità del prodotto; inoltre l'abusivismo genera anche un altro serio inconveniente: quello della formazione di personale assolutamente non qualificato.

2. ESPERIENZE NEL SETTORE CON PARTICOLARE RIFERIMENTO ALLA DURABILITÀ

Ritengo che tutti i professionisti che operano nel campo del cemento armato abbiano potuto contribuire

alla realizzazione di opere di buona qualità ed abbiano anche potuto esaminare esempi di realizzazioni scadenti nonché di opere rapidamente degradate.

Una struttura in cemento armato è costituita da pochi componenti ma la sua realizzazione è il risultato di numerosi interventi che interessano una molteplicità di attività professionali, artigianali, industriali nonché di situazioni ambientali le quali, nel loro insieme e per loro natura, non consentono una valutazione analitica della sua esecuzione né una previsione precisa del suo comportamento nel tempo.

Attualmente ogni struttura in cemento tradizionale è una realizzazione unica, un fatto a sé e solo una notevole esperienza estesa contemporaneamente alla progettazione ed alla supervisione esecutiva consente di individuare quegli elementi i quali contribuiscono alla realizzazione di un calcestruzzo bene eseguito e durevole.

Ritengo, conseguentemente, che possa essere utile una scorsa a quei parametri che ho riscontrato tra i più importanti per la durabilità del calcestruzzo, parametri che sono frutto di una, ahimè, cinquantennale esperienza di progettazione e direzione lavori di strutture in cemento armato. Essa ha comportato, solo di edifici abitativi, la progettazione e direzione lavori delle strutture di 1375 nuovi edifici.

Il settore che in questo campo ha fornito maggiore esperienza è stato quello dei restauri strutturali e la possibilità di esaminare e confrontare il comportamento nel tempo anche di opere proprie e di altre realizzate in differenti epoche.

Porto ad esempio i lavori di adeguamento sulle strutture in cemento armato della Raffineria di Roma (realizzata nel 1960), della Raffineria Permolio a Roma (del 1938), del complesso industriale dei Molini Pantanella a Roma (del 1926-1950), gli interventi sulle strutture della chiesa di Fiuggi Fonte e su quelle del grande complesso industriale del Molino Stucky nell'isola della Giudecca a Venezia (entrambi del primo decennio del '900).

Sulla base delle osservazioni raccolte nel corso di tali indagini, relative a strutture realizzate sia prima che dopo il periodo bellico, vengono richiamati i parametri e le situazioni che influenzano in maniera esplicita sulla durabilità delle opere.

2.1 Cemento

Il cemento rappresenta il materiale base del calcestruzzo armato e le sue caratteristiche fisico-chimiche variano sensibilmente da tipo a tipo (Portland, di altoforno, pozzolanico, etc.).

Nelle costruzioni sono impiegati differenti tipi di cemento talvolta senza tenere conto delle loro

specifiche caratteristiche e della compatibilità di essi con le condizioni ambientali siano esse cittadine, marine od industriali. Particolarmente per queste ultime la scelta di un cemento adeguato consente di ottenere una ragionevole durabilità in ambienti che con altri cementi non sarebbe ottenibile.

In questi casi alla cura della esecuzione deve affiancarsi una attenta progettazione: il contenimento delle sollecitazioni di trazione nel calcestruzzo e la eliminazione di irregolarità di forma ridurranno la formazione di fessurazioni.

A pari condizioni ambientali la durabilità del calcestruzzo dipende dalla sua compattezza la quale è ottenuta principalmente con un corretto rapporto acqua/cemento il quale non dovrebbe superare il valore 0.50.

Solo strutture poste in ambienti di nulla o minima aggressività ambientale possono sopportare un rapporto di poco più elevato.

2.2 Inerti

Anche gli inerti hanno la loro importanza nella durabilità del calcestruzzo sia per caratteristiche meccaniche sia per composizione chimica.

Per quanto riguarda gli elementi più minuti la proibizione delle escavazioni dai letti dei fiumi ha comportato l'utilizzazione di sabbie di cava le quali richiedono generalmente il lavaggio del prodotto escavato.

Tale pratica, però, può produrre l'asportazione delle parti più fini delle sabbie le quali difficilmente possono essere reintegrate ed il risultato comporta un assortimento granulometrico insufficiente negli elementi più minuti con conseguente produzione di un calcestruzzo meno compatto.

Un problema più serio si presenta in quelle località dove la sabbia escavata sia inquinata particolarmente da residui salini e nel contempo si abbia scarsità di acqua dolce.

In tali casi può avvenire che il lavaggio non sia sufficiente per l'asportazione completa dei sali, generalmente marini, e le conseguenze, sempre gravi, si manifestano solamente dopo diversi anni. Anche se tale situazione è anomala e rientra nel dolo commerciale in diverse zone del meridione d'Italia edifici anche importanti presentano strutture afflitte da ammaloramenti conseguenti alla salinità delle sabbie.

Gli inerti di maggiori dimensioni non comportano generalmente simili problemi: la rispondenza alle vigenti normative è sufficiente a non compromettere la durabilità nel tempo del calcestruzzo con essi confezionato.

2.3 Getto

Il getto del calcestruzzo, supposto correttamente dosato e miscelato, presenta attualmente degli inconvenienti dovuti all'impiego di macchinari per il pompaggio.

Difatti, affinché le normali pompe possano funzionare senza difficoltà, il calcestruzzo deve essere sufficientemente fluido e la necessaria fluidità dovrebbe essere assicurata da appositi additivi e meglio ancora da un maggiore dosaggio in cemento. Purtroppo la più consueta fluidificazione viene ottenuta in cantiere con aggiunta di acqua all'impasto con tutte le conseguenze del più alto rapporto acqua-cemento.

Ne derivano una minore resistenza finale, minore compattezza, maggiore ritiro e più elevato scorrimento viscoso con conseguentemente minore durabilità.

Altro punto delicato è rappresentato dalla compattazione del calcestruzzo che oggi, abbandonati gli interventi manuali, viene eseguita con vibratorii o pervibratorii.

L'impiego di questi utili strumenti deve essere corretto ma troppo spesso il tempo di immersione, la velocità di estrazione e le distanze fra le zone di immersione del vibratore è lasciata alla buona volontà dell'operatore il quale raramente è consapevole di quello che deve ottenere o non ha mai avuto precise istruzioni in proposito.

Il risultato è assolutamente negativo e provoca segregazione degli inerti mentre il calcestruzzo che si ottiene è disomogeneo, con zone di scarsa compattezza che sono il veicolo ideale per il propagarsi delle ossidazioni.

2.4 Copriferro

La protezione del ferro di armatura è affidata ad un adeguato copriferro: per adeguato si deve intendere un copriferro di sufficiente spessore e compatto, senza fessurazioni.

Le regolamentazioni prescrivono gli spessori del copriferro a seconda degli ambienti nei quali è posta la struttura ma indubbiamente esse presumono che il calcestruzzo di ricoprimento sia integro. La integrità del copriferro è un requisito indispensabile per assicurare la protezione delle armature dall'attacco corrosivo prodotto dalla contemporanea presenza di umidità e dall'ossigeno dell'aria.

Generalmente nelle zone tese di strutture che siano soggette ad elevate sollecitazioni ed armate con acciai ad alto limite elastico si raggiungono deformazioni per trazione che comportano micro lesioni le quali divengono strade aperte alla corrosione.

A questo riguardo, nelle demolizioni effettuate ed a pari condizioni ambientali, sono risultati molto meno fessurati, e quindi meno degradati, i calcestruzzi eseguiti nei primi decenni del '900 quando le deformazioni per trazione erano limitate per la inferiore qualità degli acciai di armatura che comportavano basse sollecitazioni specifiche.

Anche in opere di grande impegno la necessità di adeguato copriferro è stata trascurata sino a pochi decenni or sono. Per tutti basta rammentare gli ammaloramenti del grande viadotto sul Polcevera ad elementi strallati progettato dell'ing. Morandi.

Il ferro affiorante, e l'atmosfera marina ed industriale della zona hanno prodotto ammaloramenti e corrosioni che hanno obbligato a lunghi e costosi lavori di ripristino.

Attualmente sul mercato si trovano vari tipi di distanziatori ma sarebbe bene che venissero rese note le loro caratteristiche. Sono comuni, ad esempio, i distanziatori in plastica che per ragioni di costo sono realizzati con miscele di resine poco idonee al loro compito: difatti presentano poca aderenza con il calcestruzzo e sono soggetti a ritiro, cosicché nel tempo producono sottili ma dannose vie di infiltrazione all'aria ed all'acqua. Il danno si manifesta più velocemente se il distanziatore è esposto alla luce solare: in questo caso esso degrada; si riduce di volume ed il copriferro diviene una semplice espressione numerica.

2.5 Scorrimento viscoso

Lo scorrimento viscoso del calcestruzzo è un fenomeno comune ma di difficile valutazione e del quale non è possibile prevedere il risultato finale. Esso dipende da numerosi fattori: qualità del prodotto, ambiente di stagionatura, periodo di maturazione prima del disarmo e dell'applicazione dei sovraccarichi: in ogni caso la deformazione finale constatata è ben maggiore di 2+3 volte la deformazione elastica iniziale comunemente indicata in molti testi.

Nel tratto toscano dell'autostrada A1 abbiamo esempi di ponti ad arco di sovrappasso i quali, nati con pendenze verso le spalle dove scaricavano le acque meteoriche oggi, per l'evidente abbassamento della chiave dell'arco, le debbono raccogliere, con tubazioni ben in vista, dalla mezzera del ponte per evitare il loro riversarsi sulla sottostante sede stradale.

Il fenomeno è ancora più sentito nelle strutture precomprese nelle quali alle maggiori sollecitazioni nel calcestruzzo si aggiunge il rilassamento dell'acciaio di armatura.

Anche gli snelli ed eleganti ponti di sovrappasso sulle autostrade svizzere del vicino Canton Ticino, pur

restando staticamente efficienti, hanno presentato sensibili abbassamenti per scorrimento viscoso del calcestruzzo e rilascio dell'acciaio di armatura.

Nella comune edilizia abitativa la maggioranza dei normali balconi manifestano fenomeni di scorrimento viscoso che sono resi palesi laddove elementi murari ad essi connessi, distaccandosi dalle facciate, divengono le spie di tali cedimenti.

2.6 Fatica

Il calcestruzzo sottoposto ad elevata ripetitività di carichi è soggetto a rottura analogamente a quanto avviene, per fatica, nei metalli. Questo suo comportamento non risulta tuttora esprimibile con formule analitiche anche perché la grande differenziazione di procedure esecutive, tipologie strutturali, delle caratteristiche dei carichi oltre che del valore delle sollecitazioni specifiche impedisce una qualsiasi generalizzazione.

Le conseguenze comportano la fratturazione del calcestruzzo e la conseguente inutilizzabilità della struttura.

Nel calcestruzzo delle normali costruzioni abitative le vibrazioni o la ciclicità delle sollecitazioni che possano produrre fenomeni di fatica non raggiungono generalmente valori critici.

Diverso è quanto accade nei ponti: opere ben realizzate si sono trovate nel tempo a sopportare intensità di traffico imprevedibili al momento della progettazione ed i danni conseguenti impongono interventi impegnativi e costosi.

Gli attuali transiti giornalieri di decine di migliaia di automezzi (sulla tangenziale di Napoli si giunge ad un traffico complessivo di 250.000 unità al giorno) superano di gran lunga quelle che furono le previsioni di fatica al momento della progettazione. I fenomeni di fatica che si presentano nelle strutture dei ponti a più campate sono aggravate dalla deplorabile consuetudine di realizzare strutture isostatiche e non continue: il passaggio dell'asse di un automezzo da una campata carica a quella successiva scarica, è causa di un martellamento distruttivo per le strutture ma anche è danno per gli automezzi che vi transitano.

E' accertato che il numero di cicli di carico che provocano il danneggiamento strutturale è dell'ordine di milioni e nelle strutture di ponti e viadotti il raggiungimento di decine di milioni di cicli di carico può avvenire in pochi anni.

Anche nelle costruzioni industriali è possibile raggiungere diversi milioni di cicli di carico e pertanto è indispensabile valutare l'effetto delle sollecitazioni ripetute sulle singole strutture. Le prescrizioni che riducono la sollecitazione di progetto di una struttura in

funzione della massima e della minima sollecitazione non considerano né il numero di cicli di carico alle quali la stessa struttura sarà sottoposta né l'importanza della forma e dei raccordi tra elementi diversi.

Talvolta, nei casi di strutture particolari, o di quelle sopportanti macchinari o motori, alla fatica si affianca la risonanza. Difatti la frequenza eccitatrice del vento (sotto forma di scia di Karman) o dei macchinari può trovarsi in risonanza con la frequenza propria della struttura ed in questo caso, in mancanza di validi elementi smorzatori, la durata della struttura risulta rapidamente compromessa.

2.7 Fattori ambientali

I fattori ambientali dovuti alla temperatura trovano il calcestruzzo idoneo a sopportare livelli termici di diverse centinaia di gradi mentre esso risente di temperature prossime allo zero.

I maggiori inconvenienti derivano dal gelo: calcestruzzi poco compatti e quindi permeabili sono soggetti alla disgregazione prodotta dall'aumento di volume dell'acqua, in essi contenuta, che ghiaccia.

Uno studio di forma delle strutture, generalmente trascurato, che impedisca la stagnazione dell'acqua in calcestruzzi esposti alle intemperie (come i ponti) particolarmente nei nodi tra elementi verticali ed orizzontali è sempre indispensabile per ridurre gli inconvenienti dovuti al gelo.

In tutte le altre strutture il progetto architettonico e strutturale deve prevedere la protezione del calcestruzzo oppure, laddove ciò non sia possibile, favorire il deflusso di acqua ed impedirne il ristagno.

Calcestruzzi nei quali siano realizzate inclusioni di microbolle di aria permettono, utilizzando i tempi diversi di congelamento fra canali maggiori e quelli minori, di creare dei vasi di espansione per l'acqua in essi contenuta.

Anche le acque meteoriche oltre quelle povere di sali e ricche di anidride carbonica sono dannose per la durata del calcestruzzo: comunque in tutti i casi si ottengono sensibili miglioramenti con calcestruzzi compatti ed in quelli ai quali siano applicate protezioni impermeabili.

Altri fattori ambientali come fumi contenenti anidride solforosa, presenza di acque con solfati, etc. richiedono una attenta valutazione delle concentrazioni e dei tempi di esposizione ad essi.

Come sempre una bassa permeabilità ed una buona compattazione, oltre che la scelta di un idoneo tipo di cemento, rappresentano una condizione indispensabile alla durevolezza dell'opera.

Emerge dalla precedente esposizione la ricorrenza di difettosità ben note dovute, nella maggior parte dei

casi, ad errori casuali intervenuti nel corso del processo realizzativo delle opere.

La eliminazione di tali errori richiede l'adozione di adeguate procedure di controllo della qualità estesa a tutte le fasi del processo stesso.

Si ricorda in proposito che i lavori di costruzione delle opere edili si svolgono a cielo aperto ed in siti ogni volta diversi a differenza delle attività produttive industriali.

Di conseguenza anche le operazioni di controllo vengono svolte nelle stesse condizioni ambientali e ciò richiede una messa a punto specifica di tali operazioni.

3. PROVVEDIMENTI DIRETTI PER LA DURABILITA' DELL'ACCIAIO

Allo scopo di contenere, se non di eliminare, la corrosione delle armature sono state studiate e commercializzate barre ricoperte da rivestimenti protettivi.

Attualmente la soluzione più economica e più diffusa all'estero, è quella di proteggere, in stabilimento, le barre con vernice epossidica: i risultati sono validi ma richiedono particolare accuratezza nel trasporto e nella messa in opera delle armature per evitare incisioni che annullerebbero la continuità della protezione. Altro inconveniente riguarda il taglio delle barre che lascia scoperta la sezione troncata a meno di ripristinare il rivestimento protettivo, sul posto, con applicazione di altra vernice epossidica.

Una recentissima soluzione è stata presentata da una ferriera inglese la quale ha posto in commercio barre di armatura in acciaio legato con cromo.

Il vantaggio appare evidente ma il costo del prodotto sarà indubbiamente più alto rispetto ad altre soluzioni anche se la ditta produttrice assicura che l'incremento, che nel suo lancio pubblicitario non specifica, è molto contenuto.

4. INSEGNAMENTI TRATTI DA VECCHIE STRUTTURE

Demolizioni di normali strutture o più specificatamente interventi di adeguamento su strutture industriali in cemento armato che risalgono indietro negli anni sono abbastanza frequenti oggi che i vecchi impianti dismessi vengono considerati dalle Sovrintendenze come esempi di Archeologie Industriali.

Meno frequenti, per scarsità di edifici, sono gli interventi su strutture che risalgono ai primi anni del '900.

Quanto è risultato dagli interventi sulle costruzioni più antiche è particolarmente interessante: le strutture sono notevolmente esili e le armature sono generalmente costituite da piattine di tre o quattro millimetri di spessore e con larghezza di qualche centimetro, talora esse sono affiancate da fili di ferro con diametri di quattro o cinque millimetri. In qualche raro caso, di evidente empirica progettazione, si è addirittura riscontrato che oltre ai normali fili di acciaio è stato impiegato filo di ferro spinato, come quello usato nelle recinzioni dei campi.

Le travature più antiche, che hanno appoggi molto limitati sulle murature portanti, hanno staffe aperte (ad U) mentre i solai sono pieni e di spessori limitati a 6+8 centimetri ed armati irregolarmente in direzioni non sempre ortogonali fra di loro.

Nonostante che la disposizione delle armature sia molto irregolare, che la progettazione risulti molto grossolana, che le sollecitazioni nel cemento risultino elevate e che la manutenzione non sia mai stata effettuata, le strutture risultano tutte in buono stato e senza lesioni (Chiesa di Fiuggi Fonte).

In altri interventi si sono esaminate le capriate in cemento armato dei tetti aventi luci di sedici metri realizzate, con sezioni molto piccole, nel 1914. Alla dismissione della attività industriale fu dato inizio alla demolizione della copertura che fu poi interrotta. Le capriate furono lasciate alle intemperie per oltre venti anni.

Alla verifica esse sono risultate in buone condizioni con limitate manifestazioni di ossidazione nei ferri di armatura (Molino Stucky a Venezia).

Le prove di carico eseguite su di esse, prima del ripristino della copertura, hanno accertato il loro ottimo comportamento e pertanto, previo opportuno trattamento nelle zone ossidate, sono state di nuovo utilizzate.

Alcune fotografie mostrano la sottigliezza di queste strutture attualmente in opera.

Nello stesso complesso anche le scale esterne, esposte alle intemperie dal momento della loro costruzione nel 1914, furono realizzate con strutture di incredibile sottigliezza. Esse si sono presentate in buone condizioni ad eccezione degli ultimi piani più esposti alle intemperie.

Purtroppo non rispondevano alle attuali norme antincendio e quindi sono state demolite.

Queste vecchie strutture impressionano per la cura con la quale sono state eseguite: il calcestruzzo attesta che le carpenterie, in legno, furono piuttosto opera di abili falegnami che di carpentieri, con le tavole regolari e ben connesse e con smussi posti attentamente

ovunque fosse necessario. La compattezza del calcestruzzo è elevata, anche dove le sezioni sono complesse, e fu ottenuta certamente senza impiego di vibratorii.

Le misurazioni sclerometriche forniscono attualmente valori prossimi ai 20 daN/mm².

In strutture meno antiche si rileva che il dimensionamento è più abbondante e che a maggiori dimensioni dei pilastri corrisponde una percentuale di armatura molto bassa mentre le travi ed i solai in calcestruzzo presentano armature adeguate alla qualità di acciaio impiegato. Anche in questi casi le strutture furono eseguite con carpenterie di forma complessa che oggi sarebbero di impossibile realizzazione in quanto troppo onerose per costo di mano d'opera e di legname (Molino Pantanella a Roma).

5. ALCUNI FENOMENI RILEVATI NELLE COSTRUZIONI RECENTI

Negli interventi su realizzazioni molto recenti si è rilevata la delicatezza di alcune strutture precomprese sia post-tese che a cavi aderenti. In quelle post-tese gli inconvenienti derivano dall'incompleto riempimento di alcuni cavi che lasciando non protetti i trefoli provocano la loro rapida corrosione, soprattutto se la struttura è posta all'aperto.

Nelle strutture a cavi aderenti gli inconvenienti derivano da sezioni troppo esigue che non assicurano un efficace spessore del copriferro.

In questa situazione si trovano anche alcuni solai in calcestruzzo integralmente prefabbricati ed alleggeriti: nonostante la certificazione di qualità, che per mia esperienza non risulta ancora essere una garanzia valida, alcune produzioni sono assolutamente insicure e vengono consegnate con trefoli addirittura esposti.

Si è constatato che quelle strutture le quali potevano ritenersi essere più soggette a corrosione come armature di plinti e di pareti in calcestruzzo contro terra sono risultate, negli interventi, in buone condizioni purché protette da un normale copriferro. Si deve ritenere che la presenza di umidità ha permeato la porosità del calcestruzzo impedendo il passaggio dell'aria indispensabile alla corrosione chimica dell'acciaio di armatura.

In ogni caso la durabilità del calcestruzzo dipende dalla omogeneità della realizzazione, dalla accortezza costruttiva e dalla compattezza del prodotto.

Ho avuto occasione, nel febbraio di questo anno, di dovere esaminare le strutture in cemento armato di nove edifici che realizzai nel 1992 a Taranto e che da allora, grezze e senza alcuna protezione, furono lasciate

esposte alla atmosfera marina.

L'esame aveva lo scopo di accertare se fosse possibile, dopo un decennio di abbandono, la ripresa dei lavori per completare i fabbricati.

Ad eccezione di limitatissime zone ove il copriferro appariva praticamente inesistente, la buona qualità e compattezza del calcestruzzo avevano protetto in maniera efficace le armature dalla atmosfera salina del posto.

6. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Posso affermare che in genere le vecchie strutture in cemento armato sulle quali sono intervenuto hanno dimostrato una buona qualità pur con resistenze specifiche del calcestruzzo non superiori a 20 N/mm² e con degradi nulli per strutture non esposte nè soggette ad infiltrazioni di acqua.

Diversa appare la situazione del calcestruzzo nelle strutture degli stabilimenti chimici ed anche in quelli alimentari. Oltre ai prevedibili attacchi per la presenza di sostanze costituite da acidi forti e da solfati è importante constatare come nei calcestruzzi dei separatori e dei depuratori si dimostrino fortemente aggressivi i grassi (per l'interazione fra la glicerina dei grassi e la calce del calcestruzzo) mentre gli oli non hanno azione sensibile anche a lungo termine.

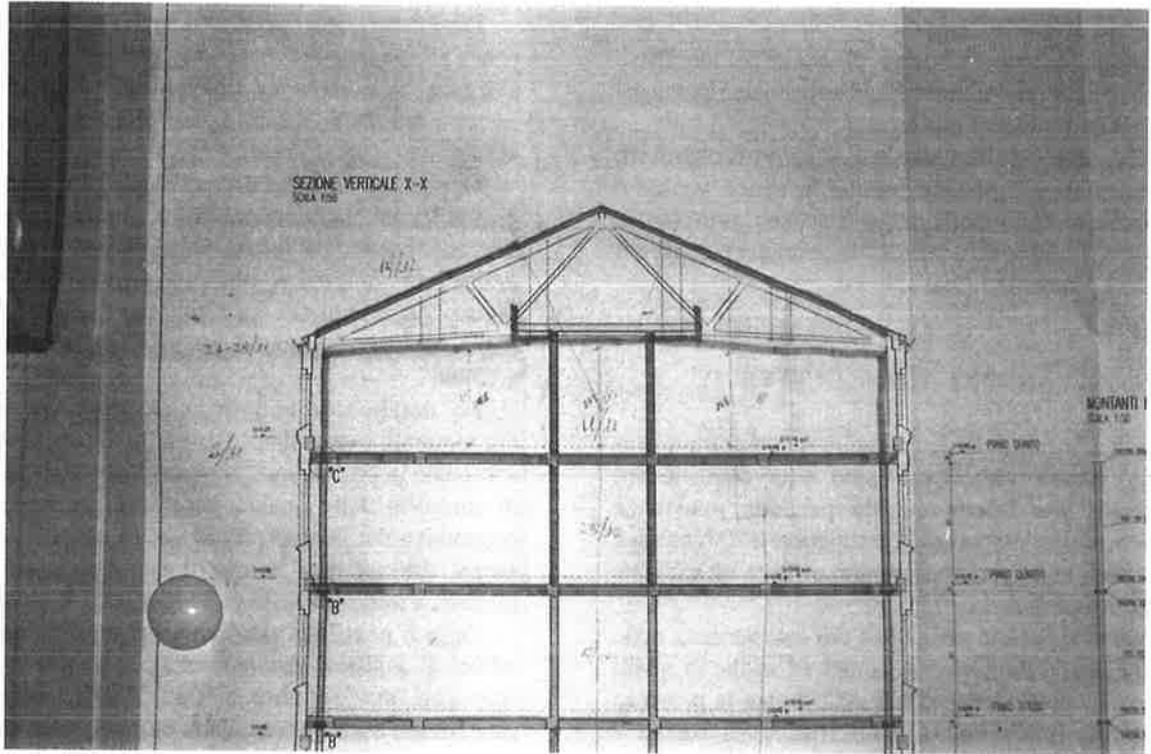
Da quanto sopra sommariamente esposto ritengo di potere affermare che la buona durabilità del calcestruzzo è legata non solo ad una buona esecuzione in cantiere ma anche ad un razionale lavoro negli studi tecnici.

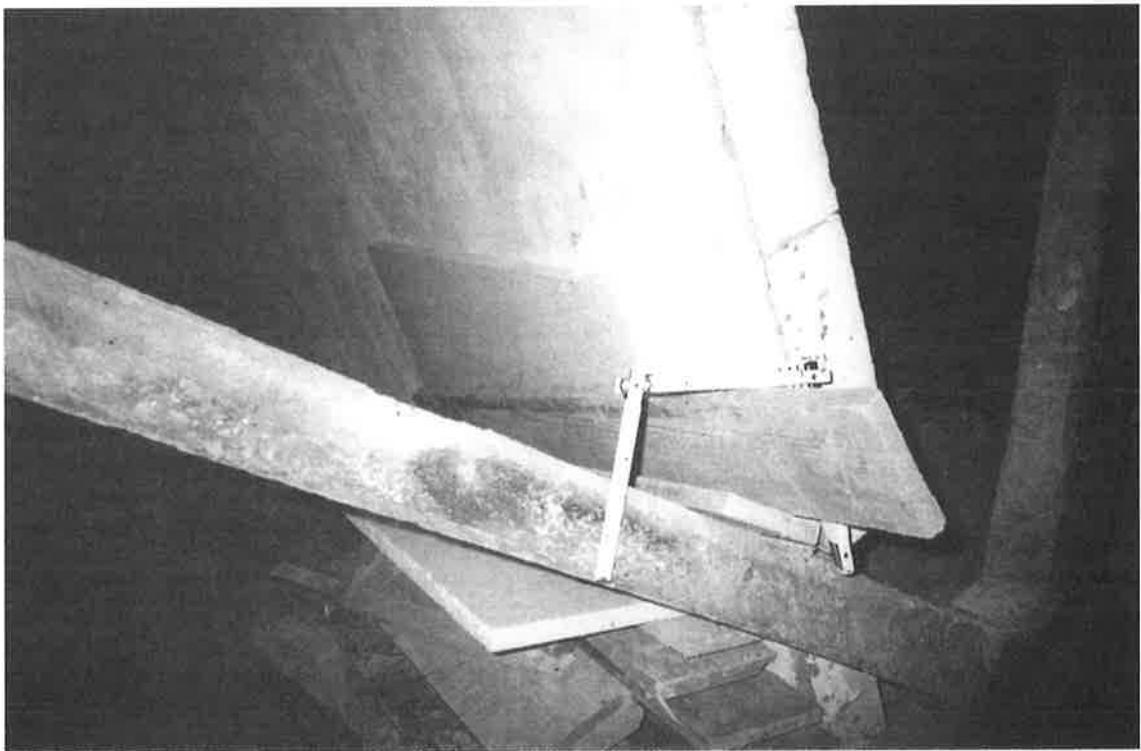
Opportune scelte dei cementi da impiegare, gradualità nei cambiamenti di forma e di sezioni negli elementi soggetti a fatica, facilitazione del deflusso dell'acqua meteorica nelle strutture esposte alle intemperie, adeguati copriferro, rappresentano alcuni degli aspetti da tenere presenti nello studio "a tavolino".

Per dotare tutte le nuove costruzioni dei benefici conseguenti a tali disposizioni occorre, come si è accennato in precedenza, la messa a punto di procedure di controllo della qualità per garantire sia il valore economico del bene prodotto che la sua utilizzazione sicura, durante tutta la vita di esercizio la cui durata minima, a mio parere, dovrebbe superare il secolo.

Oggi è possibile assicurare la stabilità statica ad edifici di qualsiasi genere e realizzare opere di grande impegno ma solamente una valida ed attenta progettazione strutturale ed una ottima qualità esecutiva possono assicurare la durabilità delle strutture in cemento armato che le costituiscono.

Anche per il calcestruzzo si può affermare che il tempo è gentiluomo: la qualità paga.





UTILIZZO DEI METODI DI PROVA NON DISTRUTTIVI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DELLE COSTRUZIONI IN C.A.

Lorena Sguerri¹, Giorgio Serino², Fabrizio Olini³

¹ Dottore di Ricerca, Università degli Studi di Roma Tre, Roma.

² Professore Straordinario, Università degli Studi «Federico II», Napoli.

³ Ingegnere Civile, Istituto Sperimentale per l'Edilizia (ISTEDIL), Guidonia, Roma.

SOMMARIO

Ad un'introduzione in cui sono illustrate le problematiche legate alla valutazione dell'affidabilità di edifici in cemento armato, segue una breve panoramica che illustra alcuni fra i metodi sperimentali non distruttivi più diffusi, finalizzati alla determinazione della resistenza a compressione di conglomerati in opera. I risultati di un'estesa campagna d'indagine, condotta su un complesso di case popolari, evidenziano i limiti del metodo sclerometrico e del metodo ultrasonico, nonché di quello combinato denominato Sonreb, nella loro applicazione corrente. Vengono quindi esaminate le potenzialità insite nello sviluppo, a partire dai dati sperimentali, di curve di correlazione tra detti metodi ed i risultati di prove a compressione su carote, indirizzate all'individuazione di punti singolari della struttura, dal punto di vista delle resistenze a compressione, e alla costruzione delle distribuzioni statistiche delle resistenze stesse.

SUMMARY

Problems connected with the assessment of existing reinforced concrete buildings are treated in the introduction. Then, a brief description of a few of the most common non-destructive methods of in-situ determining concrete strength follows. The results of a wide experimental survey, carried out on a group of residential buildings, show the limits of the rebound hammer and ultrasonic pulse methods, as well as their combination called Sonreb, in the way they are usually applied. To overcome the problem, the potentialities of developing, from available experimental data, curves of correlation between the above methods and the results of compression tests on drilled out specimens, are examined. These curves may be used to find singular points, from the strength point of view, on the structure and to define the statistical distribution of the inquired resistance of the material.

1. INTRODUZIONE

L'invecchiamento e il degrado costituiscono un processo naturale inevitabile per tutti i materiali da costruzione a cui non fa certo eccezione il calcestruzzo armato. Valutare l'affidabilità di una costruzione esistente in cemento armato consiste nel determinare le attuali condizioni di servizio della struttura nei confronti dei carichi agenti e di pronosticarne la durabilità e le

prestazioni future in funzione del deterioramento in atto e dell'effettiva qualità dei materiali utilizzati per la sua costruzione.

Tuttavia, tale procedura viene frequentemente resa molto difficile dalla mancanza di informazioni sufficienti, specie con riferimento agli edifici popolari realizzati in Italia prima degli anni '70 che costituiscono una consistente fetta del patrimonio edilizio nazionale e per i quali risulta molto spesso difficile reperire persino

la documentazione originale di progetto [1]. D'altra parte si tratta di un'architettura realizzata all'insegna del risparmio economico, in un'epoca ancora mal governata dal punto di vista legislativo e quindi in totale assenza di controlli di qualità dei materiali di costruzione impiegati. Si dovrà, infatti, attendere la legge n° 1086 del 1971 per regolamentare i controlli in corso di costruzione e le responsabilità dei singoli attori nel processo costruttivo.

La mancanza di dati sui quali basare un'analisi dell'affidabilità e l'inevitabile degrado dei materiali, rende pertanto necessario il reperimento di informazioni sperimentali ottenibili mediante sondaggi in situ e prove non distruttive sulla struttura. Tra queste trovano largo impiego l'uso dello sclerometro e le indagini ultrasoniche. Tuttavia, i dati ricavabili grazie a questi test sperimentali non si prestano sempre a facili interpretazioni essendo molti e di difficile valutazione i parametri che condizionano la relazione esistente tra le grandezze registrate, durante le indagini, e le caratteristiche meccaniche dei materiali in esame.

2. ALCUNI METODI NON DISTRUTTIVI PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE DEL CALCESTRUZZO

Per la determinazione della qualità di un conglomerato in opera è possibile far ricorso a tecniche d'indagine non distruttive tali, cioè, da non arrecare danni sostanziali al calcestruzzo e quindi alla struttura in esame [2].

Tali metodi consentono di ottenere una stima della resistenza a compressione del conglomerato cementizio in maniera indiretta. In altre parole permettono di registrare in situ dei parametri di facile misurazione da porre in relazione con le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo sotto osservazione.

Occorre pertanto stabilire adeguate correlazioni tra la resistenza e la caratteristica misurata per via non distruttiva. Di conseguenza, l'attendibilità di un metodo di prova non distruttivo impiegato a questo fine, dipende essenzialmente:

- ⇒ dalla precisione della misura,
- ⇒ dall'affidabilità e dai limiti di validità della relazione empirica tra la grandezza misurata e la resistenza del conglomerato [3].

Allo stato attuale, però, non esistono relazioni "generali", sufficientemente approssimate, che consentano di passare con certezza dal parametro non distruttivo registrato in situ alla resistenza di un qualunque tipo di calcestruzzo. Tale carenza induce, come vedremo, a costruire delle curve di correlazione specifiche, per il conglomerato in esame, attraverso il prelievo di campioni dalla struttura e la conseguente misurazione della più probabile resistenza a

compressione tramite prove di schiacciamento condotte in laboratorio.

Per comprendere meglio le problematiche legate alla costruzione delle curve di correlazione, si propone una breve panoramica che ha per oggetto alcuni dei test non distruttivi più comuni, strettamente attinenti con quanto verrà presentato nel seguito del lavoro, e la tecnica di determinazione della resistenza in situ tramite carote estratte dalla struttura.

2.1. Metodo sclerometrico

Lo sclerometro di Schmidt, messo a punto dall'autore nel 1948, si basa sul principio secondo il quale l'entità del rimbalzo di una massa elastica dipende dalla durezza della superficie sulla quale essa urta [4]. Tale durezza, nel caso del calcestruzzo, può essere messa in relazione con la resistenza a compressione del materiale stesso. A questo scopo ogni produttore fornisce, assieme allo strumento, apposite curve di correlazione (Fig. 1), tarate su calcestruzzi standard testati in laboratorio, per consentire di risalire facilmente dal valore dell'indice di rimbalzo misurato I_r ad una stima della resistenza a compressione cubica R_C del materiale in esame.

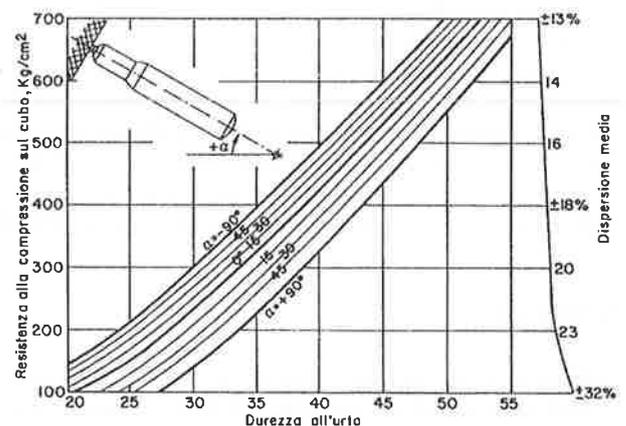


Fig. 1 Curve di correlazione tra l'indice di rimbalzo I_r e la resistenza a compressione R_C

Il metodo, di per sé, è molto semplice e di facile applicazione, ma presenta l'inevitabile svantaggio di fornire informazioni sulle caratteristiche meccaniche di uno strato superficiale molto sottile di conglomerato, il cui spessore si aggira intorno ai 3 cm. Di conseguenza, se esistono dubbi sulla corrispondenza tra la qualità del calcestruzzo in superficie e quella della massa interna, il test perde la propria attendibilità. E' il caso, ad esempio di calcestruzzi sottoposti a cicli di gelo e disgelo, al fuoco, o che hanno subito un fenomeno di carbonatazione. In quest'ultimo caso, l'indurimento dello strato superficiale del materiale, dovuto alla formazione di carbonato di calcio, può portare ad una

sovrastima della resistenza effettiva del conglomerato pari anche al 50%.

In secondo luogo, l'entità del rimbalzo dipende da innumerevoli fattori [5] non sempre quantificabili con una precisione tale da poter intervenire sulla curva di correlazione con adeguati coefficienti di correzione.

Tra i tanti, è da tener presente che un basso contenuto di cemento, caratteristica propria di calcestruzzi di scarsa qualità, porta in genere ad una sovrastima della resistenza poiché la battuta sclerometrica risente maggiormente della presenza dell'inerte in superficie. D'altro canto, la dimensione e la natura stessa degli inerti condizionano in un senso o nell'altro il risultato del test.

Altro fattore importante è il tasso d'umidità: l'indice di rimbalzo misurato su provini maturati in ambiente asciutto è decisamente più alto di quello misurato su provini maturati in ambiente umido. Questa caratteristica si ripercuote inevitabilmente sull'attendibilità delle misurazioni condotte su strutture "anziane", dove il tasso d'umidità può essere molto basso, con una conseguente sovrastima della resistenza a compressione del materiale.

E' interessante osservare che esistono anche fattori condizionanti che non dipendono in alcun modo dalle caratteristiche meccaniche del conglomerato quali, ad esempio, l'entità dello stato tensionale in direzione parallela alla superficie di battuta e la snellezza dell'elemento strutturale che, in proporzione, riduce la risposta dello strumento.

2.2. Metodo ultrasonico

Verso la fine degli anni '40, W.J Chessman. e R. Jones furono i primi a proporre di misurare la velocità di propagazione delle onde ultrasoniche per valutare la qualità e lo stato di degrado di un calcestruzzo strutturale [3].

La prova, in genere, viene condotta utilizzando frequenze comprese tra i 20 e i 150 kHz, intervallo ottimale per poter cogliere gli eventuali difetti contenuti all'interno di un conglomerato. In effetti, le indagini ultrasoniche costituiscono un valido strumento per individuare eventuali carenze del materiale, quali vuoti, lesioni o fessurazioni alveolari. Più incerta, invece, è la loro applicazione al fine di valutare la resistenza a compressione di un calcestruzzo, sebbene la praticità del metodo di prova, applicabile a qualsiasi tipo di costruzione, induca a studiare i numerosi fattori che condizionano le relazioni esistenti tra resistenza e velocità sonica V misurata in situ.

Tra i tanti, la porosità del mezzo ha un'importanza determinante. Il calcestruzzo, infatti è un materiale non omogeneo composto da cemento ed aggregati. La porosità di questi ultimi non incide generalmente in modo significativo sulle caratteristiche di resistenza del

conglomerato, mentre, in proporzione, rallenta notevolmente la propagazione delle onde soniche all'interno del mezzo. Al contrario, la porosità della matrice cementizia, che condiziona in maniera decisiva la capacità portante del conglomerato, non ha un effetto altrettanto forte sulla velocità sonica.

In analogia con lo sclerometro, anche la percentuale di umidità contenuta nel mezzo condiziona il valore di V . E' stato provato, infatti, che la velocità sonica misurata su di un calcestruzzo saturo risulta essere più elevata di circa il 2-5% rispetto a quella misurata su di un calcestruzzo asciutto [5,6]. In generale, quindi, a parità di resistenza, al crescere dell'età del conglomerato la velocità di propagazione tende a diminuire.

Molti altri fattori incidono, ancora, sul risultato delle prove ultrasoniche, quali la temperatura, la dimensione del provino, la presenza di armatura e il tipo di inerte. Alcuni di questi elementi sono facilmente controllabili, mentre altri presentano delle ovvie difficoltà di valutazione. Per quanto riguarda il tipo di inerte, ad esempio, è stato dimostrato che l'aumento della dimensione massima delle particelle o della quantità di aggregato, in particolar modo delle particelle grossolane, aumenta la velocità degli impulsi anche con resistenza del calcestruzzo invariata [3].

Gestire tutti questi parametri, quindi, non è semplice, soprattutto quando non si dispongono sufficienti informazioni sul calcestruzzo da esaminare. Una correlazione "univoca" tra velocità sonica e resistenza a compressione può essere individuata per conglomerati molto simili tra loro sia per composizione che per età, sebbene, anche in questo caso, la precisione della stima presenti un margine di errore del $\pm 20\%$ circa.

Come se ciò non bastasse, alcuni studi [7], hanno messo in evidenza che esiste una chiara dipendenza tra la velocità di propagazione delle onde ultrasoniche e lo stato tensionale a cui è soggetta la struttura. Alcune prove condotte in laboratorio su cubetti confezionati ad hoc e carote estratte da una costruzione esistente, hanno dimostrato che in entrambi i casi la velocità misurata sui provini sottoposti a carichi prossimi a quello di rottura è pari circa al 50-60% della velocità misurata in totale assenza di sollecitazioni. Una tale sensibilità alle variazioni dello stato tensionale, però, si sviluppa solo per valori del carico superiori al 60-70% del carico di rottura, quindi per strutture che lavorano ai limiti delle proprie possibilità.

2.3. Metodo combinato Sonreb

Ai fini della valutazione della resistenza a compressione di un calcestruzzo, i limiti d'attendibilità del metodo sclerometrico e dell'indagine tramite ultrasuoni possono essere, in parte, superati combinando

opportunamente le rispettive grandezze in gioco: l'indice di rimbalzo sclerometrico I_r e la velocità sonica V . Si tratta quindi, di operare una correlazione multipla tra questi due valori e la resistenza cubica a compressione del materiale R_C .

Ogni metodo "combinato", come quello in oggetto, fornisce risultati positivi se i fattori perturbativi influenzano in maniera opposta la stima della caratteristica meccanica indagata in modo che il loro effetto fuorviante sia ridotto se non annullato [8].

Nel caso specifico, la percentuale d'umidità e, quindi, anche l'età del conglomerato, influenzano in maniera opposta i due parametri sperimentali: tanto più è elevato il contenuto d'acqua del calcestruzzo, tanto più cresce la velocità di propagazione delle onde e decresce il valore dell'indice di rimbalzo sclerometrico.

In più, la combinazione dei dati consente di limitare l'influenza della granulometria, della natura dell'inerte e del dosaggio di cemento - fattori più importanti in seno alle prove soniche che a quelle sclerometriche - sul risultato finale. D'altro canto, un'indagine in profondità, come quella ultrasonica, consente di limitare gli errori di valutazione dovuti alle differenze esistenti tra lo strato superficiale ed il nucleo del calcestruzzo.

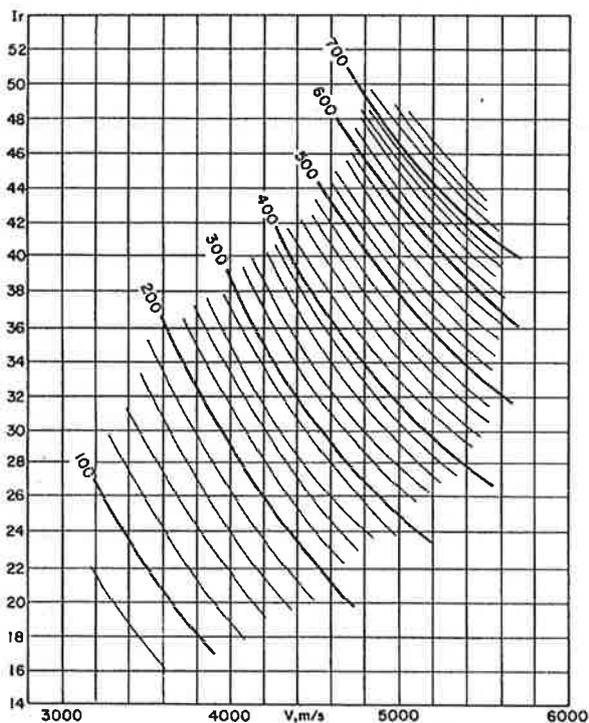


Fig. 2 Esempio di curve di iso-resistenza Sonreb

In Figura 2 è riportato un grafico sperimentale di correlazione per un calcestruzzo di tipo standard, caratterizzato da una famiglia di curve di iso-resistenza (valori espressi in Kg/cm^2) tracciate sul piano $V-I_r$. Per calcestruzzi diversi da quello di riferimento,

l'applicazione del metodo Sonreb richiederebbe una conoscenza approfondita della composizione del conglomerato in esame per intervenire attraverso una serie di coefficienti correttivi che tengano conto della sua esatta composizione. Ovviamente, questi dati non sempre sono disponibili a scapito dell'attendibilità del metodo combinato che pur fornendo, in genere - ma non sempre, come si vedrà in seguito - risultati più vicini alla realtà, rispetto alle due metodologie impiegate singolarmente, risente inevitabilmente dei loro limiti, soprattutto in presenza di condizioni "estreme" come calcestruzzi con superfici molto degradate o con un'eccessiva concentrazione di armatura.

D'altra parte, è da ribadire che al minor limite di affidabilità che si ottiene con queste prove non distruttive corrisponde un più basso costo di prova, nonché un minor danno arrecato alla struttura rispetto alle prove eseguite mediante metodi di estrazione. Tuttavia, non si può negare che questi ultimi, sebbene impiegati con cautela e ridotti al minimo indispensabile, possano fornire un contributo determinante nella taratura ad hoc dei procedimenti sin qui illustrati, al fine di ottenere una valutazione realmente attendibile della capacità portante della struttura.

2.4. Metodo dei carotaggi

Il prelievo di campioni di calcestruzzo da una struttura finita, mediante carotaggio, costituisce indubbiamente il metodo più attendibile per valutare le condizioni del conglomerato - attraverso esami chimici, visivi ecc. - e la sua resistenza a compressione mediante prova di schiacciamento condotta in laboratorio.

Tuttavia, tale metodologia non può essere annoverata tra quelle non distruttive poiché comporta l'asportazione di porzioni non indifferenti di calcestruzzo con evidenti danni estetici e il rischio di una riduzione della sicurezza strutturale, senza contare le difficoltà legate all'individuazione di elementi strutturali perforabili e facilmente accessibili nonché il disagio arrecato agli eventuali fruitori dell'edificio.

Il prelievo di carote, ovviamente, consente di valutare la resistenza a compressione del materiale in condizioni simili, ma non certo identiche, a quelle che caratterizzano la determinazione del carico di rottura su campioni standard. Per questo motivo i risultati forniti dalle prove di schiacciamento su carote sono dati sicuramente preziosi, ma comunque affetti da numerose incertezze con il rischio di ottenere coefficienti di variazione troppo elevati.

Il problema fondamentale riguarda la correlazione esistente tra resistenza a compressione della carota e resistenza cubica del calcestruzzo [6,9]. Il passaggio dall'una all'altra è pesantemente condizionato dalle dimensioni del provino, in particolare dal rapporto altezza/diametro, e dal rapporto diametro/dimensione

massima dell'inerte. Nel primo caso, al crescere del rapporto diminuisce la resistenza a compressione del provino poiché quest'ultimo risente di meno dell'effetto di confinamento esercitato dalle piastre della macchina di prova. Nel secondo caso, invece, per un rapporto inferiore a tre, la presenza preponderante dell'inerte rischierebbe di influenzare in maniera eccessiva il risultato della prova.

Altro fattore molto importante, ma poco quantificabile, è il disturbo arrecato al campione, durante l'estrazione, che si ripercuote inevitabilmente sulla sua resistenza meccanica. Alcune indagini sperimentali [9] hanno rapportato l'entità del disturbo con il valore della coppia torcente esercitata dalla carotatrice. In linea di massima, la diminuzione della resistenza dei campioni, rispetto ai cilindri standard, è stata valutata intorno al 10%. E' stato poi dimostrato che la direzione di perforazione ha, anch'essa, la sua importanza. I valori delle resistenze risultano più bassi se la carota viene estratta in direzione perpendicolare al getto. Questo effetto è tanto più evidente tanto più è scadente il calcestruzzo esaminato, forse per la sua maggiore anisotropia rispetto ad un conglomerato di elevata qualità.

Sulla base di questi ragionamenti è stata proposta, nel 1976, una relazione a carattere sperimentale che consente di riportare la resistenza misurata sulla carota a quella di un cubetto standard [10]:

$$R_C = \varphi \cdot K \cdot \frac{R_{carota}}{1,5 + \frac{1}{\lambda}} \quad (1)$$

dove $K = 2$ per perforazioni orizzontali
 $K = 1,84$ per perforazioni verticali
 $\lambda =$ rapporto altezza/diametro
 $\varphi = R_C/R_{cilindrica}$

Il coefficiente φ , secondo [10], varia tra 1,25, per calcestruzzi di classe inferiore a 200, a 1,10 per calcestruzzi di classe 500. Più in generale, seguendo le indicazioni della normativa italiana (D.M. 09/01/1996), φ può essere assunto pari a 1,20.

Un'alternativa alla (1) è fornita dalle norme BS [11], che prevedono di tener conto del rapporto altezza/diametro della carota attraverso dei coefficienti correttivi C desunti dal diagramma di Figura 3, per cui si ottiene:

$$R_C = \varphi \cdot C \cdot R_{carota} \quad (2)$$

La (1) e la (2) sono sicuramente utili, sebbene non tengano conto di altri fattori che intervengono ad influenzare i valori della resistenza a compressione della carota, quali l'ambiente di maturazione (l'umidità

favorisce l'incremento di resistenza dopo i 28 giorni), la pressione di consolidamento che è tanto più importante quanto più il materiale è scadente e, infine, la presenza di monconi di armatura all'interno del provino.

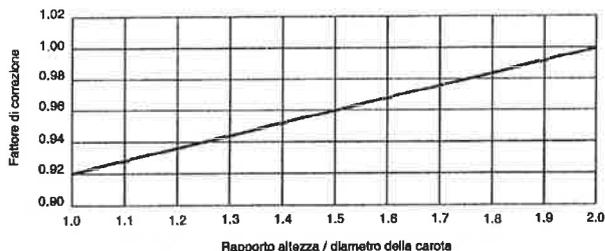


Fig. 3 Rapporti $R_{cilindrica}/R_{carota}$ al variare di H/D

3. CAMPAGNA D'INDAGINE SU DI UN COMPLESSO EDILIZIO ESISTENTE

Le metodologie esposte nei paragrafi precedenti sono state recentemente applicate al fine di valutare l'affidabilità statica di un complesso edilizio, composto da tre fabbricati con struttura intelaiata in cemento armato, adibito a civile abitazione e realizzato nel 1959 nel settore nord-est della Capitale, di proprietà dell'Istituto Autonomo per le Case Popolari (IACP) della Provincia di Roma (Fig. 4) [12].



Fig. 4 Complesso edilizio per civile abitazione di proprietà dell'IACP

Non essendo stato possibile reperire alcuna documentazione relativa al progetto originario, alla costruzione ed alla storia dell'intero complesso, per la definizione delle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali e delle proprietà meccaniche dei materiali impiegati nella costruzione si è tenuto conto dei rilievi dello stato di fatto effettuati dall'IACP e di una estesa campagna di indagini sperimentali eseguita sugli edifici dall'Istituto Sperimentale per l'Edilizia (ISTEDIL di Guidonia, Roma).

Particolare interesse è stato rivolto alla determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo. In un primo momento, è stato ritenuto sufficiente ricorrere al metodo combinato Sonreb. A questo scopo sono state individuate 30 stazioni di prova, in corrispondenza di diversi punti della struttura, e, per ognuna, sono stati misurati l'indice di rimbalzo sclerometrico I_r e la velocità di propagazione delle onde ultrasoniche per trasparenza V . I due dati sono stati combinati per ricavare il probabile valore della resistenza a compressione del calcestruzzo R_S mediante una relazione che esprime analiticamente gli andamenti delle curve di iso-resistenza, del tipo di quelle mostrate in Figura 2, riferite ad un conglomerato cementizio standard,

$$R_S = 7,695 \cdot 10^{-11} \cdot I_r^{1,4} \cdot V^{2,6} \quad (3)$$

in cui V e R_S sono espressi, rispettivamente, in m/s e Mpa.

I valori delle resistenze a compressione così ottenuti sono stati comparati con quelli ricavati mediante prova di schiacciamento su tre carote estratte, orizzontalmente, da altrettanti punti della struttura, scelti tra le 30 stazioni disponibili. Dai valori della resistenza sperimentale R_{carota} , sono state ricavate le rispettive resistenze cubiche R_C , utilizzando la (2) con $\varphi = 1,20$.

Il confronto, però, ha messo in evidenza l'inattendibilità dei risultati ottenuti con il metodo Sonreb: il valore medio della resistenza a compressione ottenuto combinando I_r e V è $R_{Sm}=21,2$ Mpa, mentre le prove su carote forniscono una $R_{Cm}=13,3$ Mpa. Maggiori perplessità nascono confrontando direttamente i risultati ottenuti per le singole stazioni con i due metodi di prova:

Stazione	V (m/s)	I_m	R_S (Mpa)	R_C (Mpa)
1	3607	47	30	12,8
3	3520	42	24	14,8
13	2556	35	8	12,4

Tabella 1

Appare evidente che uno dei fattori che ha influenzato negativamente l'esito del metodo combinato è il valore dell'indice di rimbalzo sclerometrico. D'altra parte un'analisi mediante fenofalina sulle carote ha riscontrato la presenza di carbonatazione per una profondità media di 2,2 cm, con conseguente indurimento dello strato superficiale di calcestruzzo.

In secondo luogo, per correlare I_r alla resistenza cubica del calcestruzzo, sono state utilizzate le curve fornite direttamente dalla ditta costruttrice dello sclerometro. Tali curve sono tarate su calcestruzzi nuovi

di tipo standard, comunemente impiegati ai giorni nostri. La stessa osservazione può essere fatta a proposito delle curve di iso-resistenza utilizzate per il metodo Sonreb. Una rigorosa applicazione del metodo, infatti, avrebbe previsto, in entrambi i casi, di moltiplicare i valori delle resistenze ottenuti per dei coefficienti correttivi che tenessero conto delle differenze esistenti tra il calcestruzzo indagato e quello di riferimento. Non disponendo informazioni sulla composizione del conglomerato in esame, non è stato possibile effettuare la correzione, inficiando ulteriormente il risultato dell'indagine.

E' evidente, quindi, che la carenza di informazioni sulla composizione di questi calcestruzzi "d'epoca", unitamente al loro stato di degrado, rende problematica la cieca applicazione di metodologie tarate su provini di conglomerato confezionati ad hoc seguendo delle procedure e impiegando dei materiali ormai standardizzati, ma sicuramente diversi rispetto a quelli utilizzati intorno alla metà del secolo scorso.

L'inadeguatezza del metodo Sonreb, per il caso in esame, ha reso necessario un approfondimento. A questo scopo sono state estratte altre dieci carote in corrispondenza di altrettante stazioni, delle quali tre nuove rispetto alle trenta precedenti, testate anche tramite sclerometro e ultrasuoni (Tabella 2). Il numero limitato di prelievi è stato dettato dal rispetto delle condizioni di sicurezza dell'edificio e dal disagio arrecato agli inquilini che continuavano ad abitare nel complesso durante le operazioni di indagine.

Stazione	V (m/s) sito	V (m/s) carote	I_m	R_S (Mpa)	R_C (Mpa)
5	4144	3861	41	35	16,3
8	3403	3590	39	20	16,9
9	4043	3725	44	36	23,2
25	3685	3542	41	26	20,4
26	3478	3687	43	24	15,2
28	3285	3096	32	14	11,9
29	3259	3651	39	18	11,1
31	3710	3525	36	22	19,6
32	2943	3521	34	11	16,7
33	3620	3712	36	22	11,6

Tabella 2

L'attendibilità delle misure ultrasoniche effettuate in sito è stata, innanzi tutto, verificata confrontando i valori delle velocità ottenute direttamente sulla struttura con quelle determinate sulle relative carote. Attraverso la Tabella 2 si evidenzia una discreta corrispondenza tra le coppie di valori a conferma della buona esecuzione delle misure effettuate in sito, che, per loro natura, sono soggette ad inevitabili imperfezioni come la non perfetta

disposizione altimetrica delle sonde sulle due facce opposte, le imperfezioni superficiali delle strutture, solo parzialmente superabili mediante l'utilizzo di un opportuno materiale uniformante interposto tra la sonda e la superficie, il calcolo approssimato della distanza tra le sonde ecc.

La buona concordanza riscontrata tra i risultati delle due prove ha consentito, quindi, di costruire una curva sperimentale che mette in relazione le resistenze cubiche ottenute con prove di compressione sulle carote e le corrispondenti velocità soniche misurate direttamente sulla struttura.

La curva (Fig. 5) è stata ottenuta attraverso una regressione di tipo esponenziale ed ha equazione:

$$R_C = 2,676 \cdot e^{4,22 \cdot 10^{-4} \cdot v} + 3,802 \quad (4)$$

mentre le 13 coppie di valori disponibili sono caratterizzate da un coefficiente di correlazione $\rho = 0,51$.

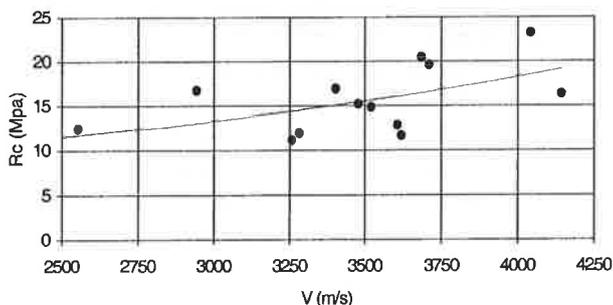


Fig. 5 Curva sperimentale di correlazione tra le resistenze e le velocità

Grazie alla curva, quindi, è stato possibile risalire ai probabili valori della resistenza a compressione del calcestruzzo per le rimanenti 20 stazioni, ovvero quelle già indagate nella precedente fase sperimentale, ottenendo un valore medio della R_C pari a 15,22 Mpa ed una deviazione standard campionaria σ pari a 1,87 Mpa.

E' interessante osservare che una curva di correlazione analoga è stata costruita ponendo a confronto i valori della resistenza a compressione cubica ottenute mediante le prove di schiacciamento sulle carote anche con i corrispondenti indici di rimbalzo sclerometrici misurati sulla struttura.

Dal grafico di Figura 6 appare evidente che le coppie di valori risultano molto più disperse con un coefficiente di correlazione ρ di appena 0,283. Tuttavia il valore medio delle resistenze e la deviazione standard che si ottengono estrapolando dalla curva, di equazione:

$$R_C = 2,946 \cdot e^{0,027 \cdot I_r} + 7,188 \quad (5)$$

i valori delle resistenze corrispondenti alle 20 stazioni

rimanenti sono, rispettivamente, $R_{Cm} = 15,48$ Mpa e $\sigma = 0,85$ Mpa, quindi sostanzialmente simili a quelli ottenuti attraverso le prove ultrasoniche.

E' importante osservare, comunque, che in nessun caso è stato tenuto conto dell'effetto di disturbo sulle carote, eventualmente provocato nel corso dei prelievi, sebbene questo costituisca un fattore importante nella determinazione della resistenza di una carota soprattutto quando viene estratta da un calcestruzzo di scarsa qualità come in questo caso. Tuttavia, il disturbo comporta una sottostima della resistenza a compressione del provino, conseguenza che garantisce una condizione di maggiore sicurezza in sede di verifica.

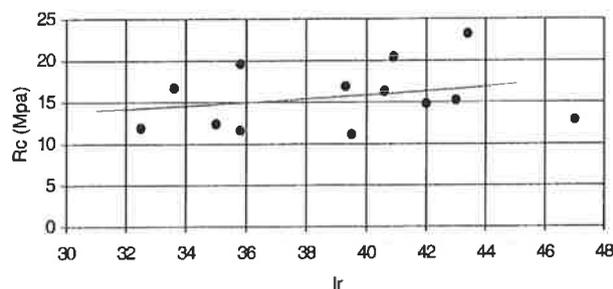


Fig. 6 Curva sperimentale di correlazione tra le resistenze e gli indici di rimbalzo sclerometrico

4. LE CURVE DI CORRELAZIONE

L'inevitabile mancanza di dati sulla composizione dei calcestruzzi che compongono tutti quegli edifici in cemento armato che sono stati costruiti prima della "rivoluzione" normativa del 1971, nonché il relativo degrado in corso, condizionano pesantemente l'attendibilità dei test sperimentali non distruttivi, quali il metodo sclerometrico e gli ultrasuoni, per altro molto comodi da un punto di vista economico e pratico. Si rende quasi indispensabile, quindi, dover ricorrere alla tecnica del carotaggio per acquisire informazioni supplementari che consentano di sfruttare al meglio i dati ottenuti grazie ai test non distruttivi.

La possibilità di costruire delle curve di correlazione tra il parametro non distruttivo e la probabile resistenza del conglomerato si rivela uno strumento molto utile ai fini dell'attendibilità dei risultati anche se la regressione viene effettuata su un numero ridotto di campioni. Gli stessi R. Jones e I. Facaoaru [13], nel 1969, affermavano che, nel caso fosse sconosciuta la composizione del calcestruzzo, potevano essere sufficienti tre campioni estratti dalla struttura per costruire una curva di correlazione tra la resistenza e la velocità sonica rilevata in situ.

Molti, fino ad oggi, sono stati i tentativi di comprendere la relazione esistente tra la resistenza di un calcestruzzo e la velocità di propagazione delle onde al

suo interno, ma non è stato possibile arrivare a determinare una equazione più o meno generalizzata, funzione di poche ma chiare variabili. La costruzione delle curve di correlazione deve sempre essere eseguita ad hoc per ogni singolo conglomerato. Tuttavia, il confronto tra alcune delle numerose relazioni sperimentali che possono essere trovate in letteratura, può fornire indicazioni preziose per comprendere meglio, sebbene per il momento in maniera del tutto qualitativa, le leggi generali che regolano il legame R_C - V .

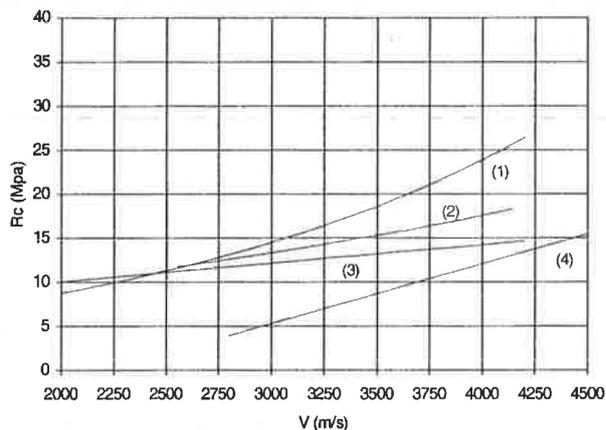


Fig. 7 Curve sperimentali di correlazione tra le resistenze e le velocità: test ultrasonici condotti in situ su strutture "d'epoca" o comunque degradate.

- (1) Ciampoli, Napoli (1993) [14]
- (2) Sguerri, Serino, Olini (2002)
- (3) Di Leo, Pascale (1984) [15]
- (4) Braga, Dolce, Masi, Nigro (1992) [7]

E' interessante osservare che la tendenza degli ultimi 20 anni è soprattutto quella di stabilire delle relazioni tra i calcestruzzi in opera di edifici "d'epoca" e ad alta resistenza rispetto a quelli standard di recente realizzazione (Fig. 7,8,9). Ciò è naturale considerando le problematiche legate alla verifica dell'affidabilità delle costruzioni esistenti o allo sviluppo di nuove tecnologie.

Il grafico di Figura 7 illustra quattro curve di correlazione determinate grazie ad indagini condotte su strutture anziane o fortemente degradate. In particolare la curva (2), relativa al complesso edilizio preso in esame nel paragrafo precedente, si colloca a metà strada tra la (3) e la (1). Quest'ultima è stata determinata attraverso un'accurata indagine condotta sul Lingotto di Torino. I valori più elevati della resistenza del calcestruzzo potrebbero essere giustificati considerando che si tratta di un edificio di indubbia importanza rispetto alle case popolari romane. In linea di massima, è possibile osservare che le tre curve non sono molto diverse tra loro e dimostrano come la velocità di

propagazione delle onde all'interno del conglomerato sia molto sensibile alle variazioni di resistenza dello stesso.

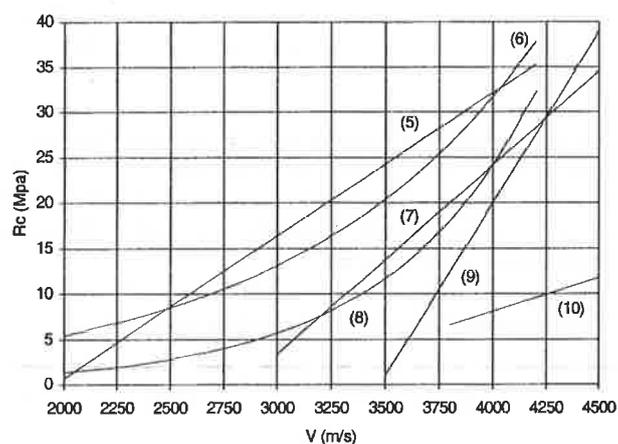


Fig. 8 Curve sperimentali di correlazione tra le resistenze e le velocità: test ultrasonici condotti su calcestruzzi standard in laboratorio o in situ.
 (5) Nozaki in situ (1979) [9]
 (6) (8) Bellander cubi standard [3,9]
 (7) Malhotra cubi standard (1971) [9]
 (9) Nozaki cilindri standard (1979) [9]
 (10) Braga, Dolce, Masi, Nigro (1992) cubi standard di calcestruzzo scadente [7]

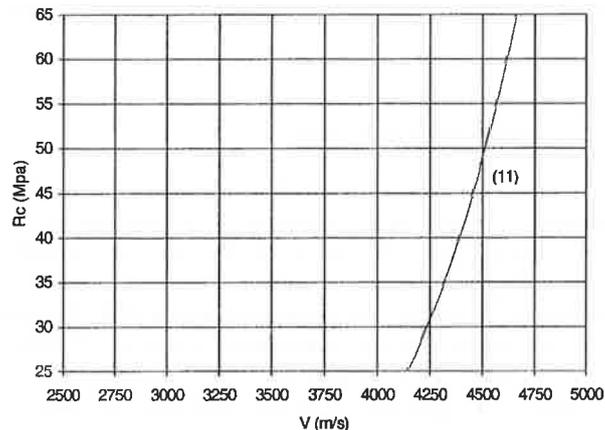


Fig. 9 Curve sperimentali di correlazione tra le resistenze e le velocità: test ultrasonici condotti su calcestruzzi ad alta resistenza.
 (11) Pascale, Di Leo, Carli (2000) [16]

L'analisi comparata delle tre figure, infatti, dimostra come tale sensibilità decresca al migliorare della qualità del calcestruzzo per giungere ad una pendenza molto più elevata nel caso di calcestruzzi ad alta resistenza.

In Figura 7, ad esempio, la curva (4) è stata costruita mettendo in relazione i valori delle velocità soniche misurate su delle carote estratte da una struttura di soli

10 anni, ma molto degradata, con la resistenza cubica ricavata tramite prova di schiacciamento delle stesse. Analogamente, gli stessi autori hanno condotto lo stesso tipo di test su provini confezionati appositamente in laboratorio con calcestruzzo molto scadente (curva (10)). E' interessante osservare che le due rette hanno la stessa pendenza, sebbene risultino traslate l'una rispetto all'altra lungo l'asse delle velocità per motivi probabilmente correlati con le condizioni e il periodo di maturazione, lo stato tensionale del calcestruzzo prima del prelievo rispetto ai provini confezionati in laboratorio, gli effetti di disturbo e il contenuto di umidità.

Dai dati disponibili, quindi, si può osservare come i calcestruzzi cosiddetti "d'epoca" siano caratterizzati, in linea di massima, da scarse qualità meccaniche. Inoltre, si può dedurre, presumibilmente, che la porosità caratteristica di questi conglomerati, dalla quale dipende in gran parte la loro capacità di resistenza, è tale da influenzare notevolmente la velocità di propagazione delle onde ultrasoniche al loro interno, soprattutto in rapporto con quanto accade per i calcestruzzi standard.

5. CONCLUSIONI

I test non distruttivi, quali quelli sclerometrici, la misurazione delle velocità di propagazione delle onde ultrasoniche o i metodi combinati, sono delle metodologie d'indagine indubbiamente valide per determinare le caratteristiche di resistenza di un materiale strutturale come il calcestruzzo, ma spesso devono essere usate con cautela e adottando opportuni accorgimenti. L'analisi dei risultati di un'estesa campagna sperimentale, presentata in questo lavoro, ed il confronto con analoghi risultati reperiti in letteratura hanno, infatti, chiaramente mostrato che i test non distruttivi possono portare ad una significativa sovrastima delle resistenze, particolarmente nel caso di calcestruzzi di scarse caratteristiche meccaniche confezionati in epoche antecedenti al 1971 o soggetti a fenomeni di carbonatazione.

Per ovviare a questo inconveniente risulta utile correlare la grandezza misurata attraverso il test non distruttivo con le resistenze riscontrate su provini estratti direttamente dalla struttura. Si è visto, infatti, che un numero esiguo di prove di schiacciamento su carote, condotte in laboratorio, può già consentire di ottenere, tramite regressione, delle curve di correlazione sperimentale sufficientemente attendibili. Tali curve consentono di tornare sul campo e di individuare, attraverso l'esecuzione di ulteriori prove, punti della struttura che presentano singolarità e la relativa distribuzione statistica delle resistenze.

Il metodo delle curve di correlazione è sempre stato ampiamente utilizzato nell'ambito dei test ultrasonici.

La campagna di indagini condotta sul complesso di case popolari riportata in questo lavoro, però, dimostra che lo stesso metodo può essere applicato anche in combinazione con i test sclerometrici.

La forte dispersione dei dati, riscontrabile nel grafico di Figura 6, può essere giustificata considerando che la variabilità dello spessore dello strato carbonatato di calcestruzzo può aver provocato un indurimento non omogeneo della superficie del conglomerato. Tuttavia, nonostante la scarsa correlazione dei punti diagrammati, la curva di regressione fornisce dei risultati totalmente confrontabili con quelli ottenuti, seguendo la stessa procedura, dalle prove ultrasoniche.

In secondo luogo, il confronto tra diverse curve di correlazione R_C-V , ha posto in evidenza come le curve costruite su calcestruzzi "d'epoca" si discostino notevolmente da quelle relative a conglomerati standard, ma siano, al contrario, piuttosto vicine tra loro.

Questa somiglianza può fornire lo spunto per i successivi sviluppi della ricerca. In un momento in cui la verifica dell'affidabilità di costruzioni in cemento armato "anziane" ha assunto particolare rilievo, anche a seguito di alcuni tragici eventi accaduti in Italia nel corso degli ultimi anni, dovrebbe essere sempre più frequente il ricorso ad indagini sperimentali per determinare le caratteristiche meccaniche di materiali strutturali. La raccolta e l'organizzazione di tutti i dati disponibili su questi edifici "d'epoca" potrebbero consentire di costruire delle curve di correlazione più generali, dipendenti da pochi semplici parametri. Queste curve, quindi, potrebbero costituire un primo strumento di valutazione delle resistenze in situ, sufficientemente attendibile, attraverso la sola misurazione delle velocità ultrasoniche, ed eventualmente propedeutico, se necessario, ad ulteriori indagini di approfondimento.

6. BIBLIOGRAFIA

- [1] MARINO R., SERINO G., SGUERRI L. – 2001, Una metodologia operativa per la valutazione dell'affidabilità statica degli edifici esistenti, Convegno Nazionale "Crolli e affidabilità delle strutture civili", Venezia.
- [2] ZARI R., SPINA S., BIANCHETTI R. – 1999, Manuale di collaudo per opere pubbliche e private, DEI editore, Roma.
- [3] POPOVICS S. – 1986, Stato attuale della determinazione della resistenza del calcestruzzo mediante velocità degli impulsi in America, Il Cemento, n.3, pp. 117-128.
- [4] BOCCA P., FACAOARU I. – 1982, Metodi di prova non distruttivi sulle strutture finite: prove sclerometriche, L'Industria Italiana del Cemento, n.9.
- [5] MALHOTRA V.M. – 1984, In situ/non-destructive

- testing of concrete, American Concrete Institute publication, SP-82, Detroit.
- [6] DE RIGGI T. – 1988, Esame comparativo dei risultati ricavabili da tecniche non distruttive di controllo delle caratteristiche dei calcestruzzi, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Napoli Federico II, Facoltà d'Ingegneria.
- [7] BRAGA F., DOLCE M., MASI A., NIGRO D. – 1992, Valutazione delle caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi di bassa resistenza mediante prove non distruttive, L'Industria Italiana del Cemento, n.3, pp.201-208.
- [8] BOCCA P., CIANFRONE F. – 1983, Le prove non distruttive sulle costruzioni: una metodologia combinata, L'Industria Italiana del Cemento, n.6, pp. 429-436.
- [9] CESTELLI GUIDI M., MORELLI G. – 1981, Valutazione della resistenza dei calcestruzzi sulle strutture finite, L'Industria Italiana del Cemento, n.3, pp. 195-206.
- [10] A.V. – 1976, Concrete Society Technical Report, n.11.
- [11] BRITISH STANDARD INSTITUTION – 1970, Methods of testing concrete for strength, n.1881, part 4, Londra.
- [12] MARINO R. – 2001, Metodologie sperimentali e valutazione analitica della sicurezza strutturale negli edifici esistenti, Tesi di Laurea, Università degli Studi di Roma Tre, Facoltà di Architettura.
- [13] JONES R., FACAOARU E I. – 1969, Recommendations for testing concrete by the ultrasonic pulse method, Matériaux et Constructions, vol.2, n.10, pp. 275-284.
- [14] CIAMPOLI M., NAPOLI P. – 1993, Upgrading reliability assessment of degraded structures, IABSE Colloquium, Copenhagen, pp. 69-76.
- [15] MALERBA P.G., FRATTOLIN E. – 1995, Controlli non distruttivi sulle strutture in cemento armato, CISM, Monitoraggio delle strutture dell'ingegneria civile, collana d'Ingegneria Strutturale, n.9, pp. 267-290.
- [16] PASCALE G., DI LEO A., CARLI R. – 2000, Evaluation of actual compressive strength of high strength concrete by NDT, 15th WCNDT, Roma.

La presente raccolta di memorie accettate per il Congresso di Bologna comprende due note, di cui è Coautore il compianto Prof. Ing. Francesco Martinez y Cabrera, che riguardano una delle ultime opere da Lui progettate.

Le note vengono presentate separatamente dalle altre in omaggio alla personalità di Docente, di Studioso, di Progettista dell'illustre Scomparso, che l'A.I.C.A.P. ricorda con rimpianto e con affetto per la Sua lunga ed apprezzata collaborazione.

VALUTAZIONI SULL’AFFIDABILITÀ STRUTTURALE DEL PONTE STRALLATO SUL FIUME CUJABÀ (BRASILE)

Fabio Biondini¹, Franco Bontempi², Pier Giorgio Malerba³, Francesco Martinez y Cabrera³

¹ Assegnista di Ricerca, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

² Professore, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica, Università di Roma «La Sapienza».

³ Professore, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

SOMMARIO

La memoria è dedicata all’analisi di affidabilità dei ponti strallati, ma la metodologia presentata si può considerare di validità generale. A causa di numerose fonti di incertezza, le caratteristiche geometriche e meccaniche che definiscono il problema strutturale non possono essere considerate come quantità deterministiche. In questo lavoro, queste incertezze vengono modellate sulla base di un criterio fuzzy che considera i parametri del modello delimitati da opportuni valori minimi e massimi. Il problema di affidabilità viene formulato con riferimento a dei fattori di sicurezza che si identificano con i valori del moltiplicatore scalare dei carichi associato al raggiungimento di assegnati stati limite. Le analisi sono effettuate tenendo conto delle non linearità meccaniche e geometriche e l’intervallo della risposta strutturale viene particolare determinato con l’ausilio di un procedimento di ottimizzazione basato sulla tecnica degli algoritmi genetici. Un’applicazione al ponte strallato sul fiume Cujabà in Brasile mostra l’efficacia della metodologia presentata.

SUMMARY

The paper deals with the reliability assessment of cable-stayed bridges, but it is thought that the presented methodology is generally applicable. Due to several sources of uncertainties, the geometrical and mechanical properties which define the structural problem cannot be considered as deterministic quantities. In this work, such uncertainties are modelled by using a fuzzy criterion which considers the model parameters bounded between minimum and maximum suitable values. The reliability problem is formulated in terms of safety factors identified with the values of a load multiplier associated to given limit states. The structural analyses are carried out by taking both material and geometrical non-linearity into account. The interval of the structural response is found by means of a genetic optimisation algorithm. An application to the cable-stayed bridge over Cujabà river in Brazil shows the effectiveness of the proposed procedure.

1. INTRODUZIONE

Nell'analisi di una struttura le informazioni di cui si dispone sono affette da incertezze attribuibili alla limitatezza delle conoscenze generali ed individuali, ovvero alla natura incerta o 'imprecisa' delle informazioni disponibili. Quest'ultima può derivare non solo da una imperfetta conoscenza dei parametri meccanici con cui viene caratterizzata la risposta, ma anche, quando il problema è ancora più radicale e, per così dire, ancora preliminare al precedente, dalla limitata conoscenza dello 'svolgimento' della risposta del sistema strutturale. Questo non solo per l'incapacità, legata alla limitatezza della sfera conoscitiva, di definire tutte le azioni e le condizioni imposte dall'ambiente che prevedibilmente possono presentarsi nel corso della realizzazione e della vita dell'opera, ma anche perché non è economicamente vantaggioso costruire una struttura 'eterna', per motivi legati a mutamenti sociali, economici e tecnici che, all'occorrenza, possono suggerire un rifacimento della struttura. Per quanto detto ogni struttura è affetta, seppure in maniera limitata, da quella che in ambito probabilistico si chiama appunto probabilità di rovina.

Un sistema strutturale si può definire "incerto" quando sussiste una carenza di affidabilità del modello teorico scelto per descriverne il comportamento, sia nella struttura stessa del modello, sia nel valore dei parametri che lo rappresentano. L'incertezza di modello può essere eliminata, almeno in parte, attraverso il collaudo diretto della struttura. Questo processo è tipico ad esempio dell'industria aeronautica, che prima di immettere nel mercato un nuovo prodotto ne esegue il collaudo su prototipi appositamente realizzati per verificare le previsioni fornite dal modello teorico. Nel campo dell'ingegneria civile invece, solo raramente è possibile realizzare dei prototipi, senza contare il fatto che, anche qualora ciò risulti possibile, la struttura reale, seppure realizzata con lo stesso processo costruttivo, non potrà mai considerarsi identica al prototipo.

Nella progettazione gli ingegneri si sono da sempre basati sull'esperienza accumulata nel corso degli anni, ed è proprio da questa esperienza che si è acquistata la capacità di fare delle generalizzazioni. Il problema però nasce quando si vuole trasferire anche formalmente l'esperienza ed i risultati del passato alle valutazioni ingegneristiche odierne, in cui sia i problemi coinvolti sia la natura stessa delle strutture sono differenti.

È prassi comune che, di fronte agli elementi meno certi di un problema strutturale, si faccia riferimento ad una frontiera di situazioni estreme, entro le quali deve comunque ricadere l'effettivo comportamento del sistema. Per strutture importanti, tuttavia, un'accurata progettazione non può evitare un confronto diretto e sistematico con gli elementi di incertezza che si

incontrano sul percorso che parte dalla concezione strutturale per giungere alla realizzazione materiale.

Non potendo basarsi sulla possibilità di creare ogni volta dei prototipi strutturali che permettano di testare sul costruito l'idea progettuale, ed essendo troppo numerose le variabili in gioco che si intrecciano in un progetto, nasce quindi l'esigenza di proporre dei metodi affidabili per poter valutare quando una struttura, nuova od esistente, possa ritenersi affidabile (Blockley 1980).

Molti degli aspetti stocastici associati a questi fattori di incertezza sono già definiti nelle guide normative alla misura della sicurezza, sia per ciò che concerne i materiali, sia per ciò che concerne i carichi. Non tutte le incertezze presenti in un problema strutturale sono però esprimibili in termini probabilistici (Biondini, Bontempi & Malerba 1998).

Si pensi, per fissare le idee, ad una struttura il cui comportamento risulti caratterizzato dalla presenza di un vincolo imperfetto, ad esempio con comportamento intermedio fra quello di un incastro e quello di una cerniera. Questa situazione, modellabile con una molla rotazionale cedevole elasticamente, risulta difficilmente inquadrabile in termini probabilistici, perlomeno se non si dispone di informazioni sulla effettiva rigidità del vincolo. Risulta invece abbastanza agevole definire il problema in termini di comportamenti estremi, ad esempio ricercando l'intervallo di risposta risultante dalle diverse configurazioni di vincolo possibili, delimitate dalle situazioni limite di incastro e cerniera.

Situazioni analoghe di accoppiamento strutturale debole si incontrano nei ponti di grande luce, quali i ponti costruiti in avanzamento a sbalzo per conci successivi o i ponti strallati (Martinez y Cabrera & Malerba, 2000). In questo tipo di opere si confrontano da un lato un sistema di pesi e di carichi, agenti su bracci e luci notevoli, e dall'altro un sistema di sospensione, regolato da coazioni impresse di grande intensità. Tali sistemi, operando in versi opposti, devono produrre effetti che tendono ad annullarsi. In altri termini l'assetto finale della struttura è raggiunto per differenza tra azioni e coazioni di due sistemi antagonisti, ai quali sono associate forze di valore elevato, da registrare a cavallo di una situazione di riferimento che rappresenta la configurazione finale.

2. IL TRATTAMENTO DELLE INCERTEZZE NELL'INGEGNERIA CIVILE

Il concetto di "incertezza" può essere sinteticamente descritto da termini quali aleatorietà, ambiguità, vaghezza, imprecisione, ecc. Ciascuno di questi termini denota in genere aspetti diversi dello stesso concetto:

- *Aleatorietà*: dovuta a fattori caratteristici e intrinseci nella complessità dei fenomeni che determinano un dato evento.

- *Ambiguità*: nasce dall'uso del nostro linguaggio, per sua natura impreciso e non chiaramente definito, nel descrivere grandezze non quantificabili.
- *Vaghezza*: deriva da definizioni inesatte o mal poste di grandezze con un certo contenuto informativo.
- *Imprecisione*: trae direttamente origine dalla carenza di informazione.

Gli ultimi quattro aspetti, di natura soggettiva, vengono in genere inclusi nel concetto più ampio di *fuzziness*, che risulta quindi in contrapposizione a quello di aleatorietà (o *randomness*), di natura invece oggettiva. Un evento si dirà in particolare aleatorio o deterministico a seconda che, rispettivamente, sia o meno affetto da *randomness*. Analogamente, lo stesso evento si dirà fuzzy o crisp a seconda che, rispettivamente, sia o meno affetto da *fuzziness*. È chiaro che nell'analisi dei problemi reali saranno sempre coinvolte entrambi i tipi di incertezze.

Usando come paradigma l'unione di questi concetti, in un certo qual modo fra loro duali, la Figura 1 mostra una classificazione qualitativa degli eventi nella cui analisi e predizione risultano coinvolte incertezze di varia natura (Yao & Furuta 1986). Agli eventi certi, caratterizzati praticamente da assenza di *fuzziness* e *randomness*, si contrappongono gli eventi cosiddetti caotici, per i quali la sensibilità nei confronti delle incertezze, qualunque ne sia la natura, è così elevata da impedirne in genere qualunque tipo di previsione. I problemi dell'ingegneria civile sono caratterizzati quasi sempre da livelli di complessità intermedi. In questo contesto, i livelli di *fuzziness* e *randomness* possono essere molto variabili e i metodi adottati per il trattamento delle incertezze deve tenere conto della loro effettiva natura. Per gli eventi puramente aleatori e crisp, caratterizzati cioè da elevata *randomness* e assenza di *fuzziness*, trovano ormai largo e consolidato impiego, anche a livello normativo, i metodi propri della teoria della probabilità. Diverso invece è il caso degli eventi fuzzy e deterministici, caratterizzati cioè da elevata *fuzziness* e assenza di *randomness*, che nel settore dell'ingegneria civile tendono ad essere trascurati o, al più, ad essere trattati, impropriamente, ancora con criteri di tipo statistico. In presenza di informazioni ambigue, vaghe ed imprecise, l'approccio statistico perde infatti di validità, ed uno dei contesti teorici più adatti ad accogliere questo tipo di problematiche diventa quello della teoria dei sistemi fuzzy (Brown 1979; Bojadziev & Bojadziev 1995; Valliappan & Pham 1995; Jang, Sun & Mizutani 1997; Bontempi & Provenzano 2000, Maiocchi 2002).

Naturalmente, nei problemi ingegneristici entrambi i tipi di incertezza discussi sono sempre presenti, seppure in misura diversa a seconda dei casi. L'approccio al livello più alto richiederebbe quindi una formulazione mista, in cui possano trovare applicazione sia i metodi probabilistici, sia i metodi fuzzy.

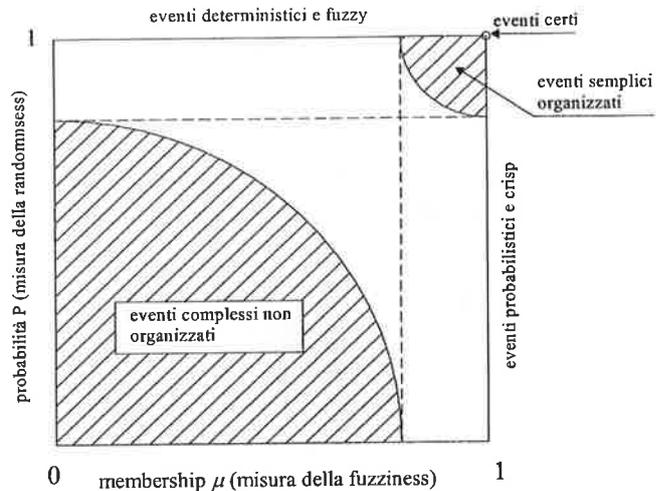


Figura 1. Confronto fra probabilità e membership

2.2. Funzioni di appartenenza e livelli di incertezza

Nella teoria degli insiemi fondata sulla logica classica, un elemento x dell'universo del discorso X può appartenere o meno ad un insieme $A \subseteq X$, nel senso che le condizioni di appartenenza o non appartenenza sono fra loro mutuamente esclusive. L'insieme A è quindi descritto da una *funzione di appartenenza* $\mu = \mu_A(x)$ così definita:

$$\mu_A(x) = \begin{cases} 1 & \text{se } x \in A \\ 0 & \text{se } x \notin A \end{cases}, \forall x \in X$$

Un insieme così definito si dice *crisp*. Per quanto appena detto, (1) un elemento non può appartenere contemporaneamente ad un insieme crisp ed al suo complementare e (2) tutti gli elementi appartenenti ad un insieme crisp gli appartengono allo stesso modo.

In termini linguistici comunque, non tutti gli insiemi possono essere considerati *crisp*. Ad esempio, i contorni degli insiemi delle "persone alte" e delle "persone basse" non possono essere delimitati con precisione, nel senso che una stessa persona potrebbe essere inclusa in entrambi gli insiemi. La logica fuzzy tiene conto di questo aspetto e consente di sviluppare una teoria degli insiemi più ampia e generale, che contempla anche la formulazione classica come situazione limite.

Nel caso di un insieme fuzzy $\tilde{A} \subseteq X$, la *funzione di appartenenza* $\mu = \mu_{\tilde{A}}(x)$ che lo definisce assegna ad ogni elemento x un certo grado di appartenenza variabile nell'intervallo chiuso $[0,1]$ (Figura 2):

$$0 \leq \mu_{\tilde{A}}(x) \leq 1, \forall x \in X$$

Nell'insiemistica fuzzy il concetto di appartenenza assume quindi un carattere quantitativo e il grado di appartenenza esprime il livello di compatibilità di un elemento con il concetto rappresentato dall'insieme.

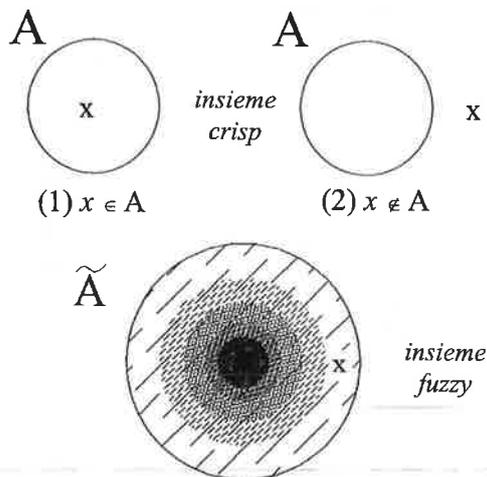


Figura 3. Rappresentazione di insiemi crisp e fuzzy.

Una *funzione di appartenenza* è una distribuzione possibilistica adatta a rappresentare un'informazione incerta nel caso in cui non si disponga di elementi sufficienti a definire una distribuzione probabilistica. La costruzione della funzione di appartenenza di un insieme *fuzzy* è quindi di natura soggettiva, ma non arbitraria, in quanto dipende chiaramente dal contesto del problema.

Nei problemi in cui sono coinvolte quantità fuzzy, occorre ovviamente elaborare le corrispondenti funzioni caratteristiche. A tale scopo è utile discretizzare queste funzioni fissando dei livelli di appartenenza $\alpha \in [0, 1]$, denominati appunto α -levels, ed esaminando gli insiemi crisp ad essi associati (Figura 3). Le relazioni fra insiemi fuzzy possono così essere studiate impiegando gli usuali metodi di analisi basati sull'insiemistica classica. I livelli di appartenenza rappresentano anche dei livelli di incertezza: in genere, al valore $\alpha=0$ corrisponde l'intero supporto del parametro in esame, mentre all'aumentare di α da 0 ad 1 si hanno intervalli di variabilità del parametro progressivamente più ristretti (Figura 3).

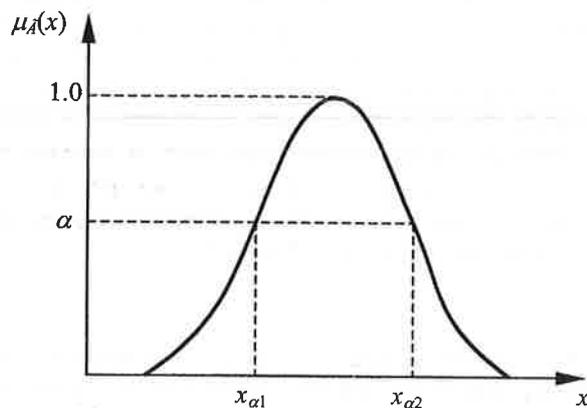


Figura 3. Funzione di appartenenza e livelli di incertezza.

2.3. Ricerca dell'intervallo di risposta come problema di anti-ottimizzazione

Sia p un generico parametro da cui dipende il comportamento strutturale e λ il valore limite di un moltiplicatore scalare dei carichi associato alla violazione di un assegnato stato limite. Fra queste grandezze sussiste ovviamente un legame funzionale del tipo $\lambda = \lambda(p)$ che, in generale, è non lineare anche quando la risposta del sistema strutturale è lineare (Figura 4.a).

Si consideri il caso in cui il parametro p possa assumere un intervallo di valori fra due limiti assegnati, p_{\min} e p_{\max} , ad esempio associati ad un determinato α -level in una modellazione fuzzy delle incertezze su p . Si vuole determinare l'intervallo del moltiplicatore limite $[\lambda_{\min}, \lambda_{\max}]$ associato all'intervallo $[p_{\min}, p_{\max}]$. A tale proposito si osservi che per poter dare un giudizio complessivo sulla capacità prestazionale di una struttura è utile conoscere non solo il limite inferiore λ_{\min} , come ovvio, ma anche quello superiore λ_{\max} .

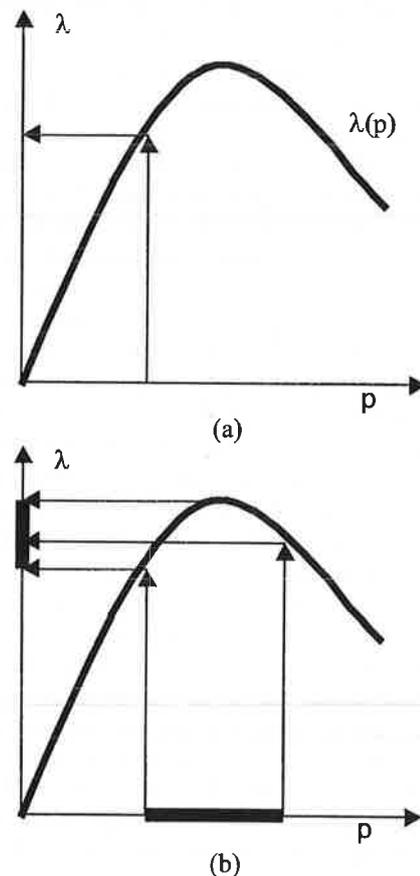


Figura 4. (a) Relazione non lineare fra un generico parametro strutturale p ed il valore del moltiplicatore di carico λ associato ad un assegnato stato limite. (b) Intervallo di incertezza del moltiplicatore λ in funzione dell'intervallo di incertezza del parametro strutturale p .

La soluzione di questo problema, apparentemente banale, è tutt'altro che immediata (Dong & Shah 1987). Come si evince infatti dalla Figura 4.b, l'intervallo $[\lambda_{\min}, \lambda_{\max}]$, proprio per la già osservata non linearità della relazione $\lambda=\lambda(p)$, non può essere ricavato attraverso la semplice valutazione di $\lambda(p_{\min})$ e $\lambda(p_{\max})$. La situazione appena introdotta, è chiaramente molto più complicata nelle applicazioni reali, a causa della contemporanea presenza di più parametri incerti. Questo problema può essere formulato come un problema matematico di ottimizzazione assumendo come funzione obiettivo da massimizzare l'intervallo di risposta della struttura.

Si consideri a tale scopo il caso generale di n parametri indipendenti p , raccolti nel vettore:

$$\mathbf{x} = [p_1 \quad p_2 \quad \dots \quad p_n]^T$$

e siano assegnati N stati limite, ad esempio espressi proprio in termini del moltiplicatore λ :

$$\lambda_k \leq \lambda_{k,\max} \quad , k=1, \dots, N$$

Si introduce la seguente funzione obiettivo:

$$F(\mathbf{x}) = \sum_{i=1}^N (\lambda_i^+ - \lambda_{i,\min})$$

dove λ_i^+ ($i=1, \dots, N$) sono valori opportuni di λ , ad esempio costanti se è di interesse valutare solo l'estremo inferiore $\lambda_{i,\min}$ degli intervalli di risposta, oppure $\lambda_i^+ = \lambda_{i,\max}$ qualora se ne voglia determinare invece l'esatta ampiezza. In letteratura, quando in un processo di ottimizzazione si pongono in conflitto due aspetti del problema, come qui si fa con gli estremi inferiore e superiore dell'intervallo di risposta, si parla di *anti-ottimizzazione*. Questo concetto sottintende una strategia tipica dell'analisi di affidabilità strutturale, la quale, definita una situazione limite, può riassumersi nella ricerca della condizione sollecitante più gravosa (ad esempio lato carichi) con la peggiore situazione resistente (ad esempio lato risposta strutturale).

Tralasciando i dettagli, per i quali si rimanda a precedenti lavori (Biondini 1999), si dirà soltanto che una soluzione \mathbf{x} del problema di ottimizzazione nel rispetto di vincoli diretti del tipo $\mathbf{x}_{\min} \leq \mathbf{x} \leq \mathbf{x}_{\max}$ può essere trovata mediante tecniche di ricerca note come algoritmi genetici (Michalewicz 1992), che nel caso specifico hanno dimostrato una notevole efficacia (Biondini, Bontempi & Malerba 2000; Biondini, Bontempi & Garavaglia 2001).

3. VALUTAZIONI DI AFFIDABILITÀ PER IL PONTE STRALLATO SUL FIUME CUJABÀ

Nel seguito si vuole mostrare come le metodologie discusse possano essere impiegate nelle valutazioni di affidabilità in problemi strutturali anche di notevole complessità. Si esamina in particolare il caso del ponte strallato sul fiume Cujabà in Brasile (Biondini, Bontempi, Malerba & Martinez y Cabrera 2001). Il ponte è stato progettato dal Prof. Francesco Martinez y Cabrera con la collaborazione del Dott. Ing. Emanuele Barbera ed è stato costruito dall'impresa Rivoli S.p.a. (Verona). I vari aspetti del problema verranno presentati secondo il seguente ordine logico:

- *Dati disponibili e fonti di incertezza.*
- *Stati limite e fattori di sicurezza.*
- *Modello strutturale e analisi non lineare.*
- *Simulazione numerica e sintesi dei risultati.*

2.1. Dati disponibili e fonti di incertezza

La principali caratteristiche geometriche del ponte sono mostrate in Figura 5. Le antenne sono gettate in opera, mentre l'impalcato, completamente prefabbricato, è suddiviso in 80 conci mutuamente collegati mediante precompressione. Le caratteristiche dei materiali ed i livelli di precompressione iniziale sono riportati in Tabella 1, sia per l'impalcato, sia per le antenne. Oltre al peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali, si considera un carico accidentale $q=100$ kN/m applicato lungo l'impalcato.

Calcestruzzo	Resistenza a compressione (impalcato)	f_c	-22.6 MPa
	Resistenza a compressione (antenne)	f_c	-19.8 MPa
	Deformazione di picco	ϵ_{c1}	-0.002
	Deformazione ultima	ϵ_{cu}	-0.0035
Acciaio normale	Tensione di snervamento	f_{sy}	383 MPa
	Modulo di elasticità	E_s	205 GPa
	Deformazione ultima	ϵ_{su}	0.01
Acciaio di precompressione	Tensione di snervamento	f_{py}	1617 MPa
	Modulo di elasticità	E_p	195 GPa
	Deformazione ultima	ϵ_{pu}	0.015
	Tiro di precompressione (impalcato)	σ_{p0}	1000 MPa
	Tiro di precompressione (stralli)	σ_{p0}	500 MPa

Tabella 1. Caratteristiche dei materiali e livelli di precompressione iniziale.

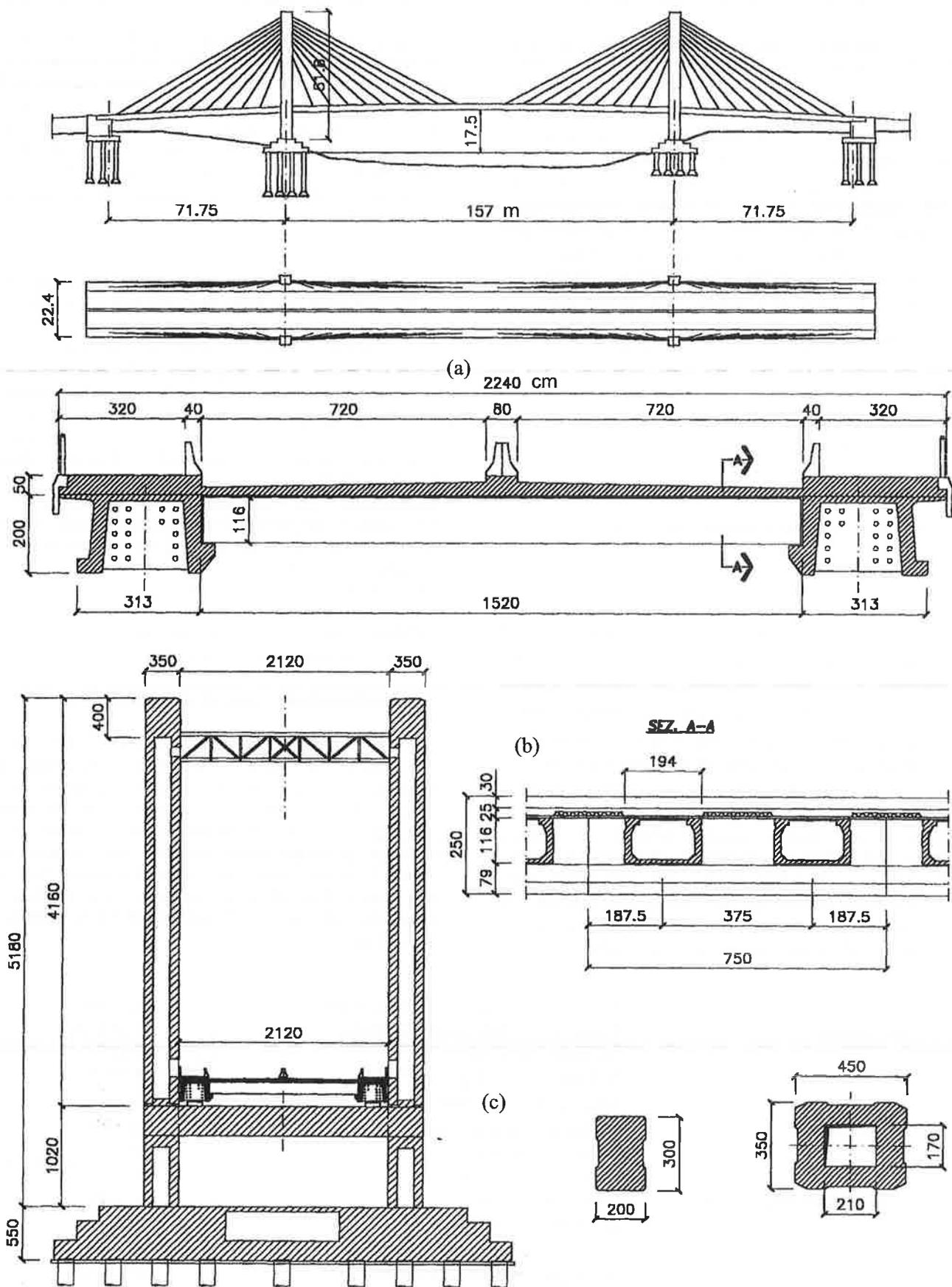


Figura 5. Ponte strallato sul fiume Cujabà in Brasile. (a) Vistra longitudinale. Sezioni (b) impalcato e (c) antenne.

Per le analisi di affidabilità, si assumono come parametri incerti le seguenti grandezze:

- la resistenza del calcestruzzo in ogni concio dell'impalcato e in ogni pila (82 variabili);
 - la forza di precompressione in ogni cavo (32 variabili) ed in ogni strallo (78 variabili);
 - il carico accidentale q su ogni concio (80 variabili);
- per un totale di 272 quantità variabili $\mathbf{x} = [x_1 \ x_2 \ \dots \ x_{272}]^T$ modellate con un criterio fuzzy. In particolare, per le 190 variabili associate alle resistenze del calcestruzzo ed ai livelli di precompressione si assume una funzione di appartenenza di forma triangolare con picco unitario in corrispondenza dei valori nominali x_{nom} e intervallo di base pari a $[0.80-1.20]x_{nom}$. Le 80 variabili associate al carico accidentale sono invece definite sull'insieme discreto $[0; x_{nom}]$ con lo stesso valore di appartenenza: questo significa che il carico potrà essere presente o meno su ogni concio con lo stesso livello di incertezza.

2.2. Stati limite e fattori di sicurezza

Le prestazioni strutturali del ponte strallato in esame vengono descritte con riferimento ad un insieme di stati limite ultimi. Sulla base dei concetti generali alla base della progettazione di strutture in c.a. e c.a.p., si assume come situazione di crisi nei materiali - calcestruzzo, acciaio normale e acciaio da precompressione - il raggiungimento di un valore di deformazione limite, rispettivamente ε_{cu} , ε_{su} o ε_{pu} . Inoltre, dato che l'efficacia delle connessioni dei conci che formano l'impalcato dipendono dal loro livello di compressione, per il calcestruzzo si introduce un ulteriore limite deformativo di decompressione $\varepsilon_d = 0.0002$. Sempre allo scopo di controllare lo stato di compressione dell'impalcato, si limita poi anche la percentuale di area fessurata A_{cr} in ciascuna sezione dell'impalcato. Con criterio analogo, per gli stralli si verifica che le deformazioni risultino sempre positive. Infine, dato che il raggiungimento dei precedenti stati limite non comporta necessariamente il collasso dell'intera struttura, si controlla l'equilibrio globale fra forze applicate \mathbf{f} e le reazioni \mathbf{r} . Riassumendo, gli stati limite considerati sono i seguenti:

1. $-\varepsilon_c \leq -\varepsilon_{cu}$
2. $|\varepsilon_s| \leq \varepsilon_{su}$
3. $|\varepsilon_p| \leq \varepsilon_{pu}$
4. $\varepsilon_c \leq \varepsilon_d$ (solo nell'impalcato)
5. $3A_{cr} \leq A_c$ (solo nell'impalcato)
6. $-\varepsilon_p \leq 0$ (solo negli stralli)
7. $\mathbf{f} \leq \mathbf{r}$

Queste funzioni di stato limite $h(\mathbf{y}) \leq 0$ si riferiscono a quantità \mathbf{y} interne al sistema strutturale \mathbf{e} , a causa del

comportamento non lineare del sistema, la relazione $\mathbf{y} = \mathbf{y}(\mathbf{x})$ può essere ottenuta solo in forma implicita. La verifica delle prestazioni strutturali deve quindi essere eseguita direttamente a livello di carico. A tale scopo è utile porre $\mathbf{f} = \mathbf{g} + \lambda \mathbf{q}$, dove \mathbf{g} e \mathbf{q} sono vettori di carico, rispettivamente permanente e accidentale, e $\lambda \geq 0$ è un moltiplicatore scalare. In questo modo, il valore del moltiplicatore associato ai vari stati limite assume il ruolo di fattore di sicurezza e l'affidabilità della struttura nei confronti dei valori nominali dei carichi applicati può essere verificata direttamente con riferimento alla condizione di stato limite $\lambda \geq 1$.

2.3. Modello strutturale e analisi non lineare

Le strutture strallate esibiscono un comportamento influenzato da numerose fonti di non linearità, sia di tipo meccanico, associate ai legami costitutivi dei materiali (calcestruzzo e acciaio, normale e da precompressione), sia di tipo geometrico, associate agli effetti del secondo ordine e al comportamento tenso-irrigidente tipico degli stralli. Di conseguenza, l'affidabilità strutturale di questa classe di strutture non può essere assicurata senza considerare il loro effettivo comportamento non lineare.

Per la modellazione dell'impalcato e delle antenne si fa riferimento ad un elemento finito di trave in c.a.p. la cui formulazione, basata sull'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, tiene conto delle non linearità meccaniche dei materiali e degli effetti geometrici del secondo ordine (Bontempi, Malerba & Romano 1995, Martinez y Cabrera *et al.* 1997). In particolare, i contributi meccanico \mathbf{K}'_M e geometrico \mathbf{K}'_G alla matrice di rigidità dell'elemento \mathbf{K}' ed il vettore delle forze nodali \mathbf{f}' , equivalente ai carichi applicati \mathbf{f}'_0 e alla precompressione \mathbf{f}'_p , sono derivati mediante il Principio dei Lavori Virtuali e valutati numericamente integrando sulla lunghezza l dell'elemento (Figura 6):

$$\mathbf{K}' = \mathbf{K}'_M + \mathbf{K}'_G$$

$$\mathbf{K}'_M = \int_0^l \mathbf{B}^T \mathbf{H} \mathbf{B} dx$$

$$\mathbf{K}'_G = \int_0^l \mathbf{N} \mathbf{G}^T \mathbf{G} dx$$

$$\mathbf{f}' = \int_0^l \mathbf{N}^T (\mathbf{f}'_0 + \mathbf{f}'_p) dx$$

$$\mathbf{N} = \begin{bmatrix} \mathbf{N}_a & | & \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{0} & | & \mathbf{N}_b \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} \partial \mathbf{N}_a / \partial x & | & \mathbf{0} \\ \hline \mathbf{0} & | & \partial^2 \mathbf{N}_b / \partial x^2 \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} \mathbf{0} & | & \frac{\partial \mathbf{N}_b}{\partial x} \end{bmatrix}$$

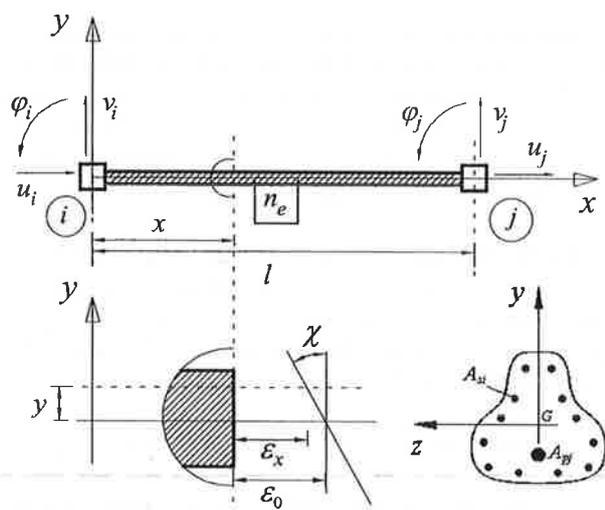


Figura 6. Elemento finito di trave in c.a.p.

dove N è la forza assiale e \mathbf{N} è una matrice di funzioni di spostamento assiali N_a e flessionali N_b . Nel seguito si adottano le funzioni di spostamento di un elemento di trave elastico lineare con rigidezza sezionale \mathbf{H} uniforme e caricato solo agli estremi. A causa comunque delle non linearità meccaniche, la distribuzione della rigidezza sezionale non è uniforme anche per elementi prismatici con armatura uniforme. La matrice \mathbf{H} e il vettore dei carichi equivalenti alla precompressione \mathbf{f}'_p devono così essere valutati mediante integrazione numerica sulla sezione dell'elemento composito. In particolare, il contributo del calcestruzzo viene valutato suddividendo l'area della sezione in sottodomini isoparametrici di forma quadrilatera ed operando l'integrazione in ciascun sottodominio secondo uno schema di quadratura tipo Gauss-Legendre e/o Gauss-Lobatto.

Gli stralli sono invece modellati mediante un elemento biella non reagente a compressione che considera, oltre alle non linearità già menzionate, anche l'effetto geometrico tenso-irrigidente tipico degli stralli. I contributi che formano la matrice di rigidezza ed il vettore delle forze nodali dell'elemento vengono derivati in modo analogo a quanto visto per l'elemento di trave.

Infine, assemblando la matrice di rigidezza \mathbf{K} ed il vettore delle forze nodali \mathbf{f} in un sistema di riferimento globale, l'equilibrio dell'intera struttura può essere formalmente espresso come segue:

$$\mathbf{K}\mathbf{s}=\mathbf{f}$$

dove \mathbf{s} è il vettore degli spostamenti nodali. È bene notare che i vettori \mathbf{f} e \mathbf{s} devono essere interpretati come quantità totali o incrementali a seconda della natura, rispettivamente, secante o tangente della matrice di rigidezza $\mathbf{K}=\mathbf{K}(\mathbf{s})$.

Per quanto riguarda i legami costitutivi dei materiali, per il calcestruzzo in compressione si fa riferimento alla legge di Saenz, mentre si assume una resistenza nulla in trazione. Per l'acciaio normale si adotta un modello elastico-perfettamente plastico, mentre per l'acciaio da precompressione il ramo non lineare viene descritto mediante una legge polinomiale di quinto grado.

La Figura 7 mostra il modello del ponte strallato, insieme con alcuni risultati ottenuti da un'analisi non lineare evolutiva condotta incrementando l'intensità del carico accidentale applicato solo nella campata centrale fino al collasso della struttura. La Figura 8 mostra inoltre la suddivisione in sottodomini adottata per alcune delle sezioni dell'impalcato e delle antenne, con in evidenza anche le barre di armatura e i cavi di precompressione. Le corrispondenti curve di interazione momento flettente-sforzo assiale associate alla crisi sezionale (stati limite 1, 2 e 3) sono poi illustrate in Figura 9. Negli stessi diagrammi sono riportati anche i punti di carico che descrivono l'evoluzione dello stato tensionale in tutte le sezioni di Gauss per il caso di carico di Figura 7. La Tabella 2 elenca infine i valori limite del moltiplicatore di carico associati ad alcune delle altre condizioni di carico esaminate.

2.4. Simulazioni numeriche e sintesi dei risultati

Sulla base delle modellazioni introdotte, sono stati esaminati diversi livelli di incertezza. Si mostrano i risultati ottenuti per il livello $\alpha=0.5$, ovvero per una variabilità delle grandezze fuzzy x continue nel range $[0.90-1.10]$ rispetto al corrispondente valore nominale x_{nom} . Le Figure 9 e 10 mostrano gli istogrammi ottenuti da un insieme di 5000 casi per un campionamento delle variabili fuzzy sia di tipo puramente casuale (Figura 10), sia guidato dal processo di anti-ottimizzazione descritto (Figura 11). Tali istogrammi descrivono le variabilità dei valori limite del moltiplicatore λ ottenute per ciascuno dei 7 stati limite considerati. Si può osservare la grande efficacia del processo di ricerca genetica, che conduce ad istogrammi sistematicamente spostati verso i valori più bassi dei moltiplicatori, evidenziando la capacità di esplorare le regioni di comportamento più gravose e di individuare così le configurazioni strutturali più critiche. Dal punto di vista dell'affidabilità, si può notare che per il valore nominale del carico accidentale ($\lambda=1$) gli stati limite monitorati non sono mai violati. Fa eccezione lo stato limite 4 di decompressione dell'impalcato, per il quale comunque, dato che l'azione della presollecitazione tende a bilanciare i carichi permanenti, piccole violazioni per $\lambda=0$ sono attese già in fase di progetto e non sono quindi da considerarsi critiche. Sulla base di queste considerazioni, il ponte strallato può considerarsi affidabile per il caso $\alpha=0.5$. Analoghe considerazioni possono essere sviluppate per gli altri livelli di incertezza.

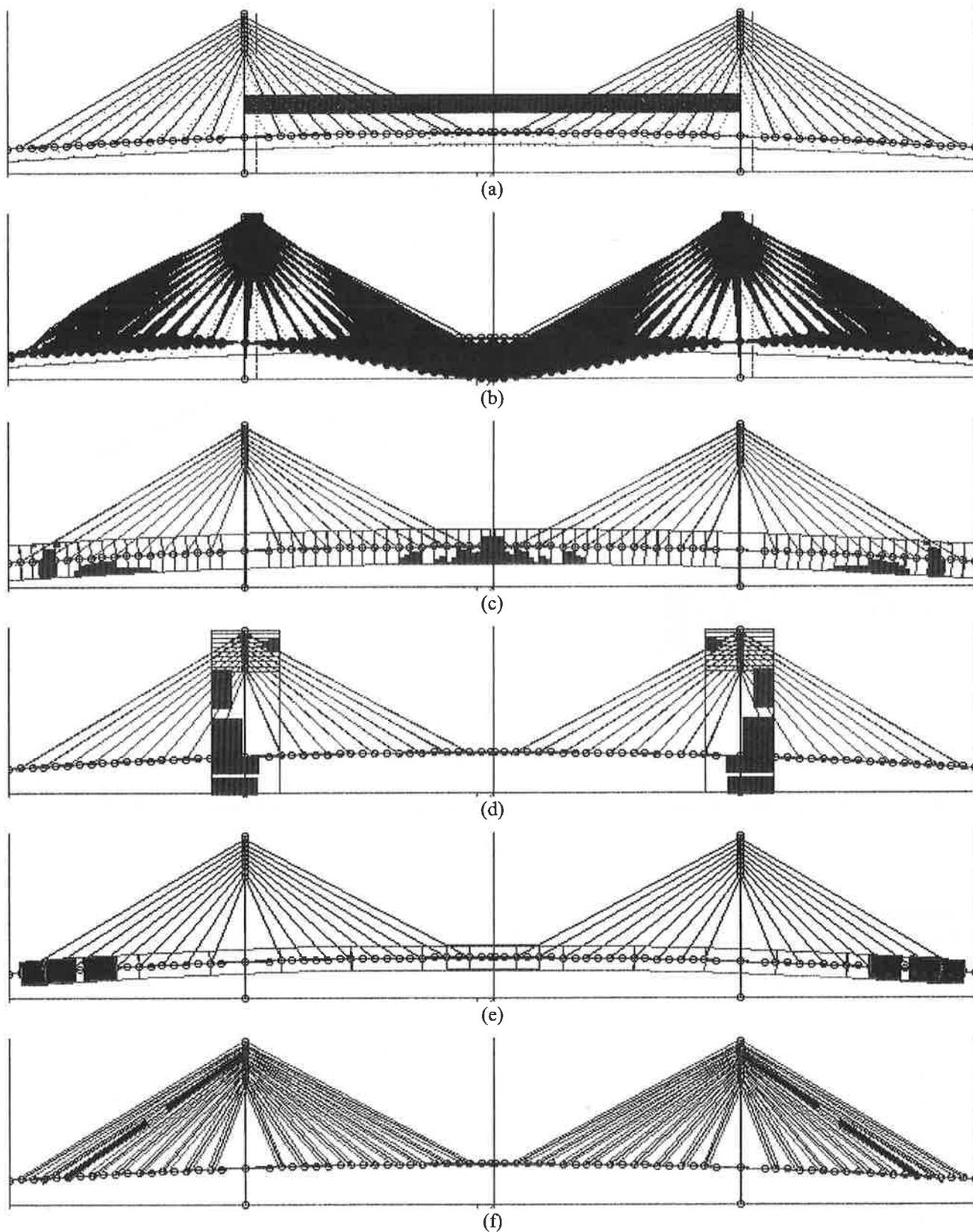


Figura 7. Analisi non lineare evolutiva del ponte strallato (struttura nominale) per una assegnata condizione di carico. (a) Modello del ponte. (b) Evoluzione della configurazione deformata. Distribuzione della fessurazione al collasso (area retinata): (c) impalcato e (d) antenne. (e) Decompressione dei conci dell'impalcato. (f) Perdita di trazione negli stralli.

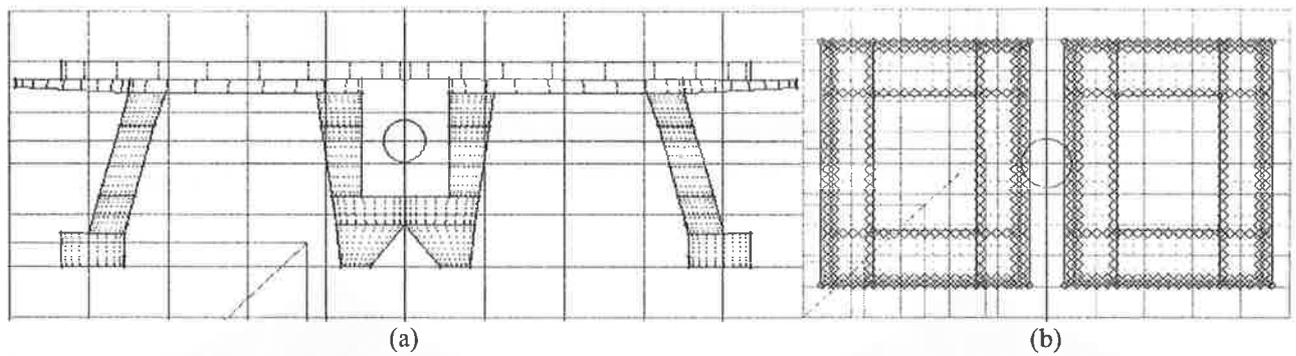


Figura 8. Suddivisione in sottodomini e distribuzione delle barre di armatura e dei cavi di precompressione in sezioni tipiche (a) dell'impalcato e (b) delle antenne.

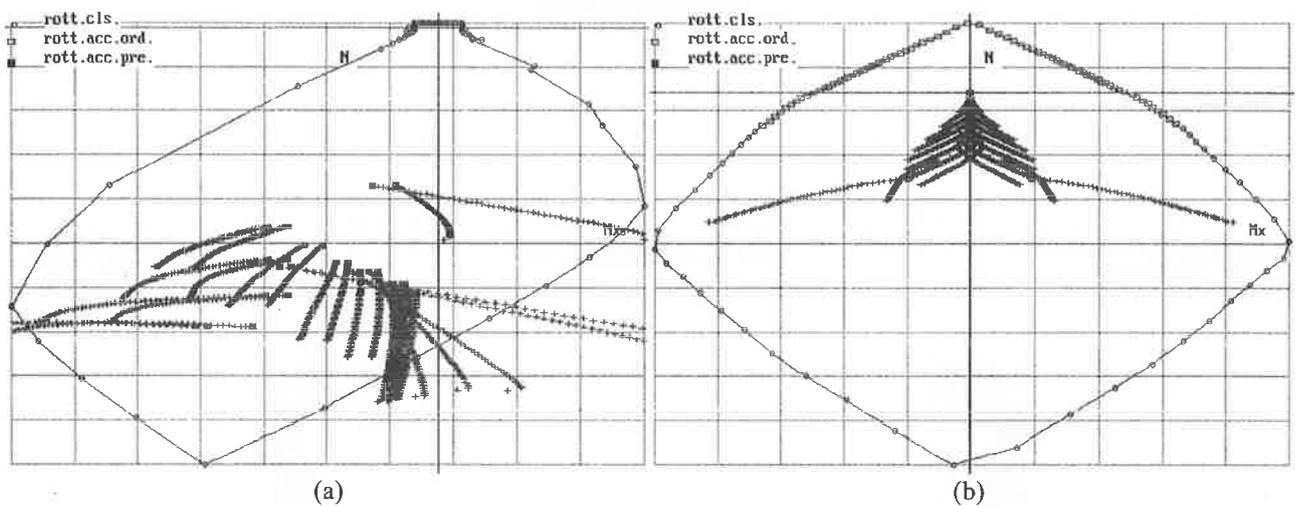


Figure 9. Diagrammi di interazione momento flettente (asse orizzontale) – forza assiale (asse verticale) associati allo stato limite ultimo delle sezioni di Figura 7: (a) impalcato e (b) antenne. Nei diagrammi sono riportati i punti di carico che descrivono l'evoluzione dello stato tensionale in tutte le sezioni di Gauss per il caso di carico di Figura 6.

Condizione di Carico					λ_{\min}
	λ_1	λ_2	λ_3	λ_4	
1	10	5.5	5.7	—	5.5
2	—	—	—	—	—
3	—	5.5	—	—	5.5
4	4.1	1.6	1.7	1.9	1.6
5	5.4	3.8	2.6	2.3	2.3
6	—	5.5	5.7	5.9	5.5
7	10	5.5	5.7	6.0	5.5

Tabella 2. Valori limite del moltiplicatore di carico per differenti condizioni di carico (struttura nominale).

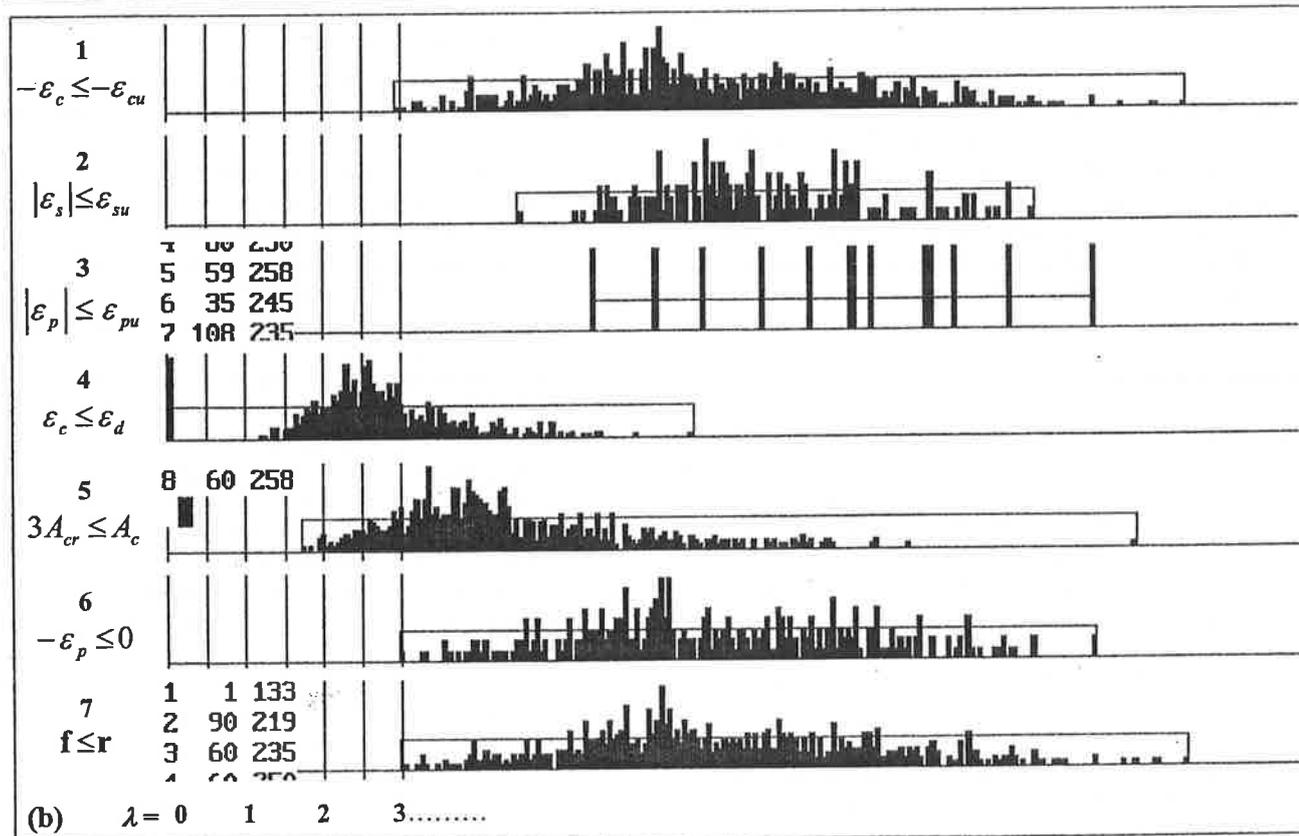
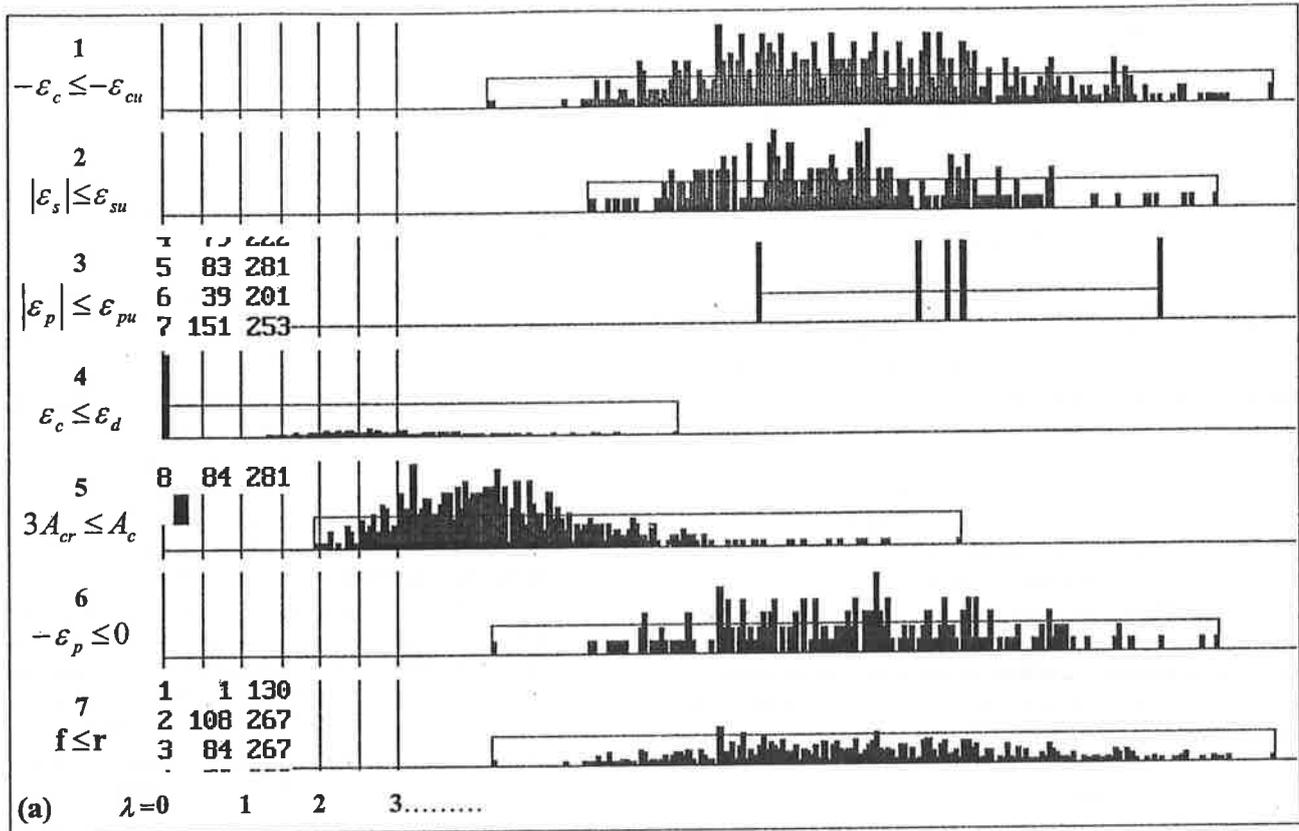


Figura 10. Istogrammi del moltiplicatore di carico λ associato ai 7 stati limite ultimi considerati per il livello di incertezza $\alpha=0.5$ e risultanti da un campione di 5000 simulazioni: (a) campionamento casuale; (b) anti-ottimizzazione.

4. CONCLUSIONI

Il lavoro ha riguardato alcune valutazioni circa l'affidabilità strutturale del ponte strallato sul fiume Cujabà in Brasile in presenza di incertezze sui dati che definiscono il problema. Il trattamento formale ed operativo di tali incertezze si fonda sulla teoria degli insiemi fuzzy e la variabilità dei dati viene associata ad opportune classi di intervalli di risposta (α -levels). Dal punto di vista ingegneristico, i risultati ottenuti hanno evidenziato che, per il valore nominale del carico assunto ($\lambda=1$), la struttura risulta sicura nei confronti della variabilità ipotizzata per le grandezze incerte. Dal punto di vista computazionale, si rileva la maggiore efficacia di un approccio in cui la simulazione viene guidata da un processo di anti-ottimizzazione, rispetto ad una simulazione più classica condotta in forma puramente casuale. In questa fase, molto efficace si rivela l'impiego di algoritmi genetici.

Per concludere si osserva come l'approccio proposto non debba ritenersi alternativo ad una impostazione di tipo probabilistico, ma piuttosto ad essa complementare. Entrambe queste impostazioni sono infatti orientate alla descrizione di aspetti diversi di uno stesso problema. La teoria fuzzy consente di trattare incertezze legate alla mancanza di informazione sui dati del problema, mentre la teoria delle probabilità si basa su una conoscenza completa della variabilità stocastica intrinseca nella natura aleatoria delle stesse grandezze.

In questo senso, appare peraltro evidente che una impostazione autonoma del problema della valutazione dell'affidabilità strutturale, come quella probabilistica sviluppata a livello normativo, dovrebbe trovare maggiore coerenza in un approccio puramente fuzzy che, sia per l'effettiva natura delle incertezze in gioco, sia per la maggiore semplicità dell'approccio matematico, sembra meglio rispondere alle esigenze progettuali.

5. BIBLIOGRAFIA

- [1] BIONDINI F., "Optimal Limit State Design of Concrete Structures using Genetic Algorithms", *Studi e Ricerche*, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Politecnico di Milano, **20**, 1999.
- [2] BIONDINI F., BONTEMPI F., MALERBA P.G., "Analisi di affidabilità di strutture in c.a./c.a.p. mediante simulazione in campo non lineare", *Studi e Ricerche*, **19**, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A. "Fratelli Pesenti", Politecnico di Milano, 1998.
- [3] BIONDINI F., BONTEMPI F., MALERBA P.G., "Fuzzy Theory and Genetically-Driven Simulation in the Reliability Assessment of Concrete Structures", *Proc. of 8th ASCE Joint Specialty Conference on Probabilistic Mechanics and Structural Reliability*, University of Notre Dame (IN), July 24-26, 2000.
- [4] BIONDINI F., BONTEMPI F., MALERBA P.G., MARTINEZ Y CABRERA F., "Reliability Assessment of Cable-Stayed Bridges", *Proc. of IABSE Conference on Cable-Supported Bridges*, Seoul, Korea, June 12-14, 2001.
- [5] BIONDINI F., BONTEMPI F., GARAVAGLIA E., "Uncertainties in Nonlinear Analysis of Masonry Bridge Structures", *Proc. of 8-th Int. Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR)*, Newport Beach, California, USA, June 17-22, 2001.
- [6] BLOCKLEY, *The nature of structural Design and Safety*, Ellis Horwood, 1999.
- [7] BOJADZIEV G., M. BOJADZIEV, *Fuzzy sets, fuzzy logic, applications*, World Scientific, 1995.
- [8] BONTEMPI F., MALERBA P.G., ROMANO L., "Formulazione diretta secante dell'analisi non lineare di strutture in c.a./c.a.p.", *Studi e Ricerche*, Scuola di Specializzazione in Costruzioni in C.A., Politecnico di Milano, **16**, 351-386, 1995.
- [9] BONTEMPI F., PROVENZANO P. "Impostazione dell'analisi strutturale in presenza di informazioni imprecise attraverso la logica fuzzy", *Studi e Ricerche*, **21**, Scuola di specializzazione in costruzioni in C.A. "Fratelli Pesenti". Politecnico di Milano, 2000.
- [10] BROWN C. "A fuzzy safety measure", *ASCE Journal of the Eng. Mech. Division*, **105**(5), 1979.
- [11] DONG, SHAH, "Vertex Method for computing functions of fuzzy variables", *Fuzzy Sets and System*, **24**, 65-78, 1987.
- [12] JANG J.S.R., SUN C.T., MIZUTANI E., *Neuro-Fuzzy and Soft Computing*, Matlab Curriculum Series, Prentice Hall, 1997.
- [13] MAIOCCHI M., *Analisi strutturale a logica fuzzy e misura delle sicurezze in presenza di incertezze*. Tesi di Laurea, Politecnico di Milano, 2002.
- [14] MARTINEZ Y CABRERA, BONTEMPI F., MALERBA P.G., BIONDINI F., "A Secant Technique for Nonlinear Analysis of Prestressed Cable Stayed Bridges", *Proc. of the 7-th Int. Conf. on Computing in Civil and Building Engineering*, **1**, 461-466, Seoul, August 19-21, 1997.
- [15] MARTINEZ Y CABRERA F., MALERBA P.G., "Sul progetto dei ponti strallati", in *Ponti e Viadotti - Concezione, Progetto, Analisi e Gestione*. F. Martinez y Cabrera, C. Gentile, P.G. Malerba (Eds.), Pitagora Editrice, 2000.
- [16] MICHALEWICZ Z., *Genetic Algorithms + Data Structures = Evolution Programs*. Berlin, Springer, 1992.
- [17] VALLIAPPAN S., PHAM T.D., "Fuzzy Logic Applied to Numerical Modelling of Engineering Problems", *Computational Mechanics Advances*, **2**, 213-281, 1995.
- [18] YAO J.T.P., FURUTA H. "Probabilistic treatment of fuzzy events in civil engineering", *Probabilistic Engineering Mechanics*, **1**(1), 1986.

CRITERI DI PROGETTO E STRATEGIE COSTRUTTIVE PER IL PONTE STRALLATO SUL FIUME CUJABÀ (BRASILE)

Francesco Martinez y Cabrera¹, Emanuele Barbera², Leonardo Cappi³

¹ Professore, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Politecnico di Milano.

² Ingegnere, Studio Martinez y Cabrera, Milano.

³ Ingegnere, Rivoli S.p.A., Verona.

SOMMARIO

Vengono illustrati i criteri di progetto e le strategie costruttive seguiti nella realizzazione del ponte sul Rio Cuiabà, nello Stato del Mato Grosso, Brasile. Dopo una breve presentazione dell'opera, particolare attenzione è data alla descrizione delle varie fasi costruttive e, in particolare, della tecnica di avanzamento, con alcuni cenni alle analisi strutturali che seguono l'evoluzione del regime tensionale associato al continuo aggiornamento dello schema statico. Si riportano infine alcuni dati relativi ai tempi richiesti per il completamento dell'opera.

SUMMARY

Design criteria and construction strategies adopted in building the cable stayed bridge over Cuiabà River, Mato Grosso State, Brasil, are presented. After a short description of the general characteristics of the bridge, particular attention is given to explain the various phases concerning the erection stages and the corresponding evolution of the stress state during the continuous changing of the statical scheme. A short data block regarding the time employed to finish the bridge are finally given.

1. INTRODUZIONE

Il fiume Cuiabà separa la città omonima, capitale dello Stato del Mato Grosso, dalla contigua cittadina di Varzea Grande, dove è situato l'aeroporto. Attualmente i due centri sono collegati da un solo ponte, realizzato negli anni cinquanta, inadeguato all'incremento di traffico che accompagna lo sviluppo economico di quella regione. Per tale motivo, il Governo locale decise di realizzare un nuovo ponte che consentisse un più agevole collegamento tra i due centri ed un generale riassetto della rete viabilistica che avvia il traffico verso le grandi arterie dirette all'interno o verso gli Stati contermini.

2. CRITERI DI PROGETTO

La definizione della tipologia strutturale dell'opera doveva tenere conto, oltre che degli usuali vincoli di progetto

(caratteristiche geomorfologiche del suolo, ridotta occupazione dell'alveo fluviale, franco minimo sopra il pelo libero dell'acqua per consentire la navigabilità fluviale, configurazione del cantiere), anche di aspetti nuovi e particolari, quali la possibilità o meno di ricorrere a materiali ed a manodopera locali, la reperibilità o meno di materiali ed attrezzature speciali, i possibili effetti negativi del clima sulle superfici finite e sull'integrità delle armature.

Un esame comparato di diverse soluzioni portò a privilegiare quelle scelte che consentissero di raggiungere la massima efficienza del processo costruttivo ed il massimo contenimento dei tempi di esecuzione. Le stesse scelte si rivelarono ottimali anche nei riflessi delle caratteristiche prestazionali, sia in termini statico-funzionali, sia in termini di durabilità.

Ne emerse una soluzione strallata, su tre luci, da realizzare parte con getti in opera e parte con spe-

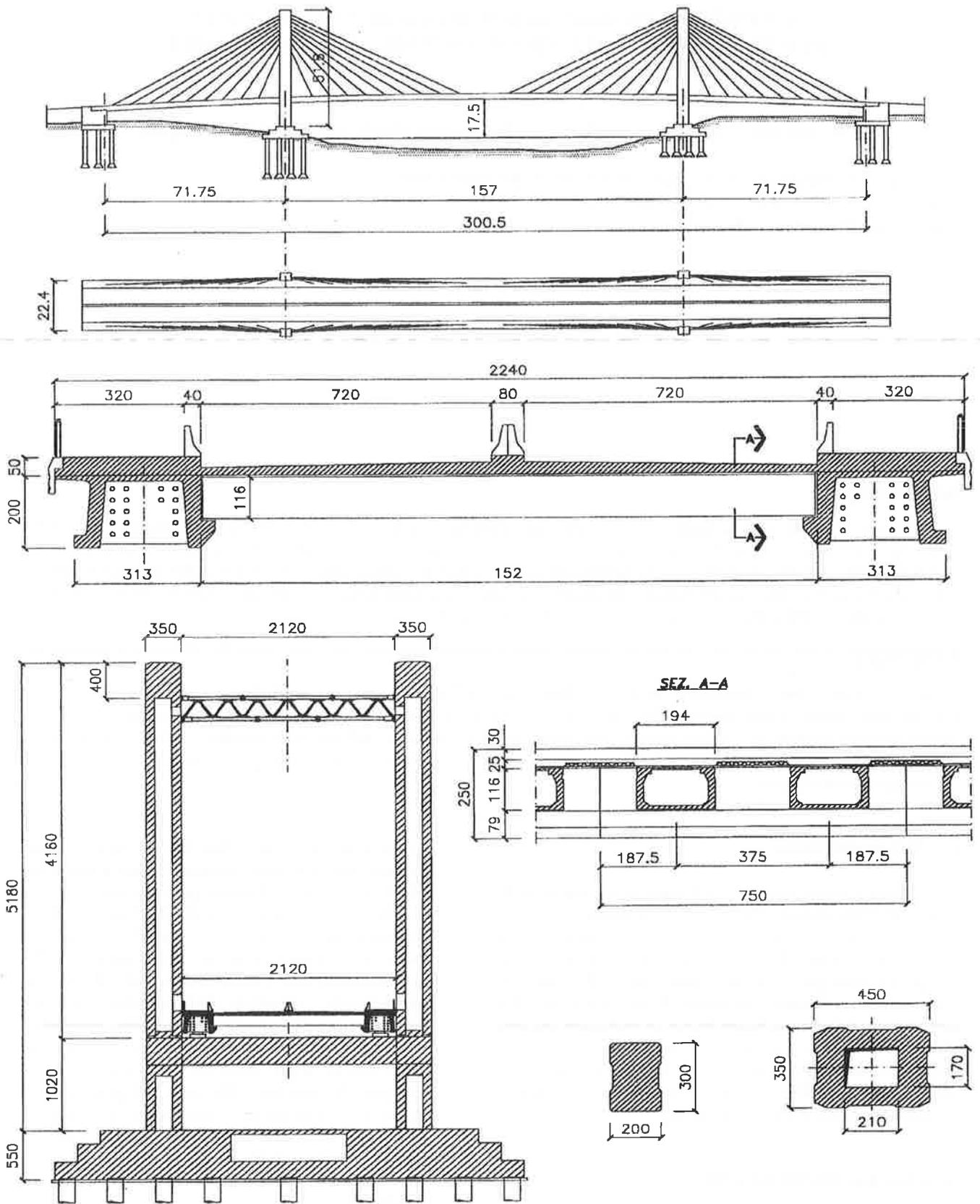


Fig. 1 - Schema e dimensioni del ponte.

ciali elementi prefabbricati in uno stabilimento non lontano dal cantiere. In opera sono state realizzate le fondazioni, le spalle e le antenne; l'impalcato è stato invece interamente prefabbricato e montato per conci.

3. DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il Ponte sul Rio Cuiabà è un ponte strallato su tre luci di m 71,75 – 157,00 – 71,75 (Fig. 1). L'andamento altimetrico dell'impalcato è sagomato come un arco di cerchio con raggio costante di 2300 m, in modo da raggiungere in mezzzeria al fiume il franco richiesto per la navigabilità.

La sezione trasversale ha larghezza complessiva di 22,40 m, suddivisa in due marciapiedi di 3,20 m, due carreggiate da 7,20 m ed uno spartitraffico centrale di 0,80 m. La struttura dell'impalcato è costituita da due travi longitudinali con sezione a "U" rovescia larga circa 3 m e alta 2,20 m e realizzate per conci coniugati dotati di chiavi di taglio. Esclusi i conci di antenna e quello di chiusura, il numero degli altri conci è pari al numero degli stralli, in modo che per ogni fase di avanzamento fosse disponibile un corrispondente sistema di sostegno. Ogni concio ha lunghezza di 7,50 m e presenta una serie di nervature interne per l'ancoraggio degli stralli e il passaggio dei cavi di cucitura trasversali. La conformazione delle nervature consente di alloggiare il dispositivo di ancoraggio mantenendolo in asse con lo strallo di competenza. La giacitura degli stralli, infatti, a causa della posizione esterna dei fusti delle antenne rispetto all'impalcato, è diversa per ogni

concio sia nella componente verticale che in quella orizzontale. Il corpo centrale dell'impalcato è stato ottenuto collegando trasversalmente le due travi laterali con elementi prefabbricati a cassone posti a interasse di 3,75 m (2 per concio) e solidarizzati alle travi mediante cavi di precompressione trasversali e dalla soletta.

Le antenne sono costituite da fusti verticali che si alzano per 51,80 m sopra i plinti di fondazione e per circa 39 m sopra l'impalcato. La sezione è approssimativamente rettangolare con dimensioni esterne massime di 4,50 m × 3,50 m, costanti lungo l'altezza. I primi 7 stralli, a contare dal basso, si ancorano nelle pareti laterali del fusto dell'antenna, che in questo tratto ha sezione cava ed è precompressa trasversalmente da coppie di cavi disposte ad "U". Gli ultimi due stralli invece si incrociano e si ancorano sulla parete opposta dell'antenna, che in questo tratto ha sezione piena. Il vano cavo, interno alla pila, ha dimensioni di 2,10 m × 1,70 m ed alloggia una scala alla marinara per l'ispezione delle testate di ancoraggio. Il camminamento consente di raggiungere il traverso superiore che collega i due fusti dell'antenna. Il traverso è interamente realizzato in acciaio al fine di agevolare le operazioni di montaggio; infatti è stato assemblato a pie' d'opera e montato in quota appoggiandolo temporaneamente su apposite mensole predisposte sulle pareti dell'antenna.



Fig. 2 – Fondazioni dell'antenna e della spalla lato Cuiabà.

4. FASI COSTRUTTIVE

4.1 Fondazioni

In base ai sondaggi effettuati, il terreno di fondazione è risultato composto da un primo strato limoso di spessore variabile, seguito da una roccia piuttosto fratturata.

Le fondazioni delle antenne e delle spalle sono indirette, realizzate con "tuboloni" scavati nel terreno ed ammortati nello strato roccioso che si trova 7÷15 m sotto la quota di imposta dei plinti. I tuboloni sono fondazioni profonde realizzate secondo una tecnica locale ed assimilabili a "pali-pozzo". Per ognuna delle due fondazioni delle antenne sono stati realizzati 28 tuboloni Ø160 (Fig. 2), mentre per le spalle 12 tuboloni Ø120. I tuboloni presentano alla base degli allargamenti troncoconici che aumentano la superficie di trasmissione del carico al suolo.

4.2 Antenne

Le antenne sono state gettate in opera con casseri rampanti (Figg. 3-4) impostati alla base del plinto di fondazione e poi sfilati sui fusti già costruiti, con una velocità media di avanzamento di 3 m al giorno nel tratto non strallato e 1,5 m al giorno nel tratto strallato.

Realizzati i fusti si sono costruiti i traversoni che reggono i dispositivi di appoggio dell'impalcato e quindi, operando da terra con l'ausilio di un'autogru, si sono varati i primi 3 conci speciali da 5m, posizionandoli su una centina fissa e solidarizzandoli con piccoli getti di sutura.

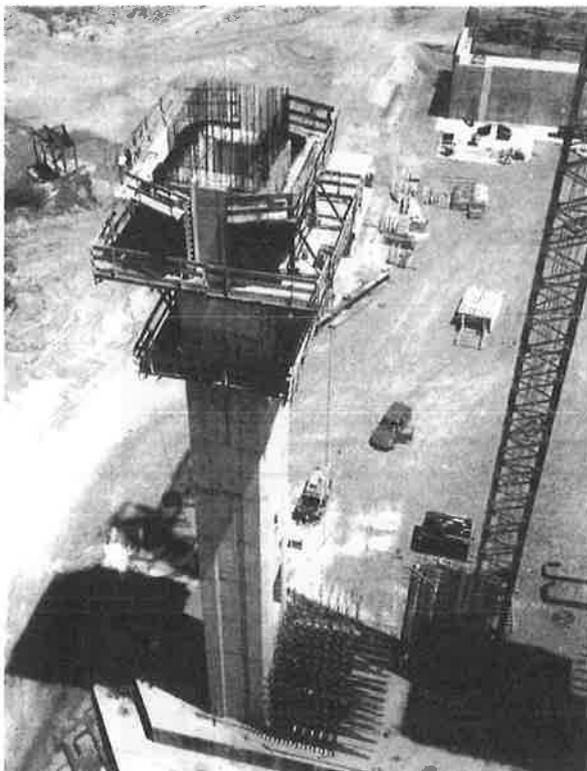


Fig. 3 – Cassero rampante di un fusto dell'antenna.

4.3 Il varo in avanzamento

Per la realizzazione dei conci successivi si è fatto ricorso ad una speciale attrezzatura di varo, progettata in parallelo al ponte. Si tratta di un carro su rotaie con scartamento prossimo all'intera larghezza dell'impalcato, che può muoversi in senso longitudinale su tutta la lunghezza, fino alle estremità del tratto realizzato. Una gru mobile, poggiante sul carro principale, può traslare in senso trasversale fino a sbracciare oltre il fronte raggiunto in avanzamento.

Poiché l'alveo è tutto compreso dal tratto centrale tra le due antenne, mentre le luci laterali scavalcano dei terrapieni, il trasporto degli elementi prefabbricati avveniva per mezzo di autocarri dalle due rive fin sotto l'ultimo concio montato. La gru provvedeva quindi al sollevamento in quota, al posizionamento in interfaccia con le chiavi di taglio della sezione del concio precedente, alla messa in continuità dopo la spalmatura della resina di incolaggio, al sostegno fino al termine del processo di presa (Figg. 5-6). Solidarizzato il concio mediante una fase di precompressione provvisoria, la gru si liberava per il montaggio del concio successivo.

La formazione dell'impalcato è basata sull'impiego di due ordini di elementi prefabbricati; il primo ordine è costituito dagli elementi a U rovescia che vanno a formare le travi longitudinali.

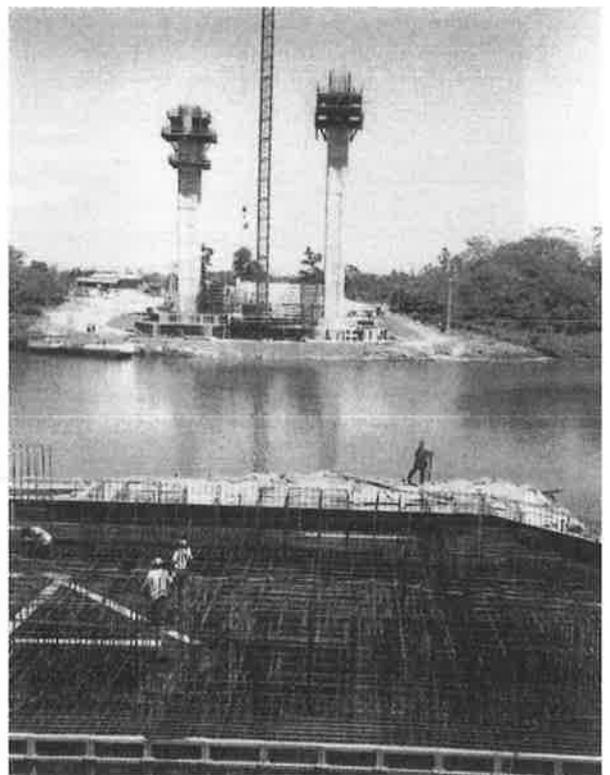


Fig. 4 – Antenna lato Varzea grande.

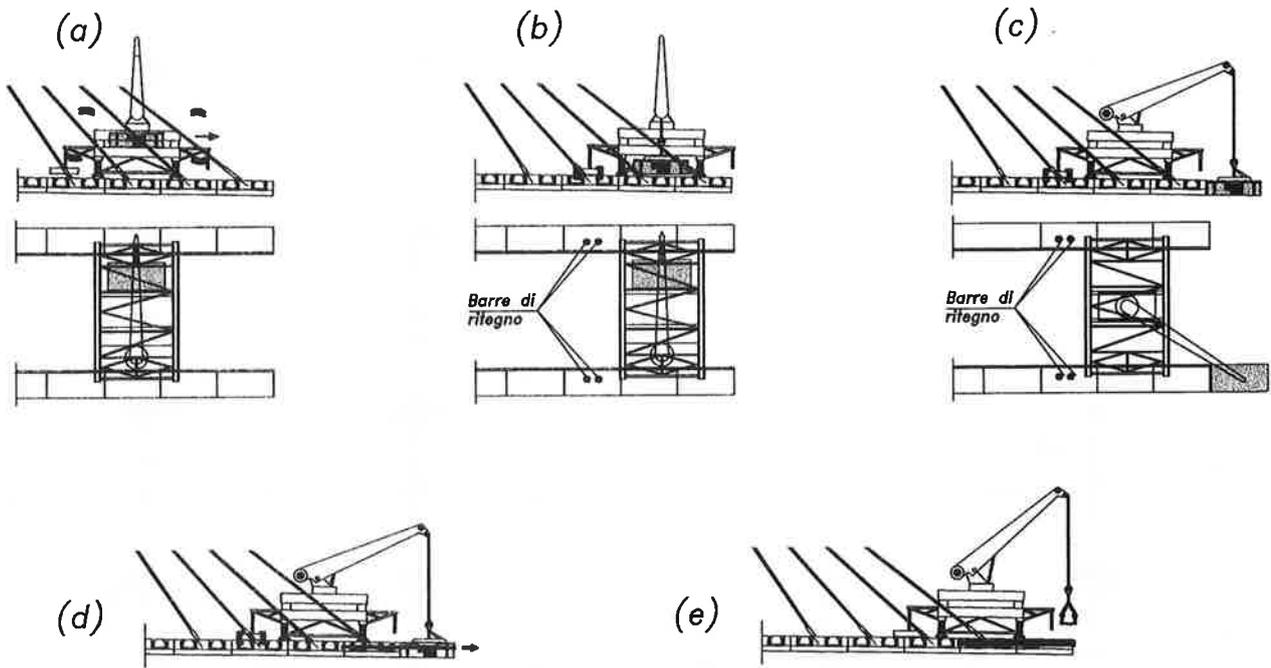


Fig. 5 – Fasi di montaggio dei conci: a) trasporto del conccio fino al fronte di avanzamento; b) posizionamento del carrello in assetto di varo; c) applicazione della resina e messa in posizione del conccio; d) messa in opera e tesatura cavi longitudinali provvisori; e) messa in opera delle due travi trasversali (dopo avere montato anche il conccio sull'altro lato) e tesatura dai cavi trasversali; segue l'installazione e la prima tesatura degli stralli.

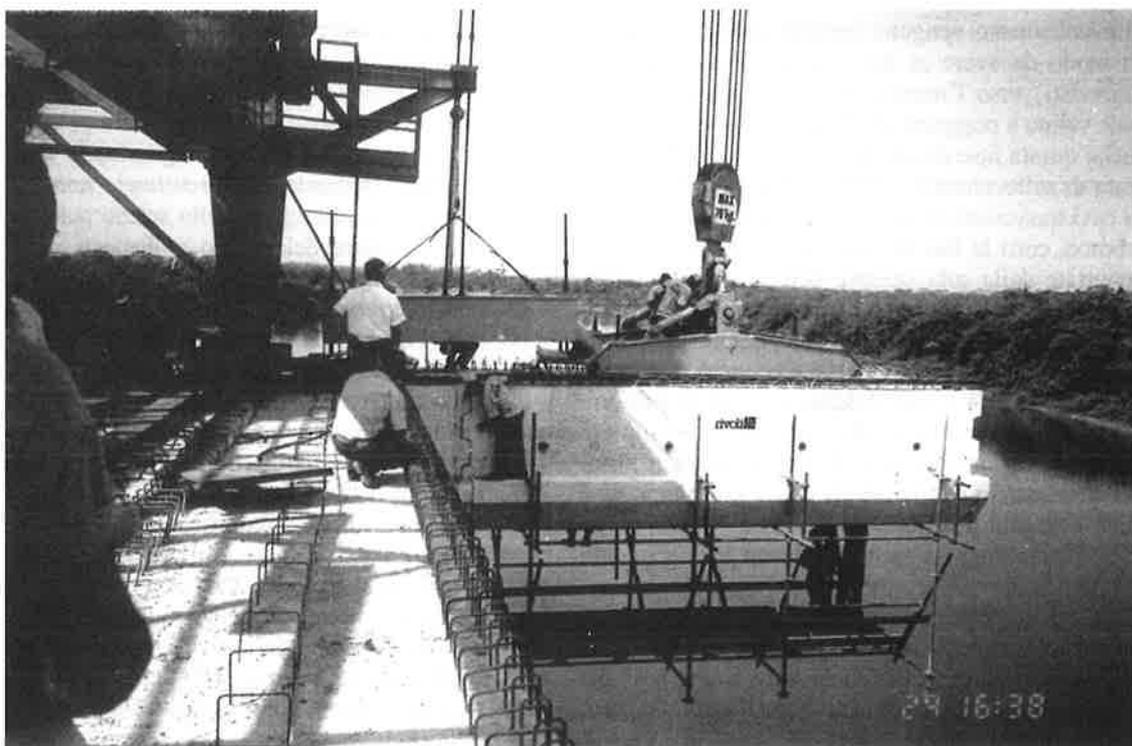


Fig. 6 – Montaggio di un conccio.

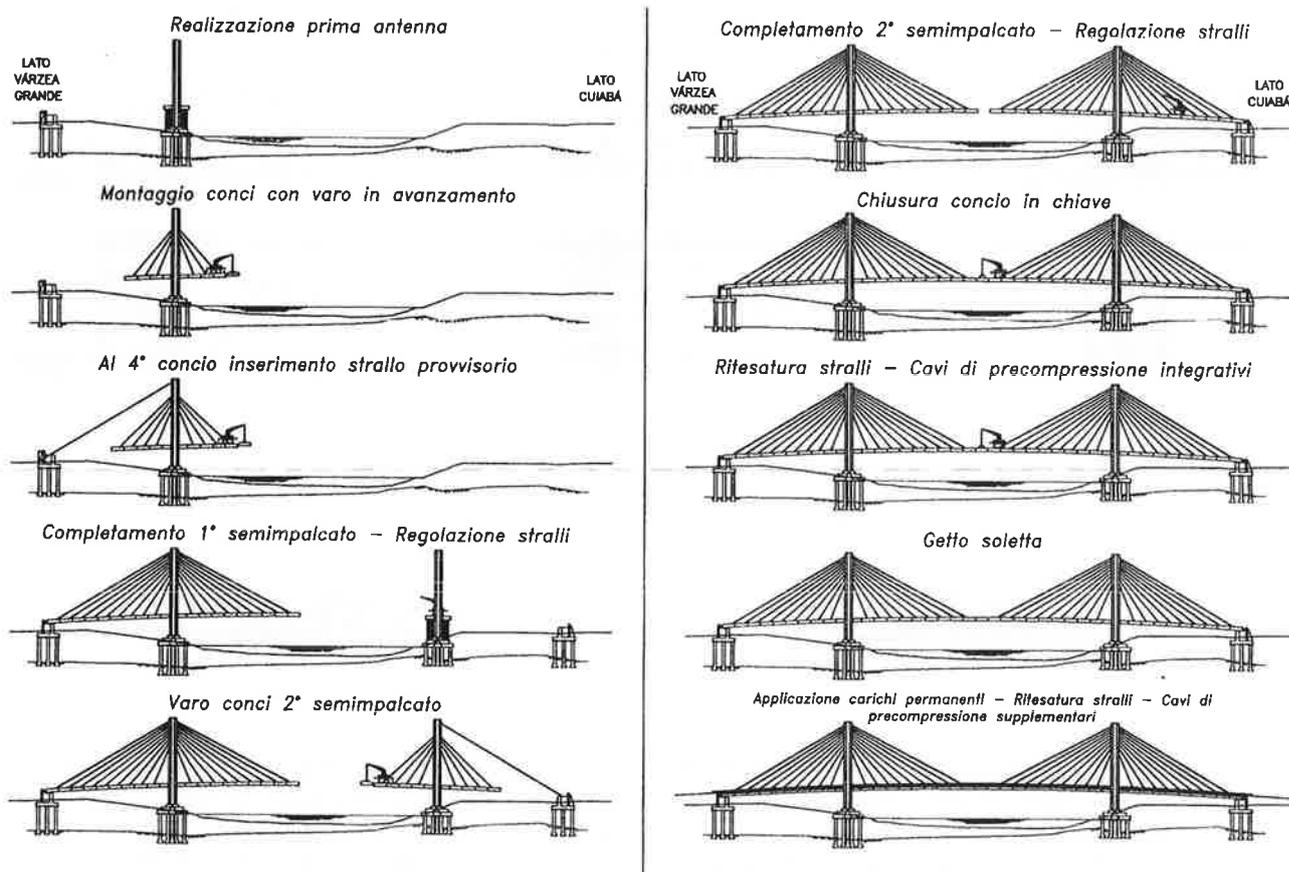


Fig. 7 – Fasi costruttive del ponte.

Per ogni avanzamento vengono montati quattro di questi conci, in modo da avere ai due estremi 2+2 elementi a sbalzo provvisti verso l'interno di una mensola continua sulla quale vanno a poggiare gli elementi trasversali a cassone. Anche questa fase di montaggio è svolta dalla stessa attrezzatura di sollevamento e varo. Segue la precompressione dei cavi trasversali e l'installazione degli stralli.

Per sbracci corti le fasi di temporaneo sbilanciamento sono sopportate dalla sola sezione dell'antenna. Essendo però l'antenna dimensionata con riferimento alla condizione di esercizio finale, che comporta situazioni meno gravose di quelle transitorie, a partire dal 4° concio si provvede a contrastare queste azioni mediante l'aggiunta di uno strallo provvisorio di riva che ancora la sommità dell'antenna alla sommità della spalla, montando per primi sempre i conci lato fiume. In questa nuova configurazione si prosegue fino alla posa dell'ultimo concio sulla spalla (Fig. 7). A quello stadio si ricomincia con la metà ponte posta sull'altra riva.

La sequenza adottata per la procedura di varo ha fortemente influito sul progetto dei conci prefabbricati, sia nella definizione della forma, delle dimensioni e dei pesi dei conci, sia nella successione delle fasi di precompressione.

Nel definire le fasi di precompressione, si doveva tenere conto che le condizioni di sollecitazione più gravose per l'impalcato si verificavano durante le fasi transitorie di varo.

La precompressione longitudinale dei conci è ottenuta mediante cavi rettilinei, non congruenti alla sezione, alloggiati nello spazio compreso tra le due nervature del concio e disposti secondo una matrice regolare di posizioni definita in modo da non interferire con stralli, armature e cavi trasversali (Fig. 8). Erano previste due serie di cavi: una prima serie di cavi corti provvisori che si riprendevano ad ogni concio, necessari per l'avanzamento, ed una seconda serie di cavi definitivi costituita da cavi lunghi, su tre-sette conci, che sostituivano i cavi provvisori a date fasi di avanzamento dell'impalcato, modificando l'intensità e l'eccentricità della precompressione.

Gli ancoraggi dei cavi sono stati ricavati nelle nervature trasversali principali mediante testate incassate per i cavi definitivi e testate esterne recuperabili per i cavi provvisori. I cavi provvisori sfruttavano, in parte, gli alloggiamenti previsti per i cavi definitivi.

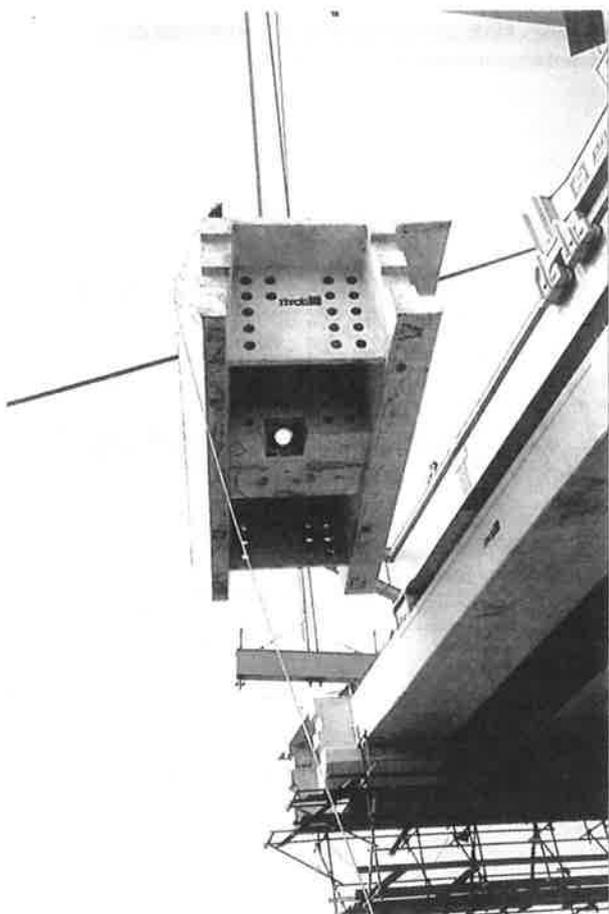


Fig. 8 – Concio tipico in fase di sollevamento; si nota-
no i fori per il passaggio dei cavi esterni longitudinali.

La chiusura in chiave è stata realizzata con una procedura che consentisse il corretto interfacciamento tra gli estremi dei due semiponti. Per ridurre gli effetti dei fenomeni differiti sulle antenne, si è applicata, tramite una coppia di martinetti, una distorsione longitudinale di 10 cm ai conci in chiave prima della loro solidarizzazione con getti di sutura.

La tesatura degli stralli e l'applicazione della precompressione definitiva sono state effettuate in più fasi intervallate dall'applicazione dei carichi sull'impalcato (p.p. soletta, carichi permanenti), in modo da contenere le massime sollecitazioni nell'impalcato durante le fasi transitorie (Fig. 7).

4. ANALISI STRUTTURALI

Sono state svolte analisi strutturali a diversi livelli: da semplici schemi a telaio piano, a più complessi modelli spaziali, ad analisi 3D di particolari costruttivi critici, quali le zone di ancoraggio degli stralli (Fig. 9). A progetto definito, sono state effettuate anche analisi nonlineari, di cui si riferisce in altri lavori.

Particolare attenzione è stata data allo studio delle fasi di precompressione e delle fasi di tiro e di regolazione degli stralli. Un quadro sintetico della complessità dell'evoluzione dello stato tensionale nell'impalcato associato all'evoluzione delle fasi costruttive, si trae dalla Fig. 10 che mostra l'andamento dei momenti flettenti lungo una trave longitudinale, al montaggio dei singoli conci.

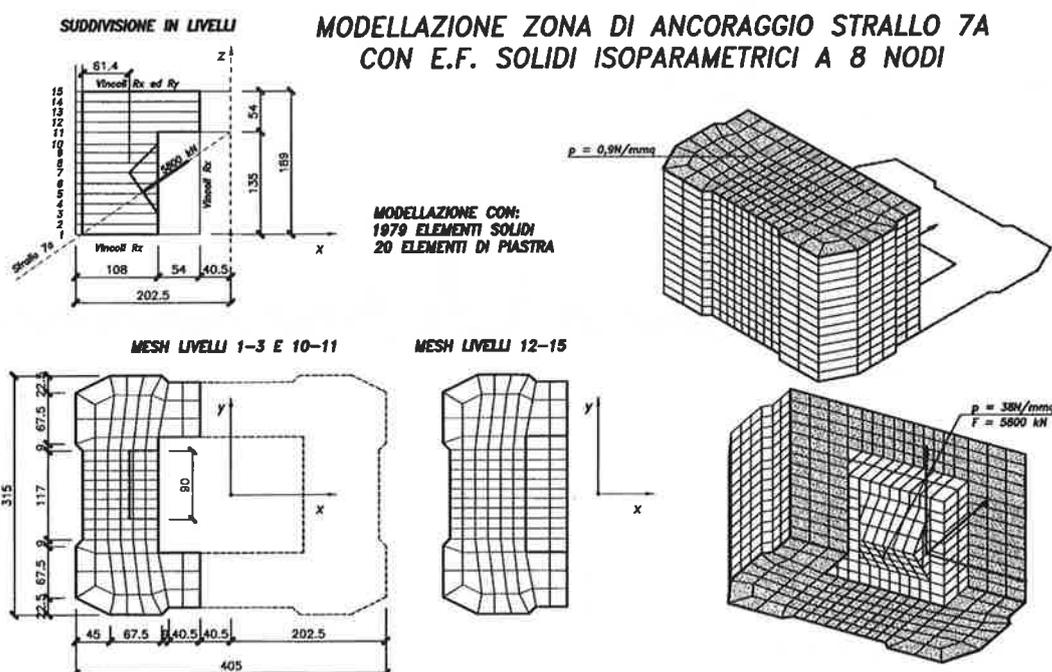


Fig. 9 – Modellazione con E.F. solidi del particolare di ancoraggio dello strallo nella parete dell'antenna.

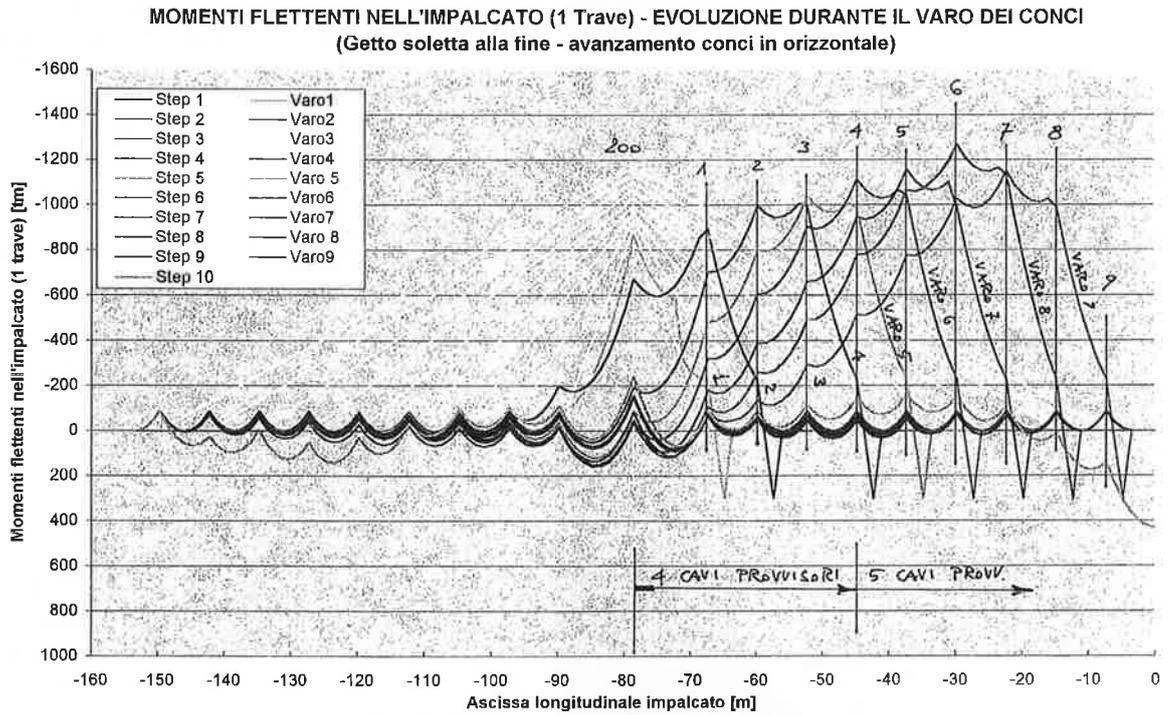


Fig. 10 - Andamento momento flettente nelle travi longitudinali d'impalcato nelle fasi di varo dei singoli conci,

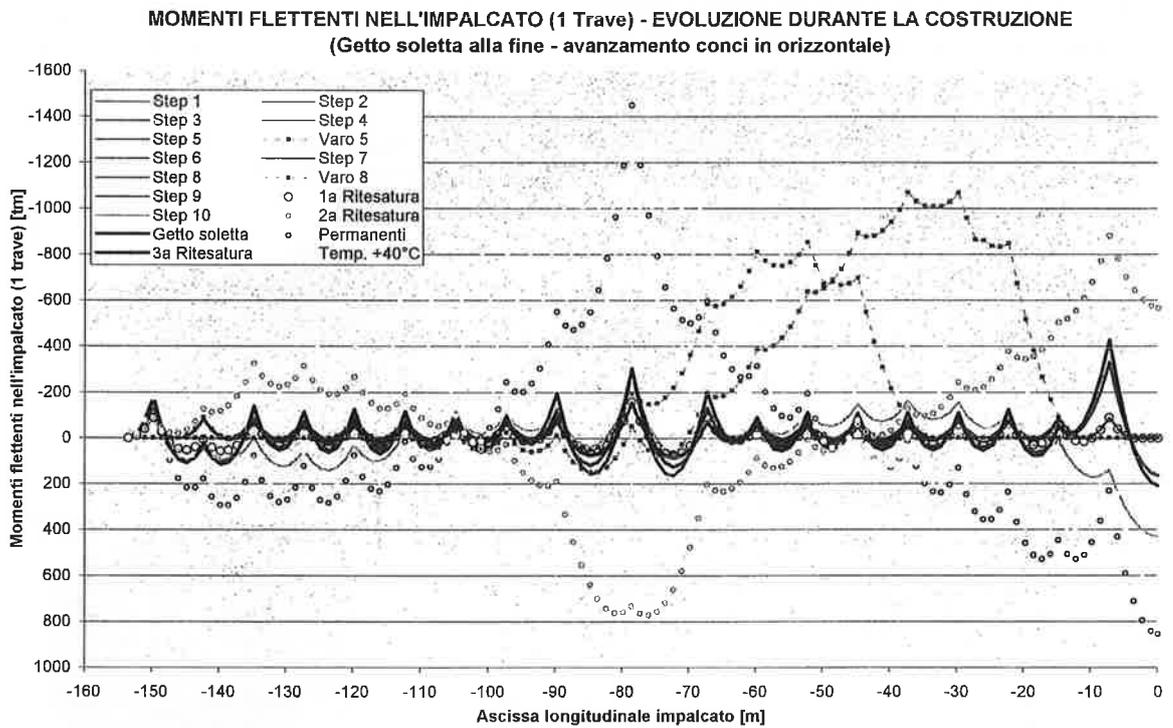


Fig. 11 - Andamento momento flettente nelle travi longitudinali d'impalcato nelle varie fasi di costruzione.

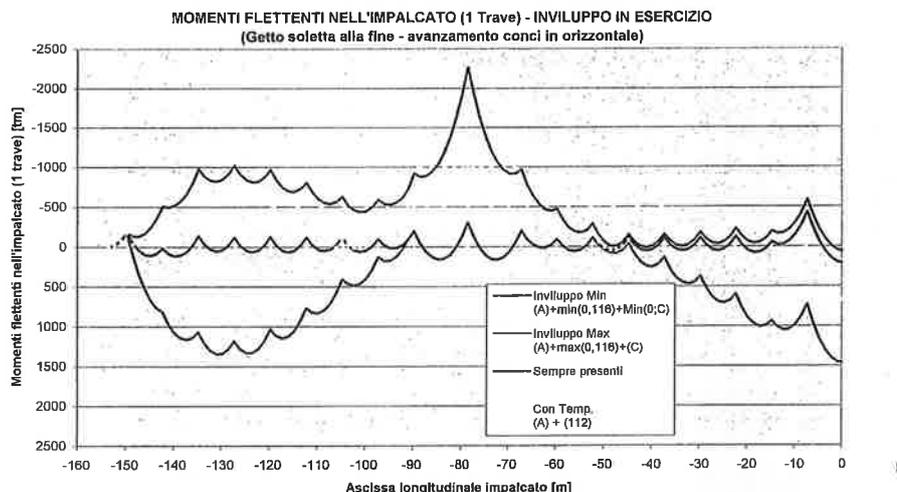


Fig. 12 – Andamento del momento flettente nelle travi longitudinali di impalcato nelle condizioni di esercizio (con soletta e collaborante).

La Fig. 11 mostra l'analogo andamento nelle varie fasi di costruzione e durante le fasi di tesatura e di carico dell'impalcato. La Fig. 12 mostra l'andamento associato allo stato di esercizio. Si può osservare la modesta entità dei momenti corrispondenti ai carichi fissi (sempre presenti) e, al contrario, la sensibile escursione tra valori positivi e negativi di momento dei tratti in campata corrispondente ai carichi accidentali.

5. TEMPI DI COSTRUZIONE

Al fine di standardizzare le fasi di montaggio e ridurre le lavorazioni contemporaneamente presenti sull'impalca-

to, il getto della soletta è stato realizzato solo dopo avere completato l'impalcato. In tal modo le fasi di montaggio si sono sviluppate alla velocità di 1 concio per settimana e l'intero impalcato è stato montato in 6 mesi (Fig. 13). Le successive fasi di chiusura in chiave, registrazione stralli, getto della soletta e completamento delle finiture hanno richiesto circa 5 mesi. I lavori sono iniziati nel febbraio 2000. Le antenne sono state impostate nell'agosto dello stesso anno. Le strutture sono state terminate nel dicembre 2001. La Fig. 14 mostra il varo dell'ultimo concio a sbalzo e la Fig. 15 mostra il ponte nella sua configurazione finale.



Fig. 13 – Profilo del ponte al completamento dell'avanzamento quando manca solamente il concio in chiave.



6. RESPONSABILI DEI LAVORI. ATTREZZATURE IMPIEGATE.

Amministrazione concedente: Dipartimento della Viabilità ed Opere Pubbliche (D.V.O.P.) dello Stato Del Mato Grosso (Brasile).

Concessionaria dei lavori ed impresa costruttrice: Rivoli S.p.A., Rivoli Veronese (VR)

Direzione tecnica dei lavori: Dott. Ing. Leonardo Capi (Rivoli S.p.A.)

Progettazione strutturale: Prof. Ing. Francesco Martinez y Cabrera – collaboratore Dott. Ing. Emanuele Barbera.

Stralli e Sistemi di Ancoraggio e di Precompressione: Tensacciai S.p.A. Milano

Appoggi e Giunti: ALGA, S.p.A., Milano.

Carro varo: De Nicola S.r.l., Cittadella (PD).

Fig. 14 – Varo dell'ultimo con-
cilio a sbalzo visto dal traverso
dell'antenna.



Fig. 15 – Il ponte nella configurazione finale.